



---

**SERIE GUÍAS DE CLASE**

**DISEÑO DE ESTRUCTURAS METALICAS**

**CARTILLA GUÍA DE CLASE PARA DISEÑO DE**

**ESTRUCTURAS METALICAS**

**VERSIÓN 01-01**

**ELABORÓ:**  
**MIGUEL ANGEL MEDINA TOVAR**

**DIRIGIÓ:**  
**ING. OSCAR RUIZ SUAREZ**  
**M.Sc Estructuras**

**BOGOTA, 2015**



**UNIAGRARIA**  
Fundación Universitaria Agraria de Colombia

LA U VERDE  
DE COLOMBIA

Facultad de Ingeniería



---

## PRESENTACIÓN

La Fundación Universitaria Agraria de Colombia (UNIAGRARIA) y en específico el programa de Ingeniería Civil le quiere presentar al estudiante, un documento con la información inicial de un temario que aplicado de la mejor manera le servirá de fundamento para desarrollar el proceso de aprendizaje durante su proceso de formación.

Este documento es resultado de la experiencia obtenida en la asignatura de estructuras metálicas y en la búsqueda de información complementaria para llegar a comprender cuál es la importancia del desarrollo de estos temas para los estudiantes de Ingeniería.

El objetivo primordial de esta guía es apoyar al docente en el desarrollo de sus clases y ofrecer a los estudiantes una ayuda en el aprendizaje de los conceptos vistos en clase y que tengan un mejor desarrollo en el futuro de la clase, a fin de mejorar el aprovechamiento del tiempo disponible y de esta manera maximizar el aprendizaje.

Se ha incluido material proveniente de diversas fuentes como se menciona anteriormente para que cumpla con las expectativas del programa de Ingeniería y en especial con la asignatura, se incluye un glosario que pretende aclarar cualquier duda que se presente durante el desarrollo de las actividades. Agradecimientos por todo el apoyo de los profesores del área y en especial la colaboración de los Ingenieros Rubén Darío Ochoa, Oscar Ruiz y Jonathan Estupiñan.

Facultad de Ingeniería



<b>INFORMACIÓN BÁSICA</b>			
<b>SEMESTRE</b>	<b>Decimo</b>	<b>AÑO</b>	<b>2015</b>
<b>INFORMACIÓN DOCENTE</b>			
<b>PROFESOR</b>	<b>Ing. Oscar Ruiz</b>		
<b>INFORMACIÓN DEL ALUMNO</b>			
<b>NOMBRES Y APELLIDOS</b>	<b>Miguel Angel Medina Tovar</b>		
<b>CODIGO</b>	<b>2122110</b>		
<b>JORNADA</b>	<b>Nocturna</b>		

Facultad de Ingeniería

Ilustración 1 Logotipo programa Ingeniería Civil



*Fuente: página web UNIAGRARIA*



## Contenido

Índice de ilustraciones .....	9
Índice de tablas .....	12
Índice de ecuaciones .....	12
Introducción .....	14
1. Conceptos preliminares .....	15
1.1. Diseño estructural .....	15
1.2. Diseño LRFD .....	16
1.3. Cargas de diseño .....	17
1.4. Definiciones.....	18
2. Aspectos básicos del acero estructural.....	20
2.1. Acero estructural .....	20
2.1.1. Ventajas del acero estructural .....	20
2.1.2. Desventajas del acero estructural.....	21
2.2. Propiedades del acero estructural .....	22
2.3. Perfiles estructurales .....	24
2.4. Ejemplos.....	27
2.4.1 Ejemplo 1 .....	27
2.4.2 Ejemplo 2 .....	28
2.4.3 Ejemplo 3 .....	29
3. Elementos a tensión .....	31
3.1. Tipos de áreas de la sección transversal de un miembro.....	31
3.2. Esfuerzos de tensión permisibles .....	36

Facultad de Ingeniería



3.3.	Alargamiento.....	36
3.4.	Ejemplos.....	38
3.4.1	Ejemplo 1 .....	38
3.4.2	Ejemplo 2 .....	39
3.4.3	Ejemplo 3 .....	40
3.4.4	Ejemplo 4 .....	41
3.4.5	Ejemplo 5 .....	41
3.4.6	Ejemplo 6 .....	42
4.	Elementos sometidos a compresión.....	44
4.1.	Concepto de miembro a compresión .....	44
4.2.	Resistencia básica de las columnas y pandeo flexionante .....	45
4.3.	Longitud efectiva .....	48
4.4.	Longitud efectiva en columnas que hacen parte de pórticos .....	50
4.5.	Pandeo local .....	52
4.6.	Pandeo torsionante .....	53
4.7.	Ecuaciones para columnas.....	54
4.8.	Ejemplos.....	55
4.8.1	Ejemplo 1.....	55
4.8.2	Ejemplo 2.....	57
4.8.3	Ejemplo 3.....	58
4.8.4	Ejemplo 4.....	60
4.8.5	Ejemplo 5.....	63
5.	Elementos sometidos a flexión simple .....	65
5.1.	Comportamiento de los elementos a flexión .....	65

Facultad de Ingeniería



5.2.	Parámetros para el diseño de elementos a flexión .....	68
5.2.1	Clasificación de los elementos .....	68
5.2.2	Momento variable.....	69
5.3.	Vigas compactas lateralmente soportadas.....	70
5.3.1.	Procedimiento de diseño elástico.....	71
5.4.	Ejemplos.....	74
5.4.1	Ejemplo 1 .....	74
5.4.2	Ejemplo 2.....	75
5.4.3	Ejemplo 3.....	76
5.4.4	Ejemplo 4.....	77
5.4.5	Ejemplo 5.....	79
5.4.6	Ejemplo 6.....	81
6.	Diseño de conexiones simples.....	82
6.1.	Conexiones pernadas.....	82
6.1.1	Pernos.....	82
6.1.2.	Uniones por aplastamiento .....	84
6.1.2.1.	Pernos a cortante.....	85
6.1.2.2.	Combinación de corte y tensión en pernos .....	85
6.1.2.3	Aplastamiento en las paredes de los elementos a unir .....	86
6.1.2.4	Bloque de cortante .....	87
6.1.3	Uniones por deslizamiento crítico .....	88
6.1.3.1	Conexiones por deslizamiento crítico para cargas mayoradas.....	89
6.2	Conexiones soldadas .....	90
6.2.1	Procedimiento para soldar .....	90

Facultad de Ingeniería



6.2.2	Posiciones para soldar .....	92
6.2.3	Tipos de soldadura .....	93
6.2.3.1	Soldaduras en filete .....	93
6.2.3.2	Soldaduras acanaladas .....	94
6.2.3.3	Soldadura de tapón o de agujero alargado .....	95
6.2.4	Diseño de soldadura .....	96
6.3	Ejemplos .....	98
6.3.1	Ejemplo 1 .....	98
6.3.2	Ejemplo 2 .....	100
6.3.3	Ejemplo 3 .....	102
6.3.4	Ejemplo 4 .....	102
6.3.5	Ejemplo 5 .....	104
7.	Manejo de Software SAP 2000 .....	105
7.1.	Presentación del programa .....	105
7.1.1	Ventajas del SAP 2000 .....	105
7.1.2	Desventajas del SAP 2000 .....	106
7.1.3	Presentación de la interface .....	106
7.2.	Proyecto estructural en SAP 2000 .....	108
7.2.1	Presentación del proyecto .....	109
7.2.2	Organización de la información .....	110
7.2.3	Calculo de datos del proyecto .....	111
7.2.4	Graficación del proyecto .....	112
7.2.5	Asignación de las propiedades de la estructura .....	114
7.2.6	Asignación de las cargas actuantes .....	119

Facultad de Ingeniería





7.2.7	Análisis y diseño .....	123
7.2.8	Elementos secundarios (vigas secundarias, viguetas, riostras y placas) .....	128
	Bibliografía .....	135

## Índice de ilustraciones

Ilustración 1	Logotipo programa Ingeniería Civil .....	4
Ilustración 2,	Curva esfuerzo-deformación (UTP) .....	22
Ilustración 3,	Principales perfiles estructurales (Universidad Nacional de Colombia) .....	25
Ilustración 4,	Ejemplos de perfiles más comunes (Valencia Clement, 2011) .....	26
Ilustración 5,	factores para el cálculo de $A_n$ en diagonales .....	32
Ilustración 6,	Ejercicio 3.1 .....	34
Ilustración 7,	Ejercicio 3.2 .....	37
Ilustración 8,	columna pandeada (Wikipedia, 2002) .....	44
Ilustración 9,	Demostración grafica carga de Euler (Valencia Clement, 2011) .....	46
Ilustración 10,	explicación del coeficiente K. (Bruce G. Johnston, 1986) .....	49
Ilustración 11,	resistencia de columnas (Bruce G. Johnston, 1986) .....	49
Ilustración 12,	Nomograma para cálculo de coeficiente K (NSR-10 TITULO. C) .....	51
Ilustración 13,	Ejemplo de pandeo local (totalwind.net) .....	52
Ilustración 14,	Pandeo torsional (Valencia Clement, 2011) .....	53
Ilustración 15,	Esquema de una viga IPE .....	65
Ilustración 16,	Etapa 1 comportamiento elástico de vigas (Valencia Clement, 2011) .....	66
Ilustración 17,	Etapa 2, fibras extremas llegan al límite elástico (Valencia Clement, 2011) .....	67

Facultad de Ingeniería



Ilustración 18, Etapa 3 y 4 Plastificación de la sección (Valencia Clement, 2011) .....	67
Ilustración 19, Valores para determinar el pandeo local de un elemento (Valencia Clement, 2011).....	69
Ilustración 20, Descripción grafica de un perno de alta resistencia (WJFajardo, 2014) .....	83
Ilustración 21, Explicación de una unión por aplastamiento (Universidad Nacional de Colombia) .....	84
Ilustración 22, desgarramiento de piezas metálicas .....	84
Ilustración 23, Iteración del esfuerzo tensión y cortante en pernos .....	86
Ilustración 24, Representación del esfuerzo de aplastamiento sobre las paredes (Takeuchi, 2007) .....	86
Ilustración 25, Efecto de bloque de cortante .....	88
Ilustración 26, esquema de arco con electrodo revestido ( <a href="http://www.decoranatural.com/">www.decoranatural.com/</a> ) .....	91
Ilustración 27, Esquema de arco con gas ( <a href="http://procesosmanufacturau4.weebly.com/">http://procesosmanufacturau4.weebly.com/</a> ) .....	92
Ilustración 28, procedimiento de soldar con arco sumergido ( <a href="http://www.demaquinasyherramientas.com">www.demaquinasyherramientas.com</a> ) .....	92
Ilustración 29, Posiciones para la aplicación de soldadura (Bruce G. Johnston, 1986) .....	93
Ilustración 30, Soldadura en filete .....	94
Ilustración 31, Detalle soldadura acanalada .....	94
Ilustración 32, Soldadura de tapón .....	95
Ilustración 33, Ejercicio 6.1 .....	97
Ilustración 34, Logo del programa SAP 2000 .....	105
Ilustración 35, Pantalla de inicio .....	106
Ilustración 36, Barra de herramientas auxiliar superior.....	108
Ilustración 37, Plano arquitectónico modelo.....	109
Ilustración 38, espectro de diseño .....	111
Ilustración 39, Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g (NSR-10 A.2.6).....	112
Ilustración 40, ventana de nuevo documento .....	112



Ilustración 41, Ventana de la estructura sin ajustar .....	113
Ilustración 42, Edición de grilla .....	114
Ilustración 45, Definición de materiales .....	115
Ilustración 46, Definición de secciones .....	116
Ilustración 43, Dibujo de elementos por medio de una grilla .....	117
Ilustración 44, Ubicación de todos los elementos estructurales .....	117
Ilustración 47, Asignación de apoyos en la cimentación .....	118
Ilustración 48, Asignación de elementos .....	119
Ilustración 49, ventana Load Pattern .....	120
Ilustración 50, Definición de la carga de sismo ( $S_a=0.563 g$ ) .....	120
Ilustración 51, Ejemplo definición de una combinación .....	121
Ilustración 52, Combinaciones de diseño .....	122
Ilustración 53, Asignación de cargas en los Frames .....	122
Ilustración 54, Verificación del tipo de análisis .....	123
Ilustración 55, diagrama de momentos de la estructura .....	124
Ilustración 56, Verificación de desplazamientos en los nodos. ....	125
Ilustración 57, Parámetros de diseño .....	126
Ilustración 58, Diseño de la estructura .....	126
Ilustración 59, Verificación de las reacciones .....	127
Ilustración 60, Reacciones .....	128
Ilustración 61, Ventana de dividir elementos. ....	129
Ilustración 62, Elementos secundarios (Vigas secundarias, Viguetas y riostras) .....	129
Ilustración 63, Ubicación de las áreas .....	130

Facultad de Ingeniería



Ilustración 64, Definición de elementos de área .....	131
Ilustración 65, Asignar áreas .....	132
Ilustración 66, Asignación de cargas a áreas .....	133
Ilustración 67, Diseño de elementos secundarios .....	134

### Índice de tablas

Tabla 1, Tipos de aceros estructural (Valencia Clement, 2011).....	24
Tabla 2, factor U para diferentes casos de elementos (Tabla F.2.4.3-1).....	33
Tabla 3, coeficiente K para los distintos tipos de apoyo (Galina, 2004) .....	48
Tabla 4, Factor de reducción de rigidez (FRR) (Valencia Clement, 2011) .....	52
Tabla 5, Relación de ancho espesor para perfiles a compresión (F.2.2.4-1 de la NSR-10) .....	53
Tabla 6, Tipos de tornillos más usados en Colombia y sus características (Garniet, 2013) .....	83
<b>Tabla 7, Mínima tensión para pernos que trabajan a deslizamiento critico (Valencia Clement, 2011).....</b>	<b>89</b>
Tabla 8, Tabla F.2.10.2-1 .....	95
Tabla 9, Tabla F.2.10.2-6 NSR-10.....	96
Tabla 10, Tamaño mínimo de soldaduras en filete Tabla F.2.10.2-4 .....	97
Tabla 11, Datos del proyecto .....	110

### Índice de ecuaciones

Ecuación 1, Ecuación del diseño LRFD (Valencia Clement, 2011).....	16
Ecuación 2, Área efectiva neta .....	31
Ecuación 3, Área efectiva neta en diagonales .....	32

Facultad de Ingeniería




---

Ecuación 4, cálculo del alargamiento (Valencia Clement, 2011) .....	37
Ecuación 5, Ecuación de Euler.....	45
Ecuación 6, Ecuación de esfuerzo de Euler.....	46
Ecuación 7, Ecuación de esfuerzo de Euler incluyendo el factor K.....	48
Ecuación 8, Relación de esbeltez .....	48
Ecuación 9, Ecuación para longitudes efectivas de pórticos (G) .....	50
Ecuación 10, Resistencia nominal a compresión .....	54
Ecuación 11, Resistencia Última a compresión.....	54
Ecuación 12, Calculo de esfuerzo critico caso 1.....	54
Ecuación 13, Calculo de esfuerzo critico caso 2.....	54
Ecuación 14, Momento antes del límite elástico .....	66
Ecuación 15, Momento del límite de fluencia .....	67
Ecuación 16, Momento plástico (NSR-10 F.2.6.2.1).....	68
Ecuación 17, Ecuación de coeficiente de momento variable (F.2.6.1-1) .....	69
Ecuación 18, Ecuación de resistencia .....	70
Ecuación 19, Resistencia por cortante .....	73
Ecuación 20, Resistencia a tensión de pernos .....	85
Ecuación 21, resistencia de diseño a tensión de un perno .....	85
Ecuación 22, resistencia nominal a tensión por unidad de área, modificada para incluir los efectos del esfuerzo cortante .....	85
Ecuación 23, Resistencia nominal de soldaduras.....	96



## Introducción

Colombia al ser un país en desarrollo hace pocos años ha comenzado a implementar la estructura metálica para edificaciones, torres, puentes entre otras estructuras. Debido a que hay demanda de construcción y diseño de estructuras metálicas es importante preparar al estudiante para que asuma la responsabilidad de diseñar una estructura metálica de acuerdo con la **NSR-10 (Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente-2010)**, este documento hace referencia a los parámetros que se deben tener en cuenta para la construcción de edificaciones en Colombia, cabe destacar que la **NSR-10**, no solo tiene los parámetros para el diseño de estructuras metálicas.

Esta cartilla está enfocada en el diseño LFRD, el cual es aplicado en la mayoría de los países del mundo y además el reglamento se enfoca en este método de diseño. El objetivo de esta cartilla es transmitir el conocimiento necesario al estudiante para que este en la capacidad de entender el comportamiento y diseño de los diferentes elementos que se involucran en una estructura metálica, junto con la ayuda del docente.

La cartilla destaca los conceptos básicos de los diferentes elementos estructurales y hace referencia a la norma **NSR-10**, y a otros documentos base que se pueden encontrar en la bibliografía de la cartilla.

## 1. Conceptos preliminares

### 1.1. Diseño estructural

El diseño estructural es un proceso por el cual el ingeniero calculista interpreta, analiza y genera datos proporcionados por el cliente y los factores externos los cuales dependen de las condiciones del lugar del proyecto y de la geometría del mismo, “cada diseñador utiliza un procedimiento de diseño diferente, pero hay una serie de etapas que de una u otra forma están siempre presentes en el proceso”<sup>1</sup>, de esta forma mostraremos estas etapas:

- **Selección del tipo de estructura:** Se debe tener en cuenta todas las variables que afectan la estructura de estudio y los requerimientos del cliente, para poder simular lo mejor posible las condiciones reales de la estructura y usar del mejor modo posible sus características geométricas, en la selección de la estructura se deben tener en cuenta lo siguiente:
  - Clasificación de la estructura dentro de los sistemas estructurales NSR-10 A.3.2.
  - Coeficiente de importancia según el uso de la estructura NSR-10 A.2.5.
  - Determinación de la configuración estructural NSR-10 A.3.3
  - Capacidad de disipación de energía NSR-10 A.3.1.3
  
- **Factores externos que afectan la estructura:** Teniendo en cuenta la selección del tipo de estructura, se deben involucrar factores externos a la estructura que pueden variar considerablemente la estructuración de la misma, estos factores son de vital importancia en el momento del diseño de los elementos estructurales:
  - Localización dentro de una de las zonas de amenaza sísmica según NSR-10 A.2.3.
  - Clasificación del suelo de soporte NSR-10 A.2.4.
  - Calculo del espectro de diseño para cargas horizontales NSR-10 A.2.6.
  - Identificación de las cargas que afecta a la estructura NSR-10 Capitulo B
  - Asignación de las combinaciones de cargas NSR-10 B.2
  
- **Diseño de los elementos:** Este es el paso en el cual se enfocara la siguiente guía, para ello se deben tener en cuenta tanto características de la estructura, como los factores externos que influyen en el diseño, siguiendo parámetros del capítulo F de NSR-10.

---

<sup>1</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 6

## 1.2. Diseño LRFD

Antes de introducirnos al diseño de LRFD debemos conocer las definiciones de los métodos de diseño elástico y plástico, casi todas las estructuras de acero existentes se diseñaron con métodos elásticos. El proyectista estima las cargas de trabajo o de servicio, es decir, las cargas que la estructura tiene que soportar y diseñar los elementos estructurales con base en ciertos esfuerzos admisibles. Estos por lo general son una fracción de los esfuerzos máximos de fluencia. Aunque el término “diseño elástico” se usa comúnmente para describir este método, los términos diseño por esfuerzos admisibles o diseño por esfuerzos de trabajo son más apropiados que hablar de diseño elástico. Muchas de las especificaciones de este método se basan en el comportamiento plástico o en la resistencia última y no en el comportamiento elástico<sup>2</sup>.

El diseño con factores de carga y resistencia (LRFD, por sus siglas en inglés) es una metodología más apropiada para el diseño de las estructuras de acero, que el diseño por esfuerzos permisibles. “Envuelve consideraciones explícitas de estados límite, múltiples factores de carga, factores de resistencia, y una determinación probabilística implícita de la confiabilidad. La designación LRFD refleja el concepto de factorizar tanto las cargas como las resistencias”<sup>3</sup>. En resumidas cuentas para explicar el diseño LRFD mejor, podemos hacerlo por medio de la siguiente ecuación:

$$\sum_{i=1}^j \gamma_i * Q_i \leq \phi * R_n$$

**Ecuación 1, Ecuación del diseño LRFD (Valencia Clement, 2011)**

$\Sigma$	= Sumatoria para los diferentes tipos de carga
$i$	= Tipo de carga: Carga muerta, viva, etc.
$Q_i$	= efecto nominal de la carga.
$\gamma_i$	= factor de carga correspondiente a $Q_i$
$\Sigma \gamma_i * Q_i$	= resistencia requerida
$\phi$	= Factor de resistencia correspondiente a $R_n$
$R_n$	= Resistencia nominal
$\phi * R_n$	= Resistencia de diseño

<sup>2</sup> (McCormac, 2002) P. 51

<sup>3</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 8





El término de la izquierda representa la resistencia que se requiere, este dato sale después de haber hecho el análisis estructural de la estructura en conjunto junto con todas las combinaciones de carga las cuales veremos más adelante, y el término de la derecha corresponde a la resistencia del elemento después de haber aplicado los respectivos coeficientes de reducción de resistencia, según ensayos de laboratorio.

### 1.3. Cargas de diseño

El propósito de los factores de carga es incrementarlas para tomar en cuenta las incertidumbres de las cargas que se espera debe resistir la estructura. El valor del factor de carga muerta es menor que el usado para cargas vivas, ya que los ingenieros pueden estimar con más precisión las magnitudes de las cargas muertas que las de las cargas vivas. Respecto a esto el lector notara que las cargas que permanecen fijas durante largos periodos varían en menos magnitud que aquellas que se aplican por cortos periodos, tales como las cargas de viento.

Las especificaciones del método LRFD presentan factores de carga o cargas factorizadas y combinaciones que fueron establecidas por la NSR-10 B.2.4.2, para el diseño de los elementos de acero por el método de resistencia última, que se muestran a continuación:

1) $1.4D$	(B.2.4-1)
2) $1.2D+1.6L+0.5(Lr \text{ ó } G \text{ ó } Le)$	(B.2.4-2)
3) $1.2D+1.6(Lr \text{ ó } G \text{ ó } Le)+(L \text{ ó } 0.5W)$	(B.2.4-3)
4) $1.2D+1.0W+1.0L+0.5(Lr \text{ ó } G \text{ ó } Le)$	(B.2.4-4)
5) $1.2D+1.0E+1.0L$	(B.2.4-5)
6) $0.9D+1.0W$	(B.2.4-6)
7) $0.9D+1.0E$	(B.2.4-7)

Dónde:

$D$  = Carga Muerta consiste en: a) peso propio del elemento, b) peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son permanentemente soportados por la estructura a analizar, incluyendo muros y particiones de espacios, c) peso de equipos permanentes.

$L$  = Cargas vivas debidas al uso y ocupación de la edificación, incluyendo cargas debidas a objetos móviles, particiones que pueden ser cambiadas de sitio.  $L$  incluye cualquier reducción que se permita según capítulo B de NSR-10. Si se toma en cuenta las cargas de impacto de cualquier clase debe ser tenida en cuenta en las cargas  $L$ .

$Lr$  = Carga viva sobre la cubierta

$G$  = Carga debida a granizo, sin tener en cuenta la contribución del empozamiento.

$Le$  = Carga de empozamiento del agua

$W$  = Carga de viento

Facultad de Ingeniería



E = Fuerza sísmica reducida de diseño ( $E = F_s/R$ ), donde  $F_s$  es la fuerza sísmica según capítulo A.

R = Coeficiente de disipación de energía.

## 1.4. Definiciones

Debido a que en el medio del diseño estructural hay tantas palabras claves que se deben aprender y conocer para poder hablar en un mismo lenguaje con los demás diseñadores, por esta razón daremos un breve recorrido por algunos de los términos más comunes:

- **Diseño general:** Es la etapa del proyecto en la cual se le entrega al cliente los planos correspondientes a localización de elementos, secciones de los elementos más relevantes, el objetivo de esta etapa es mostrar cuanto será el peso aproximado de la estructura y que tipo de sistema estructural será usado. Esta etapa debe ser coordinada con las demás especialidades que deben trabajar en el proyecto.
- **Diseño de taller:** Es aquel que muestra en detalle cada uno de los elementos de la estructura. Incluye, pero sin limitarse a ello, la forma geométrica, las dimensiones, los cortes, perforaciones, empalmes y en general los detalles necesarios para fabricar el conjunto.
- **Aleta:** Elementos de sección rectangular, situado ortogonalmente al alma de una viga en I.
- **Viga I:** Es un elemento metálico el cual está formado por un alma y dos aletas formando la forma de una I mayúscula.
- **Alma:** Placa que une las aletas. Usualmente tiene sección constante a lo largo de la viga, pero puede ser variable su altura.
- **Celosía:** Término que incluye los elementos estructurales constituidos por barras o miembros esbeltos conectados únicamente en sus extremos, barras que por lo general están cargadas axialmente.
- **Armadura (Cercha):** Elemento estructural plano de celosía cuyas cuerdas superior e inferior no son paralelas en alzado, utilizado como elemento principal en cubiertas. Generalmente se apoya en columnas de concreto, o metálicas en ciertos casos, pero con apoyos de primer orden (articulados) y de segundo orden (en rodillo), en cada extremo.
- **Contra flecha:** Curvatura que se le realiza a un elemento estructural posicionado de forma horizontal, para equilibrar las deformaciones causadas por el efecto de las cargas gravitacionales.
- **Cuerda:** Dícese del conjunto de barras superiores e inferiores de una cercha.
- **Correa:** Elemento estructural el cual soporta las cargas de la cubierta y las transmite directamente a las cerchas que pueden ser con celosía o con armadura dependiendo de la luz.
- **Cumbrera:** Línea horizontal y más elevada de una cubierta, formada por la intersección de las dos cuerdas superiores.
- **Diagonal:** Elemento estructural no vertical que forman parte de las estructuras de celosía.
- **Ménsula:** Voladizo de luz muy corta en el cual se apoya otro elemento. La principal sollicitación en las ménsulas son las fuerzas cortante, aunque en algunos casos también hay flexión.
- **Pendolón:** Elemento vertical muy esbelto, que solo puede resistir cargas de tensión. Puede ser un elemento principal, como en el caso de los elementos que unen los arcos de los puentes con las vigas horizontales, o secundarios en los casos de las cerchas de la cubierta.

Facultad de Ingeniería



- **Peralte:** Dimensión total entre caras externas de las aletas inferior y superior de una viga en el sentido vertical.
- **Pórtico:** Elemento estructural plano de alma llena o celosía, compuesto por una o varias vigas rígidamente conectadas a las columnas.
- **Riostra:** Elemento que trabaja a tensión o a compresión, y que al estar ligado a una estructura de mayor rigidez le da mejor estabilidad.
- **Templete:** Elemento que trabaja a tensión, que permite alinear las correas en el montaje y estabilizarlas durante la etapa de servicio.
- **Viga Acartelada:** Viga de peralte variable<sup>4</sup>.
- **Desgarramiento:** En una conexión, estado límite que involucra rotura por tensión a lo largo de una(s) línea(s) de esfuerzos y fluencia o rotura por cortante a lo largo de otra(s) línea(s) de esfuerzos (Capítulo F.2).
- **Radio giro:** Describe la forma en la cual el área transversal o una distribución de masa se distribuye alrededor de su eje centroidal. Concretamente es el valor medio cuadrático de distancia de los puntos de la sección o la distribución de masa respecto a un eje que pasa por el centro de la misma<sup>5</sup>.

---

<sup>4</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 20

<sup>5</sup> (Wikipedia, 2002)

## 2. Aspectos básicos del acero estructural

### 2.1. Acero estructural

Es el material estructural más usado para construcción de estructuras en el mundo. Es fundamentalmente una aleación de hierro (mínimo 98 %), con contenidos de carbono menores del 1 % y otras pequeñas cantidades de minerales como manganeso, para mejorar su resistencia, y fósforo, azufre, sílice y vanadio para mejorar su soldabilidad y resistencia a la intemperie. Es un material usado para la construcción de estructuras, de gran resistencia, producido a partir de materiales muy abundantes en la naturaleza<sup>6</sup>.

#### 2.1.1. Ventajas del acero estructural

Si una persona viaja por el mundo sobre todo en los países más desarrollados se dará cuenta que muchas de las grandes estructuras son realizadas en acero desde hace mucho tiempo. La gran ventaja que ofrece este material, tal vez el más versátil y con las mejores propiedades de todos los materiales de construcción, parece más razonable cuando se considera su gran resistencia, ductilidad, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades convenientes. A continuación veremos algunas propiedades del acero estructural y entenderemos las razones por el cual es considerado uno de los mejores materiales de construcción:

- **Alta resistencia:** La alta resistencia por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras; esto es de gran conveniencia para puentes de grandes luces, edificios de gran altura y edificaciones con un deficiente suelo portante.
- **Uniformidad:** Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo como es el caso de las estructuras en concreto reforzado y la madera.
- **Elasticidad:** El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que son utilizados en la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastantes altos. Los momentos de inercia de una estructura pueden calcularse exactamente, en tanto que en los valores para una estructura en concreto reforzado son relativamente imprecisos y con un grado de incertidumbre, porque está conformado por varios materiales.
- **Durabilidad:** Si el mantenimiento de las estructuras construidas en acero es de calidad y con una frecuencia entre los 5 y 10 años, la estructura puede durar indefinidamente, esto depende de los factores externos a la misma.

---

<sup>6</sup> (Universidad Nacional de Colombia)



- **Ductilidad:** Esta propiedad caracteriza a los materiales los cuales pueden soportar grandes deformaciones sin llegar a la falla. Cuando se prueba a tensión un acero con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable en la sección transversal y un alargamiento en el punto de falla antes de presentarse fractura.
- **Tenacidad:** Los aceros estructurales son tenaces, es decir poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero que es cargado hasta que sufre grandes deformaciones tiene la capacidad de seguir resistiendo cargas mayores sin llegar a la falla.
- **Ampliaciones de estructuras existentes:** Las estructura de acero se adaptan muy bien a posibles adiciones de otros elementos, que puedan ser añadidas en un futuro.<sup>7</sup>
- **Rápida instalación:** Debido a que los elementos ya tienen secciones definidas prácticamente el proceso constructivo de las estructuras en acero estructural se convierte en colocar los elementos en el lugar donde corresponde y realizar las conexiones según los planos estructurales.

### 2.1.2. Desventajas del acero estructural

Presentaremos algunas de las desventajas del acero estructural en la construcción:

- **Costo de mantenimiento:** La mayoría de los aceros es muy susceptible a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua, debido a esto se deben pintar periódicamente con pinturas anticorrosivas. El uso de aceros impermeabilizados para ciertas aplicaciones, tiende a eliminar este costo.
- **Costo de la protección contra el fuego:** Aunque los miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. Han ocurrido muchos incendios en inmuebles vacíos en los que el único material combustible era el mismo inmueble. Debido a esto se debe prever una protección contra el fuego en los elementos de acero estructural.
- **Susceptibilidad al pandeo:** Cuanto más altos y esbeltos sean los miembros a compresión o flexo compresión, es mayor la posibilidad de que el miembro se pandee. Como se indicó previamente, el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al usarse como columnas no resulta muy económico ya que debe tener secciones muy grandes y de pared gruesa para evitar los efectos de pandeo o se deben utilizar elementos adicionales como es el caso de atizadores.
- **Fatiga:** Otro de los inconvenientes con el acero estructural es que su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de cambios de magnitud de las cargas aplicadas.

---

<sup>7</sup> (McCormac, 2002) P. 2

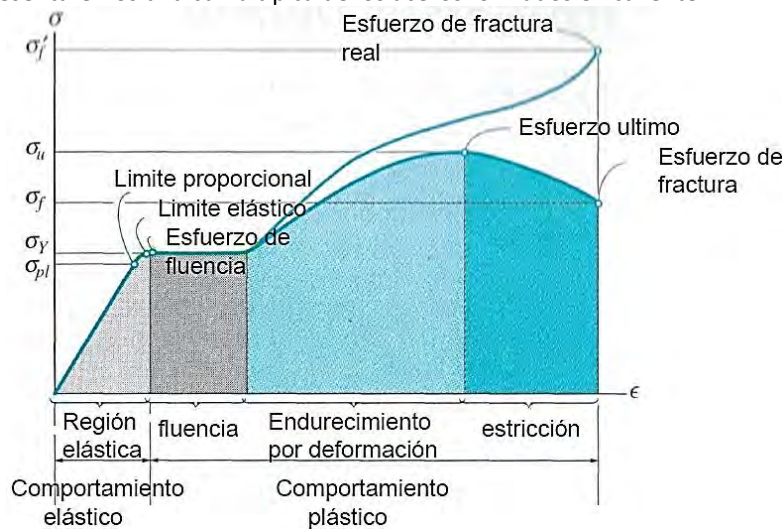
- **Fractura frágil:** Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la falla frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación.<sup>8</sup>
- **Costos del acero en Colombia:** El costo de la materia prima de un proyecto se convierte en un punto clave, en Colombia el costo de la construcción con acero es elevado con respecto al concreto reforzado, muchos de los profesionales han dado una relación de 3 veces el costo con respecto al concreto reforzado.

## 2.2. Propiedades del acero estructural

Teniendo en cuenta las ventajas del acero con respecto a los otros materiales de construcción de edificaciones, es importante saber que el acero presenta la misma resistencia a tensión que a compresión.

Luego de conocer esto se repasaran algunos de los conceptos básicos de resistencia de materiales, relacionados con el comportamiento del acero, para lo cual resulta muy útil revisar la curva esfuerzo-deformación de este material.<sup>9</sup>

En un ensayo de tensión simple, que se realiza por medio de un ensayo llamado tensión de barras, una barra es cargada gradualmente hasta llegar a la rotura. Mediante el proceso de aumento de carga se mide el alargamiento de la barra, y se tabulan los datos llegando a graficar una curva llamada esfuerzo-deformación. A continuación presentaremos una curva típica de los aceros formados en caliente.



<sup>8</sup> (McCormac, 2002) P. 3

<sup>9</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 28

La curva esfuerzo-deformación de un acero estructural como lo vemos en la ilustración 2, se caracteriza por la existencia de una zona elástica en la que los esfuerzos están linealmente relacionados con las deformaciones, seguida por una región llamada plástica, en donde tienen lugar deformaciones grandes sin variación notable de esfuerzos, seguido de una zona llamada de endurecimiento por deformación, en la que se ve nuevamente incrementos de esfuerzos a medida que crece la deformación pero en una escala mayor de deformaciones y finalmente una zona de falla.

La deformación unitaria que precede a la zona de endurecimiento por deformación es de diez a veinte veces mayor que la presente en la zona elástica, lo cual significa que si una barra es cargada hasta inducir un esfuerzo igual al de la fluencia sufrirá grandes deformaciones, sin incrementos de carga, hasta cuando se alcance la zona de endurecimiento. La fluencia inicial no es necesariamente la falla, por el contrario, la capacidad de fluir localmente es una cualidad que gran utilidad en los elementos estructurales, pero en muchos casos constituye un límite estructural<sup>10</sup>.

Con la ayuda de la curva esfuerzo-deformación podemos explicar más fácilmente todas las propiedades del acero estructural, las cuales son de vital importancia para entender el procedimiento del diseño estructural;

- **Esfuerzo de fluencia,  $F_y$ :** Esfuerzo para el cual las deformaciones presentan grandes incrementos, sin que haya aumento correspondiente del esfuerzo. Para los aceros de uso corriente, este valor se encuentra entre 230 MPa y 700 MPa, siendo los más comunes 250 MPa, correspondientes al acero NTC 1920 (ASTM A-36), y 345 MPa el del acero NTC 1985 Gr 50 (ASTM 514).
- **Resistencia a la tensión,  $F_u$ :** Se define como el cociente entre la carga axial máxima que puede resistir una barra y el área de la sección transversal original. Es conocido comúnmente como esfuerzo último. Este esfuerzo varía entre 4000-550 MPa (acero NTC1920 equivale a ASTM A36) y 800 MPa (acero NTC 4014, equivalente a ASTM 514).
- **Módulo de elasticidad,  $E$ :** Relación entre el esfuerzo y la deformación en la región elástica de la curva esfuerzo-deformación. Este valor, que se determina por medio de la pendiente de dicha porción elástica del diagrama, es prácticamente igual para todos los aceros y se ha establecido en  $E=200.000$  MPa.
- **Relación de Poisson,  $\mu$ :** Es la relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal, bajo una carga axial dada. Este varía en el acero entre 0.25 y 0.33, tomando un valor para diseño de 0.30.
- **Módulo de Rigidez o (de cortante),  $G$ :** Es la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación unitaria por cortante, dentro del rango elástico; su valor es función de la relación de Poisson, pero usualmente, pero generalmente se trabaja con  $G=70.000$  MPa.<sup>11</sup>

---

<sup>10</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 28

<sup>11</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 29

Teniendo en cuenta lo anterior podemos entrar a definir las clases de acero estructural que se maneja, y sabiendo que para el diseño de los elementos estructurales de un proyecto se debe prever que el acero especificado en memorias y planos sea comercial y fácil de conseguir, porque en casos donde se requiera realizar importaciones de elementos de alta resistencia se deben prever los costos del transporte. Por lo general el acero más corriente en Colombia es el ASTM-A36, que en comparación con los aceros modernos es de baja resistencia, la utilización de aceros comerciales es conveniente para facilidad de la realización del proyecto, pero en casos donde se tienen cargas especiales y luces muy grandes puede dar como resultado elementos de dimensiones muy grandes y difícil manipulación, por eso el diseñador debe conocer en qué momentos se usan aceros corrientes y en que otros de deben usar aceros de alta resistencia, a continuación presentaremos una tabla con las principales propiedades de los aceros permitidos en la NSR-10:

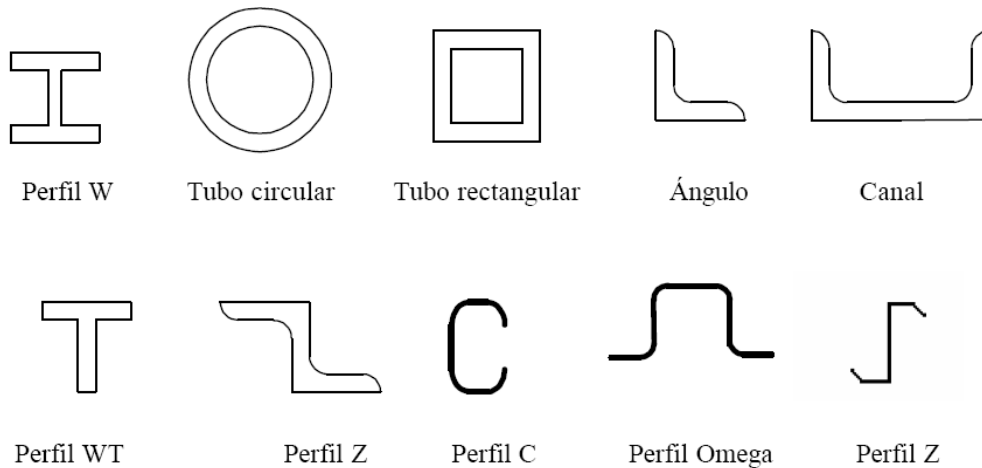
TIPO DE ACERO	DESIGNACION NTC	DESIGNACION ASTM	Fy (Mpa)	ESPESOR (mm)		
Al carbón	NTC 1920	A-36	250	≤200		
			220	>200		
/+ manganeso	NTC 4007	A-529	290	≤13		
			350	≤38		
Alta resistencia baja aleación	NTC 1985	A-572	G 42	Gr 42	290	≤150
			G 50	Gr 50	350	≤100
			G 60	Gr 60	415	≤32
			G 65	Gr 65	450	≤32
/+ Resistencia a la corrosión	NTC 1950	A-242	290	38 - 125		
			320	19 - 38		
			350	<19		
	NTC 2012	A-588	290	125 - 200		
			320	100 - 125		
			350	≤100		
Aleaciones templadas y revenidas	NTC 4014	A-514	625	64 - 150		
			695	≤ 64		

**Tabla 1, Tipos de aceros estructural (Valencia Clement, 2011)**

### 2.3. Perfiles estructurales

La industria de la construcción ha estandarizado ciertos elementos de acero con formas y propiedades conocidas para facilitar a calculistas, productores y constructores hablar un lenguaje común.





**Ilustración 3, Principales perfiles estructurales (Universidad Nacional de Colombia)**

Los perfiles que aparecen con doble trazo pueden ser laminados en caliente o ensamblados. Los primeros se obtienen al calentar la materia prima, denominada palanquilla, y que consiste en grandes bloques de acero, hasta hacerla fluir para darle la forma correspondiente. Los segundos, es decir los perfiles ensamblados, se obtienen a partir de láminas que se sueldan entre sí. De esta última forma se han producido en el país los perfiles más pesados, dado que la producción de perfiles laminados en caliente se ha limitado principalmente a ángulos y a otros de bajo peso.

Los perfiles que aparecen en la ilustración 3 en un solo trazo grueso, son perfiles obtenidos a partir de lámina delgada, que se dobla en frío. Sus espesores están entre los 0,9 y los 3 mm. Los espesores menores se obtienen en procesos de laminado en frío, que consisten en reducir su espesor por medios mecánicos (se va pasando la lámina por entre grandes rodillos que le aplican gran presión) hasta obtener el deseado<sup>12</sup>. A continuación veremos algunos claros ejemplos:

<sup>12</sup> (Universidad Nacional de Colombia)

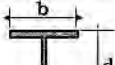


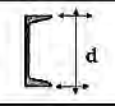
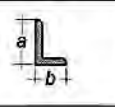


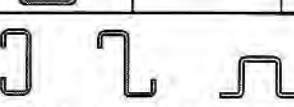
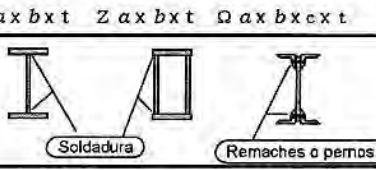

Tipo	Sección transversal	Ejemplo de designación	Observaciones
Doble T		HEA 320	Perfil europeo, $b = d = 320$ mm
Perfil I		W 14 x 426	Perfil ASTM con Peralte nominal = 14 pg Peso = 426 lb/pie
Perfil W		IPE 450 W 24 x 76	Perfil europeo, $b < d$ Perfil ASTM con Peralte nominal = 24 pg Peso = 76 lb/pie
Canal		C 12 x 30	Perfil canal de 12 pg de peralte y 30 lb/pie de peso.
Ángulo o angular		L 4 x 3 x 1/2 L 100 x 75 x 6	$a = 4$ pg, $b = 3$ pg, $t = 1/2$ pg. $t$ , el espesor, es constante. Usualmente las dimensiones son en pg, pero en Colombia a veces se dan en mm.
Tubo		$\phi$ 4 Sch 40	Diámetro nominal = 4 pg (el Dext es mayor de 4 pg); Sch (Schedule) es ref. comercial
		$\phi$ 75 x 3.5	Dext = 75 mm, $t = 3,5$ mm
Tubular		$\square$ 150 x 50 x 4	Sección rectangular hueca de 150 x 50 mm de lados y 4 mm de espesor.
Perfiles de lámina doblada en frío	 $C a \times b \times t$ $Z a \times b \times t$ $\Omega a \times b \times c \times t$		En donde: $a, b, c$ son las dimensiones de las caras y $t$ el espesor.
Perfiles ensamblados	 Soldadura      Remaches o pernos		
Barras	 Redondos      Cuadrados      Platinas		

Ilustración 4, Ejemplos de perfiles más comunes (Valencia Clement, 2011)

Los perfiles laminados se encuentran normalizados, y sus características pueden encontrarse en los manuales de diseño o en los catálogos de los principales fabricantes. Las normalizaciones más utilizadas en el mundo son la norteamericana que se pueden consultar en el manual de (AISC, 2007) y la europea incluida en el eurocode (EUROCODE, 1994), y la que muchos distribuidores en el país suministran catálogos, debido a que por razones económicas es la de mayor uso en Colombia<sup>13</sup>.

<sup>13</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 31

## 2.4. Ejemplos

### 2.4.1 Ejemplo 1

Un sistema de piso tiene secciones IPE-600 separadas cada 2.40 m entre centros que soportan una carga muerta de piso  $1.6 \text{KN/m}^2$  y una carga viva de  $1.8 \text{KN/m}^2$ . Determine la carga crítica o gobernante que cada viga debe soportar.

#### Solución

- 1) Determinar el peso que va a soportar cada viga

$$\text{Area aferente} = 2.40\text{m}$$

$$W \text{ viga} = 1.22 \text{ KN/m} \quad (W = \text{Peso propio segun tabla de perfiles de los proveedores})$$

$$\text{Carga muerta}(W + \text{carga muerta adicional}) = 1.22 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + \left(1.6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 2.40\text{m}\right) = 5.06 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga viva} = 1.8 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 2.40\text{m} = 4.32 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

- 1) Identificar las combinaciones según NSR-10, que aplican para estas cargas, a continuación se subrayaron las combinaciones que aplican para estas cargas.

- |  |           |
|--|-----------|
| 8) <u>1.4D</u>                             | (B.2.4-1) |
| 9) <u>1.2D+1.6L+0.5(Lr ó G ó Le)</u>       | (B.2.4-2) |
| 10) 1.2D+1.6(Lr ó G ó Le)+(L ó 0.5W)       | (B.2.4-3) |
| 11) <u>1.2D+1.0W+1.0L+0.5(Lr ó G ó Le)</u> | (B.2.4-4) |
| 12) 1.2D+1.0E+1.0L                         | (B.2.4-5) |
| 13) 0.9D+1.0W                              | (B.2.4-6) |
| 14) 0.9D+1.0E                              | (B.2.4-7) |

Se subrayaron las cargas que aplican para este tipo de cargas

$$U1 = 1.4 * \left(5.06 \frac{\text{KN}}{\text{m}}\right) = 7.08 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$U2 = \left(1.2 * 5.06 \frac{\text{KN}}{\text{m}}\right) + \left(1.6 * 4.32 \frac{\text{KN}}{\text{m}}\right) = 12.98 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$U4 = \left(1.2 * 5.06 \frac{\text{KN}}{\text{m}}\right) + \left(1.0 * 4.32 \frac{\text{KN}}{\text{m}}\right) = 10.39 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

- 2) Identificar la carga Crítica

$$U1 < U4 < U2$$

Facultad de Ingeniería

$$Carga\ crítica = U2 = 12.98 \frac{KN}{m}$$

### 2.4.2 Ejemplo 2

Un sistema de cubierta plana con perfiles IPE-400 separadas a 2.70m entre centros, va a usarse para soportar una carga muerta de 1.6KN/m<sup>2</sup>, una carga viva de techo de 1.0KN/m<sup>2</sup> y una carga de viento de 0.8KN/m<sup>2</sup>. Calcule la carga factorizada crítica.

#### Solución

- 2) Determinar el peso que va a soportar cada viga

$$W\ viga = 0.85\ KN/m$$

$$Carga\ muerta = 0.85 \frac{KN}{m} + \left(1.6 \frac{KN}{m^2} * 2.70m\right) = 5.17 \frac{KN}{m}$$

$$Carga\ viva = 0$$

$$Carga\ viva\ de\ cubierta = 1.0 \frac{KN}{m^2} * 2.70m = 2.70 \frac{KN}{m}$$

$$Carga\ de\ viento = 0.80 \frac{KN}{m^2} * 2.70m = 2.16 \frac{KN}{m}$$

- 3) Identificar las combinaciones según NSR-10 que aplican para estas cargas, a continuación se subrayaran las combinaciones que aplican para estas cargas.

- |  |           |
|--|-----------|
| 1) <u>1.4D</u>                             | (B.2.4-1) |
| 2) <u>1.2D+1.6L+0.5(Lr ó G ó Le)</u>       | (B.2.4-2) |
| 3) <u>1.2D+1.6(Lr ó G ó Le)+(L ó 0.5W)</u> | (B.2.4-3) |
| 4) <u>1.2D+1.0W+1.0L+0.5(Lr ó G ó Le)</u>  | (B.2.4-4) |
| 5) 1.2D+1.0E+1.0L                          | (B.2.4-5) |
| 6) <u>0.9D+1.0W</u>                        | (B.2.4-6) |
| 7) 0.9D+1.0E                               | (B.2.4-7) |

$$U1 = 1.4 * \left(5.17 \frac{KN}{m}\right) = 7.24 \frac{KN}{m}$$

$$U2 = \left(1.2 * 5.17 \frac{KN}{m}\right) + \left(0.5 * 2.70 \frac{KN}{m}\right) = 7.55 \frac{KN}{m}$$

$$U3 = \left(1.2 * 5.17 \frac{KN}{m}\right) + \left(1.6 * 2.70 \frac{KN}{m}\right) + \left(0.5 * 2.16 \frac{KN}{m}\right) = 11.60 \frac{KN}{m}$$

Facultad de Ingeniería



$$U_4 = \left(1.2 * 5.17 \frac{KN}{m}\right) + \left(1.0 * 2.16 \frac{KN}{m}\right) + \left(0.5 * 2.70 \frac{KN}{m}\right) = 9.71 \frac{KN}{m}$$

$$U_6 = \left(0.9 * 5.17 \frac{KN}{m}\right) + \left(1.0 * 2.16 \frac{KN}{m}\right) = 6.81 \frac{KN}{m}$$

1) Identificar la carga Critica

$$U_6 < U_1 < U_2 < U_4 < U_3$$

$$Carga\ critica = U_3 = 11.60 \frac{KN}{m}$$

### 2.4.3 Ejemplo 3

Las cargas axiales para la columna de un edificio se han calculado de acuerdo con el reglamento de construcción NSR-10, con los siguientes resultados:

$$D = 408\ Ton$$

$$L_r = 102\ Ton$$

$$L = 510\ Ton$$

$$W = 163.2\ Ton$$

$$E = 122.4\ Ton$$

Determinar la carga critica de diseño usando todas las combinaciones de carga de la NSR-10.

#### Solución

$$U_1 = 1.4 * (408) = 571.2\ Ton \quad (B.2.4-1)$$

$$U_2 = (1.2 * 408) + (1.6 * 510) + (0.5 * 102) = 1356.6\ Ton \quad (B.2.4-2)$$

$$U_{3_1} = (1.2 * 408) + (1.6 * 102) + 510 = 1162.8\ Ton \quad (B.2.4-3)$$

$$U_{3_2} = (1.2 * 408) + (1.6 * 102) + (0.5 * 163.2) = 734.4\ Ton \quad (B.2.4-3)$$

$$U_4 = (1.2 * 408) + 163.2 + 510 + (0.5 * 102) = 1213.8\ Ton \quad (B.2.4-4)$$

$$U_5 = (1.2 * 408) \pm 112.4 + 510 = 1112\ Ton \text{ ó } 887.2\ Ton \quad (B.2.4-5)$$

$$U_6 = (0.9 * 408) + 163.2 = 530.4\ Ton \quad (B.2.4-6)$$

$$U_7 = (0.9 * 408) \pm 122.4 = 489.6\ Ton \text{ ó } 244.8\ Ton \quad (B.2.4-7)$$

La carga crítica de diseño es:

Facultad de Ingeniería



---

$$U7 < U6 < U1 < U3_2 < U5 < U3_1 < U4 < U2$$

$$Carga\ critica = U = 1356.6\ Ton$$

### 3. Elementos a tensión

La selección de un perfil para usarse como miembro a tensión es uno de los problemas más sencillos que se encuentran en el diseño de estructuras. Como no existe el problema de pandeo, el ingeniero solo necesita encontrar la fuerza factorizada que debe tomar el miembro y dividirla entre un esfuerzo de diseño para determinar el área de la sección transversal efectiva necesaria. Luego se debe seleccionar una sección de acero que satisfaga esta área<sup>14</sup>.

Para hacer que todo el material del miembro en tensión sea totalmente efectivo, las conexiones en los extremos se deben diseñar para que sean más fuertes que el miembro sometido a tensión. Si se sobrecarga hasta que se produce la falla, el miembro a tensión no solo alcanzará el esfuerzo de fluencia sino que lo sobrepasará hasta llegar a la resistencia última del material<sup>15</sup>.

#### 3.1. Tipos de áreas de la sección transversal de un miembro

Para comprender mejor las condiciones estructurales de un elemento sometido a tensión debemos saber con qué área de acero se puede contar para soportar las cargas de tensión a las cuales está sometido el miembro, debido a que no todo el elemento dependiendo de la conexión tiene la misma sección.

Hay tres evaluaciones del área de la sección transversal que tienen interés cuando se diseñan elementos solicitados por tensión:

**Área bruta:  $A_g$** , Es el área de la sección transversal sin tener en cuenta perforaciones.

**Área neta:  $A_n$** , El área neta se refiere al área bruta de la sección transversal menos el área de ranuras, muescas y agujeros. Al considerar el área de estos por lo general es necesario restar un área poco mayor que la nominal del agujero. Según (NSR-10 F.2.2.4.3.2) Podemos calcular el área neta de la siguiente manera:

$$A_n = A_g - \left( \left( \sum d + 1.6mm \right) * t \right)$$

**Ecuación 2, Área efectiva neta**

$A_n$  = Área neta  
 $A_g$  = Área bruta  
 $t$  = Espesor del elemento  
 $d$  = Diámetro de la perforación

<sup>14</sup> (McCormac, 2002) P. 63

<sup>15</sup> (Bruce G. Johnston, 1986) P. 21

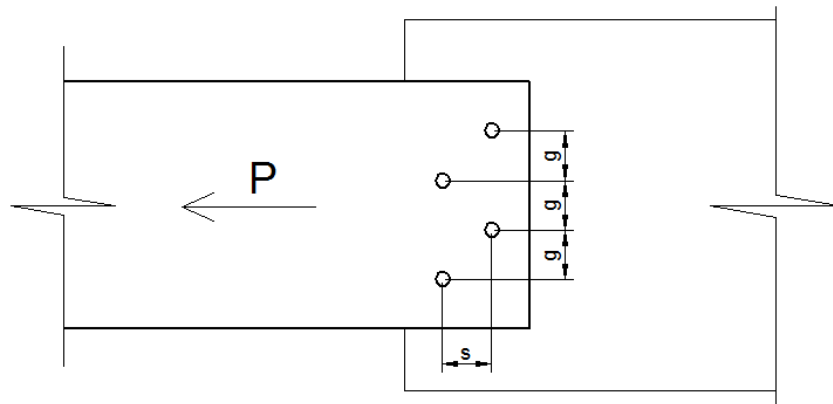
Esta ecuación es aplicable en los casos donde las perforaciones están aliadas perpendicularmente con el eje del elemento, si se tienen perforaciones en diferentes sentidos se deben tener las siguientes recomendaciones. Según el numeral F.2.2.4.3.2 de NSR-10.

Para una cadena de perforaciones que se extienda sobre una línea en diagonal o en zigzag a través de un elemento, el ancho neto del elemento se obtendrá deduciendo del ancho total la suma de los diámetros o de las dimensiones de las ranuras (véase el numeral F.2.10.3.2) de todas las perforaciones en la cadena y sumando, por cada cambio de separación entre perforaciones diagonales en la cadena, la cantidad  $s^2/4g$ .

Dónde:

$s$  = espaciamento longitudinal centro a centro (paso) de dos perforaciones consecutivas, mm

$g$  = espaciamento transversal centro a centro entre las líneas de gamil, mm



**Ilustración 5**, factores para el cálculo de  $A_n$  en diagonales

Teniendo en cuenta lo anterior el área neta se calcula de la siguiente manera:

$$A_n = A_g - \left( \left( \sum (d + 1.6mm) \right) * t \right) + \left( \left( \sum \frac{s^2}{4g} \right) * t \right)$$

**Ecuación 3**, Área efectiva neta en diagonales

Para el cálculo del área neta se debe prever todos los posibles caminos de la falla teniendo en cuenta tanto caminos perpendiculares como diagonales.

Ya hemos hablado de dos de las tres diferentes áreas que encontramos en el diseño de miembros a tensión:

**Área neta efectiva:  $A_e$** , El área neta efectiva es usada para los elementos a tensión de los diferentes perfiles y de la posición de los pernos de anclaje, el área neta efectiva es el producto del área neta por un factor **U** que podemos encontrar en (**Tabla F.2.4.3-1 Factores por Rezago de Cortante para Conexiones en Miembros a Tensión**).

Facultad de Ingeniería



	mediante pernos o soldaduras (excepto para los casos 4, 5 y 6)			
2	Todos los miembros a tensión, excepto platinas y PTE, donde la carga de tensión se transmita a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal mediante pernos o soldaduras longitudinales, o por una combinación de soldaduras longitudinales y transversales (para perfiles W, M, S, HP y perfiles laminados similares se puede aplicar alternativamente el caso 7. Para ángulos se puede aplicar el caso 8).		$U = 1 - \frac{\bar{y}}{\ell}$	
3	Todos los miembros a tensión donde la fuerza se transmita mediante soldaduras transversales únicamente a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal		$U = 1.0$ y $A_n = \text{área de los elementos conectados directamente}$	
4	Platinas donde la fuerza de tensión se transmita mediante soldaduras longitudinales únicamente.		$\ell \geq w \quad U = 1.0$ $2w > \ell \geq 1.5w \quad U = 0.87$ $1.5w > \ell \geq w \quad U = 0.75$	
5	PTE circulares con platina de conexión única y concéntrica		$\ell \geq 1.3D \quad U = 1.0$ $D \leq \ell < 1.3D \quad U = 1 - \frac{\bar{y}}{\ell}$ $\bar{x} = D/\pi$	
6		con platina de conexión única y concéntrica	$\ell \geq H$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)} \quad U = 1 - \frac{\bar{y}}{\ell}$	
	PTE rectangulares	con dos platinas de conexión laterales	$\ell \geq H$ $U = 1 - \frac{\bar{y}}{\ell}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	Perfiles W, M, S, HP o perfiles laminados	conexión por las aletas, con 3 ó más pernos por línea en	$b_f \geq 2/3d \quad U = 0.90$ $b_f < 2/3d \quad U = 0.85$	

Tabla 2, factor U para diferentes casos de elementos (Tabla F.2.4.3-1)

**Ejercicio 3.1**

Determine el área neta crítica de la placa de 12.7mm de espesor mostrada en la ilustración 5, utilizando los posibles caminos que puede tener la falla, los agujeros tienen un diámetro nominal de 19.05mm, teniendo en cuenta los conceptos expuestos anteriormente.

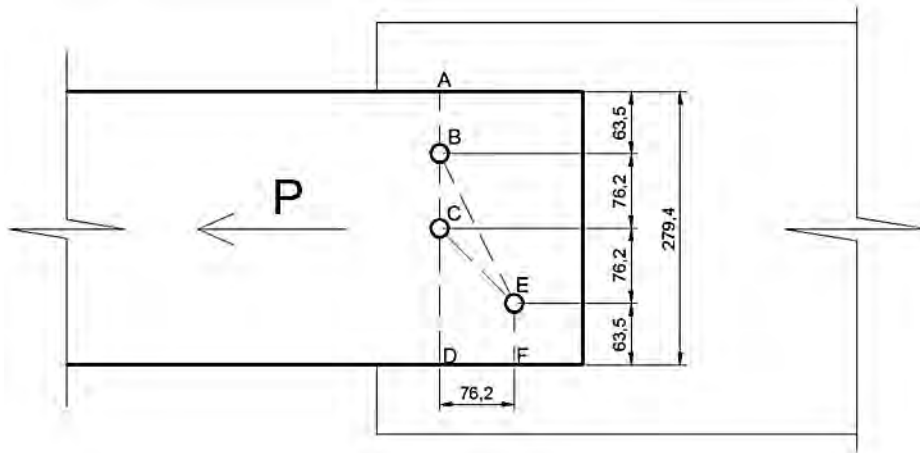


Ilustración 6, Ejercicio 3.1

- 1) Identificar los posibles caminos que tiene la falla:
  - a. A-B-C-D
  - b. A-B-E-F
  - c. A-B-C-E-F
- 2) Calcular el Área neta para cada uno de los casos
  - a. A-B-C-D

$$A_n = A_g - \left( \left( \sum d + 1.6mm \right) * t \right)$$

$$A_n = (279.4 * 12.7) - (2 * (19.05 + 1.6) * 12.7) =$$

$$A_n = (3548.38) - (41.3 * 12.7) =$$

$$A_n = (3548.38) - (524.51) =$$

$$A_n = 3023.87mm^2$$

- b. A-B-E-F

$$A_n = A_g - \left( \left( \sum d + 1.6mm \right) * t \right) + \left( \left( \sum \frac{s^2}{4g} \right) * t \right)$$

$$A_n = (279.4 * 12.7) - (2 * (19.05 + 1.6) * 12.7) + \left( \frac{76.2^2}{4 * (2 * 76.2)} * 12.7 \right) =$$

$$A_n = (3548.38) - (41.3 * 12.7) + \left( \frac{5806.44}{4 * (152.4)} * 12.7 \right) =$$

Facultad de Ingeniería

$$A_n = (3548.38) - (524.51) + (120.96) =$$

$$A_n = 3144.83 \text{ mm}^2$$

c. A-B-C-E-F

$$A_n = A_g - \left( \left( \sum d + 1.6 \text{ mm} \right) * t \right) + \left( \left( \sum \frac{s^2}{4g} \right) * t \right)$$

$$A_n = (279.4 * 12.7) - (3 * (19.05 + 1.6) * 12.7) + \left( \frac{76.2^2}{4 * 76.2} * 12.7 \right) =$$

$$A_n = (3548.38) - (61.95 * 12.7) + \left( \frac{5806.44}{304.8} * 12.7 \right) =$$

$$A_n = (3548.38) - (786.76) + (241.93) =$$

$$A_n = 3003.55 \text{ mm}^2$$

3) Selección del menor área neta:

a. A-B-C-D = 3023.87 mm<sup>2</sup>

b. A-B-E-F = 3144.83 mm<sup>2</sup>

c. A-B-C-E-F = 3003.55 mm<sup>2</sup>

El objetivo de encontrar el área crítica neta es saber cuál es el camino que puede llevar a la falla del elemento, para saber cuáles son los puntos que se deben reforzar, y saber cuál es la carga máxima que podemos soportar en condición de seguridad dependiendo del tipo de acero en el cual estén formados nuestros perfiles.

### 3.2. Esfuerzos de tensión permisibles

Los miembros a tensión cargados axialmente se acomodan de modo que los esfuerzos nominales, no excedan el esfuerzo de tensión permisible que se define en las especificaciones como una parte proporcional ya sea del esfuerzo de fluencia o de la resistencia ultima a tensión, el que sea más crítico. El esfuerzo de tensión  $f_t$  simplemente es la carga de diseño esperada **P** dividida entre el área **A** del miembro en el lugar particular que se considera. En las conexiones atornilladas y remachadas, **A** se toma como el área bruta al revisar la seguridad contra fluencia y se toma como área neta efectiva en la revisión de diseño de seguridad con respecto a la resistencia ultima a la falla bajo cargas estáticas<sup>16</sup>.

Para evaluar la resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , de elementos sometidos a tensión, se usan dos criterios:

- Estado límite de fluencia de la sección total.

$$\phi = 0.90$$

$$R_n = F_y * A_g$$

- Estado límite de rotura en la sección neta (conexiones).

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = F_u * A_n$$

Dónde:

( $\phi$  = Factor de resistencia

$R_n$  = Resistencia nominal

$F_y$  = Esfuerzo mínimo especificado de fluencia de un material

$F_u$  = Resistencia a la tensión mínima especificada)

17

### 3.3. Alargamiento

El alargamiento es la deformación que sufre un elemento que es sometido a tensión, debido a que algunos de los elementos que diseñamos después de sufrir cierta deformación pierden su funcionalidad y debe ser reemplazado o reforzado, se debe prever desde un comienzo teniendo en cuenta las cargas aplicadas y su respectiva mayoración.

<sup>16</sup> (Bruce G. Johnston, 1986) P. 29

<sup>17</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 42

Podemos calcular el alargamiento con la siguiente formula:

$$\Delta = \frac{P * L}{A_s * E}$$

**Ecuación 4, cálculo del alargamiento (Valencia Clement, 2011)**

Dónde:

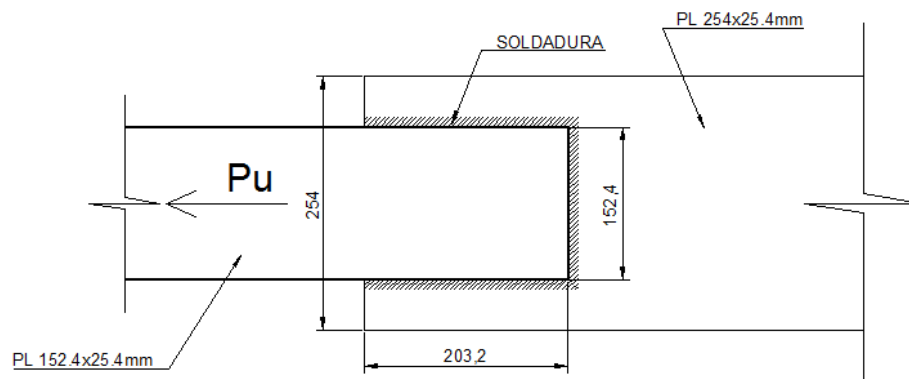
( $\Delta$  = Alargamiento del miembro  
 $P$  = Carga axial de tensión aplicada al elemento  
 $L$  = Longitud del elemento  
 $E$  = Módulo de elasticidad  
 $A_s$  = Área de la sección)<sup>18</sup>

Nota:

Para miembros cuyo diseño se basa en solicitaciones a tensión, la relación de esbeltez preferiblemente no debe exceder de 300. Se entiende relación de esbeltez a la relación que hay entre la longitud del elemento y el radio de giro de la sección transversal, además un coeficiente que depende del tipo de apoyo, que se verá en el capítulo de miembros a compresión  $Kl/r$ .

### Ejercicio

Una placa de 25.4mm x 152.4mm está conectada a una placa de 25.4mm x 254mm con soldadura que soportara una carga de tensión. Determine la resistencia de diseño  $P_u$  del miembro si  $F_y=350\text{MPa}$  y  $F_u=455\text{MPa}$ .



**Ilustración 7, Ejercicio 3.2**

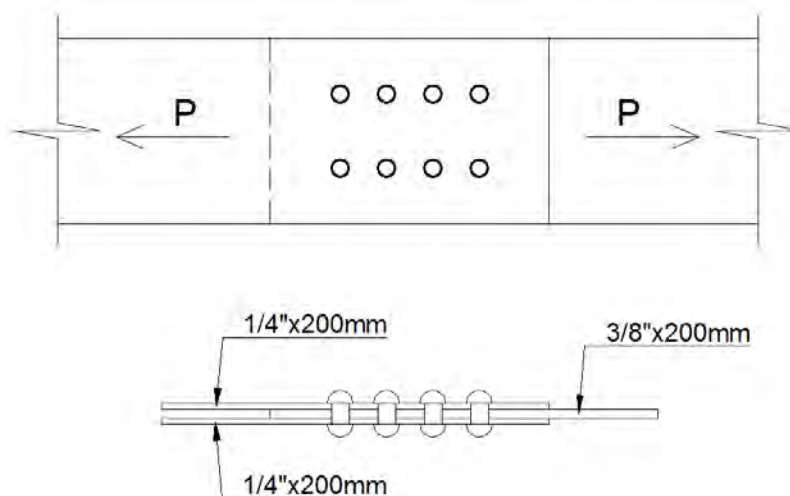
<sup>18</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 43

- a. Teniendo en cuenta que tenemos dos placas del mismo espesor y del mismo material procedemos a analizar la placa más angosta PL152X25.4mm.
- b.  $P_u = \phi_t * F_y * A_g = (0.90 * 350MPa * (25.4 * 152.4mm)) = 1219352.4N$   
 $1219352.4N = 1219.35KN \cong 122 Ton$
- c.  $U = 0.75$  (ver NSR-10 Tabla F.2.4.3-1 Factores por Rezago de Cortante para Conexiones en Miembros a Tensión CASO 4)
- d.  $A_e = A_n * U = (25.4 * 152.4mm) * 0.75 = 2903.22mm^2$
- e.  $P_u = \phi_t * F_u * A_e = (0.75 * 455MPa * (25.4 * 152.4mm) * 0.75) = 990723.825N$   
 $990723.825N = 990.73KN \cong 99 Ton$
- f. Selección de la menor de las dos  $P_u$  para evaluar la carga máxima que soportara antes de la falla y de comenzar a deformarse de manera notoria: **990.73KN  $\cong$  99 Ton.**

### 3.4. Ejemplos

#### 3.4.1 Ejemplo 1

Determine el área neta de la placa de 3/8"x200mm mostrada en la figura. La placa está conectada en sus extremos con dos líneas de tornillos de 3/4".



Facultad de Ingeniería

**Solución**

$$3/8" = 9.52mm$$

$$1/4" = 6.35mm$$

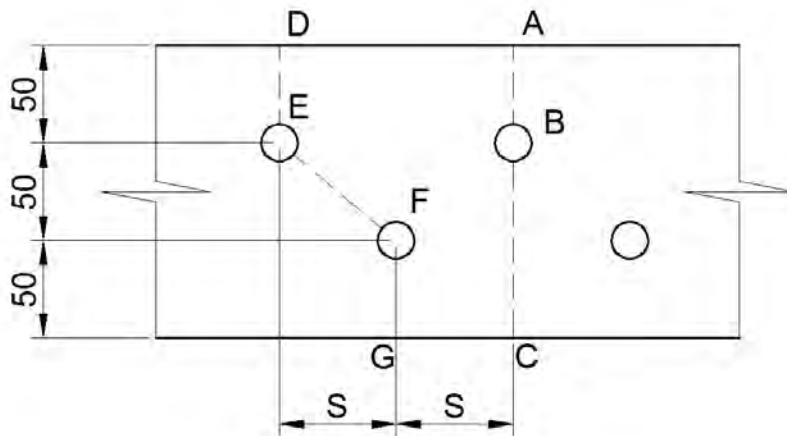
$$3/4" = 19.05mm$$

Ver ecuación 2, página 31

$$Area\ neta = A_n = (9.52 * 200) - (2 * (19.05 + 1.6) * 9.52) = 1510mm^2$$

**3.4.2 Ejemplo 2**

De las dos hileras de agujeros para tornillos mostradas en la figura, calcule la dimensión S, necesaria para tener un área neta a lo largo de DEFG igual a la trayectoria ABC. Los agujeros están perforados para tornillos de 7/8" y la platina es de 3/4".



**Solución**

$$3/4" = 19.05mm$$

$$ABC = 150 - (1 * (1.6 + 19.05)) = 129.35mm$$

Usando la ecuación 2 para perforaciones diagonales

$$A_n = A_g - \left( \left( \sum d + 1.6mm \right) * t \right) + \left( \left( \sum \frac{s^2}{4g} \right) * t \right)$$

Se omite la constante t porque no es necesaria para el cálculo de s.

$$DEFG = 150 - (2 * (1.6 + 19.05)) + \frac{s^2}{4 * 50} = 108.7mm + \frac{s^2}{200mm}$$

Facultad de Ingeniería

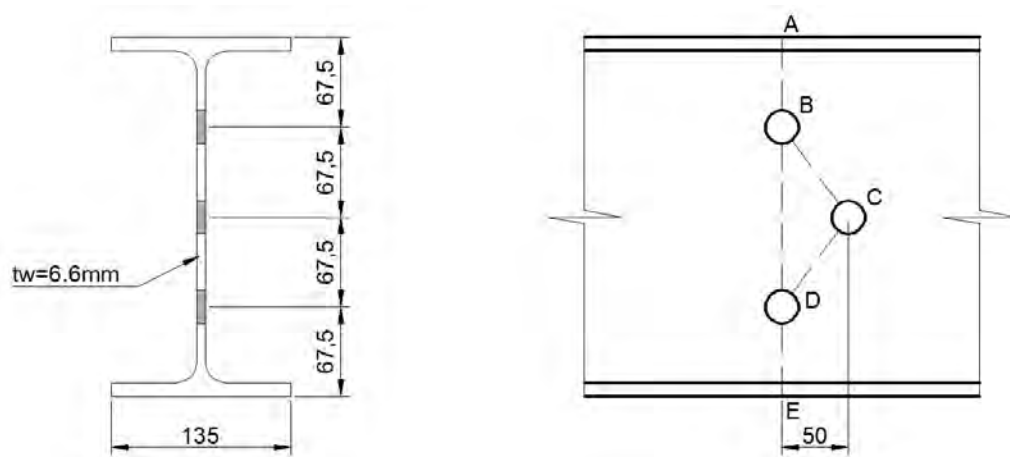
$$ABC = DEFG$$

$$129.35 = 108.7 + \frac{s^2}{200}$$

$$s = \sqrt{200 * (129.35 - 108.7)} = 64.26mm \approx 65mm$$

### 3.4.3 Ejemplo 3

Determine el área neta crítica de la IPE-270  $A_g = 4590mm^2$  mostrada en la figura, considerando agujeros para tornillos de 1"



#### Solución

$$1" = 25.4 mm$$

$$A_n ABDE = 4590mm^2 - ((2 * (1.6 + 25.4)) * 6.6mm) = 4233.6 mm^2$$

Usando la ecuación para perforaciones diagonales

$$A_n = A_g - \left( \left( \sum d + 1.6mm \right) * t \right) + \left( \left( \sum \frac{s^2}{4g} \right) * t \right)$$

$$A_n ABCDE = 4590mm^2 - (3 * (1.6 + 25.4) * 6.6mm) + \left( 2 * \frac{50^2}{4 * 67.5} * 6.6mm \right)$$

$$A_n ABCDE = 4590mm^2 - (534.6mm^2) + 122.22 = 4177.6 mm^2$$

$$A_n ABDE > A_n ABCDE$$

$$A_n critica = A_n ABCDE = 4177.6 mm^2$$

Facultad de Ingeniería

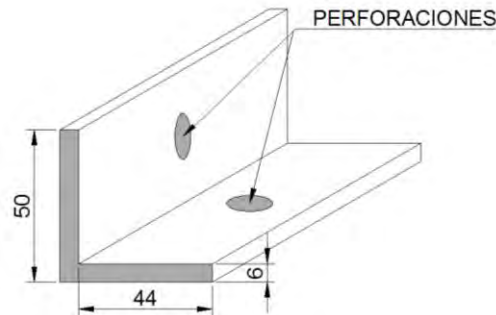


### 3.4.4 Ejemplo 4

Calcular las áreas netas,  $A_n$ , y neta efectiva,  $A_e$ , de un ángulo de L 2"X1/4" (50X50X6mm), el cual para su conexión de los extremos, tiene una perforación de 14mm en cada una de sus aletas.

#### Solución

- 1) Cálculo del área total del elemento



$$A_g = (50 * 6) + (44 * 6) = 564 \text{ mm}^2$$

- 2) Cálculo del área neta, debido a que las dos perforaciones están en línea perpendicular al eje del miembro se calcula de la siguiente manera:

$$A_n = A_g - \left( \sum d * t \right) = 564 \text{ mm}^2 - (2 * (14 + 1.6) * 6 \text{ mm}) = 376.8 \text{ mm}^2$$

- 3) Como las dos aletas del perfil angular están conectadas, no van a sufrir el fenómeno de Regazo por lo tanto  $A_e = A_n$ . (ver NSR-10 F.2.4.3)

### 3.4.5 Ejemplo 5

Calcular la resistencia de diseño a la tensión del ángulo del ejercicio anterior, suponiendo que el ángulo es de un acero ASTM-A36.

#### Solución

- 1) Resumen de los datos anteriores

$$A_g = 564 \text{ mm}^2$$

$$A_n = 376.8 \text{ mm}^2$$

$$A_e = 376.8 \text{ mm}^2$$

- 2) Buscar las propiedades del acero ASTM-A36

Facultad de Ingeniería

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$F_u = 400 \text{ MPa}$$

- 3) Calculo de fractura en el área bruta

$$\phi R_n = \phi * F_y * A_g = 0.9 * 250 \text{ MPa} * 564 \text{ mm}^2 = 126900 \text{ N} = 126.9 \text{ KN}$$

- 4) Calculo de fluencia en área neta

$$\phi R_n = \phi * F_u * A_e = 0.75 * 400 \text{ MPa} * 378.6 \text{ mm}^2 = 113580 \text{ N} = 113.58 \text{ KN}$$

- 5) Comparar los dos  $\phi R_n$  de fractura y de fluencia

$$126.9 \text{ KN} > 113.58 \text{ KN}$$

Conclusión: El elemento fallara primero por fluencia en el área neta que por fractura en el área bruta, esto quiere decir que la resistencia de diseño es 113.58 KN

### 3.4.6 Ejemplo 6

- a) Diseñar una barra redonda maciza de acero ASTM-A36 para resistir una carga de tensión,  $P_u$ , de 42000 N. En las conexiones extremas no habrá excentricidad.  
 b) Si la barra tiene una longitud de 4.0 m, ¿Cuál será el alargamiento que sufrirá con  $P_u$ ?

#### Solución

- a) Para determinar qué área debe tener la sección transversal de la barra:

$$\phi_t * F_y * A_g > 42000 \text{ N} \rightarrow A_g > 42000 / (0.9 * 250) = 186.67 \text{ mm}^2$$

Buscamos las áreas de las diferentes barras y buscamos la que tenga un área mayor a la requerida:

$$3/8" = 71.2 \text{ mm}^2$$

$$1/2" = 126.7 \text{ mm}^2$$

$$\underline{5/8" = 197.9 \text{ mm}^2 \text{ (esta es la que cumple)}}$$

$$3/4" = 285 \text{ mm}^2$$

La unión no tiene excentricidad ni perforaciones, entonces no se realiza revisión por área neta del elemento.

Facultad de Ingeniería



b) Alargamiento: Realizamos la suposición de un elemento dentro del rango elástico:

$$\Delta = \frac{P * l}{A_s * E} = \frac{42000 \text{ N} * 4000 \text{ mm}}{197.9 \text{ mm}^2 * 200000 \text{ MPa}} = 4.24 \text{ mm}$$

## 4. Elementos sometidos a compresión

Un elemento solicitado por compresión axial es aquel al que se le transmite una fuerza de compresión cuyas resultantes en cada extremo coinciden aproximadamente con el eje centroidal del elemento.

La evaluación de la resistencia de las columnas se basa por lo regular en la teoría de la carga crítica, establecida en un principio por Euler en 1774, teoría que permite predecir con buena aproximación el comportamiento de las columnas largas, pero que para las de longitud intermedia suele sobrestimar la capacidad debido a la presencia de esfuerzos residuales de laminación, que sumados a los de la compresión hacen que ciertas fibras alcancen los esfuerzos de fluencia antes de lo previsto. La falla de una columna incluye el fenómeno de inestabilidad conocido como pandeo, a consecuencia del cual el elemento experimenta deflexiones de un carácter totalmente diferente de aquellos que están asociados con la carga inicial. El caso es que cuando una columna es cargada axialmente en un comienzo se acorta, esto es, sufre deformaciones en la misma dirección de la carga; sin embargo, cuando se alcanza una determinada carga, conocida como carga crítica o de pandeo, empiezan a presentarse deformaciones laterales o torsionales.

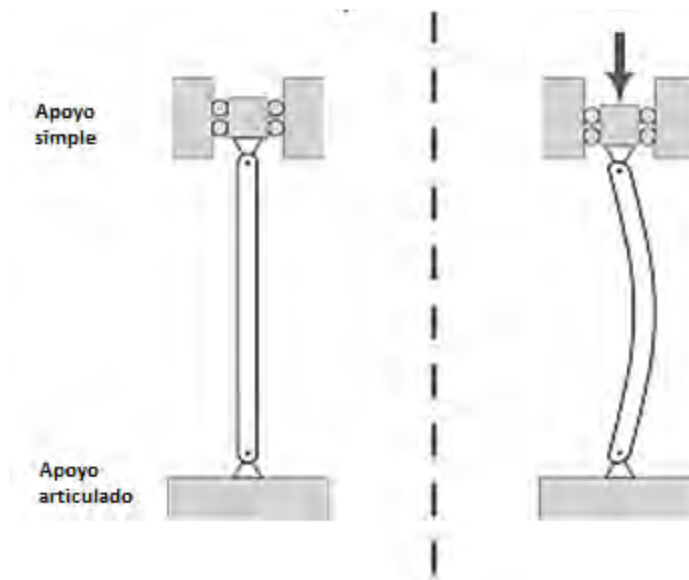


Ilustración 8, columna pandeada (Wikipedia, 2002)

### 4.1. Concepto de miembro a compresión

Mientras que la resistencia de una barra en tensión es independiente de su longitud, en una columna tanto la resistencia como el modo de falla dependen de su longitud. Una columna muy corta puede desarrollar

Facultad de Ingeniería

una resistencia prácticamente igual como si estuviera en tensión, si es larga su resistencia será menor, siendo proporcional a la rigidez a la flexión del elemento,  $EI$ , (donde  $E$  corresponde al módulo de elasticidad e  $I$  corresponde a la inercia del elemento y a su longitud), e independiente de la resistencia del material<sup>19</sup>.

Existen varios tipos de miembros que trabajan a compresión, de los cuales la columna es el más conocido. Entre los otros tipos se encuentran las cuerdas superiores de armaduras, miembros de arriostramiento, los patines a compresión de vigas laminadas y armadas, y los miembros sujetos simultáneamente a flexión y a compresión, como miembros de armaduras con conexiones que transmiten momentos. Las columnas son miembros verticales rectos en las cuales una de sus dimensiones es considerablemente mayor que las otras dos. Los miembros verticales sujetos a cargas de compresión se denominan con frecuencia puntales o, simplemente, miembros a compresión; sin embargo.

Hay tres modos generales según los cuales las columnas cargadas axialmente pueden fallar. Estos son: pandeo flexionante, pandeo local y pandeo torsionante.

- 1) El pandeo flexionante (llamado también pandeo de Euler) es el tipo primario de pandeo analizado en este capítulo. Los miembros cuando se vuelven inestable, se comportan como si estuvieran sometidos a flexión.
- 2) El pandeo local ocurre cuando alguna parte o partes de la sección transversal de una columna son tan delgadas que se pandean localmente en compresión antes que los otros modos de pandeo puedan ocurrir; La susceptibilidad de una columna al pandeo local se mide por las relaciones ancho a espesor de las partes de su sección transversal.
- 3) El pandeo torsionante puede ocurrir en columnas que no estén restringidas lateralmente y tengan gran altura<sup>20</sup>.

## 4.2. Resistencia básica de las columnas y pandeo flexionante

La resistencia de pandeo de una columna disminuye con el aumento de su longitud. Después de cierta longitud, el esfuerzo de pandeo de cualquier columna se habrá reducido al límite de proporcionalidad del material, y en los casos que esta longitud sea mayor el esfuerzo de pandeo será elástico. La carga de pandeo para una columna esbelta está dada por la fórmula de Euler:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

**Ecuación 5**, Ecuación de Euler

<sup>19</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 97

<sup>20</sup> (McCormac, 2002) P. 126

$P_e$  = Carga de pandeo de Euler

$\pi$  = Pi 3.1416...

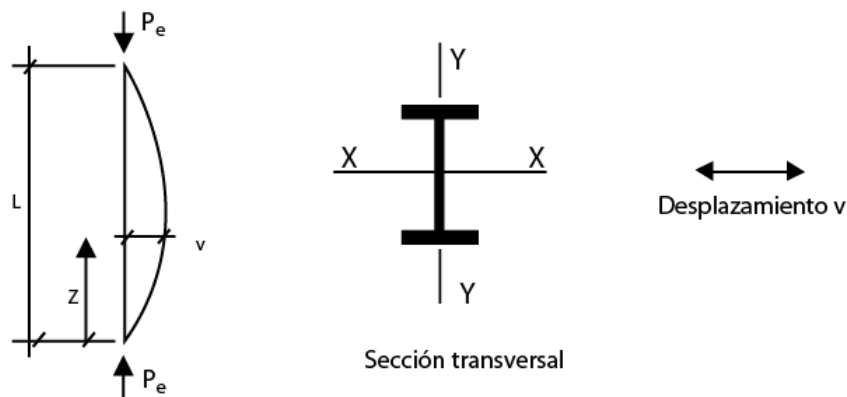
$E$  = Módulo de Elasticidad

$I$  = Inercia con respecto al eje analizado

$l$  = Longitud del elemento

El esfuerzo de fluencia  $F_y$  no aparece en la ecuación de Euler. Y no interviene para determinar la resistencia de una columna muy larga. De acuerdo a esto, una columna esbelta en aluminio, teniendo en cuenta la ecuación de Euler, se pandearía alrededor de un tercio de la carga de la misma sección en acero, y no debido a alguna debilidad del material, sino que simplemente porque el módulo de elasticidad  $E$  de la aleación de aluminio es alrededor de un tercio de la del acero y puede incrementar hasta cierto limite la resistencia modificando el diseño de la sección transversal.

La carga inicial de Euler,  $P_e$ , es la carga con la que la columna iniciara su condición pandeada, esta explicación se muestra mejor en la **Ilustración 9**. En cualquier punto a lo largo de la columna el momento externo aplicado  $P_e * v$ , es igual al momento resistente,  $EI\rho$ , en donde  $\rho$  es la curvatura de la columna en el punto correspondiente<sup>21</sup>.



**Ilustración 9**, Demostración gráfica carga de Euler (Valencia Clement, 2011)

Si se dividen los dos lados de la ecuación de Euler entre el área del elemento transversal  $A$  y se introduce la relación  $I = Ar^2$ , en donde  $r$  es el radio de giro, propio de la sección transversal, se expresa la carga de pandeo en términos del esfuerzo de pandeo,  $F_e$ .<sup>22</sup>

$$F_e = \frac{P_e}{A} = \frac{\pi^2 EI}{Al^2} = \frac{\pi^2 E * (A * r^2)}{Al^2} = \frac{\pi^2 E}{(l/r)^2}$$

**Ecuación 6**, Ecuación de esfuerzo de Euler

<sup>21</sup> (Bruce G. Johnston, 1986) P. 100

<sup>22</sup> (Bruce G. Johnston, 1986) P. 101



### Ejemplo 4.1

- Un perfil IPE 270 se usa como columna, la cual está articulada en sus apoyos de 4.50 m de altura. Usando la ecuación de Euler, determine la carga crítica o de pandeo de la columna. Suponga que el acero en el que está hecha la columna es de A36
- Repita el procedimiento cambiando la longitud a 2.40 m.

#### Solución

- Primero hay que consultar en los catálogos de los proveedores las propiedades geométricas del perfil IPE 270.

$$\text{Área} = 4590 \text{ mm}^2$$

$$r_x = 112.3 \text{ mm}$$

$$r_y = 30.2 \text{ mm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(l/r)^2}$$

Datos de la ecuación

$$\pi = 3.1416\dots$$

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

$$l = 4.500 \text{ m} = 4500 \text{ mm}$$

$$r = 30.2 \text{ mm} \text{ (Escogemos el más pequeño que es más crítico)}$$

$$F_e = \frac{3.1416^2 * 200000}{\left(\frac{4500}{30.2}\right)^2} = 88.90 \text{ MPa}$$

Esfuerzo crítico de pandeo 88.90 MPa < F<sub>y</sub>=252MPa, esto quiere decir que la columna está en el rango elástico y es capaz de soportar una carga crítica de pandeo de la siguiente forma:

$$P = F_e * A = 88.90 \text{ MPa} * 4590 \text{ mm}^2 = 408051 \text{ N} = 408 \text{ KN} \cong 40.8 \text{ Ton}$$

- Usando una longitud de 2.40 m

$$F_e = \frac{3.1416^2 * 200000}{\left(\frac{2400}{30.2}\right)^2} = 312.55 \text{ MPa}$$

Es esfuerzo de pandeo 312.55 MPa > F<sub>y</sub>=252MPa, esto indica que la columna está en el rango inelástico y que la ecuación de Euler no puede ser aplicada para esta longitud.

**4.3. Longitud efectiva**

Se puede modificar la **Ecuación 6**, para aplicarla a otras condiciones de apoyo en los extremos, como los libres o los empotrados, utilizando el factor de longitud efectiva  $K$ . Para un pandeo por flexión,  $Kl$  es la longitud entre los puntos de inflexión y se conoce como la longitud efectiva. Entonces la **ecuación 6** se convierte en<sup>23</sup>:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl/r)^2}$$

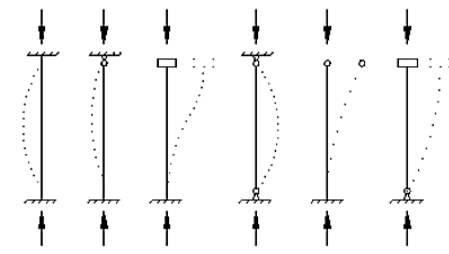
**Ecuación 7**, Ecuación de esfuerzo de Euler incluyendo el factor  $K$







Al factor  $K$  se le denomina factor de longitud efectiva. A continuación veremos la **tabla 3** en la cual mostraremos varios casos típicos de los diferentes casos de apoyo y cómo influyen en el factor  $K$ , así como los valores recomendados para diseño por los códigos. Además de la longitud efectiva tenemos otro factor que se denomina *relacion de esbeltez*  $\lambda$ , cuya ecuación es:

$$\lambda = \frac{Kl}{r}$$

**Ecuación 8**, Relación de esbeltez

Nota: Preferiblemente, la relación de esbeltez,  $KL/r$ , para miembros diseñados por compresión no debe exceder de 200. (Véase **F.2.5.2**)



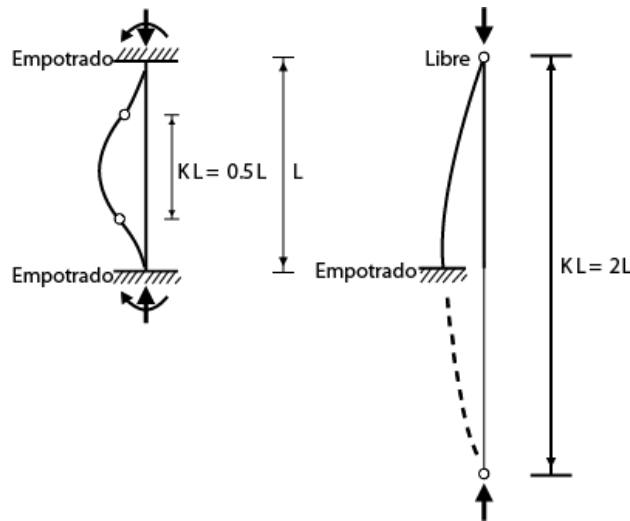
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor K de diseño recomendado	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Símbolos para condiciones de extremo						
	Se impide rotación y traslación	Se permite rotación y traslación	Se impide rotación, se permite traslación	Se permite rotación, se impide traslación		

**Tabla 3**, coeficiente  $K$  para los distintos tipos de apoyo (Galina, 2004)

<sup>23</sup> (Bruce G. Johnston, 1986) P. 101

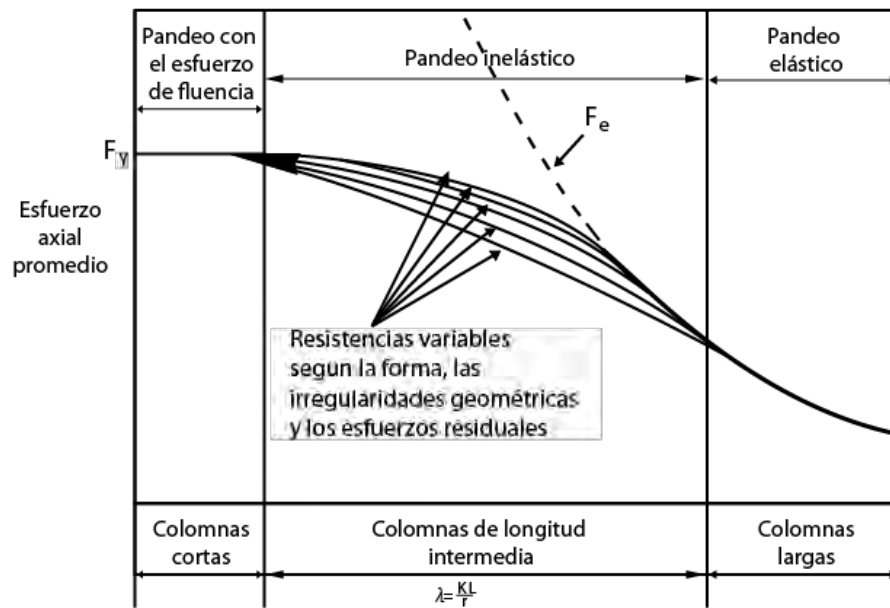


En la **ilustración 10** se puede observar cómo influye el tipo de apoyo en el factor K.



**Ilustración 10**, explicación del coeficiente K. (Bruce G. Johnston, 1986)

Para comprender un poco más el comportamiento de las columnas a compresión tenemos la **Ilustración 11**, la cual muestra la relación entre la esbeltez de las columnas y su resistencia a la compresión.



**Ilustración 11**, resistencia de columnas (Bruce G. Johnston, 1986)

#### 4.4. Longitud efectiva en columnas que hacen parte de pórticos

En el tema anterior se explicó el concepto fundamental de la longitud efectiva. Se requiere de una evaluación más a fondo del concepto de longitud efectiva en columnas que hacen parte de pórticos, incluso el uso de nomogramas como se muestra en la Structura Research Council (SSRC) Guide. Estos nomogramas están en función de los valores  $I/L$  de las vigas que están conectadas rígidamente a las columnas. Se hace la consideración de que todas las columnas alcanzan simultáneamente sus cargas individuales de pandeo<sup>24</sup>. Los nomogramas se basan en un análisis de pendiente-deformación que incluye los efectos de la carga de la columna. Los subíndices A y B se refieren a los nudos en los dos extremos de las columnas en consideración. A continuación se presenta la relación G, para ingresar al nomograma:

$$G = \frac{\sum I_c/L_c}{\sum I_v/L_v}$$

**Ecuación 9**, Ecuación para longitudes efectivas de pórticos (G)

En esta ecuación, se indica que deben incluirse todos los miembros que llegan a cada una de los nudos en los extremos de la columna, en el plano en el que se esté considerando el pandeo de ésta.  $I_c$  y  $L_c$  son la inercia y la longitud de las columnas, mientras que  $I_v$  y  $L_v$  son la inercia y la longitud de las vigas.  $I_c$  e  $I_v$  se toman con respecto al eje perpendicular al plano en estudio. Después de hallar  $G_A$  y  $G_B$  para una columna, K se obtiene trazando una línea recta entre los puntos determinados con esos valores de G.

Al emplear estos nomogramas, se recomienda que para una columna conectada a una cimentación mediante una articulación, para la que G sería teóricamente infinito, se tome 10. A su vez, si la columna está empotrada, el valor teórico de G sería cero; sin embargo, se recomienda tomar 1. Por otra parte, para considerar las condiciones del extremo lejano de las vigas, el factor  $I/L$  debe multiplicarse por uno de los siguientes factores:

1. Para el caso de desplazamiento lateral arriostrado: (Se tienen otros elementos (riostros o muros) aparte de las columnas y vigas para impedir los desplazamientos horizontales del pórtico)

- Si el extremo lejano de la viga está articulado, 1.5.
- Si está restringida su rotación, 2.0

2. Para el caso de desplazamiento lateral no arriostrado: (No se cuenta con elementos adicionales de vigas y columnas para restringir los desplazamientos horizontales).

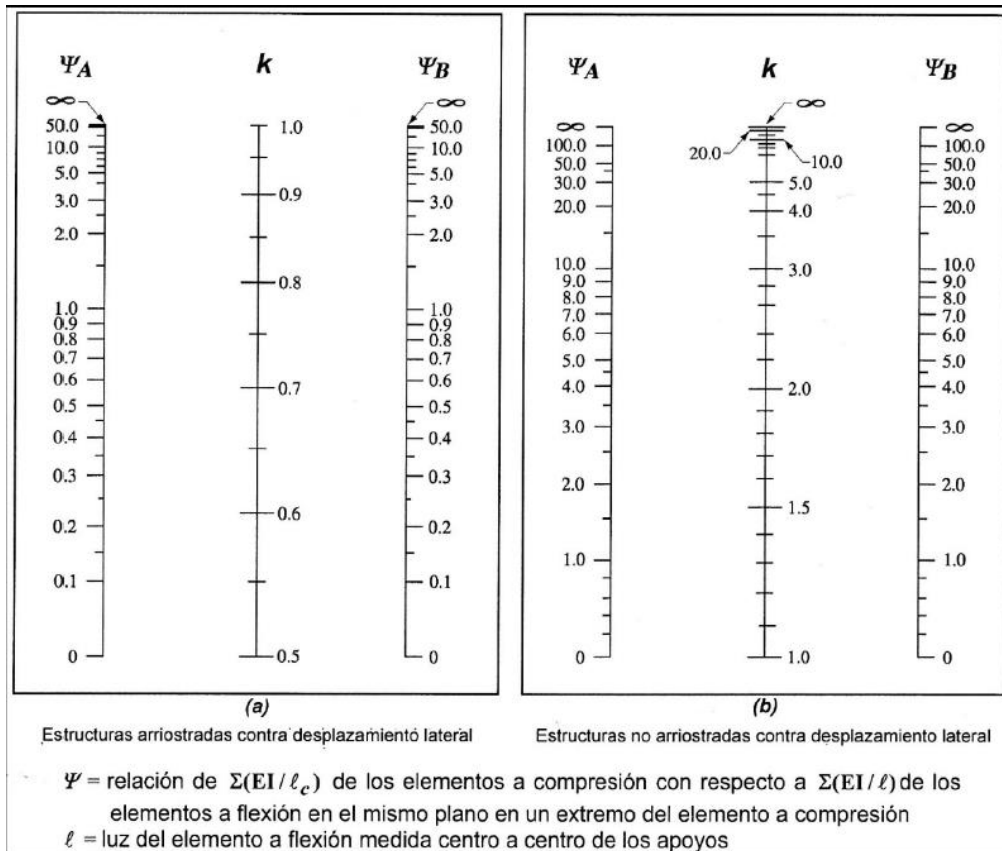
- Si el extremo lejano está articulado, 0.5.
- Si está restringida en su rotación,  $0.67^{25}$ .

Nota: Se permite suponer como arriostrado (sin desplazamiento lateral) a un piso en la estructura si:

$$Q = \frac{\sum P_u * \Delta_0}{V_{us} * l_c} \leq 0.05 \text{ (ver ecuación C. 10 – 10 NSR – 10)}$$

<sup>24</sup> (Bruce G. Johnston, 1986) P. 104

<sup>25</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 103



**Ilustración 12, Nomograma para cálculo de coeficiente K (NSR-10 TITULO. C)**

Teniendo en cuenta que hay gran variedad de estructuras y de diferentes configuraciones para la realización del nomograma se tuvieron en cuenta los siguientes parámetros:

- 1) El comportamiento de todos los miembros a compresión están en el rango elástico.
- 2) La sección transversal del elemento es constante a lo largo del tramo.
- 3) Todas las uniones con vigas son totalmente rígidas no se articulan en ninguno de sus sentidos.
- 4) No se aplica una fuerza axial importante en las vigas.

La primera hipótesis en el caso de las columnas de longitud intermedia o corta, resulta conservadora. Para tener en cuenta el comportamiento inelástico, el valor de G puede corregirse con la siguiente expresión<sup>26</sup>:

$$G_{inelastico} = FRR * G_{elastico}$$

<sup>26</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 105

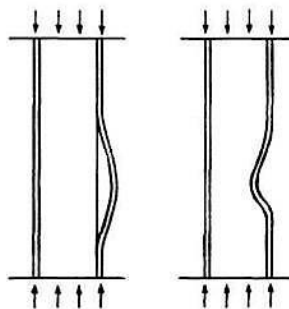
En la que el factor de reducción lo podemos encontrar en la siguiente tabla:

Pu/A (Mpa)	Fy (Mpa)		Pu/A (Mpa)	Fy (Mpa)		Pu/A (Mpa)	Fy (Mpa)	
	250	350		250	350		250	350
295	0.00	0.03	220	0.00	0.61	145	0.72	0.96
290	0.00	0.08	215	0.00	0.65	140	0.76	0.97
285	0.00	0.12	210	0.06	0.68	135	0.80	0.98
280	0.00	0.17	205	0.13	0.70	130	0.83	0.99
275	0.00	0.21	200	0.18	0.73	125	0.86	0.99
270	0.00	0.25	195	0.24	0.76	120	0.89	1.00
265	0.00	0.29	190	0.30	0.78	115	0.91	1.00
260	0.00	0.33	185	0.35	0.81	110	0.93	
255	0.00	0.37	180	0.41	0.83	105	0.95	
250	0.00	0.41	175	0.46	0.85	100	0.97	
245	0.00	0.44	170	0.51	0.87	95	0.98	
240	0.00	0.48	165	0.55	0.89	90	0.99	
235	0.00	0.51	160	0.60	0.91	85	1.00	
230	0.00	0.55	155	0.64	0.93			

**Tabla 4,** Factor de reducción de rigidez (FRR) (Valencia Clement, 2011)

**4.5. Pandeo local**

Con excepción de las barras sólidas, de los tubos, y de elementos armados de forma especial los miembros estructurales metálicos están compuestos por elementos planos, como placas unidas entre sí. La resistencia de estos miembros solicitadas por compresión puede verse afectada por el pandeo de una de estas placas planas que forman el elemento, tal como se muestra en la Ilustración 12, se muestra como se pandea una de las placas y por ende falla el elemento. Entre más ancho y delgado sea la platina que forma el elemento mayor será la posibilidad de pandearse. Para entender un poco más sobre el tema de la relación ancho-espesor debemos ver la tabla 5, donde nos muestran donde se debe medir el elemento para sacar la relación ancho-espesor y se debe comparar con el factor  $\lambda_r$ , que depende de las propiedades mecánicas del material del cual está formado el elemento. Se denomina elemento no esbelto cuando está dentro de los límites que se muestran en la tabla 5 EGUN nsr-10.



**Ilustración 13,** Ejemplo de pandeo local (totalwind.net)

Facultad de Ingeniería







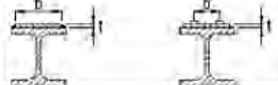
Caso	Descripción del Elemento	Relación Ancho a Espesor	Valores límite de la relación ancho/espesor	Ejemplos
			$\lambda_r$ (no esbelto/esbelto)	
Elementos No Alisados	1 Aletas de perfiles laminados en I, platinas salientes en perfiles laminados en I, aletas salientes de pares de ángulos en contacto continuo, aletas de canales y aletas de secciones en T	$b/t$	$0.56\sqrt{E/F_y}$	
	2 Aletas de perfiles armados en I, y platinas o aletas de ángulos salientes en perfiles armados en I	$b/t$	$0.64\sqrt{k_c E/F_y}$ (a)	
	3 Aletas de ángulos sencillos, aletas de ángulos dobles con separadores, y otros elementos no alisados no incluidos en los casos 1, 2 y 4	$b/t$	$0.45\sqrt{E/F_y}$	
	4 Almas de secciones en T	$d/t$	$0.75\sqrt{E/F_y}$	
5	Almas de perfiles en I de simetría doble y almas de canales	$h/t_w$	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
6	Paredes de perfiles estructurales tubulares (PTE) y perfiles en cajón, de sección rectangular y espesor uniforme	$b/t$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
7	Cubreplacas de aleta y platinas de diafragma entre líneas de conectores o soldaduras.	$b/t$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	

Tabla 5, Relación de ancho espesor para perfiles a compresión (F.2.2.4-1 de la NSR-10)

### 4.6. Pandeo torsionante

Los miembros los cuales la relación ancho espesor es alta, o los cuales no tienen o solo tienen un eje de simetría, se puede presentar pandeo torsional antes de que se produzca pandeo flexionante. La ilustración muestra un claro ejemplo de pandeo torsionante.

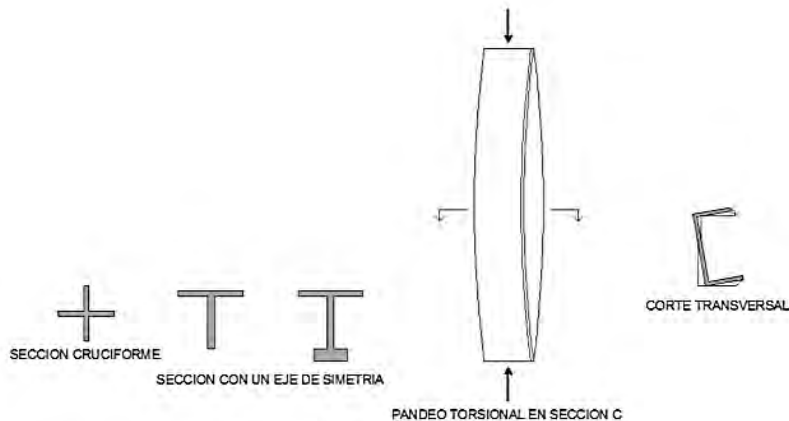


Ilustración 14, Pandeo torsional (Valencia Clement, 2011)

Facultad de Ingeniería

## 4.7. Ecuaciones para columnas

Las especificaciones LRFD proporcionan una ecuación para columnas largas con pandeo inelástico y una ecuación parabólica para las columnas cortas e intermedias. Con estas ecuación se determina un esfuerzo critico o de pandeo,  $F_{cr}$ , para un elemento a compresión<sup>27</sup>. Una vez calculado este esfuerzo para obtener la resistencia nominal del elemento se procede con la siguiente ecuación:

$$P_n = A_g * F_{cr}$$

**Ecuación 10**, Resistencia nominal a compresión

$$P_u = \phi_c * A_g * F_{cr}$$

**Ecuación 11**, Resistencia Última a compresión

Dónde:

- $P_n$  = Carga nominal
- $P_u$  = Carga ultima
- $A_g$  = Área bruta trasversal del elemento
- $F_{cr}$  = Esfuerzo critico de pandeo inelástico
- $\phi_c$  = Factor de reducción de resistencia a compresión igual 0.90

Teniendo en cuenta los estados límites de los elementos,  $F_{cr}$ , puede tener diferentes ecuaciones dependiendo de la longitud efectiva y del material del cual están formados:

- a) Caso 1 (F.2.5.3-2) NSR-10

$$\text{Si } \frac{Kl}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ó } F_e \geq 0.44F_y \rightarrow F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y$$

**Ecuación 12**, Calculo de esfuerzo critico caso 1

- b) Caso 2 (F.2.5.3-3) NSR-10

$$\text{Si } \frac{Kl}{r} > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ó } F_e < 0.44F_y \rightarrow F_{cr} = 0.877 * F_e$$

**Ecuación 13**, Calculo de esfuerzo critico caso 2

Dónde:

<sup>27</sup> (McCormac, 2002) P. 146



- $F_e =$  Esfuerzo elástico de pandeo  $F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$   
 $F_y =$  Esfuerzo según el material de fluencia  
 $E =$  Módulo de elasticidad  
 $K =$  Factor de longitud efectiva  
 $l =$  Longitud sin arriostamiento del elemento  
 $r =$  Radio de giro en el sentido que corresponda

(Ver ejercicio 3.3, de la cartilla de Ejercicios)

La elección de un perfil para resistir una determinada sollicitación es un proceso que, en principio, requiere tanteos y operaciones repetitivas que se aconseja usar tablas de Excel para resultados más precisos. La resistencia es función de la relación de esbeltez,  $KL/r$ , pero al depender ésta del radio de giro,  $r$ , el perfil debe conocerse de antemano. Usualmente se supone una sección, se calcula su resistencia y se compara con la resistencia requerida. El proceso puede simplificarse si se dispone de tablas que incluyan la resistencia de diseño de perfiles estructurales. En el Manual de diseño de AISC (American Institute of Steel Construction), así como en los manuales publicados por los fabricantes de perfiles, se consigue este tipo de tablas.

## 4.8. Ejemplos

### 4.8.1 Ejemplo 1

- Un perfil IPE 300 se usa como columna articulada en sus apoyos, de 5.00 m de altura. Usando la ecuación de Euler, determine la carga crítica o de pandeo de la columna. Suponga que el acero en el que está hecha la columna es de A36
- Repita el procedimiento cambiando la longitud a 2.50 m, en caso de que no se encuentre en el rango elástico busque que perfil IPE se encuentra en este rango.

Solución

- Primero hay consultar en los catálogos de los proveedores las propiedades geométricas del perfil IPE 300.

$$\begin{aligned}
 A_g &= 5380 \text{ mm}^2 \\
 (\text{Radio de giro en } x) r_x &= 124.6 \text{ mm} \\
 (\text{Radio de giro en } y) r_y &= 33.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Esfuerzo crítico de Euler:

Escogemos el radio de giro menor debido a que en este sentido es más débil el perfil.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(l/r)^2}$$

Facultad de Ingeniería

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200000 \text{ MPa}}{\left(\frac{5000 \text{ mm}}{33.5 \text{ mm}}\right)^2} = 88.60 \text{ MPa}$$

Esfuerzo critico de pandeo  $88.60 \text{ MPa} < 250 \text{ MPa}$ , esto quiere decir que la columna está en el rango elástico y es capaz de soportar una carga crítica de pandeo de la siguiente forma:

$$P = F_e * A_g = 88.60 \text{ MPa} * 5380 \text{ mm}^2 = 476668 \text{ N} = 476.6 \text{ KN}$$

b. Usando una longitud de 2.50 m

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200000 \text{ MPa}}{\left(\frac{2500 \text{ mm}}{33.5 \text{ mm}}\right)^2} = 354.4 \text{ MPa}$$

Es esfuerzo de pandeo  $354.4 \text{ MPa} > 250 \text{ MPa}$ , esto indica que la columna está en el rango inelástico y que la ecuación de Euler no puede ser aplicada para esta longitud.

Para encontrar un perfil que cumpla con esta condición debemos despejar de la ecuación dejando como incógnita el radio de giro.

$$r = \sqrt{\frac{l^2 * F_e}{\pi^2 * E}}$$

$$r = \sqrt{\frac{(2500 \text{ mm})^2 * 250 \text{ MPa}}{\pi^2 * 200000 \text{ MPa}}} = 28.13 \text{ mm}$$

Debemos encontrar un perfil cuyo radio de giro menor debe ser menor que  $28.13 \text{ mm}$ , debido a que entre más pequeño el radio de giro hacemos más grande el denominador en la ecuación de fuerza de Euler. Buscamos en los catálogos, pero que nos soporte la mayor carga posible.

IPE-240:

$$A_g = 3910 \text{ mm}^2$$

$$r_x = 99.8 \text{ mm}$$

$$r_y = 27.0 \text{ mm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200000 \text{ MPa}}{\left(\frac{2500 \text{ mm}}{27.0 \text{ mm}}\right)^2} = 230.23 \text{ MPa}$$

Esfuerzo critico de pandeo  $230.23 \text{ MPa} < 250 \text{ MPa}$ , esto quiere decir que la columna está en el rango elástico y es capaz de soportar una carga crítica de pandeo de la siguiente forma:

Facultad de Ingeniería



$$P = F_e * A_g = 230.23 \text{ MPa} * 3910 \text{ mm}^2 = 900199 \text{ N} = 900.2 \text{ KN}$$

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos podemos concluir que el perfil IPE-240 aunque tiene menor área de sección soporta más carga que el IPE-300, esto se debe a que el radio de giro es menor para este elemento.

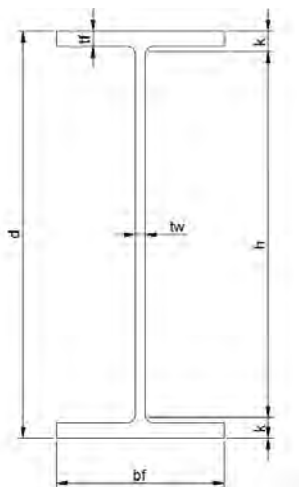
### 4.8.2 Ejemplo 2

Se tiene un perfil IPE-500 elementos esbeltos ¿Verificar si puede llegar a presentar pandeo local?

- Si es de acero A 36
- Si es de acero A 572 Gr50

#### Solución

- Identificar las propiedades de la sección IPE-500



$$\begin{aligned} d &= 500 \text{ mm} \\ t_f &= 16 \text{ mm} \\ t &= k = 16 \text{ mm} \\ h &= 426 \text{ mm} \\ b_f &= 200 \text{ mm} \\ s &= t_w = 10.20 \text{ mm} \end{aligned}$$

Para identificar si el elemento puede presentar pandeo local, debemos ver los valores de relación de esbeltez (ver NSR-10 Tabla F.2.2.4-1)

#### Caso 1 (Aleta):

$$\frac{b}{t} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{200 \text{ mm}/2}{16 \text{ mm}} = 6.25$$

#### Caso 2 (Alma):

$$\frac{h}{t} = \frac{d - 2k}{t_w} = \frac{426 \text{ mm}}{10.20 \text{ mm}} = 41.76$$

Facultad de Ingeniería

Los límites para que no presenten pandeo son los siguientes (ver NSR-10 Tabla F.2.2.4-1):

Para las aletas:

$$\text{A-36: } \lambda_r = 0.56 * \sqrt{E/F_y} = 0.56 * \sqrt{200000/250} = 15.84$$

$$\text{A 572 Gr50: } \lambda_r = 0.56 * \sqrt{E/F_y} = 0.56 * \sqrt{200000/350} = 13.39$$

Para el alma:

$$\text{A-36: } \lambda_r = 1.49 * \sqrt{E/F_y} = 0.56 * \sqrt{200000/250} = 42.14$$

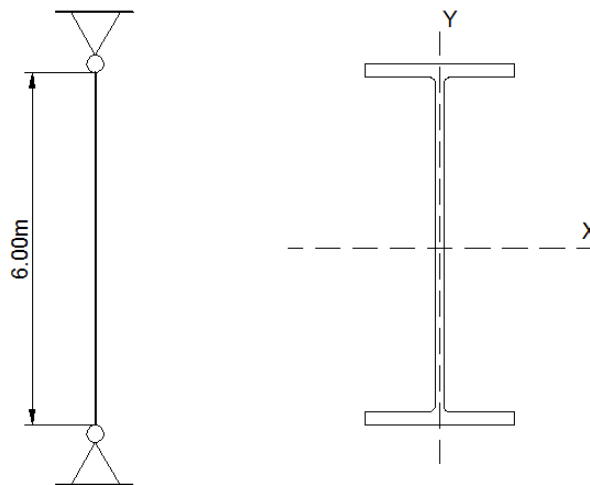
$$\text{A 572 Gr50: } \lambda_r = 1.49 * \sqrt{E/F_y} = 0.56 * \sqrt{200000/350} = 35.61$$

Teniendo en cuenta lo anterior

- Compacto si es de acero A-36 ( $F_y = 250 \text{ MPa}$ ), pues  $b/t$  y  $h/t$  son menores que los valores de  $\lambda_r$ .
- Esbelto si es acero A572 Gr50 ( $F_y = 350 \text{ MPa}$ ), porque en la comprobación del alma  $\frac{h}{t} > \lambda_r$ .

### 4.8.3 Ejemplo 3

Diseñar la columna de la figura con un perfil HEA, de acero A-36, para que resista una carga muerta de 100KN y viva de 150 KN, axiales. No se consideran cargas horizontales.



#### Solución

- 1) Debemos hallar la resistencia requerida para las dos combinaciones más críticas según NSR-10 capítulo B.

Facultad de Ingeniería

$$U1 = 1.4D = 1.4 * 100KN = 140 KN$$

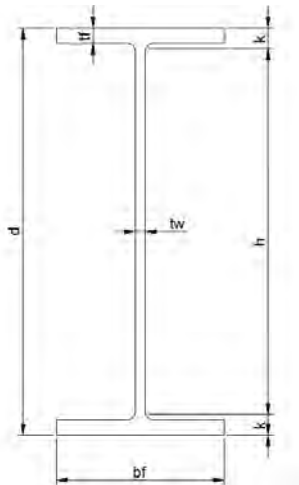
$$U2 = 1.2D + 1.6L = (1.2 * 100KN) + (1.6 * 150KN) = 360 KN$$

Evidentemente, en este caso la segunda combinación es la más crítica  $P_u = 360 KN$

- 2) Debido a que el diseño de un elemento se hace por medio de iteraciones se busca un elemento que tenga un área mayor a la requerida para compresión por medio de la ecuación de esfuerzo  $\sigma = \frac{P}{A}$  donde  $\sigma =$  esfuerzo del material,  $F_y$ ,  $A =$  Area de la sección y  $P =$  carga ultima o critica.

$$\sigma = \frac{P}{A} \text{ despejando } A; A = \frac{P}{\sigma} \rightarrow A = \frac{360000N}{250 MPa} = 1440mm^2$$

**HEA A-180 (buscando en los catálogos y teniendo en cuenta que cumpla como elemento compacto)**



$$\begin{aligned} d &= 500 \text{ mm} \\ t_f &= 16 \text{ mm} \\ k &= 16 \text{ mm} \\ h &= 426 \text{ mm} \\ b_f &= 200 \text{ mm} \\ t_w &= 10.20 \text{ mm} \\ A_g &= 3650 \text{ mm}^2 \\ r_x &= 73.4 \text{ mm} \\ r_y &= 44.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

- 3) Revisamos las relaciones ancho espesor para determinar si es una sección compacta.

Aletas:

$$\frac{b}{t} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{180 \text{ mm}/2}{7.5 \text{ mm}} = 12 < 15.8 = 0.56 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow OK$$

Alma:

$$\frac{h}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{122 \text{ mm}}{5.00 \text{ mm}} = 24.4 < 42.1 = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow OK$$

Facultad de Ingeniería

- 4) Relaciones de esbeltez  $KL/r$  (Ver coeficiente K en la tabla 3)

$$\left(\frac{KL}{r_x}\right) = \frac{1.0 * 6000 \text{ mm}}{73.4 \text{ mm}} = 81.74$$

$$\left(\frac{KL}{r_y}\right) = \frac{1.0 * 6000 \text{ mm}}{44.7 \text{ mm}} = 134.22$$

$$81.74 < 134.22 < 200 \rightarrow OK \text{ (Véase F.2.5.2 NSR-10)}$$

- 5) Calculo del esfuerzo critico caso 2

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ó } F_e < 0.44F_y \rightarrow F_{cr} = 0.877 * F_e$$

$$134.22 > 133 = 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ entonces } F_{cr} = 0.877 * \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 96.08 \text{ MPa}$$

- 6) Calcular la resistencia de diseño

$$\phi P_n = \phi * A_g * F_{cr} = 0.90 * 3650 \text{ mm}^2 * 96.08 \text{ MPa} = 317988 \text{ N} = 318 \text{ KN}$$

$$360 \text{ KN} > 318 \text{ KN} \rightarrow \text{No cumple}$$

- 7) Se comprueba que  $P_u \leq \phi P_n$ , como no lo es se repiten todos los pasos anteriores hasta que se cumpla esta condición.
- 8) Y se llega a un perfil HEA 200 con la ecuación del caso 1 (Ver ecuación 12)

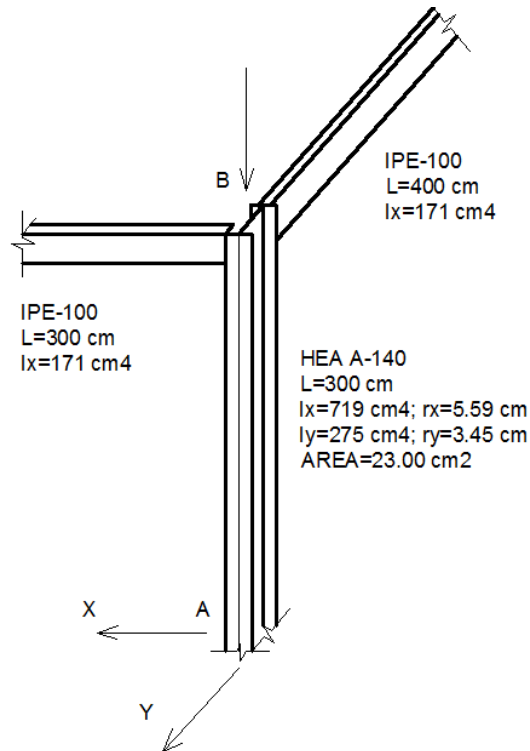
$$A_g = 5380 \text{ mm}^2; r_x = 82.8 \text{ mm}; r_y = 49.8 \text{ mm}$$

Repitiendo los pasos anteriores se llega a

$$\phi P_n = 503.4 \text{ KN} > 360 \text{ KN} \rightarrow OK$$

#### 4.8.4 Ejemplo 4

Se tiene una columna, sujeta a carga axial a compresión de **230 KN**, el elemento propuesto es una **HEA A-140** de 3.0m de longitud de acero A-36, la cual se encuentra articulada en la base "A" y tiene conectadas rigidamente en su extremo superior "B" dos perfiles **IPE-100** DE 4.0m y 3.0m como se muestra en la figura.



**Solución:**

- 1) Hallar los factores G para longitudes efectivas en pórticos:

Debido a que la columna esta empotrada se toma los siguientes valores:

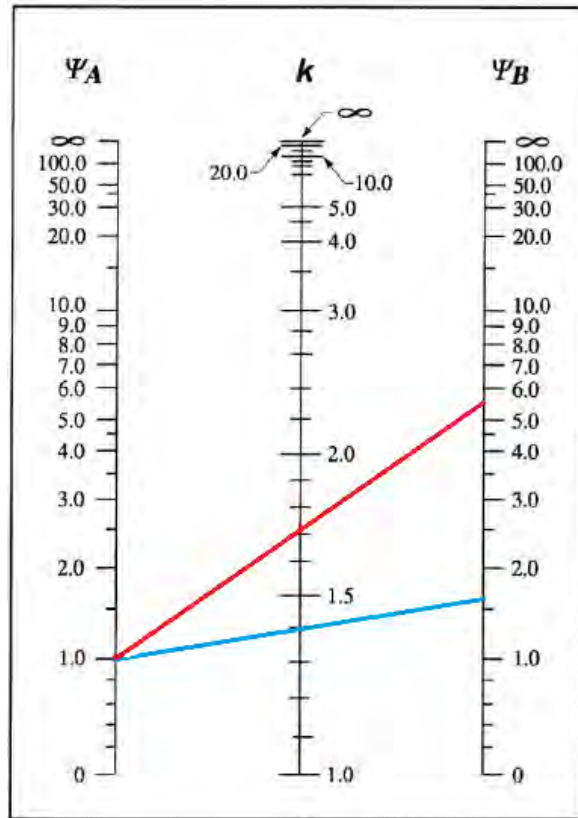
$$G_{AX} = G_{AY} = 10 \text{ (teniendo en cuenta la seccion 4.4 )}$$

$$G_{BX} = \frac{\sum I_c/L_c}{\sum I_v/L_v} = \frac{719 \text{ cm}^4/300 \text{ cm}}{171 \text{ cm}^4/400 \text{ cm}} = 5.60$$

$$G_{By} = \frac{\sum I_c/L_c}{\sum I_v/L_v} = \frac{275 \text{ cm}^4/300 \text{ cm}}{171 \text{ cm}^4/300 \text{ cm}} = 1.60$$

- 2) Entramos al nomograma de pórticos no arriostrados y hallamos los siguientes resultados:

Facultad de Ingeniería



$$K_x \rightarrow (10|5.6) \rightarrow 1.72; K_y \rightarrow (10|1.6) \rightarrow 1.40$$

3) Comprobamos relación de esbeltez  $KL/r$

$$\left(\frac{KL}{r_x}\right) = \frac{1.72 * 300 \text{ cm}}{5.59 \text{ cm}} = 92.30 < 200 \rightarrow OK$$

$$\left(\frac{KL}{r_y}\right) = \frac{1.40 * 300 \text{ cm}}{3.45 \text{ mm}} = 121.73 < 200 \rightarrow OK$$

4) Verificamos el esfuerzo que puede soportar el elemento con la sección 4.7 de la cartilla teórica y calculamos para el eje débil que en este caso sería y.

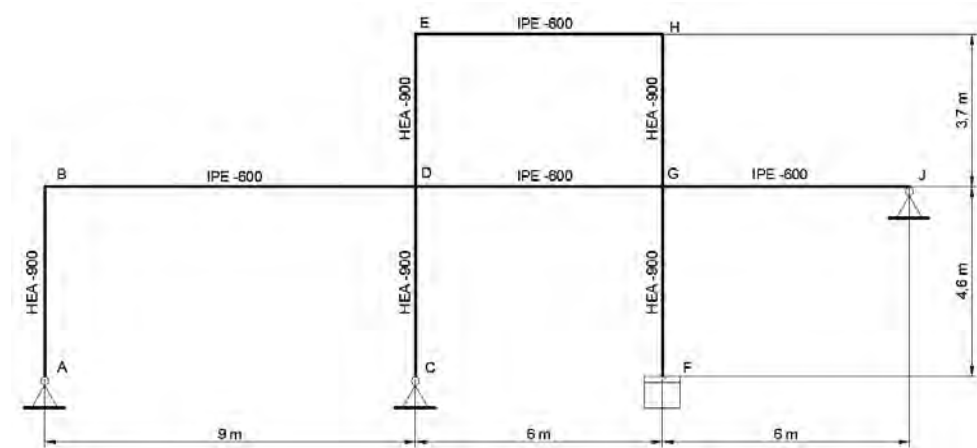
$$92.30 < 121.73 < 133 = 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ entonces } F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y = 114.0 \text{ MPa}$$

$$\phi P_n = \phi * A_g * F_{cr} = 0.90 * 2300 \text{ mm}^2 * 114.0 \text{ MPa} = 235980 \text{ N} = 236 \text{ KN} > 230 \text{ KN}$$

Facultad de Ingeniería

### 4.8.5 Ejemplo 5

Evaluar el factor de longitud efectiva, K, de todas las columnas del pórtico de la figura



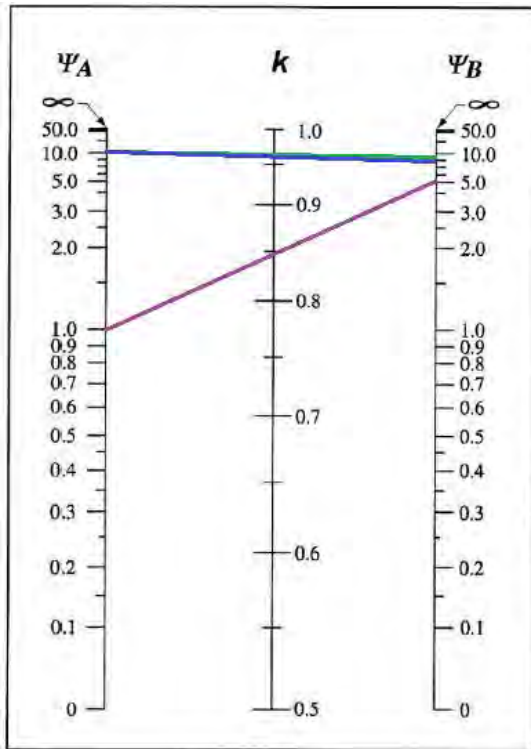
1) Cálculo de la rigidez de los perfiles,  $I/L$

Elemento	$I (mm^4) \times 10^6$	$L (mm)$	$I/L (mm^3) \times 10^3$	Elemento	$I (mm^4) \times 10^6$	$L (mm)$	$I/L (mm^3) \times 10^3$
AB	42.21	4600	9.18	BD	9.208	9000	1.02
CD	42.21	4600	9.18	DG	9.208	6000	1.53
DE	42.21	3700	11.41	GJ	9.208	6000	1.53
FG	42.21	4600	9.18	EH	9.208	6000	1.53
GH	42.21	3700	11.41				

2) Evaluación de K. Para evaluar el factor de longitud efectiva se usaran los nomogramas se requiere calcular previamente los valores de las rigideces relativas, para lo que se usara la ecuación  $G_{A-B} = \frac{\sum I_c/L_c}{\sum I_v/L_v}$ . En la tabla siguiente se resume el procedimiento.

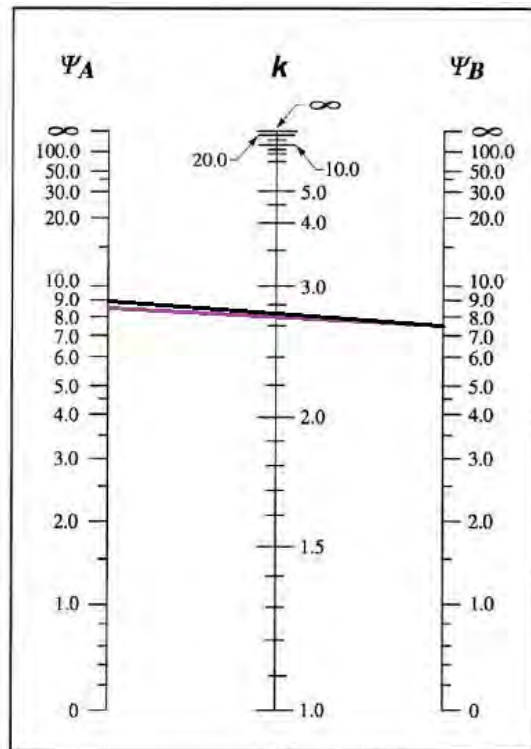
Columna	Extremo inferior		Extremo superior		Kx	Nomograma
	$\frac{\sum I_c/L_c}{\sum I_v/L_v}$	$G_A$	$\frac{\sum I_c/L_c}{\sum I_v/L_v}$	$G_B$		
AB	Articulación	10	$\frac{9.18}{1.02}$	9.00	0.97	Arriestrado
CD	Articulación	10	$\frac{9.18 + 11.41}{1.02 + 1.53}$	8.07	0.965	Arriestrado
FG	Empotramiento	1.0	$\frac{9.18 + 11.41}{1.53 + (1.5 * 1.53)}$	5.38	0.849	Arriestrado
DE		8.07	$\frac{11.41}{1.53}$	7.45	2.7	No arriestrado
GH		8.97	$\frac{11.41}{1.53}$	7.45	2.75	No arriestrado

Facultad de Ingeniería



(a)

Estructuras arriostradas contra desplazamiento lateral



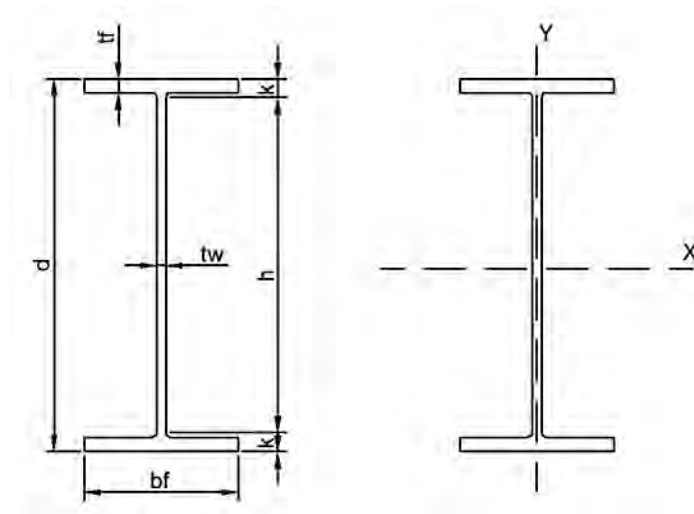
(b)

Estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral



## 5. Elementos sometidos a flexión simple

Para hablar de elementos a flexión nos dirigimos directamente a las vigas, las cuales son usadas para soportar cargas de pisos, cubiertas, cargas puntuales, peso propio y todas aquellas que se prevé deben soportar. Los perfiles que más se usan en Colombia como vigas, son las IPE son elementos en forma de *I* los cuales tienen alas anchas y un alma delgada.



**Ilustración 15**, Esquema de una viga IPE

Entre los muchos tipos de vigas cabe mencionar las siguientes: Viguetas, dinteles, vigas de fachada, largueros de puentes y vigas de piso. Las viguetas son vigas estrechamente dispuestas para soportar los pisos y techos de los edificios; los dinteles se colocan sobre los vanos de ventanas y puertas. Las vigas de fachada soportan las paredes exteriores de los edificios y las demás cargas previstas. Los largueros de los puentes son las vigas en los pisos de puentes que corren paralelas a la superficie de rodamiento, en tanto que las vigas de piso son las vigas que en muchos de los pisos de los puentes corren perpendicularmente a la superficie de rodamiento de los puentes y se usan para transferir las cargas de piso a los largueros<sup>28</sup>.

### 5.1. Comportamiento de los elementos a flexión

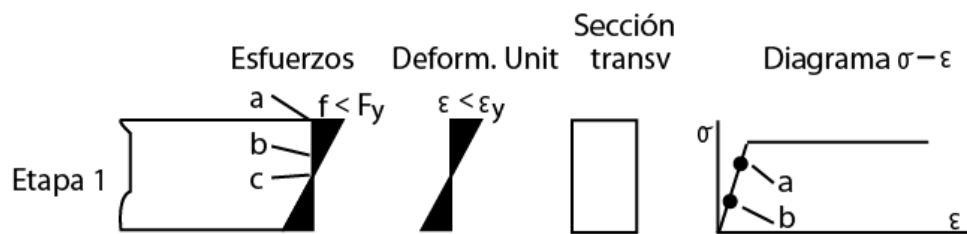
El comportamiento de un elemento a flexión comprende varias etapas que se van marcando a través de la mayoración gradual de la carga sobre un elemento. Esto con el fin de demostrar cada una de las etapas que sufre la viga cuando está cargada. Para esa demostración se supone que la viga está cargada de forma

<sup>28</sup> (McCormac, 2002) P. 207

vertical y que la deformación será alrededor del eje (x-x), se analiza de esta forma porque es la manera en que normalmente están cargadas las vigas porque este es su eje fuerte, aunque en algunos casos especiales y debido cargas horizontales también poseen estas cargas de forma lateral y sufrirían otra deformación alrededor del eje (y-y). En el caso de los elementos a flexión el coeficiente de reducción de resistencia  $\phi_b = 0.90$ .

**Etapa 1 (comportamiento elástico)**

En esta etapa todas las fibras están sometidas a esfuerzos inferiores al esfuerzo de fluencia, por esta razón puede soportar grandes cargas y tener poca deformación, en la **ilustración 14** a continuación veremos y explicaremos mejor el comportamiento.



**Ilustración 16, Etapa 1 comportamiento elástico de vigas (Valencia Clement, 2011)**

En esta etapa podemos ver que el esfuerzo es menor al esfuerzo de fluencia del material en las tres zonas (a, b, c) y las deformación son menores al límite elástico. La sección trasversal no tiene ninguna plastificación y ninguna deformación notable. El momento de esta etapa se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$M = S_x * f_b$$

**Ecuación 14, Momento antes del límite elástico**

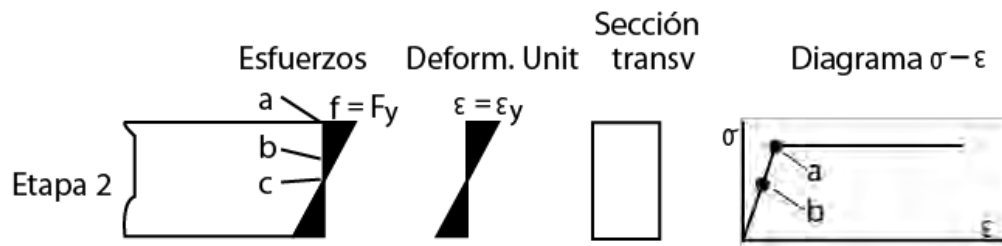
$M =$  momento de la sección

$S_x =$  modulo elastico con respecto al eje x ( $mm^3$ )

$f_b =$  esfuerzo de trabajo menor a  $F_y$  (MPa)

**Etapa 2 (Fibras externas llegan al límite elástico)**

En esta segunda etapa las fibras extremas han llegado a la fluencia, el momento interno del elemento se designa como la multiplicación del módulo elástico del elemento por el esfuerzo de fluencia del material, este módulo es propio de cada sección del elemento lo podemos encontrar en los catálogos de los proveedores y se designa con la letra "S" y el subíndice según el eje de acción  $S_y$  y  $S_x$ .



**Ilustración 17**, Etapa 2, fibras extremas llegan al límite elástico (Valencia Clement, 2011)

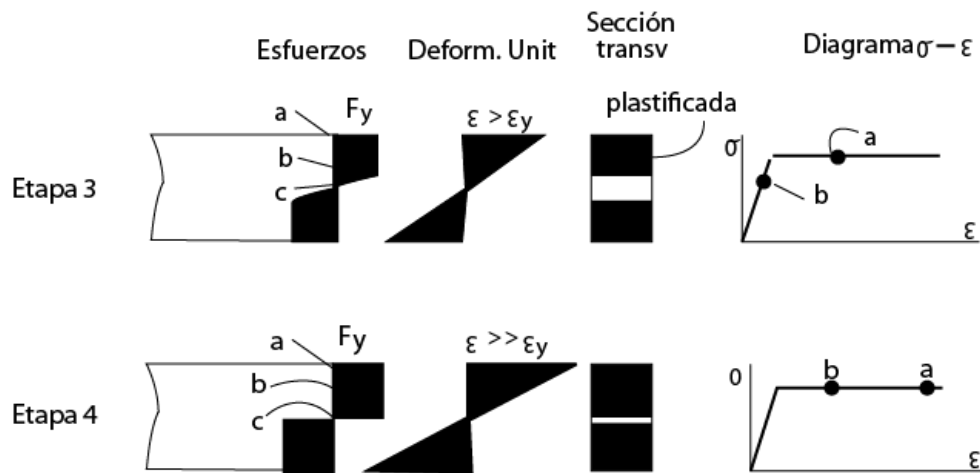
En esta segunda etapa podemos apreciar que los esfuerzos en los extremos son mayores que en la etapa 1 y la deformación es igual a la de fluencia en las fibras extremas, es decir en la fibra “a” mientras que en la “b” todavía se considera que está por debajo del esfuerzo de fluencia. Ninguna de las partes de la sección transversal se ha plastificado y el punto “a” en la gráfica de esfuerzo deformación ya llego al límite elástico. El momento de esta etapa se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$M_y = S_x * F_y$$

**Ecuación 15**, Momento del límite de fluencia

### Etapa 3 (Comienzo de la plastificación)

Con el aumento de la carga la zona que se encontraba en la etapa 2 comienza a plastificarse y a disminuir los esfuerzos soportados por esta zona, las deflexiones se hacen mayores y las zonas más cercanas al centro tienen que soportar más esfuerzos, por consiguiente van llegando a la plastificación.



**Ilustración 18**, Etapa 3 y 4 Plastificación de la sección (Valencia Clement, 2011)

$$Z = \sum A_i * \bar{y}_i, \text{ donde: } A_i = \text{Area del rectangulo analizar; } \bar{y}_i = \text{distancia entre centroides}$$

$$S = \frac{I}{C}, \text{ donde: } I = \text{inercia de la seccion; } C = \frac{\text{altura de la seccion}}{2}$$

En las etapas 3 y 4 se ve cómo se va plastificando la sección del centro a medida que los esfuerzos aumentan, las deformaciones se hacen mucho mayores y los puntos a y b sobrepasan el límite plástico. El momento que soporta la sección se halla multiplicando el modulo plástico de las sección por el esfuerzo a fluencia del material. El modulo plástico de la sección se designa con la letra "Z" y según el eje de acción se nombra  $Z_y$  y  $Z_x$ , este módulo plástico se encuentra en los catálogos de los proveedores y en los manuales de AISC y tiene unidades de ( $\text{cm}^3$ ). El momento de esta etapa se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$M_p = Z_x * F_y$$

**Ecuación 16, Momento plástico (NSR-10 F.2.6.2.1)**

## 5.2. Parámetros para el diseño de elementos a flexión

### 5.2.1 Clasificación de los elementos

Tal como lo mencionamos en el diseño de elementos a compresión en el capítulo anterior, debemos revisar la sección trasversal de los elementos para determinar cuál será el método de diseño a emplear, ante que nada debemos saber lo siguiente:

$\lambda$  = Parámetro de esbeltez

$\lambda_p$  = Parámetro de esbeltez límite para un elemento compacto

$\lambda_r$  = Parámetro de esbeltez límite para un elemento no compacto

Si  $\lambda < \lambda_p$  se denomina un elemento compacto

Si  $\lambda_r > \lambda > \lambda_p$  se denomina un elemento no compacto

Si  $\lambda_r < \lambda$  se denomina un elemento esbelto

Para determinar los valores según el tipo de perfil tenemos que ver el siguiente cuadro:

	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\frac{b}{t}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{K_c E}{F_y}}$	Notas 2 y 3
	$\frac{h}{t}$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t}$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t}$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\frac{b}{t}$	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	$\frac{h}{t}$	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t}$	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t}$	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\frac{b}{t}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	$\frac{h}{t}$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t}$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t}$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\frac{b}{t}$	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Aletas horizontales en compresión por flexión.			
	$\frac{h}{t}$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t}$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$				
	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\frac{b}{t}$	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Extremo de aletas verticales en compresión por flexión.			
	$\frac{h}{t}$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t}$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$				Nota 4

1.  $F_y$  Y  $E$  dados en Mpa.  
 2.  $K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ , pero  $0.35 < K_c < 0.763$   
 3. FL depende de varios factores. Véase NSR-10 nota (b), tabla F.2.2.4-1

Ilustración 19, Valores para determinar el pandeo local de un elemento (Valencia Clement, 2011)

### 5.2.2 Momento variable

Anteriormente habíamos estudiado vigas con flexión constante, esto quiere decir por momentos iguales en magnitud, pero con signo contrario, aplicado en sus extremos. Si la flexión es variable, la resistencia nominal de la viga es mayor, debido a que, en el caso de vigas con flexión constante, una de las aletas esta solicitada por compresión uniforme en todo el tramo sin soporte lateral, en tanto que si la flexión es variable, la aleta en compresión estará solicitada por un esfuerzo máxima en la sección, mientras que en el resto de su longitud el esfuerzo será menor, pudiendo incluso cambiar el signo si hay doble curvatura en la viga<sup>29</sup>. Para estos casos la NSR-10 F.2.6.1 se introduce el factor  $C_b$ .

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} * R_m \leq 3.00$$

Ecuación 17, Ecuación de coeficiente de momento variable (F.2.6.1-1)

<sup>29</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 139

- $C_b$  = Factor de modificación para pandeo lateral-torsional, aplicable cuando sobre el segmento de viga comprendido entre dos puntos arriostrados se tiene un diagrama de momentos no uniforme.  
 $M_{max}$  = Valor absoluto del momento máximo en el segmento comprendido entre puntos arriostrados.  
 $M_A$  = Valor absoluto del momento a un cuarto de la longitud del segmento comprendido entre puntos arriostrados.  
 $M_B$  = Valor absoluto del momento en el punto medio del segmento comprendido entre puntos arriostrados.  
 $M_C$  = valor absoluto del momento a los tres cuartos de la longitud del segmento comprendido entre puntos arriostrados.  
 $R_m$  = parámetro de monosimetría de la sección transversal  
           = 1.0 para miembros de doble simetría  
           = 1.0 para miembros de simetría simple flexionados en curvatura simple  
           = para miembros de simetría simple flexionados en curvatura doble  
 $I_y$  = momento de inercia alrededor del eje principal "y"  
 $I_{yc}$  = momento de inercia de la aleta a compresión, o de la aleta más pequeña cuando la curvatura es doble, alrededor del eje "y"

(Ver ejemplo 4.6 de la cartilla de ejercicios)

### 5.3. Vigas compactas lateralmente soportadas

- 1)  $M_n = M_p$  sección compacta para Pandeo lateral torsional y Pandeo local en la aleta
- 2) La aleta a compresión esta arriostrada,  $M_n = M_p$  para pandeo lateral torsional

$$\phi_b * M_n = \phi_b * M_p \geq M_u$$

**Ecuación 18**, Ecuación de resistencia

Dónde:

- $\phi_b$  = Coeficiente de reducción de resistencia para flexión  
 $M_n$  = Resistencia nominal a la flexión  
 $M_p$  = Momento plástico  
 $M_u$  = Momento ultimo después de hacer el análisis estructural

Para el diseño de elementos tenemos dos opciones:

- Usando análisis elástico  $\phi_b M_n = \phi_b M_y \geq M_u$  (más usado)
- Usando análisis plásticos  $\phi_b M_n = \phi_b M_p \geq M_u$  (método simplificado)

Nos enfocaremos en el análisis elástico debido que es el más usado.

### 5.3.1. Procedimiento de diseño elástico

- 1) Hallar los diagramas de momento y cortante último, según mayoración de cargas del capítulo B.2 de NSR-10.
- 2) Seleccionar el perfil más liviano que cumpla  $\phi_b M_p \geq M_u$
- 3) Verificar la sección compacta para Pandeo lateral torsional y Pandeo local en la aleta.
- 4) Verificar espaciamiento  $L_b$  de soportes laterales para Pandeo lateral-torsional, para que  $\phi_b M_p \geq M_u$
- 5) Verificar  $\phi_v V_n \geq V_u$ , Donde  $\phi_v = 0.90$  *factor de reducción a corte*
- 6) Verificar deflexiones según NSR-10<sup>30</sup>

#### Ejercicio 5.1

Una viga de  $L = 8.00m$  empotrada en los extremos, está sometida a una carga última distribuida de  $W_u = 60.0 KN/m$ , incluido el peso propio, se le asigna soporte lateral para evitar pandeo Torsional  $M_n = M_p$ . Para el cálculo de la deflexión se tiene una carga viva de  $W_l = 30.0 KN/m$ , según la NSR-10, la deflexión debe ser menor que  $L/360$ . Hallar el perfil IPE de acero A36 para que cumpla con las anteriores condiciones<sup>31</sup>.

Solución

- 1) Hallar por medio de las ecuaciones de análisis el cortante y el momento para la carga mayorada.

$$M_+ = \frac{W_u * L^2}{24} \text{ Ecuación de momento positivo para vigas empotradas en ambos extremos.}$$

$$M_- = \frac{W_u * L^2}{12} \text{ Ecuación de momento negativo para vigas empotradas en ambos extremos.}$$

$$V_u = \frac{W_u * L}{2} \text{ Ecuación para el cálculo de cortante máximo}$$

Entonces:

$$M_+ = \frac{60 * 8^2}{24} = 160.0KN * m$$

$$M_- = \frac{60 * 8^2}{12} = 320.0KN * m$$

$$V_u = \frac{60 * 8}{2} = 240.0KN * m$$

<sup>30</sup> (WJFajardo, 2014) P. 98

<sup>31</sup> (WJFajardo, 2014) P. 99

- 2) Diseño a flexión para secciones compactas

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p \geq 320.0 \text{KN} * m$$

$$M_p = \frac{320 \text{KN} * m}{0.9} = 356 \text{KN} * m$$

- 3) Módulo plástico Ecuación 16

$$M_p = Z_x * F_y \text{ Entonces } Z_x = \frac{M_p}{F_y}$$

$$Z_x = \frac{356 \text{KN} * m}{250000 \text{KN}/m^2} = 0.001424 \text{m}^3$$

- 4) Convertimos  $Z_x$ , convertimos él  $Z_x$  de metros cúbicos a centímetros cúbicos debido a que en esta unidad es donde se encuentra en los catálogos (FERRASA).

$$\frac{0.001424 \text{m}^3}{(0.01^3)} = 1424 \text{cm}^3$$

- 5) Buscamos en los catálogos de los proveedores el perfil con esta característica que sea el más liviano y encontramos el IPEV-450 con el siguiente módulo plástico  $Z_x = 2301 \text{cm}^3 > 1424 \text{cm}^3$ .
- 6) Verificación del tipo de sección, sabemos que tiene que ser una sección compacta.

Con ayuda de las tablas de los perfiles que tienen las dimensiones de cada una de las secciones y la **Ilustración 19** obtenemos los siguientes datos:

Verificación de los patines:

$$\frac{b}{t_f} = \frac{194 \text{mm}}{19.60 \text{mm}} = 9.89$$

Límites para evitar pandeo lateral en el patín:

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{200000 \text{MPa}}{250 \text{MPa}}} = 10.74 > 9.89 \rightarrow OK$$

$$\lambda_r = 1.00 \sqrt{\frac{200000 \text{MPa}}{250 \text{MPa}}} = 28.24 > 9.89 \rightarrow OK$$

Verificación del alma:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{378.8 \text{mm}}{12.4 \text{mm}} = 30.54$$

Límites para evitar pandeo lateral en el alma:

Facultad de Ingeniería



$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{200000MPa}{250MPa}} = 106.3 > 30.54 \rightarrow OK$$

$$\lambda_p = 5.70 \sqrt{\frac{200000MPa}{250MPa}} = 161.22 > 30.54 \rightarrow OK$$

7) Verificación por cortante del alma

$$\phi_v V_n = \phi_v * d * t_w * 0.6 * F_y$$

**Ecuación 19**, Resistencia por cortante

Dónde:

$\phi_v$  = Coeficiente de reducción por cortante

$V_n$  = Cortante nominal

$d$  = Alto del elemento

$t_w$  = Espesor del alma del elemento

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del elemento

$$\phi_v V_n = 0.90 * 460mm * 12.4mm * 0.6 * 250MPa = 770040N \approx 770KN > 240KN \rightarrow OK$$

8) Según NSR-10 la deflexión admisible para carga viva es  $\frac{L}{360}$

Entonces:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360} = \frac{8000}{360} = 22.22 \text{ mm}$$

Y la deflexión del elemento es:

$$\delta_L = \frac{W_L * L^4}{384 * E * I_x}$$

Dónde:

$W_L$  = Carga viva

$L$  = Distancia entre apoyos

$E$  = Modulo elástico del acero

$I_x$  = Momento de inercia del elemento

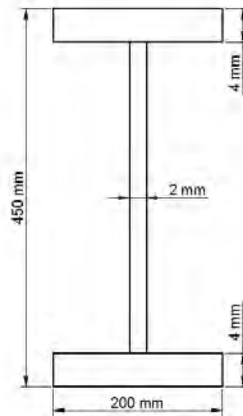
$$\delta_L = \frac{30N/mm * (8000m)^4}{384 * 200000N/mm * (462000000mm^4)} = 3.46mm < 22.22mm \rightarrow OK$$

Facultad de Ingeniería

## 5.4. Ejemplos

### 5.4.1 Ejemplo 1

Calcular  $M_p$  (*Momento plástico*) para el perfil armado mostrado de acero A-36, con flexión alrededor del eje fuerte  $M_{px}$  y eje débil  $M_{py}$ .



**Solución:**

- 1) Hallar el modulo plástico sobre el eje fuerte x:

$$Z = \sum (A_i * \bar{y}_i)$$

Dónde:

$A_i$  = Área de la figura geométrica que compone al perfil

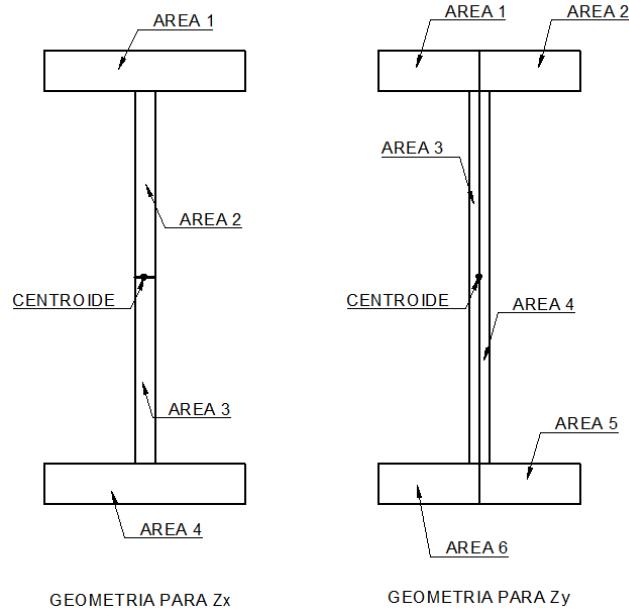
$\bar{y}_i$  = Distancia entre el centroide del perfil y el centroide de la figura geométrica.

Para facilitar la operación se divide el perfil en 4 rectángulos:

$$Z_x = (A_1 * \bar{y}_1) + (A_4 * \bar{y}_4) + (A_2 * \bar{y}_2) + (A_3 * \bar{y}_3)$$

$$Z_x = (4 * 200 * 223) + (4 * 200 * 223) + (221 * 2 * 110.5) + (221 * 2 * 110.5) = 454482 \text{ mm}^3$$

Facultad de Ingeniería



2) Hallar el modulo plástico sobre el eje débil y:

Para el otro sentido se divide el perfil en 6 rectángulos:

$$Z_y = (100 * 4 * 50) + (100 * 4 * 50) + (442 * 1 * 0.5) + (442 * 1 * 0.5) + (100 * 4 * 50) + (100 * 4 * 50) = 80442 \text{ mm}^3$$

3) Calculamos el momento plástico en cada sentido:

$$M_p = Z * F_y$$

Entonces:

$$M_{px} = 454482 \text{ mm}^3 * 250 \text{ MPa} = 113620500 \text{ N.mm} = 113.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{py} = 80442 \text{ mm}^3 * 250 \text{ MPa} = 20110500 \text{ N.mm} = 20.11 \text{ KN.m}$$

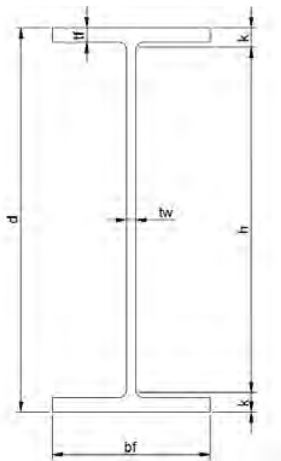
### 5.4.2 Ejemplo 2

Determinar si un perfil HEA-240 es compacto o no:

- Para el caso de que sea de acero A36
- Para el caso de que sea de acero A572 Gr50

**Solución:**

- 1) Identificar las dimensiones de un perfil HEA-240



$$\begin{aligned} d &= 230 \text{ mm} \\ t_f &= 12 \text{ mm} \\ k &= 30 \text{ mm} \\ h &= 170 \text{ mm} \\ b_f &= 240 \text{ mm} \\ t_w &= 7.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

- 2) Verificamos los parámetros de esbeltez del patín y del alma:

**Patín:**  $\frac{b}{t} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{240 \text{ mm}/2}{12 \text{ mm}} = 10.0$

**Alma:**  $\frac{h}{t} = \frac{d-(2*k)}{t_w} = \frac{170 \text{ mm}}{7.5 \text{ mm}} = 22.7$

- 3) Verificar el  $\lambda_p$  para que el perfil se considere un perfil compacto (ver ilustración 17):

**Patín:** a) Acero A36  $\lambda_p = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 * \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74 > 10.0$  **OK compacto**

b) Acero A572 Gr  $\lambda_p = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 * \sqrt{\frac{200000}{350}} = 9.08 < 10.0$  **NO compacto**

**Alma:** a) Acero A36  $\lambda_p = 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 * \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.34 > 22.7$  **OK compacto**

b) Acero A572 Gr  $\lambda_p = 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 * \sqrt{\frac{200000}{350}} = 89.88 > 22.7$  **OK compacto**

### 5.4.3 Ejemplo 3

Cuál es la resistencia de diseño  $\phi M_n$ , de una viga armada con un perfil IPE-400, de acero ASTM A36:

- Con respecto al eje débil.
- Con respecto al eje fuerte, si esta lateralmente arriostrada.

Facultad de Ingeniería

**Solución:**

- 1) Se deben tener las dimensiones del perfil W16x40

$$\begin{aligned}
 d &= 400 \text{ mm} \\
 t_f &= 13.5 \text{ mm} \\
 k &= 34.5 \text{ mm} \\
 h &= 331 \text{ mm} \\
 b_f &= 180 \text{ mm} \\
 t_w &= 8.60 \text{ mm} \\
 Z_x &= 1307000 \text{ mm}^3 \\
 Z_y &= 229000 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

- 2) Comprobar que el perfil sea compacto:

**Patín:**  $\frac{b}{t} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{180 \text{ mm}/2}{13.5 \text{ mm}} = 6.67$

Acero A36  $\lambda_p = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 * \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74 > 6.67$  **OK compacto**

**Alma:**  $\frac{h}{t} = \frac{d-(2*k)}{t_w} = \frac{331 \text{ mm}}{8.60 \text{ mm}} = 38.49$

Acero A36  $\lambda_p = 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 * \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.34 > 38.49$  **OK compacto**

- 3) Calculo de la resistencia de diseño  $\phi M_n$

Eje fuerte:

$$\phi M_n = \phi * Z_x * F_y = 0.90 * 1307000 \text{ mm}^3 * 250 \text{ MPa} = 294075000 \text{ N. mm} = 294 \text{ KN. m}$$

Eje débil:

$$\phi M_n = \phi * Z_y * F_y = 0.90 * 229000 \text{ mm}^3 * 250 \text{ MPa} = 51525000 \text{ N. mm} = 51.5 \text{ KN. m}$$

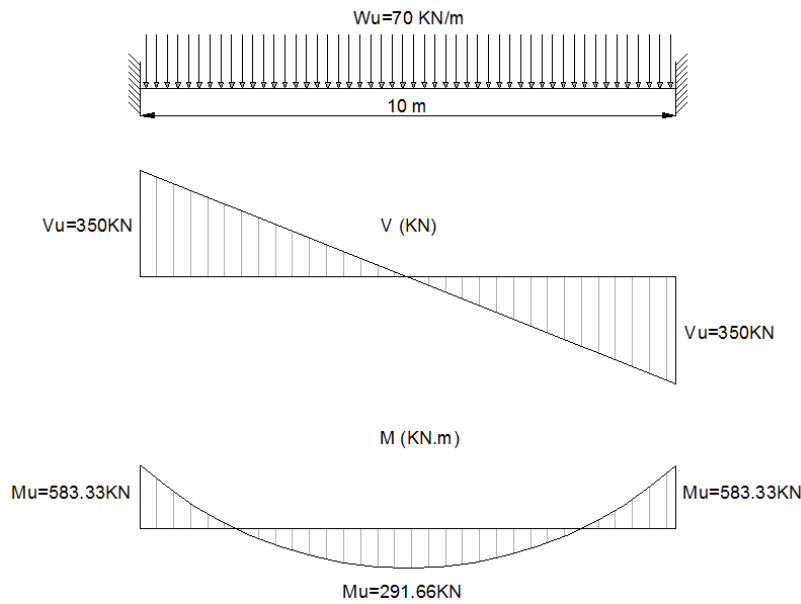
### 5.4.4 Ejemplo 4

Una viga de L=10.00m empotrada en los extremos, bajo una carga 70 KN/m (incluido el peso propio), tiene soporte lateral para evitar el pandeo torsional. Hallar el perfil HE de acero A572 Gr50 que soporte esta carga.

**Solución:**

- 1) Hallar los diagramas de cortante y momento de la viga

Facultad de Ingeniería



- 2) Diseño a flexión para secciones compactas:

$$\phi M_n = \phi M_p \geq 589.33 \text{ KN.m}$$

$$M_p = \frac{\phi M_p}{\phi} = \frac{589.33}{0.90} = 654.81 \text{ KN.m}$$

- 3) Calculo del módulo plástico:

$$M_p = Z_x * F_y \rightarrow Z_x = \frac{M_p}{F_y} = \frac{654810000 \text{ N.mm}}{350 \text{ MPa}} = 1870885.7 \text{ mm}^3$$

- 4) Buscamos un perfil HEA que cumpla con este módulo plástico, encontramos HEA-360 el cual tiene un módulo de:

$$Z_x = 2088000 \text{ mm}^3 > 1870885.7 \text{ mm}^3$$

- 5) Verificar las dimensiones del perfil HEA-360

$$\begin{aligned} d &= 350 \text{ mm} \\ t_f &= 17.5 \text{ mm} \\ k &= 44.5 \text{ mm} \\ h &= 261 \text{ mm} \\ b_f &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Facultad de Ingeniería

$$\begin{aligned}
 tw &= 10 \text{ mm} \\
 Z_x &= 2088000 \text{ mm}^3 \\
 Z_y &= 802000 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

6) Verificación que la sección sea compacta:

$$\text{Patín: } \frac{b}{t} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{300 \text{ mm}/2}{17.5 \text{ mm}} = 8.57$$

$$\text{Acero A572 Gr } \lambda_p = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 * \sqrt{\frac{200000}{350}} = 9.08 > 8.57 \text{ OK compacto}$$

$$\text{Alma: } \frac{h}{t} = \frac{d-(2*k)}{t_w} = \frac{261 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} = 26.1$$

$$\text{Acero A572 Gr } \lambda_p = 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 * \sqrt{\frac{200000}{350}} = 89.88 > 26.1 \text{ OK compacto}$$

7) Revisión de resistencia al corte

$$\phi V_n = \phi * d * tw * 0.6F_y = 0.9 * 350\text{mm} * 10\text{mm} * 0.6 * 350\text{MPa} = 680400 \text{ N} = 680.4\text{KN}$$

$$\phi V_n > V_u \rightarrow 680.4 \text{ KN} > 350 \text{ KN OK}$$

### 5.4.5 Ejemplo 5

Para una placa de entrepiso se usara vigas **I**, de acero A36, que se dispondrán separadas 5.00 m entre si, en una luz de 10.00 m con apoyos simples, y que deben resistir una placa de concreto de 0.20 m de espesor y una carga viva de 5.0 KN/m<sup>2</sup>, además su peso propio. Se puede suponer que la placa le ofrece un arriostramiento total a la viga.

**Solución:**

1) Identificación de las cargas actuantes:

- **Carga muerta:** Placa de concreto:  $0.20\text{m} * 24.0 \text{ KN/m}^3 * 5.00\text{m} = 24.0 \text{ KN/m}$   
 Peso propio del perfil (Asumido) 1.50 KN/m  
 Carga muerta total: 25.5 KN/m
- **Carga Viva:**  $5.00 \text{ KN/m}^2 * 5.00 \text{ m} = 25.0 \text{ KN/m}$

2) Mayorar las cargas según la combinación que aplica para estas dos cargas, tomando la más crítica:

$$q_u = (1.2 * 25.5 \text{ KN/m}) + (1.6 * 25.0 \text{ KN/m}) = 70.6 \text{ KN/m}$$

Facultad de Ingeniería

- 3) Hallar el momento ultimo para una viga simplemente apoyada:

$$M_u = \frac{W_u * L^2}{8} = \frac{70.6 \text{ KN/m} * (10.00\text{m})^2}{8} = 882.5 \text{ KN.m}$$

- 4) Diseño a flexión para secciones compactas:

$$\phi M_n = \phi M_p \geq 882.5 \text{ KN.m}$$

$$M_p = \frac{\phi M_p}{\phi} = \frac{882.5}{0.90} = 980.55 \text{ KN.m}$$

- 5) Calculo del módulo plástico:

$$M_p = Z_x * F_y \rightarrow Z_x = \frac{M_p}{F_y} = \frac{980550000 \text{ N.mm}}{250 \text{ MPa}} = 3922200 \text{ mm}^3$$

- 6) Buscar un perfil que cumpla con  $Z_x$ , encontramos **HEA 500**.

$$\begin{aligned} d &= 490 \text{ mm} \\ t_f &= 23 \text{ mm} \\ k &= 50 \text{ mm} \\ h &= 390 \text{ mm} \\ b_f &= 300 \text{ mm} \\ t_w &= 12 \text{ mm} \\ Z_x &= 3949000 \text{ mm}^3 \\ Z_y &= 1059000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

- 7) Verificar que cumpla las condiciones:

$$Z_x = 3949000 \text{ mm}^3 > 3922200 \text{ mm}^3 \text{ OK}$$

$$\frac{b_f/2}{t_f} = 6.52 < 10.8 \text{ OK}$$

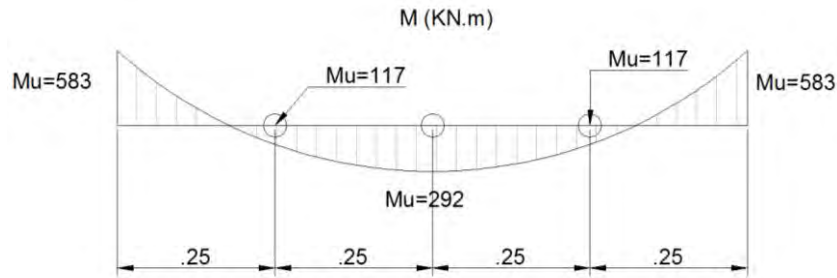
$$\frac{h}{t_w} = 32.5 < 106.34 \text{ OK}$$

$$\text{Peso } W = 1.52 \text{ KN/m} \approx 1.50 \text{ KN/m}$$



### 5.4.6 Ejemplo 6

Hallar el factor  $C_b$  para momento variable según el siguiente diagrama de momento y con una viga IPE-400:



- Identificación de los momentos, distancias y factor  $R_m$ , de la **ecuación 17**

- $M_{max} = 583$  KN.m
- $M_A = 117$  KN.m
- $M_B = 292$  KN.m
- $M_C = 117$  KN.m

- Ecuación 17

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} * R_m \leq 3.00$$

- Reemplazar los valores

$$C_b = \frac{12.5 * 583}{(2.5 * 583) + (3 * 117) + (4 * 292) + (3 * 117)} * 1.0 \leq 3.00$$

$$C_b = \frac{7287.5}{1457.5 + 351 + 1168 + 351} * 1.0 = 2.19 \leq 3.00 \rightarrow OK$$

## 6. Diseño de conexiones simples

Los perfiles y placas laminadas que componen una estructura de acero se mantienen unidos por medio de conectores como los remaches, pernos o tornillos, o por medio de soldadura, que pueden fundir y unir las partes para formar una unidad integral o unir las en forma discontinua para hacer el mismo efecto que los conectores<sup>32</sup>.

Al diseñar o revisar una unión es importante entender la forma como cada una de estas partes (conectores, pasadores, pernos o soldadura, elementos y platinas) están trabajando, es decir se debe evaluar la magnitud y dirección de las fuerzas, en cada una de las partes que forman la conexión, para así poder garantizar una correcta transmisión de esfuerzos<sup>33</sup>.

### 6.1. Conexiones pernadas

Las uniones pernadas son generalmente más económicas que las uniones soldadas en campo. Los pernos se componen por un vástago con rosca, para poder recibir la tuerca y la arandela, y en su otro extremo generalmente tiene una cabeza hexagonal para poder ser apretado. Las conexiones pernadas pueden ser de dos tipos dependiendo qué manera se transmiten las cargas, uniones por aplastamiento y por deslizamiento crítico.

#### 6.1.1 Pernos

Tipos de pernos estructurales (F.2.10.3)

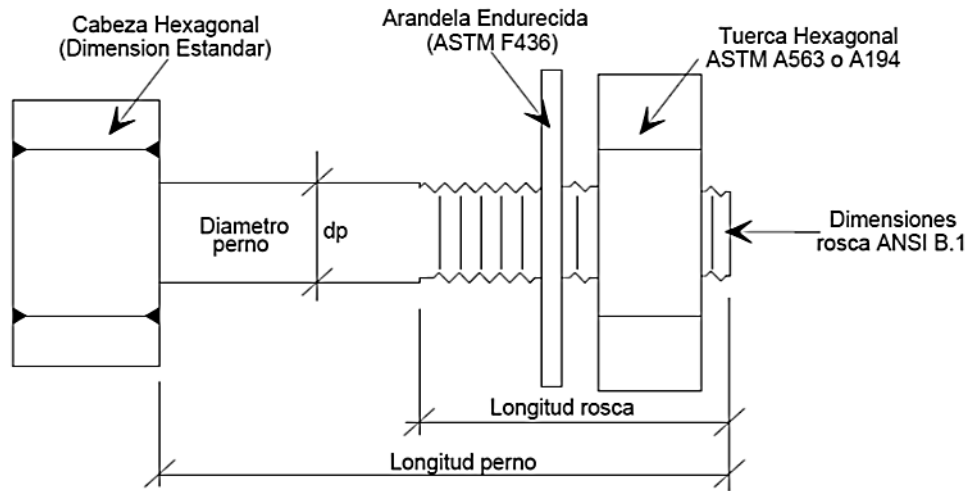
Si se identifican según ASTM, dependiendo de una resistencia última como alta o baja. La fluencia no es un estado límite para los pernos, debido a que son muy cortos.

- Pernos de baja resistencia: A307 (Acero al carbono)  $F_u=410$  MPa, usado para aplicaciones secundarias.
- Pernos de Alta resistencia: A325 y A490. El A325 es el más usado, con un  $F_u= 825$  MPa para diámetros  $< 1''=25.4$  mm y  $F_u= 725$  MPa para pernos mayores a  $1''$  de diámetro. En cuanto al perno A490, tiene un  $F_u=1035$ . (Tabla F.2.10.3-2).

A continuación en la ilustración 17 veremos las condiciones geométricas de un perno al de alta resistencia.

<sup>32</sup> (Bruce G. Johnston, 1986) P. 151

<sup>33</sup> (Takeuchi, 2007) P. 9



**Ilustración 20,** Descripción grafica de un perno de alta resistencia (WJFajardo, 2014)

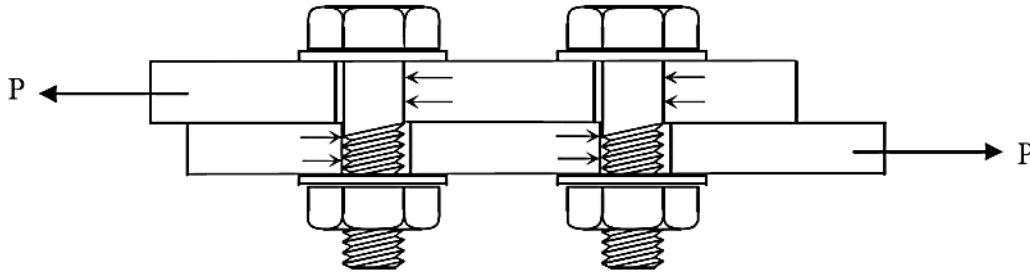
Se debe tener cuidado con los tipos de pernos que se ven en campo debido a que se debe reconocer de que resistencia son, para no tener inconvenientes de fallas por cortante en los pernos debido que la diferencia de resistencias entre una clase y el otro es considerable y muchas de las veces os diseñadores tienden a realizar los diseños muy ajustados por razones de económicas.

CONVENCION	DESIGNACION SAE	DESIGNACION ASTM	RESISTENCIA A TENSION	RESISTENCIA A CORTANTE
	GRADO 2	A307	310 Mpa	188 Mpa
	GRADO 5	A325	620 Mpa	370 Mpa
	GRADO 8	A490	780 Mpa	460 Mpa

**Tabla 6,** Tipos de tornillos más usados en Colombia y sus características (Garniet, 2013)

### 6.1.2. Uniones por aplastamiento

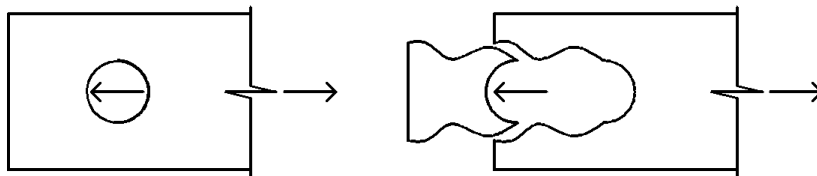
Las uniones por aplastamiento, conocidas también como uniones a corte, son aquellas que no depende de la fricción entre placas de los dos elementos a unir, ni tampoco requiere apretar los pernos con un torque específico, por lo cual se supone que las superficies en contacto de los miembros pueden deslizarse sin que afecte el diseño de la conexión. Al producirse aplastamiento entre las placas de anclaje pone a trabajar a los bordes de los elementos a unir y a la sección transversal del perno<sup>34</sup>.



**Ilustración 21**, Explicación de una unión por aplastamiento (Universidad Nacional de Colombia)

En el instante que estamos revisando o diseñando uniones por aplastamiento o corte debemos revisar los siguientes puntos y se deben cumplir todos y cada uno de ellos.

- **Tensión en el elemento conectado:** Esto depende del ancho de las platinas o elementos a unir y de sus áreas efectivas y netas, las mismas que se estudiaron en el capítulo 3 (elementos a tensión).
- **Cortante de pernos:** Existen tres parámetros para definir el corte que van a sufrir los pernos depende del diseñador estructural escoger cuál de los tres parámetros deja como incógnita, los parámetros son calidad del perno, diámetro y cantidad, por lo general se deja como incógnita este último.
- **Aplastamiento:** Se debe evaluar el material de los elementos a conectar y la resistencia del perno.
- **Desgarramiento:** Para evitar el fenómeno de desgarramiento se deben tener distancias mínimas entre pernos y entre perno y borde, según NSR-10 F.2.10.3.



**Ilustración 22**, desgarramiento de piezas metálicas

- **Combinación de los efectos de tensión y cortante en los pernos.**

<sup>34</sup> (Valencia Clement, 2011) P .55

- **Boque de cortante:** Este fenómeno se presenta en conexiones de extremo de elementos donde se destijera la aleta superior.

### 6.1.2.1. Pernos a cortante

De acuerdo con la NSR-10 un perno a cortante tiene la siguiente resistencia:

$$T = \phi R_n = \phi * F_{nv} * A_b$$

**Ecuación 20**, Resistencia a tensión de pernos

Dónde:

$\phi$  = Factor de resistencia.  $\phi = 0.75$

$F_{nv}$  = Resistencia nominal a cortante

$A_b$  = Área nominal del vástago sin tener en cuenta la parte roscada.

### 6.1.2.2. Combinación de corte y tensión en pernos

La resistencia de diseño a tensión de un perno sometido a una combinación de esfuerzos de tensión y cortante será determinada de acuerdo con los estados límites de rotura por tensión y por cortante, con base en:

$$\phi R_n = \phi * F'_{nt} * A_b$$

**Ecuación 21**, resistencia de diseño a tensión de un perno

Dónde:

$\phi$  = Factor de resistencia, igual a 0.75

$F'_{nt}$  = Resistencia nominal a tensión modificada por corte

$A_b$  = Área nominal del vástago sin tener en cuenta las roscas.

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \left( \frac{F_{nt}}{\phi * F_{nv}} * f_v \right) \leq F_{nt}$$

**Ecuación 22**, resistencia nominal a tensión por unidad de área, modificada para incluir los efectos del esfuerzo cortante

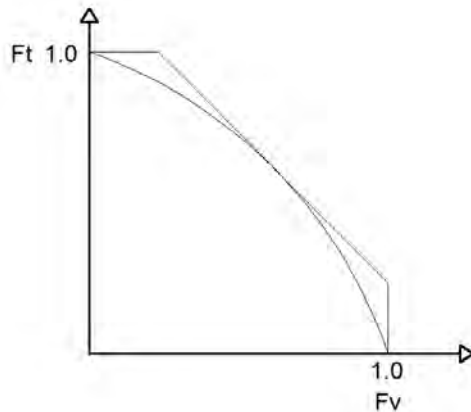
Dónde:

$F_{nt}$  = Resistencia nominal a tensión por unidad de área de la tabla F.2.10.3-2.

$F_{nv}$  = Resistencia nominal a cortante por unidad de área de la tabla F.2.10.3-2.

$f_v$  = Resistencia requerida a cortante por unidad de área.

La representación gráfica de la ecuación 19, sin tener en cuenta magnitudes y dimensiones se puede ver en la **Ilustración 23**:



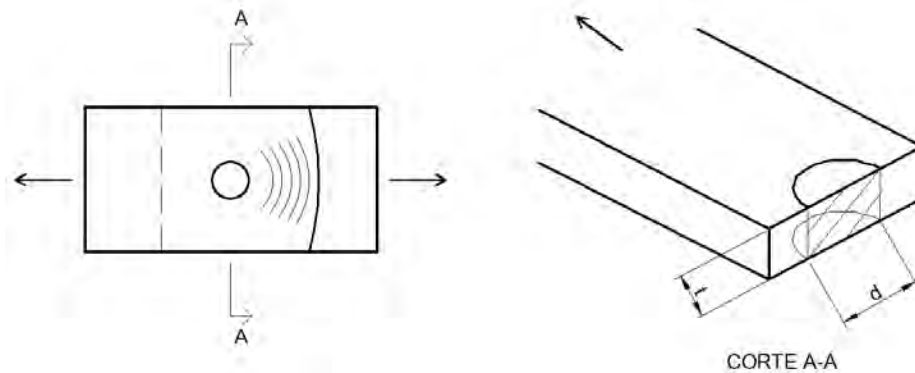
**Ilustración 23**, Iteración del esfuerzo tensión y cortante en pernos

La resistencia total se calcula multiplicando el esfuerzo nominal por el área nominal del sujetador y por el factor de resistencia<sup>35</sup>.

### 6.1.2.3 Aplastamiento en las paredes de los elementos a unir

Debido a que la fuerza de fricción que hay entre los elementos a unir no es suficiente para soportar las cargas que llegan a la unión se debe calcular la resistencia de las paredes que están en contacto con los pernos, debido a que estos ejercen una fuerza de compresión sobre la pared.

La falla por aplastamiento ocurre por la presencia de esfuerzo de compresión entre el conector y la perforación. La resistencia nominal se encuentra con el área proyectada  $A = d * t$  ( $d =$  *diámetro nominal del perno*) multiplicada por la constante de reducción de resistencia y por esfuerzo a tensión del acero.



**Ilustración 24**, Representación del esfuerzo de aplastamiento sobre las paredes (Takeuchi, 2007)

<sup>35</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 59-60



La resistencia nominal depende de las distancias al borde y distancias entre conectores, de la deformación por aplastamiento que se acepta y el tipo de perforación.

La distancia a lo largo de la línea de acción de la fuerza desde el extremo de la parte conectada al centro de la perforación se conoce como **distancia al borde**  $L_e$  y la distancia entre los centros de las perforaciones a lo largo de la línea de acción de la fuerza se conoce como **separación "S"**. En casos donde se trabaje con perforaciones alargadas y de ranura,  $L_e$  y  $s$ , se incrementan por el coeficiente  $C_2$  según tabla F.2.10.3-5 de NSR-10<sup>36</sup>. Por lo tanto tenemos diferentes casos para las diferentes distancias entre bordes, diámetros y distancias entre pernos.

Entonces la resistencia nominal  $R_n$  es:

- 1) Para un perno en una perforación estándar, agrandada o poco alargada, independientemente de la dirección de acción de la carga, o en una perforación alargada con el sentido del alargamiento paralelo al eje de acción de la carga:

- a. Si se debe tener en cuenta la deformación:

$$R_n = 1.2L_e * t * F_u \leq 3d * t * F_u$$

- b. Si no se debe tener en cuenta la deformación:

$$R_n = 1.5L_e * t * F_u \leq 3d * t * F_u$$

Nota: El parámetro de tener en cuenta deformación o no, depende del criterio del diseñador.

- 2) Para una perforación alargada y que el sentido del alargamiento sea perpendicular al eje de acción de la carga:

$$R_n = L_e * t * F_u \leq 2d * t * F_u$$

**Espaciamiento mínimo de pernos y distancia al borde:** La distancia mínima entre huecos estándar es  $2.75d$  se sugiere usar  $3d$ . La distancia al borde depende del diámetro del perno. (Ver numerales F.2.10.3.3 y F.2.10.3.4 de NSR-10)

#### 6.1.2.4 Bloque de cortante

La falla por bloque de cortante en una pieza conectada, se presenta cuando la trayectoria de la falla es tal, que hay falla por tensión y falla por cortante como se muestra en la **ilustración 25**.

<sup>36</sup> (Takeuchi, 2007) P. 45



**Ilustración 25,** Efecto de bloque de cortante

Para encontrar la resistencia de diseño se determina cual es el plano de falla por fractura y cuál es el plano de falla por fluencia para determinar cuál de las siguientes ecuaciones utilizar<sup>37</sup>.

- 1) Fractura en el plano de tensión y fluencia en el plano de corte si:  $F_u * A_{nt} \geq 0.6F_u * A_{nv}$

$$\phi R_n = \phi [0.6F_y * A_{gv} + F_u * A_{nt}]$$

- 2) Fractura en el plano de corte y fluencia en el plano de tensión si:  $F_u * A_{nt} < 0.6F_u * A_{nv}$

$$\phi R_n = \phi [0.6F_u * A_{gv} + F_y * A_{nt}]$$

Dónde:

$\phi$  = Factor de reducción 0.75

$A_{gv}$  = Área del corte (sin tener en cuenta perforaciones)

$A_{nt}$  = Área neta a tensión (teniendo en cuenta el descuento por perforaciones)

$A_{nv}$  = Área neta a corte (teniendo en cuenta el descuento por perforaciones)

$A_{gt}$  = Área total a tensión (toda la sección)

En las expresiones anteriores se observa que el esfuerzo que multiplica el área de corte esta multiplicado por 0.6 este valor no es un factor de seguridad adicional, este factor tienen en cuenta que el valor de esfuerzo de fluencia por corte es aproximadamente 0.6 veces el valor de esfuerzo sometido a tensión<sup>38</sup>.

### 6.1.3 Uniones por deslizamiento crítico

AL contrario de las uniones por aplastamiento cuando se utilizan pernos de alta resistencia apretados a un torque específico, se genera una fuerza normal al plano de los elementos a conectar, esta fuerza es la que permite que haya fricción entre dichos elementos, esta facilita la transmisión de carga entre dichos elementos<sup>39</sup>.

<sup>37</sup> (Takeuchi, 2007) P. 47

<sup>38</sup> (Takeuchi, 2007) P. 48

<sup>39</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 63



En las juntas por fricción, debido a que los tornillos deben estar sometidos a tensiones muy elevadas, para este tipo de uniones solo se permite el empleo de pernos A325 y A490. Para que se desarrolle adecuadamente la fricción necesaria para resistir el cortante la superficie de contacto entre las platinas, debajo de las cabezas de los tornillos o arandelas deben estar libres de escamas, polvo o cualquier elemento que obstruya el contacto entre los dos elementos.

Se espera, que el deslizamiento en conexiones por fricción, se presente para 1.4 o 1.5 veces la carga de servicio. Los factores de carga y de resistencia se han ajustado para esto cuando se trabaja con cargas mayoradas. El número de conectores, será aproximadamente igual al de diseño por aplastamiento, se revisa la conexión para cargas de servicio o si se revisa para cargas mayoradas, debido a que los dos procedimientos se han calibrado para dar resultados similares. Sin embargo, pueden ocurrir leves diferencias debido a la variación de la relación entre la carga viva y la carga muerta.

### 6.1.3.1 Conexiones por deslizamiento crítico para cargas mayoradas.

$$\phi R_n \geq P_u$$

Dónde:

$P_u$  = Tensión requerida

$R_n = 1.13\mu * T_m * N_b * N_s$

$\mu = 0.33$  (para superficie sin pintar)

0.50 (limpiadas con chorro de arena)

0.40 (para superficies galvanizadas en caliente o rugosas)

$T_m$  = Tensión mínima requerida **Tabla 7**

$N_b$  = Numero de pernos

$N_s$  = Numero de planos de corte

$\phi = 1.00$  (Para perforaciones estándar o de ranura corta perpendicular a la dirección de la carga)

0.85 (Para perforaciones agrandadas o de ranura corta paralela a la dirección de la carga)

0.70 (Para perforaciones de ranura larga)

Tensión de pernos en KN		
Diámetro del perno en pulgadas	Pernos	Pernos
	A325	A490
1/2	55	70
5/8	80	110
3/4	120	160
7/8	170	215
1	225	285
1-1/8	250	350
1-1/4	315	450
1-3/8	380	540
1-1/2	455	660

**Tabla 7**, Mínima tensión para pernos que trabajan a deslizamiento crítico (Valencia Clement, 2011)

Facultad de Ingeniería



## 6.2 Conexiones soldadas

La soldadura es un proceso en el cual se unen dos o más partes metálicas mediante el calentamiento de la superficie a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro material fundido. Resulta imposible determinar el origen de la soldadura, antiguamente esto era un arte el cual se practicaba en la antigua Grecia aproximadamente hace 3000 años, pero antes de esto se usaba otro proceso con el cual forjaban las ramas por medio de calentar el metal y fundirlos a golpe de martillo<sup>40</sup>.

Aunque hace muchos años se usa la soldadura actual para unir metales hace pocas décadas se comenzó a usar para la ingeniería estructural, debido a que se tenía mucha incertidumbre sobre la calidad de la soldadura y su inspección.

La adopción de reglas que regulan la cualificación de los soldadores y los procesos de soldado, junto con el control de calidad de todos los materiales, han llevado a la soldadura al punto de que en la actualidad se permite su utilización prácticamente para toda la fabricación de estructuras de acero, tanto para conexiones en taller como en campo. La soldadura tiene muchas ventajas:

- 1) Se obtiene una simplicidad de los detalles de diseño, eficiencia y peso mínimo debido a que la soldadura proporciona la transferencia más directa de los esfuerzos entre miembros.
- 2) Se reducen los costos de fabricación porque se manejan menos partes y se eliminan operaciones como el perforado, cortado de partes pequeñas y el apretado de las tuercas.
- 3) Hay un ahorro de peso en los miembros principales a tensión, puesto que no se reduce el área debido a la presencia de agujeros para remaches y tornillos.
- 4) La soldadura proporciona el único procedimiento de unir placas que es impermeable y garantiza una buena superficie para tanques y elementos de contención.
- 5) La soldadura permite crear líneas fluidas que mejora la apariencia estructural y arquitectónica.
- 6) Una fabricación simple es factible en aquellas juntas en donde se unen un miembro con una superficie curva o pendiente<sup>41</sup>.

### 6.2.1 Procedimiento para soldar

Los procedimientos para soldar deben seguir los requerimientos de la AWS (American welding Society) esto según los cambios hechos por la NSR-10 F.2.10.2. En estos procedimientos se debe tener en cuenta el diámetro del electrodo, la corriente, la longitud del arco, la velocidad de aplicación, el ángulo correcto de aplicación, la limpieza previa antes de comenzar a soldar y durante la misma, resistencia del material de

---

<sup>40</sup> (McCormac, 2002) P. 431

<sup>41</sup> (Valencia Clement, 2011) P. 73-74

aporte<sup>42</sup>. Debido a la complejidad de la aplicación de la soldadura sobre las uniones metálicas se deben contratar soldadores calificados y certificados.

El arco eléctrico es el procedimiento que más se usa para las conexiones de estructuras de acero, pero de los procedimientos con arco eléctrico solo cuatro de ellos son aceptados para las conexiones metálicas, estos dependen del tipo de protección que se use:

- 1) **Arco con electrodo revestido (SMAW):** Es el más utilizado por los soldadores, consiste en una barra metálica revestida en un recubrimiento llamado material fundente, este material fundente crea una capa protectora en forma de gas para evitar las impurezas y los poros.



Ilustración 26, esquema de arco con electrodo revestido ([www.decoranatural.com/](http://www.decoranatural.com/))

- 2) **Arco con gas (GMAW):** Este gas es el mismo que en el arco revestido pero este gas se genera por aparte y es aplicado directamente sobre la soldadura.

<sup>42</sup> (Takeuchi, 2007) P. 17

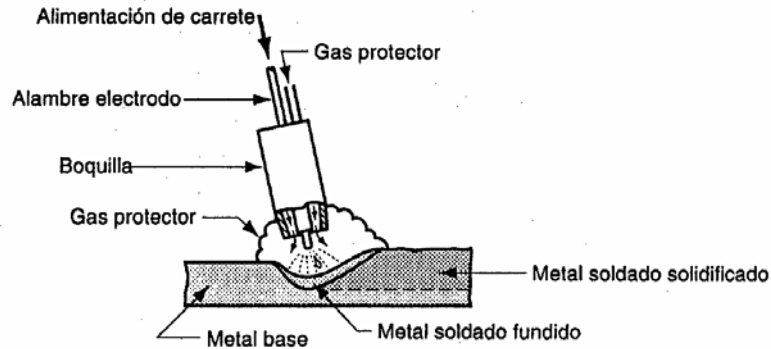


Ilustración 27, Esquema de arco con gas (<http://procesosmanufacturau4.weebly.com/>)

- 3) **Arco sumergido (SAW):** En este sistema, el metal fundido se protege mediante un material granular no combustible, por lo general arena de grano uniforme que se deposita sobre dicho metal simultáneamente con el proceso de fusión. Este procedimiento no es fácil de aplicar debido a que solo se usa para soldaduras especiales en taller.



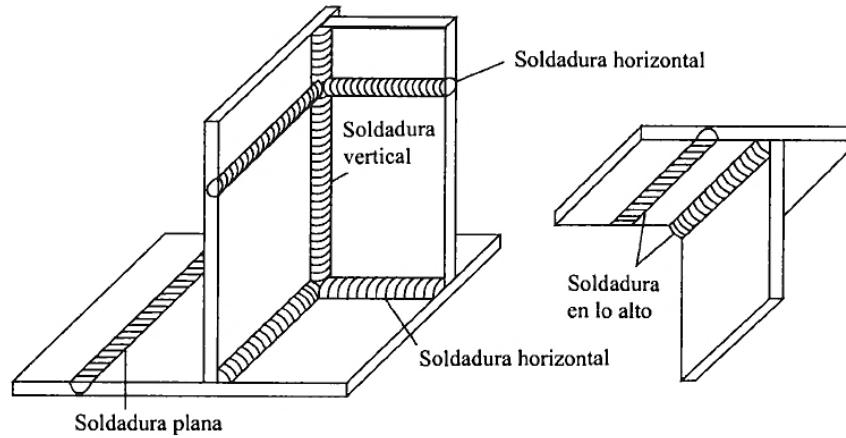
Ilustración 28, procedimiento de soldar con arco sumergido ([www.demaquinasyherramientas.com](http://www.demaquinasyherramientas.com))

- 4) **Arco con fundente en el núcleo (FCAW):** Funciona igual que el electrodo revestido pero el material de aporte está en el exterior y el fundente está dentro de este.

### 6.2.2 Posiciones para soldar

Como ya habíamos dicho anteriormente el proceso de soldar es muy complejo y requiere de cierta experiencia por parte del soldador, deben tener destreza manual y buena coordinación de la vista con las manos para obtener una certificación. Para poder certificarse debe presentar una prueba, se debe verificar los detalles apropiados, tipo de acero, espesor de la placa, junta y posición de soldado. Dentro de las posiciones de soldado encontramos; las verticales, de cabeza o en lo alto, horizontales y plana. Dependiendo del soldador las más sencillas de realizar son las horizontales y las planas, para implementar las verticales y

de cabeza se requiere aplicación de técnicas de manipulación de instrumentos y uso de electrodos de solidificación rápida, todo esto para evitar las complicaciones de los efectos de la gravedad<sup>43</sup>.



**Ilustración 29**, Posiciones para la aplicación de soldadura (Bruce G. Johnston, 1986)

### 6.2.3 Tipos de soldadura

Para la conexión de elementos estructurales por medio de soldadura hay tres tipos de soldadura que se usan más frecuentemente, el ingeniero diseñador debe tener en cuenta la posición y las complicaciones que puede tener el soldador en el momento de realizar la soldadura, para el diseño de las diferentes conexiones.

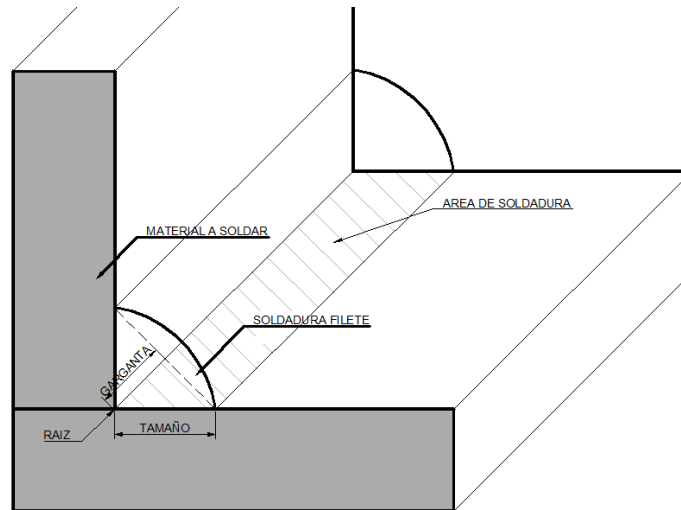
#### 6.2.3.1 Soldaduras en filete

Las soldaduras en filete tienen una sección transversal teóricamente triangular pero en la práctica realmente son cóncavas o convexas. En una soldadura de filete, el lado de la soldadura en contacto con el material base se denomina tamaño de la soldadura. La hipotenusa que se forma se denomina raíz y si trazamos una línea entre el vértice de los dos lados y el centro de la raíz, a esta longitud se denomina garganta.

La longitud efectiva es la distancia entre los dos extremos inicial y final, medidos sobre una línea recta paralela a la raíz. El rectángulo que se forma entre las gargantas externas y línea de la raíz se denomina área efectiva<sup>44</sup>.

<sup>43</sup> (Takeuchi, 2007) P. 18

<sup>44</sup> (Takeuchi, 2007) P. 20

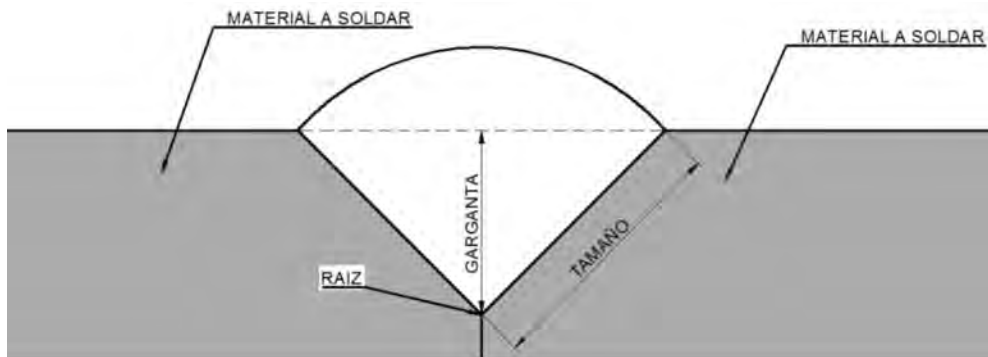


**Ilustración 30, Soldadura en filete**

### 6.2.3.2 Soldaduras acanaladas

También conocidas como de ranura, se usa para uniones de elementos a tope, esto quiere decir que las dos piezas están alineadas. Aun cuando tienen mayor resistencia que las soldaduras de filete, requieren mayor precisión, por esta razón muchas de las veces mientras sea posible se usan soldaduras en filete.

Las definiciones utilizadas para determinar el tamaño de la soldadura acanalada son igualmente válidas que en la soldadura en filete. Es decir para hallar el área de la soldadura se multiplica el lado de la garganta por la longitud soldada.



**Ilustración 31, Detalle soldadura acanalada**

Existen diferentes formas de aplicar las soldaduras acanaladas, dependiendo de cómo se preparen las piezas a unir, de si se aplica a ambos lados o a un solo lado o si se requiere platina de respaldo para garantizar la unión. Se tienen diferentes tipos de soldadura acanaladas, U, V, II, doble U, doble V y con bisel en un solo

Facultad de Ingeniería

lado. Para escoger el tipo de soldadura acanalada que se va usar depende del espesor, la accesibilidad al punto de la soldadura, el tipo de electrodo. (Ver Tabla F.2.10.2-1 NSR-10).

Proceso de Soldadura	Posición de Soldadura	Tipo de canal (AWS D1.1, Figura 3.3)	Espesor Efectivo de la Garganta	
Soldadura de Arco con Electrodo Revestido (SMAW)	Todas	J U V a 60°	Profundidad del canal	
Soldadura de Arco con Gas (GMAW) Soldadura de Arco con Fundente en el Núcleo (FCAW)				
Soldadura de Arco Sumergido (SAW)	Plana	J U media-V a 60° V a 60°		
Soldadura de Arco con Gas (GMAW) Soldadura de Arco con Fundente en el Núcleo (FCAW)	Plana, Horizontal	media-V a 45°		
Soldadura de Arco con Electrodo Revestido (SMAW)	Todas	media-V a 45°		Profundidad del canal menos 3 mm
Soldadura de Arco con Gas (GMAW) Soldadura de Arco con Fundente en el Núcleo (FCAW)	Vertical, Sobre Cabeza			

Tabla 8, Tabla F.2.10.2-1

### 6.2.3.3 Soldadura de tapón o de agujero alargado

Se usan para unir elementos traslapados, uno de los cuales tiene un agujero redondo o alargado el cual se rellena total o parcialmente (aplicando una soldadura de filete alrededor del borde del hueco). Se utilizan para transmitir corte y prevenir el pandeo local de las partes traslapadas, también se usan para unir partes de elementos como es el caso de las cubre-placas<sup>45</sup>.

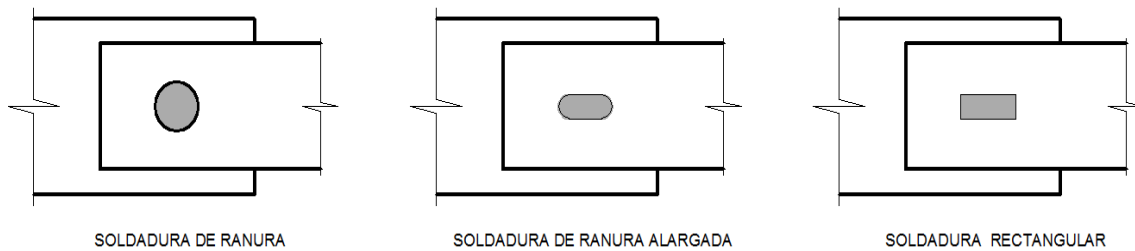


Ilustración 32, Soldadura de tapón

<sup>45</sup> (Takeuchi, 2007) P. 21

### 6.2.4 Diseño de soldadura

Trabajaremos con soldadura en filete debido a que es la más usada por los diseñadores de conexiones, y es la más fácil de realizar, pero independientemente de esto entendiendo el diseño de la soldadura en filete se puede diseñar cualquier soldadura.

Para diseñar una soldadura de filete se deben combinar tres variables, las cuales el diseñador dependiendo de las condiciones de la estructura debe definir; La longitud del cordón  $L$ , el tamaño de la soldadura  $t$ , y el tipo de electrodo  $F_{EXX}$ , a continuación explicaremos cada una de las ecuaciones para determinar la resistencia de una soldadura en filete.

Para el diseño de las soldaduras por lo general el diseñador deja como incógnita de la ecuación e tamaño de la soldadura debido a que se deben seguir ciertos parámetros de la norma con respecto al electrodo que se presentan a continuación, además de esto la longitud de la soldadura depende de las dimensiones de los elementos a unir, por esta razón se deja como incógnita el tamaño de la soldadura.

$$\phi R_n = \phi * A_w * F_w$$

**Ecuación 23**, Resistencia nominal de soldaduras

Dónde:

- |             |                             |                                      |
|-------------|-----------------------------|--------------------------------------|
| $\phi$ =    | Coeficiente de reducción    | <b>(Ver NSR-10 Tabla F.2.10.2-5)</b> |
| $A_w$ =     | Área efectiva de soldadura  | $A_w = G * L$                        |
| $G$ =       | Garganta de la soldadura    | $G = 0.707t$                         |
| $t$ =       | Tamaño de la soldadura      | <b>(Ver Ilustración 25)</b>          |
| $L$ =       | Longitud de la soldadura    | <b>(Ver NSR-10 F.2.10.2.2.2)</b>     |
| $F_w$ =     | Resistencia de la soldadura | $F_w = 0.60 * F_{EXX}$               |
| $F_{EXX}$ = | Resistencia del electrodo   | <b>(Ver NSR-10 Tabla F.2.10.2-6)</b> |

Metal Base	Metal de aporte compatible
A36 $t \leq 19.1$ mm	Electrodos 60 & 70 ksi
A36 $t > 19.1$ mm	SMAW: E7015, E7016, E7018, E7028  Otros procesos: Electrodos 70 ksi
A572 (Gr. 50 & 55)	
A913 (Gr. 50)	
A588*	
A992	
A1011	
A1018	Electrodos 80 ksi
A913 (Gr. 60 & 65)	

\*Para situaciones donde se requiera resistencia a la corrosión y color similar al metal base véase AWS D1.1, Sección 3.7.3

**Notas:**

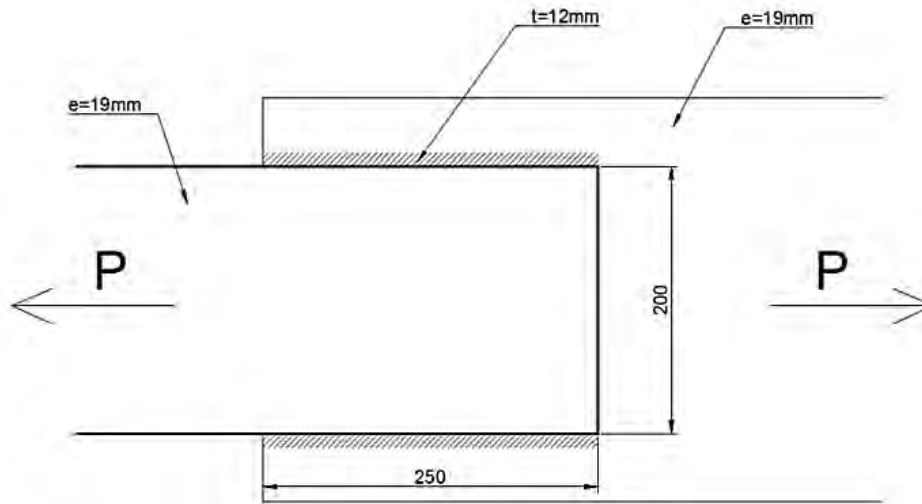
- (a) Los electrodos deberán satisfacer los requerimientos de AWS A5.1, A5.5, A5.17, A5.18, A5.20, A5.23, A5.28 y A5.29.
- (b) En juntas con metales base de diferentes resistencias usar ya sea un metal de aporte compatible con el metal base de mayor resistencia o un metal de aporte compatible con el metal base de menor resistencia y que produzca un bajo depósito de hidrogeno.

**Tabla 9**, Tabla F.2.10.2-6 NSR-10



**Ejercicio 6.1**

Determine la resistencia de diseño de la conexión mostrada en la Ilustración 28 si tiene un  $F_y = 350MPa$  y se va usar un electrodo E70. Los filetes tienen un tamaño de 12mm según Tabla F.2.10.2-4 se realizaron con el proceso SMAW.



**Ilustración 33, Ejercicio 6.1**

- 1) Determinar el tamaño mínimo de la soldadura

Espesor de la parte más delgada a unir, mm	Tamaño Mínimo de la Soldadura de Filete <sup>(a)</sup> mm
Hasta 6.4 inclusive	3
mayor que 6.4 a 12.7	5
mayor que 12.7	6
mayor que 19.1	8

<sup>(a)</sup> Dimensión del lado de la soldadura de filete. Debe aplicarse en una sola pasada.

**Tabla 10, Tamaño mínimo de soldaduras en filete Tabla F.2.10.2-4**

Tamaño de la soldadura= 8mm

- 2) Determinar el área efectiva de la soldadura

$$G = 0.707t$$

$$G = 0.707 * 12mm = 5.656mm$$

$$A_w = G * L$$

$$A_w = 5.656mm * (2 * 250mm) = 2828mm^2$$

Facultad de Ingeniería

- 3) Capacidad de la soldadura

$$F_{EXX} = E70xx = 490MPa$$

$$F_w = 0.60 * F_{EXX}$$

$$F_w = 0.60 * 490MPa = 294MPa$$

$$\phi R_{nw} = \phi * A_w * F_w$$

$$\phi R_{nw} = 0.75 * 2828mm^2 * 294MPa = 623574N \cong 623KN$$

- 4) Resistencia de diseño de la placa

$$\phi R_{np} = \phi * F_y * A_g$$

$$\phi R_{np} = 0.90 * 350MPa * (19mm * 200mm)$$

$$\phi R_{np} = 0.90 * 350MPa * (3800mm^2) = 1197000N = 1197KN$$

- 5) Determinar la resistencia de diseño; se escoge la menor de las dos obviamente por razones de seguridad:

$$\phi R_{np} = 1197KN$$

$$\phi R_{nw} = 623KN$$

$$\phi R_n = 623KN$$

## 6.3 Ejemplos

### 6.3.1 Ejemplo 1

Calcular la resistencia de diseño a la tensión de los pernos de diámetros de 3/8" a 1", de aceros A307, A325 y A490. (Valencia Clement, 2011)

**Solución:**

- 1) El área nominal de la sección transversal es:  $A = \frac{\pi * d^2}{4}$
- 2) De acuerdo con la NSR-10, Tabla F.2-8, los esfuerzos de diseño son:

Pernos A307  $F_n = 0.75 * 310 MPa = 232.5 MPa$

Pernos A325  $F_n = 0.75 * 620 MPa = 465 MPa$

Pernos A490  $F_n = 0.75 * 780 MPa = 585 MPa$

Facultad de Ingeniería



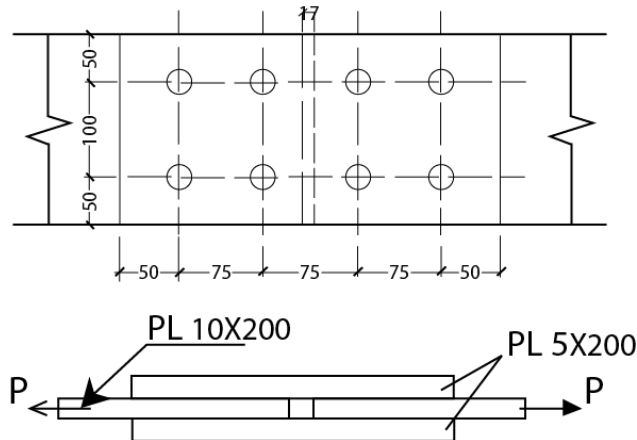
3) Con los datos anteriores podemos tabular la siguiente tabla:

$$\phi T_n = A * F_n$$

Diámetro (pulg)	Área (mm <sup>2</sup> )	A 307 (KN)	A 325 (KN)	A 490 (KN)
3/8"	71	16.5	33	41.5
1/2"	127	29.5	59.1	74.3
5/8"	198	46	92.1	115.8
3/4"	285	66.3	132.5	166.7
7/8"	388	90.2	180.4	227.0
1"	504	117.2	234.4	294.8

### 6.3.2 Ejemplo 2

Calcular la carga máxima mayorada que puede aplicarse a la conexión mostrada, si primero se diseñó por aplastamiento y luego deslizamiento crítico. Platina acero A36 de 3/4" hueco estándar A325.



**Solución:**

- 1) Calculo de áreas netas en la platina:

$$A_g = 200\text{mm} * 10\text{mm} = 2000 \text{ mm}^2$$

$$A_n = (2000 \text{ mm}^2) - (2 * (19.1\text{mm} + 1.6\text{mm}) * 10\text{mm}) = 1586 \text{ mm}^2$$

- 2) Comprobar fluencia y fractura

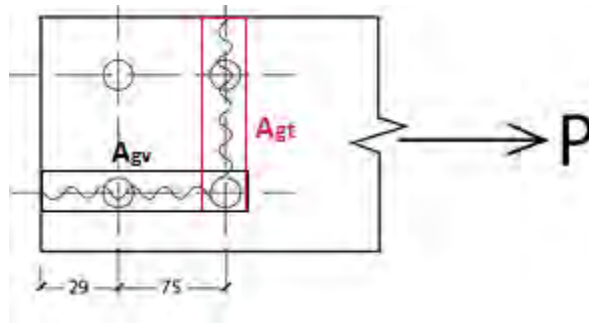
- Calculo de fractura en el área bruta

$$\phi R_n = \phi * F_y * A_g = 0.9 * 250\text{MPa} * 2000\text{mm}^2 = 450000 \text{ N} = 450 \text{ KN}$$

- Calculo de fluencia en área neta

$$\phi R_n = \phi * F_u * A_n = 0.75 * 400 \text{ MPa} * 1586 \text{ mm}^2 = 475800 \text{ N} = 475.8 \text{ KN}$$

- 3) Bloque de cortante



$$(\text{Area bruta a cortante}) = A_{gv} = 104 * 10 = 1040 \text{ mm}^2$$

$$(\text{Area bruta a tensión}) = A_{gt} = 150 * 10 = 1500 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = 1040 \text{ mm}^2 - (1.5 * (19.1 \text{ mm} + 1.6 \text{ mm}) * 10 \text{ mm}) = 729.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = 1500 \text{ mm}^2 - (1.5 * (19.1 \text{ mm} + 1.6 \text{ mm}) * 10 \text{ mm}) = 1189 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi [0.6 F_u * A_{nv} + F_y * A_{nt}] = 0.75 * ((0.6 * 400 \text{ MPa} * 729.5 \text{ mm}^2) + (250 \text{ MPa} * 1189 \text{ mm}^2)) \\ &= 354247.5 \text{ N} = 354.2 \text{ KN} \end{aligned}$$

#### 4) Revisión de conexión por aplastamiento:

Falla por cortante perno A 325 con roscas en el plano de corte 3/4"

$$\phi R_n = 0.75 * 2 * 285 * 330 = 141.8 \text{ KN}$$

Falla por aplastamiento de la platina:

Controlada por la platina 10 mm, debido a la menor distancia al borde:

$$\text{Separación entre pernos } S = 75 \text{ mm} > 3d_p = 57.3 \text{ mm}$$

$$\text{Distancia al borde } L_c = 29 \text{ mm} > 1.5 d_p = 28.7 \text{ mm}$$

Por lo tanto la resistencia al aplastamiento es:

$$\text{Pernos interiores: } \phi R_n = \phi * d_p * t * (2.4 F_u) = 0.75 * 19.1 * 10 * (2.4 * 400) = 137520 \text{ N} = 137.5 \text{ KN}$$

$$\text{Pernos exteriores: } \phi R_n = \phi * L_e * t * F_u = 0.75 * 29 * 10 * 400 = 87000 \text{ N} = 87 \text{ KN}$$

Cortante en pernos y aplastamiento de la platina:

$$\phi * P_n = (2 * 141.8 \text{ KN}) + (2 * 87 \text{ KN}) = 457.6 \text{ KN}$$

Facultad de Ingeniería

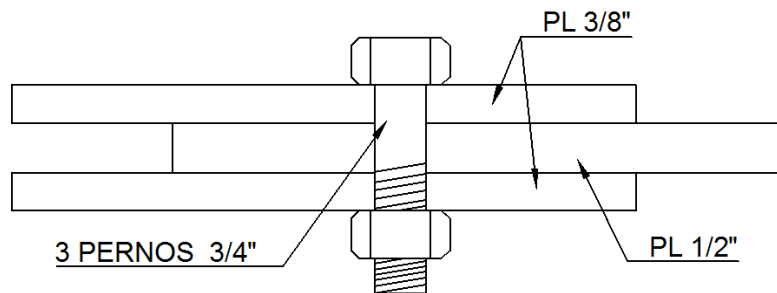
Resumen de estados límites:

- *Fluencia area neta* = 475.8 KN
- *Fractura area bruta* = 450 KN
- *Bloque de cortante* = 354.2 KN
- *Corte en perno y aplastamiento en platina* = 457.6 KN

Por lo tanto, la carga crítica de diseño es 354.2 KN.

### 6.3.3 Ejemplo 3

¿Cuál es la carga crítica que produce el deslizamiento de las placas de la figura? Las placas exteriores son de 3/8" y la interior de 1/2", están conectadas con 3 pernos A325 de 3/4", suponga una superficie sin pintar.



Solución:

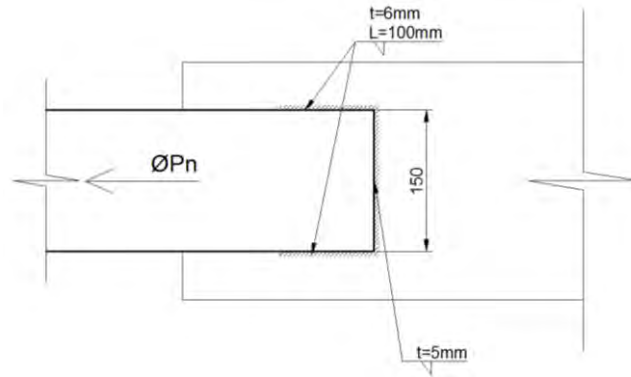
La tensión especificada para 3/4" en conexión de deslizamiento crítico es de 120 KN (**ver tabla 5**). Dado que en cada superficie de contacto entre la platina interior y las exteriores se genera fricción, cada perno no podrá transmitir dos veces la carga normal multiplicada por el coeficiente de fricción, que para este caso es de 0.33 (**ver numeral 6.1.3**). Teniendo en cuenta que hay tres pernos, la carga probable de deslizamiento será:

$$P_d = 3 * (2 * 120 \text{ KN} * 0.33) = 238 \text{ KN}$$

### 6.3.4 Ejemplo 4

Calcular la resistencia de diseño de la conexión con base en la falla de soldadura, usando E70. Según la figura:

Facultad de Ingeniería

**Solución:**

- 1) Calcular las áreas de soldadura

$$G = 0.707t$$

$$G1 = 0.707 * 5mm = 3.535 mm$$

$$G2 = 0.707 * 6mm = 4.242 mm$$

$$A_w = G * L$$

$$A_{w1} = 3.535mm * 150mm = 530.25 mm^2$$

$$A_{w2} = 4.242mm * (2 * 100mm) = 848.40 mm^2$$

$$A_w = 848.40 mm^2 + 530.25 mm^2 = 1378.65 mm^2$$

- 2) Capacidad de la soldadura

$$F_{EXX} = E70xx = 490MPa$$

$$F_w = 0.60 * F_{EXX}$$

$$F_w = 0.60 * 490MPa = 294MPa$$

$$\phi R_{nw} = \phi * A_w * F_w$$

$$\phi R_{nw} = 0.75 * 1378.65 mm^2 * 294MPa = 303992N \cong 304 KN$$

### 6.3.5 Ejemplo 5

Para fabricar el alma de una viga **I** se unirán a tope dos láminas de acero A572. ¿Qué electrodo debe usarse en una soldadura de penetración completa para transmitir el máximo cortante posible?

Solución:

De acuerdo con NSR-10, la resistencia de diseño a cortante de un perfil **I** es:

$$\phi R_n = 0.9 * 0.6 F_y * A_w = 0.9 * 0.6 * 350 \text{ MPa} * A_w = 189 * A_w$$

Donde  $A_w$  es el área del alma,  $d * t_w$ . Por otro lado, la resistencia de una soldadura de penetración total, solicitada por cortante, es:

$$\phi R_n = 0.8 * (0.6 * F_{EXX} * A_w) = 0.48 * F_{EXX} * A_w$$

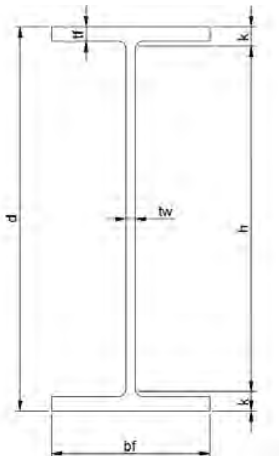
Para que la soldadura no falle antes que el material, debe cumplirse:

$$189 * A_w \leq 0.48 * F_{EXX} * A_w$$

De donde se deduce que  $F_{EXX}$  debe ser mayor o igual que 281 MPa, lo que significa que podría usarse un electrodo  $E60_{XX}$  con  $F_{EXX}$  de 420 MPa (60 Ksi).

Este problema se ha resuelto suponiendo que la soldadura puede aplicarse en toda la altura del perfil **I**, lo que implicaría soldar la porción de las aletas que queda ubicada en la proyección de las caras del alma. Suponiendo que no se realice esta operación, y que se suelde el alma en una longitud  $(d - 2k)$  la resistencia de diseño se calculara de la siguiente forma:

$$\phi R_n = 0.48 * F_{EXX} * (d - 2k) * t_w$$





## 7. Manejo de Software SAP 2000

### 7.1. Presentación del programa

**SAP 2000** es un programa usado para el diseño de estructuras metálicas, de concreto y otros materiales, este programa es usado alrededor del mundo para diferentes tipos de estructuras grandes y pequeñas, pertenece a la empresa CSI (Computers & Structures, Inc). Este programa es usado para el análisis y diseño que todo tipo de estructuras, a pesar que ya hay muchos programas para las diferentes ramas de la ingeniería estructural, sus principales competencias son MIDAS, ETABS, TEKLA, ROBOT, CYPECAD, y hay muchos más pero menos conocidos, **SAP 2000** es uno de los más reconocidos debido a que la empresa CSI lleva más de 20 años en la industria de los software para estructuras.

#### 7.1.1 Ventajas del SAP 2000

Como ya habíamos mencionado **SAP 2000** es una herramienta para los ingenieros diseñadores que ayuda en el análisis estructural de las diferentes estructuras, ahora veremos algunas ventajas del **SAP 2000** con respecto a los otros programas:

- Confiabilidad de muchos años de experiencia.
- Una plataforma fácil de usar, amigable para las personas que se están incorporando en el mundo del diseño estructural.
- Capacidad de modelar cualquier tipo de estructura.
- Incorporación de varias estructuras tanto de concreto como de acero.
- Exportar e importar archivos de otros programas de diseño y dibujo.
- Visualización en 2D y 3D.
- Manero de coordenadas para mayor precisión.
- Maneja diferentes normas de diseño



Ilustración 34, Logo del programa SAP 2000

Facultad de Ingeniería

## 7.1.2 Desventajas del SAP 2000

Nombraremos algunas de las desventajas de **SAP 2000**, con respecto a los otros programas:

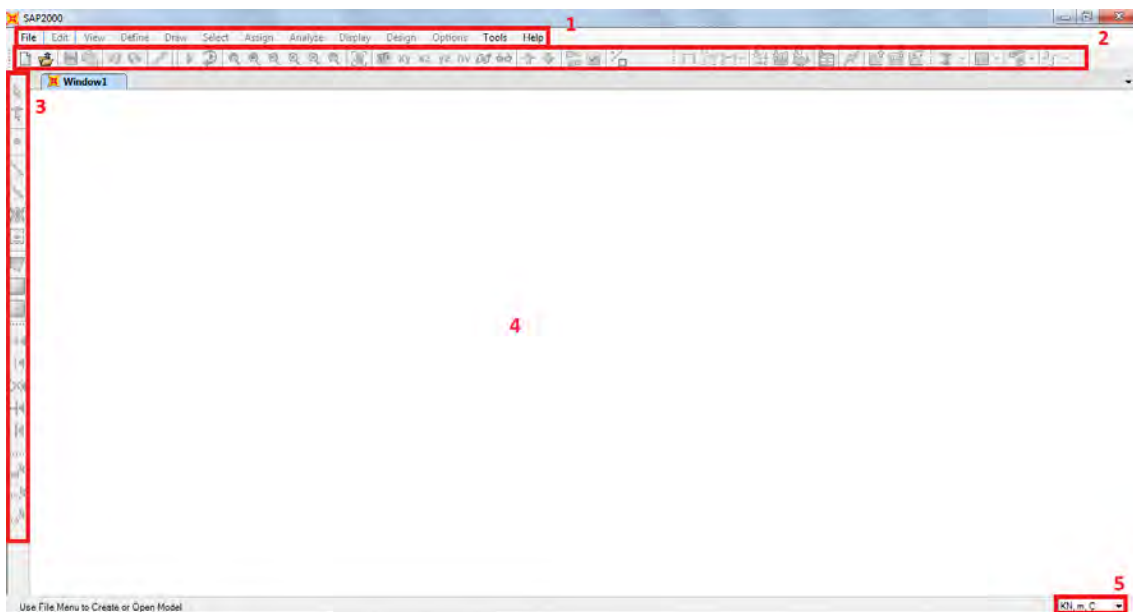
- Es de difícil diagramación geométrica, debido a que no es un programa de dibujo.
- No tiene una versión en español para mayor comprensión en el momento de empezar a interactuar con el programa.
- La expresión gráfica es limitada y no muestra buenos detalles.
- Se tienen problemas con los textos de los diagramas de momento y cortante debido a que quedan sobre puestos.

No se tiene predeterminado el código colombiano en el diseño automático.

## 7.1.3 Presentación de la interface

### 7.1.3.1 Pantalla de inicio

Esta es la pantalla que aparece una vez inicia el programa.



**Ilustración 35**, Pantalla de inicio

Una vez se inicia el programa puede ver 5 elementos importantes para el desarrollo de las actividades en el programa.

1. **Barra de herramientas principal:** En esta barra de herramientas puede encontrar todos los comandos que tiene el programa, en muchas ocasiones utilizaremos el nombre de estas pestañas para referenciarlos a las acciones que podemos realizar con la estructura.

Facultad de Ingeniería




---

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Options Tools Help

- **File:** En esta pestaña se encuentran todos los comandos que se usan para interactuar con los archivos generados e importados, también están los comandos de abrir, nuevo, guardar, guardar como, importar, exportar, imprimir e incluso podemos grabar un video de lo que se hace en la pantalla.

(Las siguientes pestañas solo se habilitan una vez se abra un archivo o se genere uno nuevo)

- **Edit:** En esta pestaña se tienen todos los comandos de edición de archivos y de modelos, en esta pestaña puede entrar los comandos de avanzar una acción, retrocederla, copiar, pegar, recortar, también están las herramientas para editar modelos ya realizados.
- **View:** En esta pestaña tiene todas las opciones de vistas, zoom, desaparecer objetos, ver diferentes propiedades que tienen los elementos, desaparecer grillas.
- **Define:** Esta es una de las pestañas más importantes que puede encontrar en el programa ya que en ella encuentra todas las opciones para darle características a nuestros elementos, definimos todas las cargas y que combinaciones les daremos, también definimos muchos de los parámetros de diseño.
- **Draw:** Esta ventana la se usa para dibujar la geometría y ubicación de los elementos de nuestro modelo, en esta ventana encuentra los iconos para dibujar todos los elementos necesarios para realizar la geometría de nuestro modelo.
- **Select:** En esta pestaña encontramos todos los tipos de selección que tiene el programa, podemos hacer selecciones muy específicas, esta herramienta es muy útil cuando tenemos muchos objetos en poco espacio.
- **Assign:** En esta pestaña encontramos las opciones para asignar propiedades a los elementos dibujados, en esta pestaña podemos asignar cargas, secciones, apoyos, conexiones, direcciones, cada opción es específica para cada tipo de elemento.
- **Analyze:** En esta pestaña están las diferentes opciones de análisis y selección de combinaciones que queremos que entren en el análisis.
- **Display:** En esta pestaña tenemos la opción de ver de forma gráfica y en tablas los resultados de los análisis, como son las deformaciones, diagramas de momento y cortante, los esfuerzos de la estructura entre otros
- **Design:** Esta herramienta nos permite diseñar la estructura según parámetros que nosotros dispongamos, en ella tenemos la opción de diseñar concreto, acero, aluminio u otros materiales, además podemos asignarle parámetros de diseño y escoger normas internacionales ya predeterminadas.
- **Options:** Con esta pestaña podemos personalizar nuestro espacio de trabajo según como lo queramos, también podemos generar acciones que quedaran guardadas y se activaran cada vez que abramos el programa.

(Las siguientes pestañas están habilitadas en cualquier instante)

- **Tool:** En esta pestaña encontraremos un comando llamado CSILOADOPTIMIZER, este comando nos permite optimizar la estructura según condiciones especificadas.
- **Help:** En esta pestaña podemos ver la información del programa con respecto a permisos y licencia, además datos de la versión, también encontramos toda la documentación y normas en formato pdf para ser consultadas.

Facultad de Ingeniería

2. **Barra de herramientas auxiliar superior:** Esta barra de herramientas nos permite acceder de forma rápida y precisa a los comandos más usados, de las diferentes pestañas de la barra de herramientas principal.

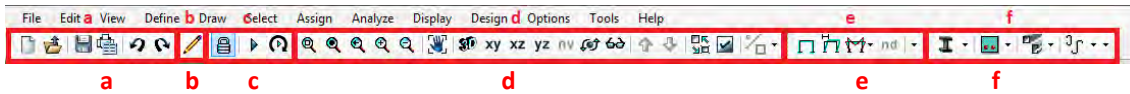


Ilustración 36, Barra de herramientas auxiliar superior

- a. **Comandos de la pestaña File:** En esta sección encontramos los comandos de nuevo, abrir, guardar, imprimir, rehacer y deshacer.
  - b. **Comando de refrescar pantalla:** Este comando nos permite corregir cualquier error gráfico que se produzca en la pantalla.
  - c. **Comandos de analizar:** Con estos comandos podemos comenzar un análisis, detenerlo para hacer cambios y volver a analizar, y también desbloquearlo para comenzar de nuevo.
  - d. **Comandos de opciones de visualización:** En este grupo de comando podemos tener cualquier vista, alejarnos y acercarnos, y opciones de visualizar los elementos.
  - e. **Comandos de resultados del análisis:** En este grupo de comandos podemos ver el comportamiento de la estructura a las cargas asignadas.
  - f. **Comandos de diseño:** En este grupo de comandos están las opciones de diseño que tienen el programa según una norma específica.
3. **Barra de herramientas auxiliar lateral:** En esta barra encontramos las herramientas de dibujo, ayudas para sección, precisión para el cursor.
4. **Espacio de trabajo:** En esta zona es donde podemos ver gráficamente la estructura y el trabajo que se le está haciendo, podemos tener varias ventanas con diferentes visualizaciones las cuales nos mostrara diferentes características de la estructura.
5. **Selector de unidades:** Esta pestaña nos permite cambiar las unidades de nuestro modelo, esta pestaña es muy importante debido a que podemos tener errores de magnitud en las unidades y nos podrá afectar el comportamiento de la estructura.

Nota: Para mayor información de la ubicación de los comandos, ver el documento (Manual de Aplicación del Programa SAP2000 v14) lo encontramos en las páginas de CSI.

## 7.2. Proyecto estructural en SAP 2000

Para la realización de un proyecto estructural se requiere de varios procedimientos acompañados de la norma, el orden de cómo se van realizando cada uno de los pasos depende de cada diseñador pero en todos los casos se deben tener procedimientos típicos, y que en todos los proyectos deben estar presentes.

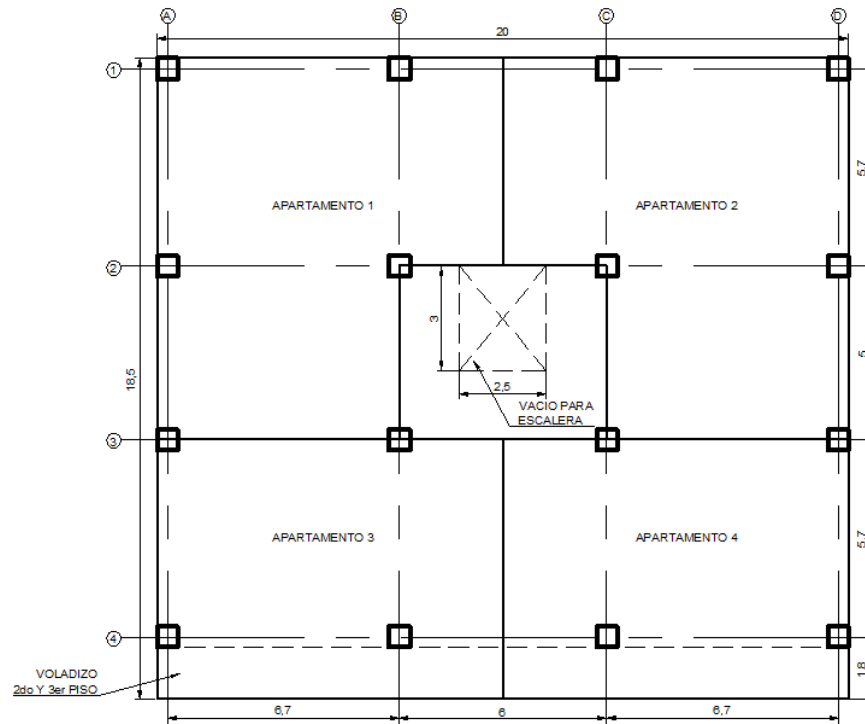
Facultad de Ingeniería

Pero debemos tener en cuenta que el programa es una ayuda, que todo el control del modelo lo debe tener el diseñador, y que depende de él que tan real hace la simulación, entre más precisa sean los parámetros que se le dan al modelo mejores resultados se tendrán.

A continuación daremos una breve explicación de cómo se realiza un proyecto estructural en **SAP 2000**, teniendo en cuenta parámetros de la norma y aspectos fundamentales que se fueron aprendiendo en el transcurso de la carrera.

### 7.2.1 Presentación del proyecto

Se debe realizar el diseño estructural de un edificio para uso residencial de 3 pisos, en el municipio de Chía Cundinamarca, según el estudio de suelos el terreno tiene un suelo D, según clasificación NSR-10, y tiene la siguiente configuración de columnas según arquitectura.



**Ilustración 37, Plano arquitectónico modelo**

El proyecto se compone de 12 apartamentos, 4 por piso y una terraza para reuniones, alrededor de la escalera se encuentra el corredor en forma de u, se debe diseñar la estructura con estructura metálica teniendo en cuenta todos los requerimientos de la NSR-10. La altura entre pisos debe ser considerada de 2.5 m.

## 7.2.2 Organización de la información

Para comenzar con un proyecto estructural se deben organizar muy bien todos los datos que se tienen del proyecto para saber qué información se debe solicitar al cliente y que se debe calcular, a continuación veremos un modelo de tabla de los requerimientos para diseñar una estructura metálica.

<b>DATOS DEL PROYECTO</b>		
<b>Zona sísmica</b>	Intermedia	
<b>Aa</b>	0.15	APÉNDICE A-4
<b>Av</b>	0.20	APÉNDICE A-4
<b>Fa</b>	1.5	Tabla A.2.4-3
<b>Fv</b>	2	Tabla A.2.4-4
<b>Tipo de suelo</b>	D	Tabla A.2.4-1
<b>Uso</b>	Residencial	
<b>Importancia</b>	I	A.2.5
<b>Coef. Importancia</b>	1	A.2.5
<b>Disipación de energía</b>	DMO	A.3.1.3
<b>Coef. Disp. Energía</b>	4.5	Tabla A.3-3
<b>Tipo de estructura</b>	Pórticos de acero estructural resistente a momentos	
<b>Cargas Vivas apartamentos</b>		
* Residencial	1.80 KN/m <sup>2</sup>	Tabla B.4.2.1-1
* Escalera	3.0 KN/m <sup>2</sup>	Tabla B.4.2.1-1
* Corredores	1.80 KN/m <sup>2</sup>	Tabla B.4.2.1-1
<b>Cargas muertas apartamentos</b>		
* Fachadas y particiones	2.0 KN/m <sup>2</sup>	Tabla B.3.4.3-1
* Afinado de piso	1.40 KN/m <sup>2</sup>	Tabla B.3.4.3-1
<b>Cargas vivas terraza</b>		
* Uso	5.0 KN/m <sup>2</sup>	Tabla B.4.2.1-2
* Empozamiento	0.20 KN/m <sup>2</sup>	B.4.8.2
* Granizo	1.0 KN/m <sup>2</sup>	B.4.8.3
<b>Carga muerta terraza</b>		
* Fachadas y particiones	1.0 KN/m <sup>2</sup>	Tabla B.3.4.3-1
* Afinado de piso	1.80 KN/m <sup>2</sup>	Tabla B.3.4.3-1

**Tabla 11,** Datos del proyecto

### 7.2.3 Cálculo de datos del proyecto

Teniendo en cuenta los datos suministrados del proyecto debemos calcular el coeficiente de aceleración sísmica, para incluirlo dentro de las cargas de diseño y para calcular la deriva de nuestro edificio. (Ver NSR-10 A.2.6), por medio del espectro de diseño.

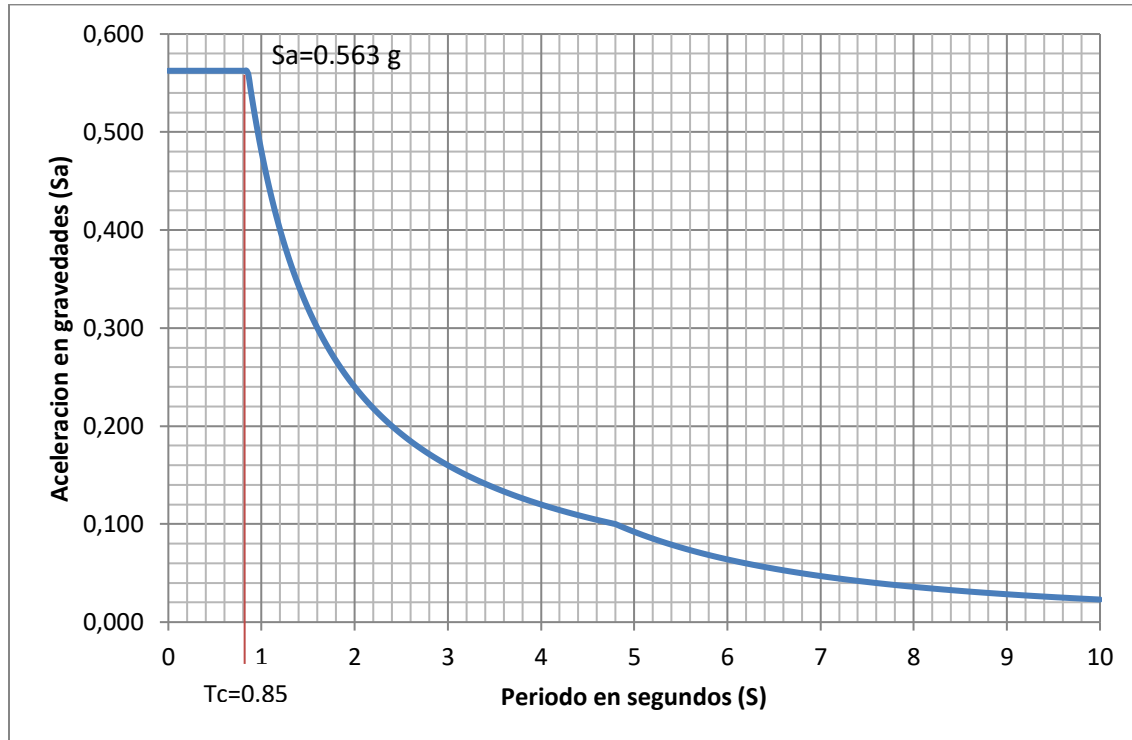


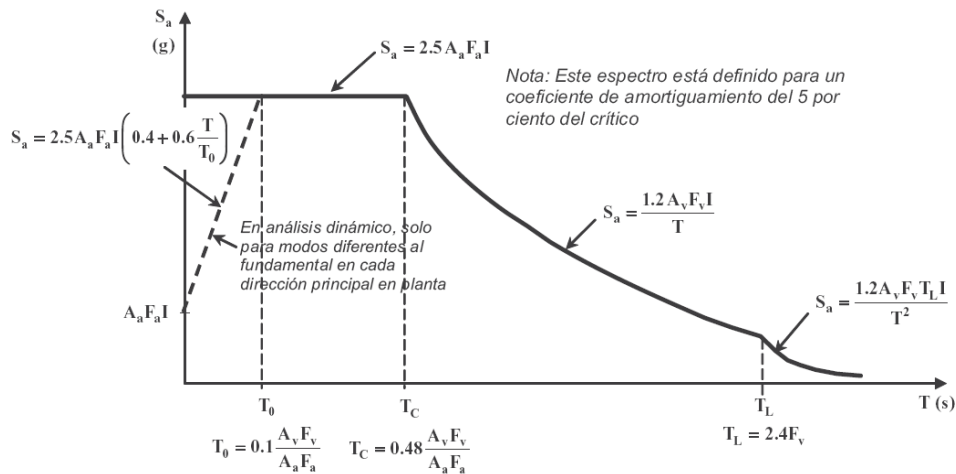
Ilustración 38, espectro de diseño

Este espectro de diseño se usa para el diseño sísmico de todas las estructuras que estén en el alcance de la NSR-10, en este caso tenemos una aceleración sísmica de diseño de **0.563 g**, esto quiere decir que nuestra fuerza horizontal es 0.563 veces la fuerza de gravedad, y como nuestra estructura no es lo suficientemente alta para tener un periodo aproximado mayor a **0.85**, podemos diseñar para la meseta. Primero hallamos el periodo aproximado de la estructura para verificar que si este por debajo del periodo corto, con la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t * h^\alpha$$

Donde  $C_t$  y  $\alpha$  están descritos en la tabla A.4.2-1 de NSR-10

Cada uno de los componentes de la gráfica se calcula según la siguiente imagen de la NSR-10.



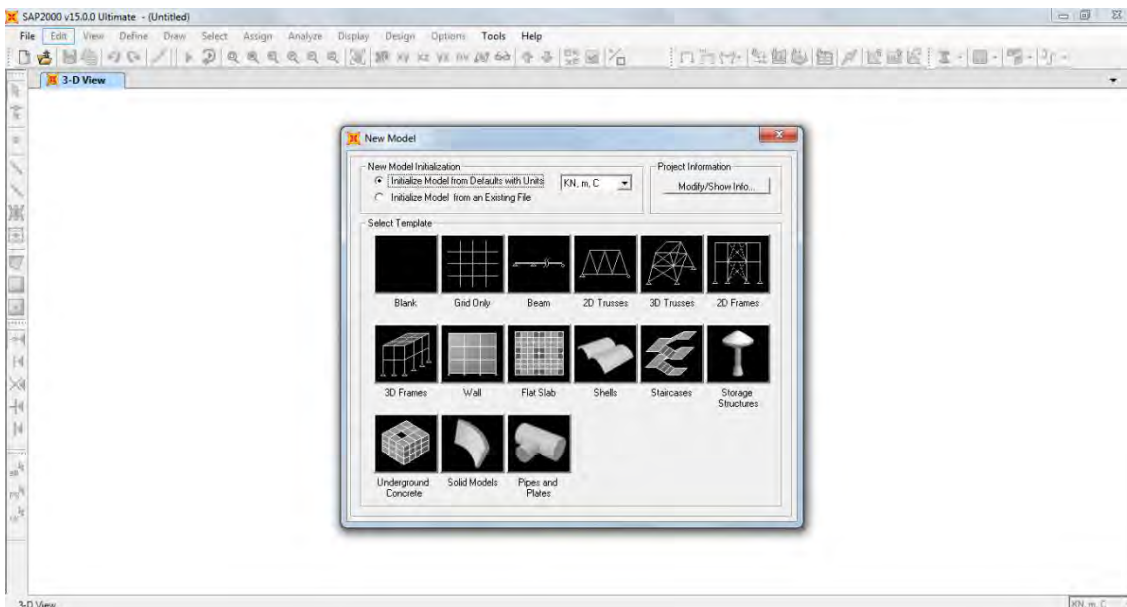
**Ilustración 39,** Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g (NSR-10 A.2.6)

### 7.2.4 Graficación del proyecto

Para la presentación gráfica del proyecto en SAP2000, debemos seguir los siguientes pasos:

#### 7.2.4.1 Abrir un archivo nuevo

En la barra de herramientas secundaria encontramos el botón nuevo, el cual no permite en entrar a una ventana emergente como se muestra en la ilustración.



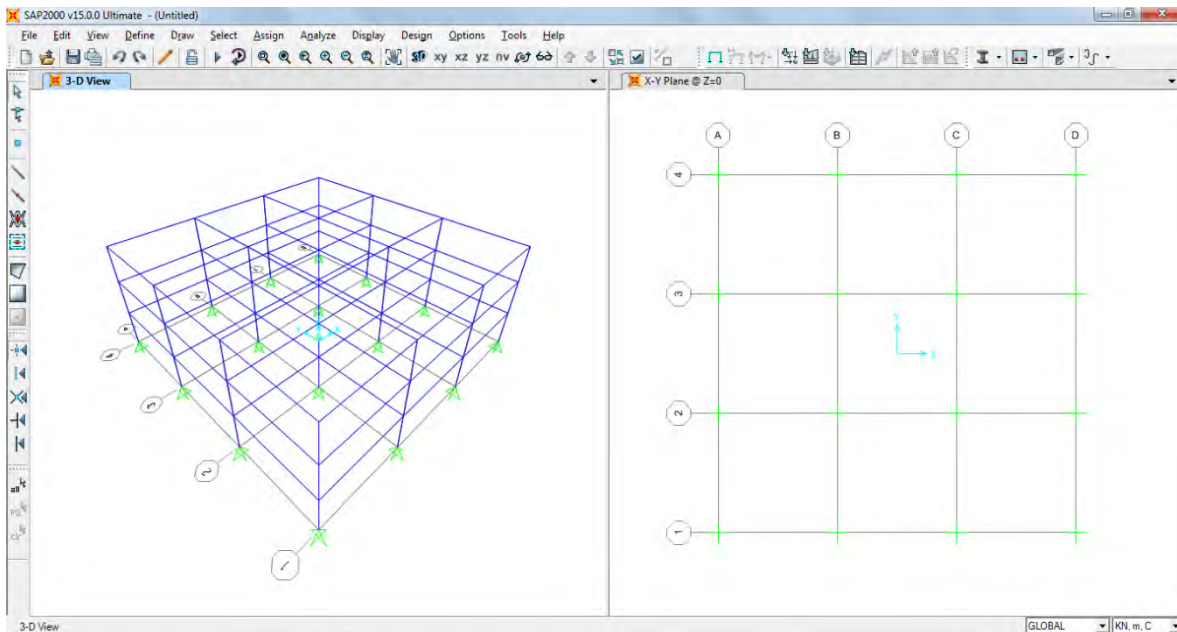
**Ilustración 40,** ventana de nuevo documento



### 7.2.4.2 Abrimos una grilla

Dentro de la ventana vista en la ilustración 40, luego buscamos preferiblemente las unidades que manejamos con mayor frecuencia en este caso escogemos (KN, m, C), hacemos click en 3D frames, para desplegar una ventana la cual introduciremos los siguientes datos:

- Number Stories: 3 Numero de alturas
- Story Height: 2.5 Distancias entre alturas
- Number of Bay, X: 3 Numero de espacios en X
- Bay Width, X: 6 Distancias entre espacios en X (predominante)
- Number of Bay, Y: 3 Numero de espacios en Y
- Bay Width, Y: 6 Distancias entre espacios en Y (predominante)



**Ilustración 41**, Ventana de la estructura sin ajustar

### 7.2.4.3 Edición de la grilla

Debido a que las luces de la estructura no son iguales debemos ajustar lo cual a las dimensiones reales, lo cual es muy frecuente, aparte de esto podemos nombrar los ejes tal cual como aparecen en los planos, podemos agregar todas las grillas que deseemos, siguiendo el procedimiento que se describe a continuación (sin embargo cabe aclarar que no es el único):

- Hacemos click con el botón derecho del mouse.
- Seleccionamos la opción “Edit Grid Data...”

Facultad de Ingeniería

- Aparecerá una ventana emergente, en la cual damos click en “Modify/Show System...”
- Debemos tener en cuenta que la grilla funciona por coordenadas y se deben hacer los cálculos necesarios para que las grillas estén en el mismo lugar donde se localizaran los ejes de los elementos.
- La forma más fácil de realizar la grilla es haciendo que la coordenada (0,0) se encuentre en los ejes (A,4), y en base de esto organizar las demás grillas.
- También debemos incluir el voladizo de 1.8m en la grilla
- (Ver ilustración 9)
- Damos click en OK
- Borramos los elementos generados con la grilla anterior.

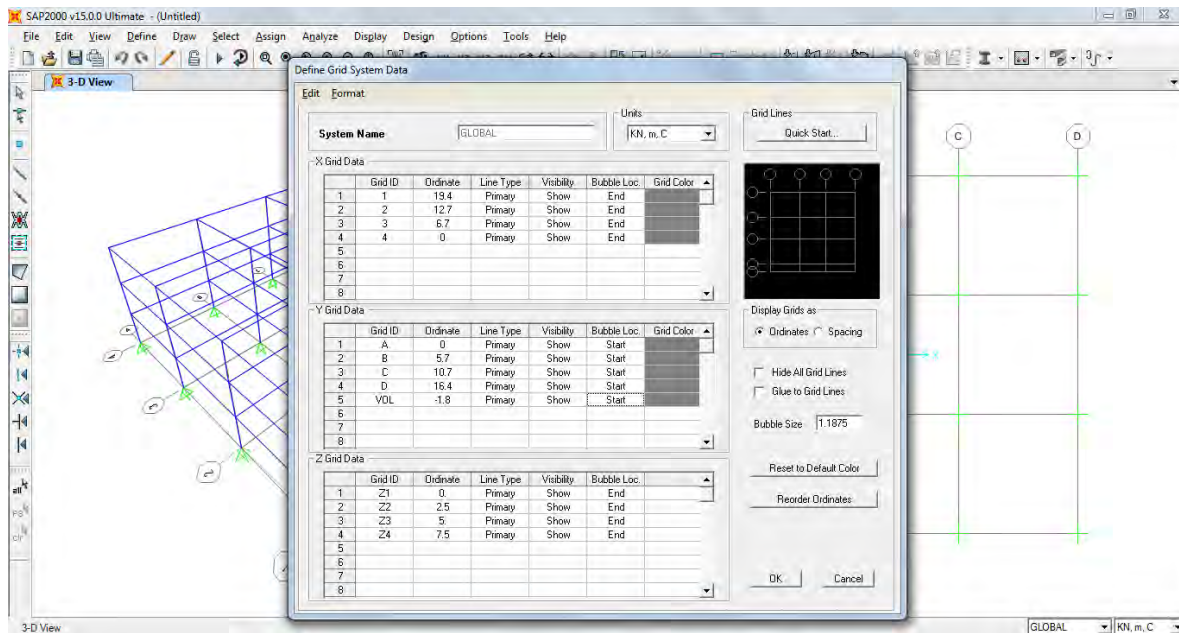


Ilustración 42, Edición de grilla

## 7.2.5 Asignación de las propiedades de la estructura

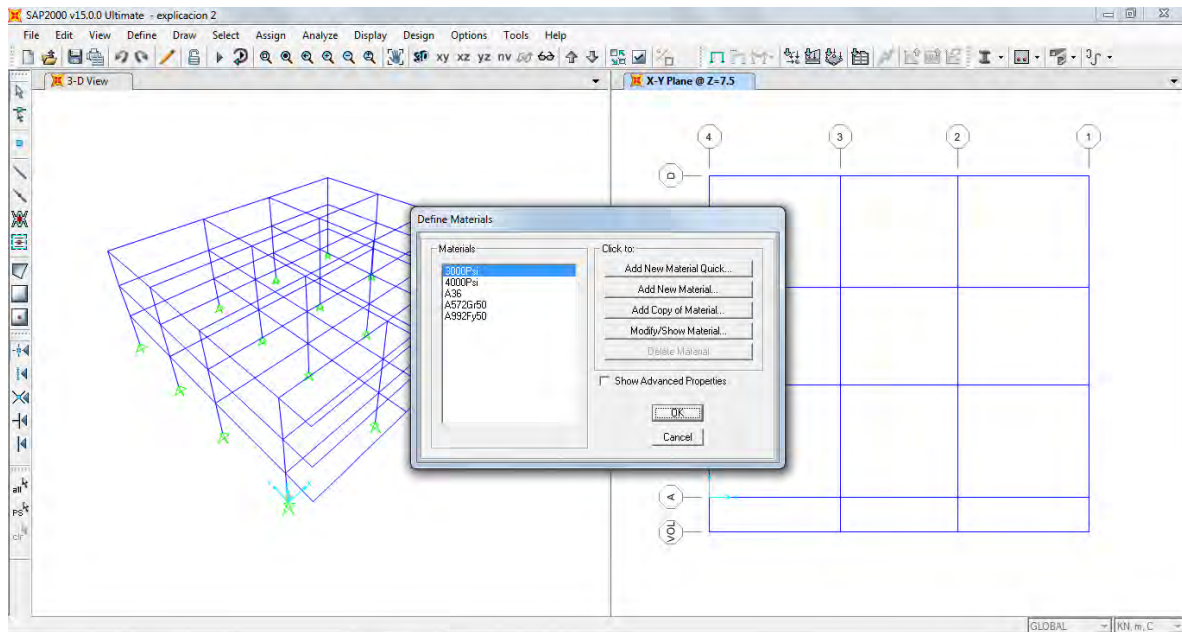
Para la asignación de las propiedades de la estructura debemos tener bien claro que materiales vamos a usar, que secciones debemos usar, como trabajan las secciones, el sentido en el que queremos que trabajen nuestros elementos y sobretodo saber que esto es un proceso iterativo que debemos ensayar con varios perfiles para tener el diseño más óptimo.

### 7.2.5.1 Definición de los materiales

Con ayuda de los catálogos de los proveedores nacionales podemos definir de qué material están hechos nuestros perfiles, debemos seguir los siguientes pasos para definir los materiales a usar:

Facultad de Ingeniería

- Hacer click en “Define”
- Hacer click en “Materials”
- Hacer click en “Add New Material Quick”
- Seleccionar si queremos acero o concreto (para este ejemplo en acero)
- Definir los siguientes materiales; Acero: A36 y A572 Gr 50, Concreto: F’c 3000 psi.
- Hacer click en OK



**Ilustración 43, Definición de materiales**

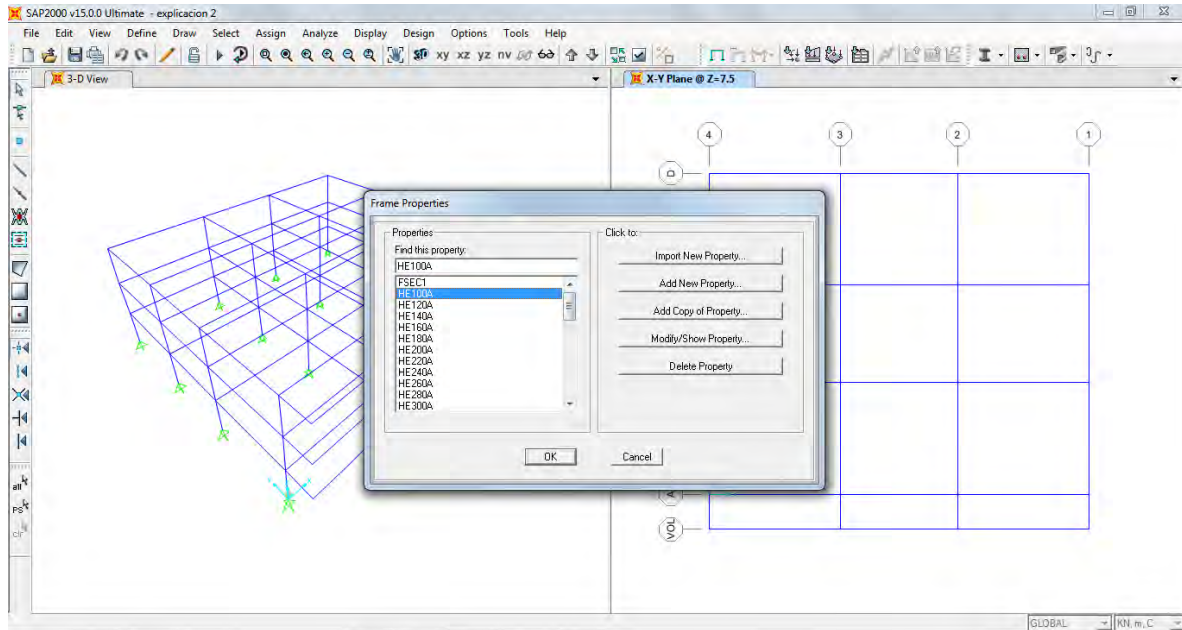
### 7.2.5.2 Definición de las secciones

Para definir las secciones que vamos a utilizar debemos saber con qué perfiles se va construir el proyecto y seleccionar los más comerciales con los catálogos de proveedores colombianos, para definir elementos debemos seguir los siguientes pasos:

- Hacer click en “Define”
- Hacer click en “Section Properties”
- Hacer click en “Frame Sections”
- Hacer click en “Import New Property”
- Hacer click en “I/Wide Flange”
- Nos llevara a una ventana emergente en el cual seleccionamos EURO.PRO
- Hacemos click en abrir
- En material seleccionamos el acero A36 o en caso que se seleccione perfiles de acero A572 Gr 50 seleccionamos este material.
- Seleccionamos todas las secciones que necesitamos para el diseño.
- Hacemos click en OK

Facultad de Ingeniería

- Nos llevara a una ventana emergente llamada “I/Wide Flange Section” y damos click en OK.
- Nos llevara de nuevo a la ventana “Frame Properties” y le damos click OK.

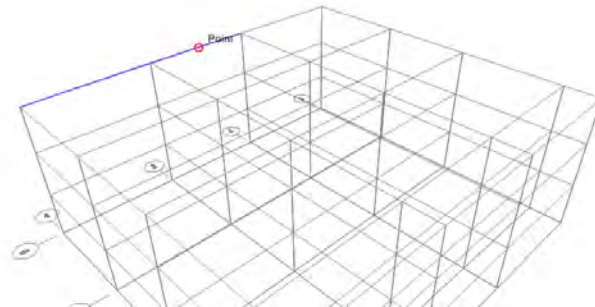


**Ilustración 44,** Definición de secciones

### 7.2.5.3 Ubicación de los elementos

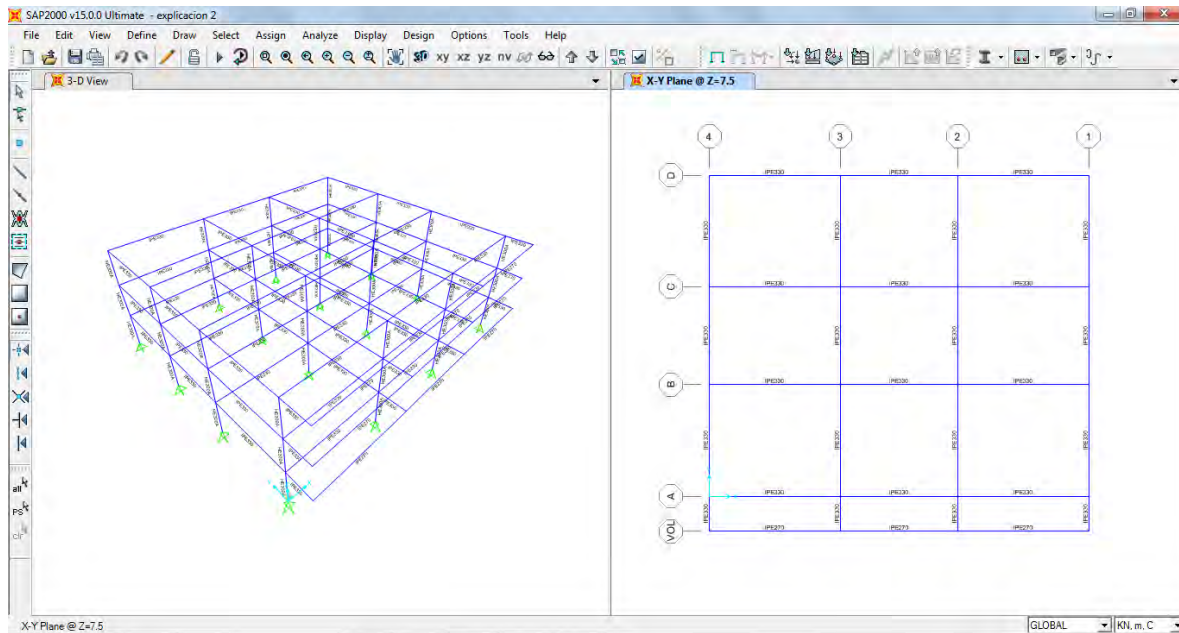
Con ayuda de las herramientas “Draw frame” o “Quick Draw Frame” podemos dibujar todos los elementos de la estructura en los cuales deben estar ubicados, estos dos botones de encuentran en la barra de herramientas auxiliar lateral o desplegando la pestaña Draw. Para dibujar elementos por medio de grillas debemos hacer el siguiente ejercicio:

- Una vez tengamos la grilla establecida, hacemos click en “Quick Draw Frame”
- Escogemos el perfil o sección que deseemos que nos sirva como elemento estructural en el cuadro llamado “Section” (debemos tener en cuenta que después podemos cambiar el perfil o sección).
- Hacemos click en la grilla donde queremos ubicar el perfil o sección.



**Ilustración 45,** Dibujo de elementos por medio de una grilla

Para tener una mejor visualización de los elementos podemos apagar la grilla con el botón “Show Grid” que se encuentra en la pestaña View.



**Ilustración 46,** Ubicación de todos los elementos estructurales

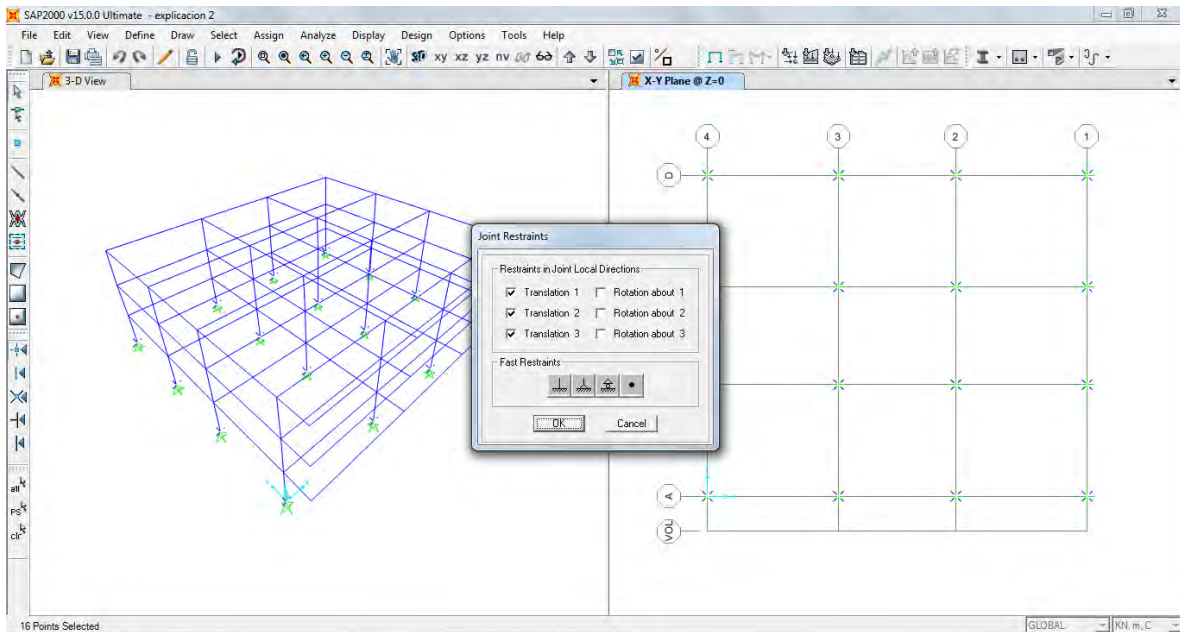
### 7.2.5.4 Asignación de las restricciones y apoyos

Para asignar los apoyos de la estructura se deben conocer los conceptos de Apoyos de Primer orden, segundo orden y tercer orden que corresponden a rodillo, articulado y empotrado. Una vez se conocen estos conceptos es más fácil comprender el comportamiento de los apoyos de la construcción y saber que se deben asignar a los nodos apoyos articulados, debido a que no hay forma de garantizar que los anclajes se van a realizar correctamente en la cimentación y se comporten como empotrados. Para asignar los apoyos de la estructura se deben seguir los siguientes pasos:

Facultad de Ingeniería



- Seleccionar los apoyos de la estructura en los cuales se va realizar la cimentación
- Hacer click en "Assign"
- Hacer click en "joint"
- Hacer click en "Restraints"
- Aparecerá una ventana emergente en la cual debe seleccionar la translación en las direcciones 1, 2, 3.
- Hacemos click en OK



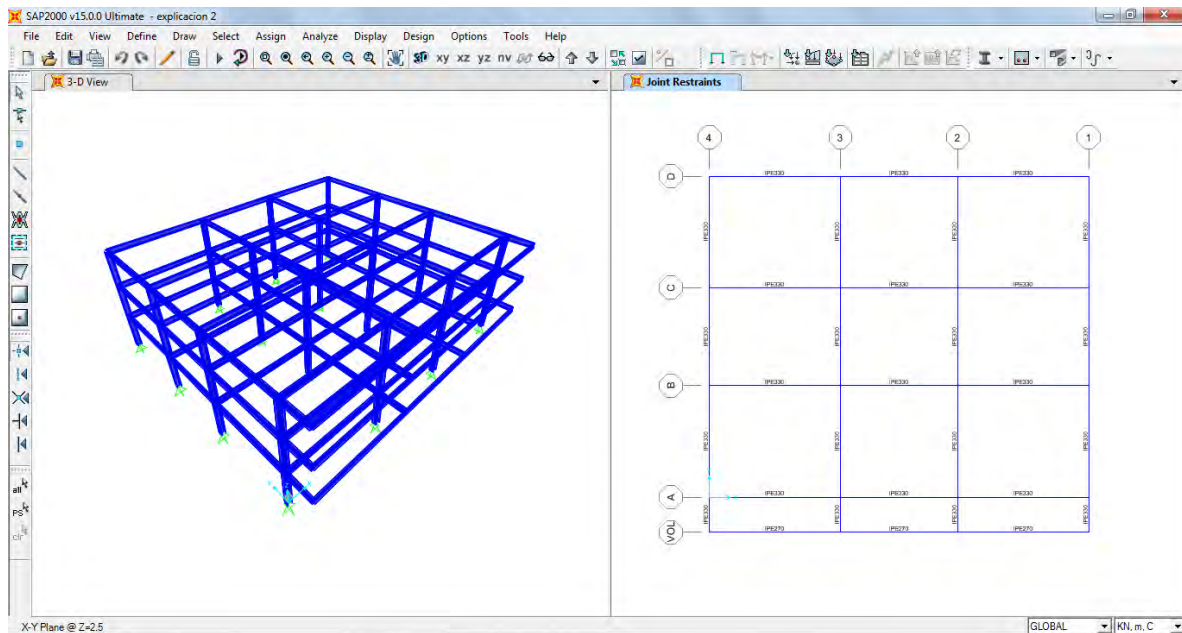
**Ilustración 47,** Asignación de apoyos en la cimentación

### 7.2.5.5 Asignación de los elementos

Para la asignación de elementos se debe tener en cuenta la dirección y sentido en el que apunta cada elemento, para la asignación de elementos inicial se debe hacer un predimensionamiento de las secciones para partir de un punto base. Para asignar secciones al modelo se den seguir los siguientes pasos:

- Seleccionar los elementos a los cuales se les quiere asignara esta sección.
- Hacer click en "Assign"
- Hacer click en "Frame"
- Hacer click en "Frame Section"
- Debe aparecer una ventana emergente en la cual están los perfiles definidos.
- Seleccionar un perfil del listado
- Hacer click en OK
- Repetir estos pasos hasta asignar todos los perfiles (se pueden seleccionar varios perfiles a la vez).

Facultad de Ingeniería



**Ilustración 48,** Asignación de elementos

Para asegurar el sentido de los elementos, del botón de “Set display Options” habilitamos la opción de “Extrude View”, para cambiar el sentido del elemento se gira el eje local del elemento 90°, seleccionando el elemento y en la ventana de “Frame Local Axis”, digitamos 90.

Esto es muy importante debido a que la mayoría de las sesiones que usamos no tienen la misma inercia ni radio de giro en las dos direcciones, por esta razón se habla de eje débil y eje fuerte.

## 7.2.6 Asignación de las cargas actuantes

La asignación de cargas sobre la estructura es uno de los procedimientos que determina el éxito del diseño y un error de unidades o interpretación puede causar una estructura subdiseñada o sobrediseñada, y esto implica que podemos tener sobrecostos o correr el riesgo de que la estructura falle.

### 7.2.6.1 Definición de las cargas de diseño

Para la definición de las cargas de diseño debemos tener claro las cargas que aplican según la NSR-10, las cuales fueron explicadas en el capítulo 1, de la cartilla de teoría. Para definir las cargas se sugiere guiarse por el siguiente procedimiento:

- Hacer click en “Define”
- Hacer click en “Load Patterns”
- Se debe llenar todas las casillas de la siguiente forma según **ilustración 50**, luego de terminar con una fila hacer click en “Add New Load Pattern”.

Facultad de Ingeniería

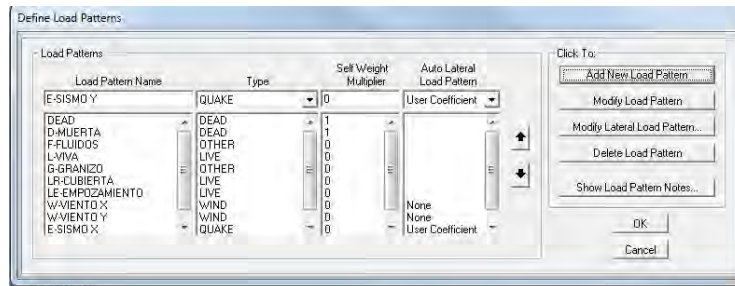


Ilustración 49, ventana Load Pattern

- Para definir las cargas de sismo debemos conocer el coeficiente de aceleración y asignarla según la dirección. Esto se hace señalando la carga de sismo y hacer click en “Modify Lateral Load Pattern”.

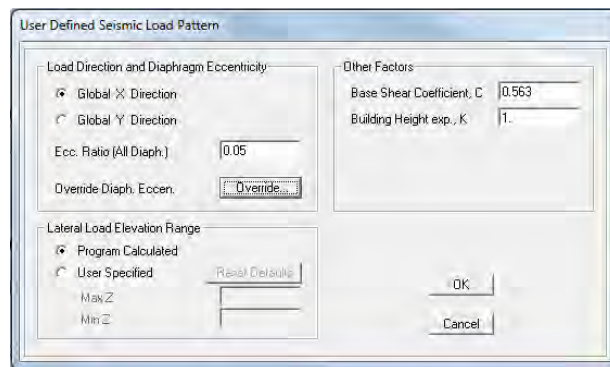


Ilustración 50, Definición de la carga de sismo (Sa=0.563 g)

### 7.2.6.2 Definición de las combinaciones de diseño

Las combinaciones de diseño se deben realizar según (NSR-10 B.2.4.2), y fueron explicadas cada una de ellas en el capítulo 1 de la cartilla de teoría.

Antes de definir qué combinaciones asignamos debemos conocer que se tienen diferentes tipos de combinaciones, según lo que se desee diseñar, a continuación veremos las combinaciones que se tienen para cada caso teniendo en cuenta que se debe diseñar con la más crítica según el caso:

Revisión de derivas:

- $S_x + 0.3S_y$  (deriva en el sentido X)
- $S_y + 0.3S_x$  (deriva en el sentido Y)

Diseño de elementos y de conexiones:

- 1.4D

Facultad de Ingeniería



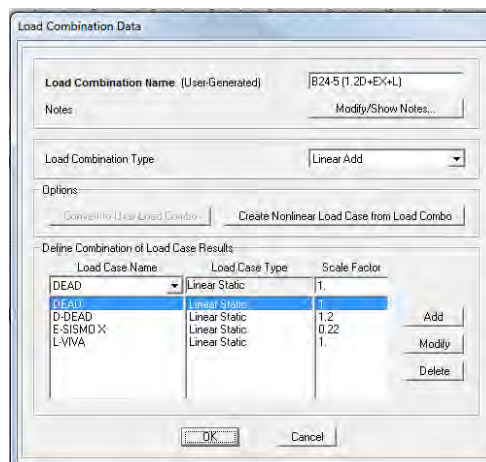
- $1.2D+1.6L+0.5(Lr \text{ ó } G \text{ ó } Le)$
- $1.2D+1.6(Lr \text{ ó } G \text{ ó } Le)+(L \text{ ó } 0.5W)$
- $1.2D+1.0W+1.0L+0.5(Lr \text{ ó } G \text{ ó } Le)$
- $1.2D+1.0E+1.0L$
- $0.9D+1.0W$
- $0.9D+1.0E$

Diseño de cimentación:

- D+F
- D+H+F+L+T
- D+H+F+(Lr ó G ó Le)
- D+H+F+0.75(L+T)+0.75(Lr ó G ó Le)
- D+H+F+W
- D+H+F+0.7E
- D+H+F+0.75W+0.75L+0.75(Lr ó G ó Le)
- D+H+F+0.75(0.7E)+0.75L+0.75(Lr ó G ó Le)
- 0.6D+W+H
- 0.6D+0.7E+H

Para definir las combinaciones de diseño se procede de la siguiente forma:

- Hacer click en “Define”
- Hacer click en “Load Combinations”
- Para definir una combiacion; hacer click en “Add New Combo...”
- Se llenan todas las casillas de la siguiente forma, según la combinación que se desee asignar.

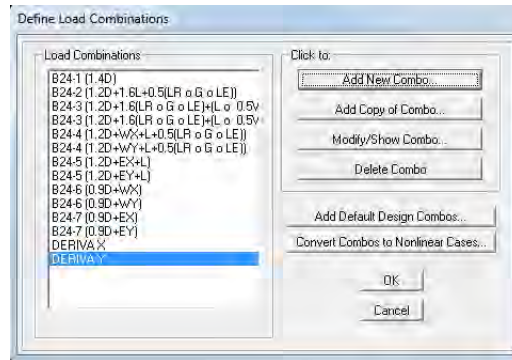


**Ilustración 51,** Ejemplo definición de una combinación

- Repetir esto para todas las combinaciones de la norma. En los casos de sismo y viento se debe definir una combinación diferente para cada sentido.

Facultad de Ingeniería

- Para la combinación de derivas se asigna el 100% en un sentido y el 30% en el otro y viceversa, esto para determinar si las columnas cumplen por deriva. (Se asigna el 30% del sismo en la otra dirección por efectos de ortogonalidad)

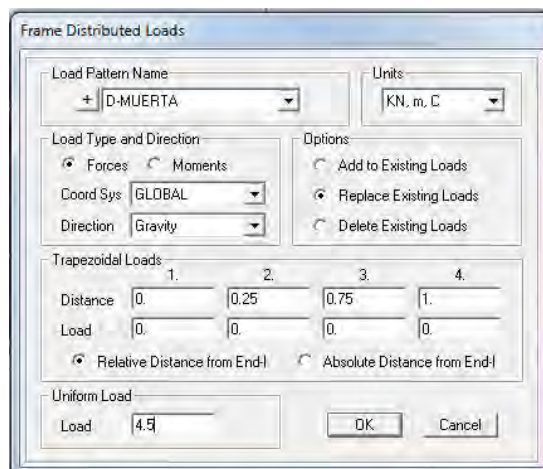


**Ilustración 52**, Combinaciones de diseño

### 7.2.6.3 Asignación de cargas en los elementos “Frame”

Para la asignación de cargas sobre los elementos o perfiles, antes de comenzar asignar cargas debemos conocer que cargas van en cada elemento y la dirección debe tener cada una. Para la asignación de cargas sobre elementos se deben seguir los siguientes pasos:

- Seleccionar el o los elementos que se quiere que tenga esta carga. (En este caso se seleccionará los elementos que soportan muros en arcilla pañetados por ambas caras”
- Hacer click en “Assign”
- Hacer click en “Frame Loads”
- Hacer click en “Distributed”
- En seguida aparecerá una ventana emergente, se debe llenar de la siguiente forma:



**Ilustración 53**, Asignación de cargas en los Frames

- Debemos repartir estos mismos pasos, en los casos que debemos asignar diferentes cargas, en diferentes sentido, con diferente magnitud, o cargas de momento.
- Se debe tener cuidado con las unidades.
- En los casos donde se quiera adicionar una carga a un elemento ya cargado con ese mismo tipo de carga se debe seleccionar la opción de “Add to Existing Loads”

En los casos donde se requiera retirar una carga, llena la misma ventana pero con las cargas en 0, ó picar en el botón “Delete Existing Loads”

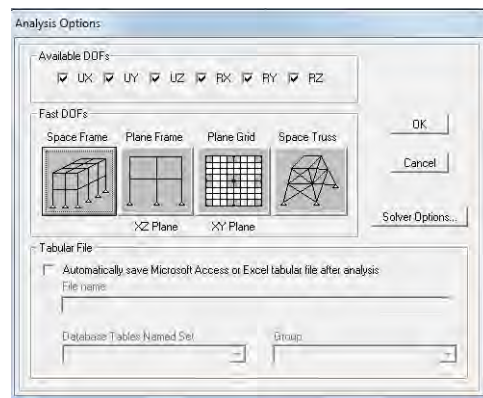
## 7.2.7 Análisis y diseño

El análisis de estructuras consiste en verificar los resultados obtenidos por el programa y sacar las conclusiones que sean necesarias, debido a que el diseño de estructuras metálicas es un proceso iterativo y el diseño se logra con ensayo y error, muchas de las veces se deben repetir estos pasos varias veces, hasta conseguir el resultado más óptimo.

### 7.2.7.1 Analizar la estructura

Para analizar la estructura por medio del programa debemos tener en cuenta los siguientes pasos:

- Hacer click en la pestaña “Analyze”
- Hacer click en el botón “Set Analysis Options”
- Hacer click en el botón Space Frame.



**Ilustración 54,** Verificación del tipo de análisis

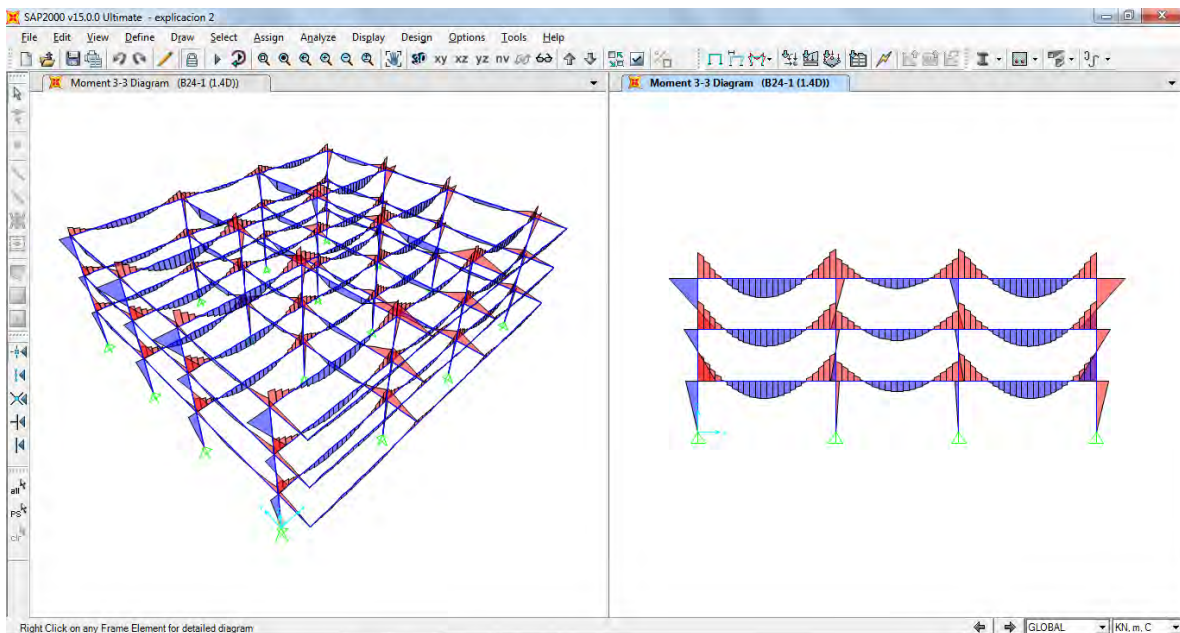
- Hacer click en OK.
- Luego hacer click en la pestaña “Analyze”.
- Hacer click en “Run Analysis”.
- Verificar que todos los casos de carga estén con la Acción “Run”
- En el caso de carga Modal hacer click sobre él y luego sobre el botón “Run/ Do Not Run Case”, para desactivarlo.

Hacer click en “Run Now”

### 7.2.7.2 Verificación de los diagramas

El programa puede mostrar los diagramas de momento y cortante que son necesarios para el diseño de los elementos. Para ver los diagramas se deben seguir los siguientes pasos:

- De la barra de herramientas auxiliar superior, hacer click en “Show Forces/Stresses”.
- Hacer click en “Frames/Cables/Tendons...”
- Aparecerá una ventana emergente en la cual podemos seleccionar; el combo o carga de la que se quiere ver el diagrama, diagrama de fuerza axial, diagrama de torsión, diagrama de cortante, diagrama de esfuerzos, diagrama de momentos. Debemos seleccionar uno.
- Hacer click en OK.



**Ilustración 55**, diagrama de momentos de la estructura

- Para ver el diagrama de momento o de cortante más en detalle de un elemento, se debe hacer click con el botón derecho sobre el elemento.

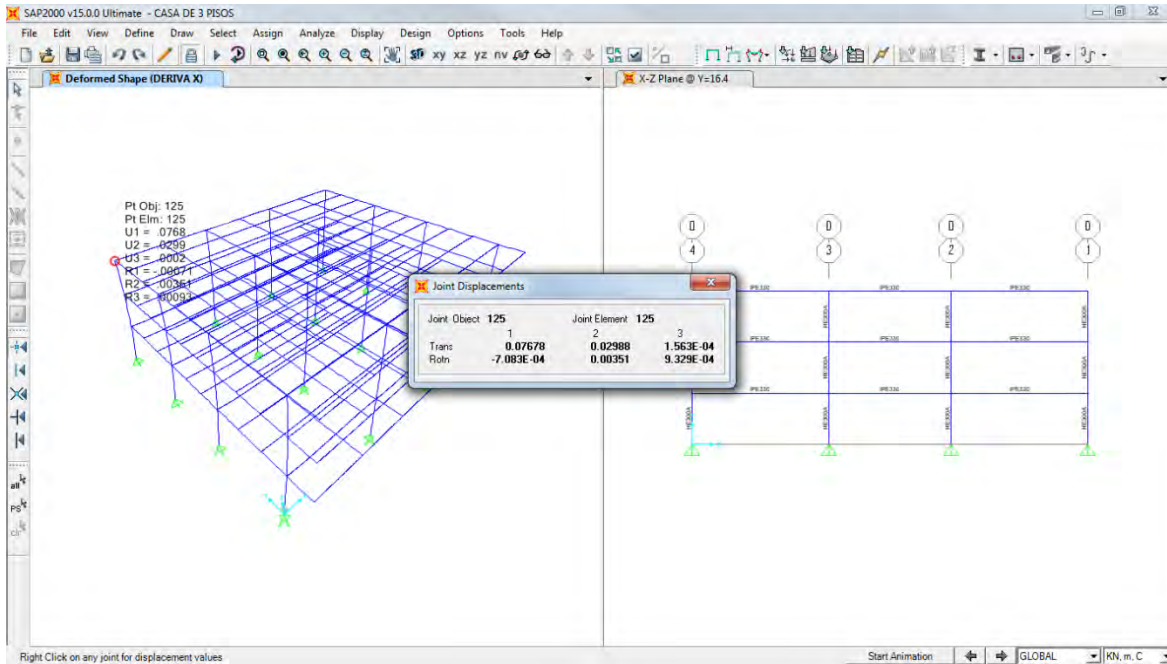
### 7.2.7.3 Verificación de derivas

La verificación de derivas es muy importante para escoger que columna debemos usar, debido a que en la NSR-10 Tabla A.6.4-1 especifica la deriva máxima que puede tener una estructura. La deriva de un edificio se calcula según NSR-10 A.6.3. Para hallar el desplazamiento de cada nodo se deben seguir los siguientes pasos:

- De la barra de herramientas auxiliar superior, hacer click en “Show deformed shape”.
- Aparecerá una ventana emergente de la cual para la verificación de derivas se debe seleccionar la combinación de derivas en X ó Y según sea el caso.

Facultad de Ingeniería

- Hacer click en OK.
- Para ver el desplazamiento de cada nodo se debe hacer click con el botón derecho sobre el nodo deseado.



**Ilustración 56,** Verificación de desplazamientos en los nodos.

- La verificación de derivas es importante para saber el sentido en el que se deben poner las columnas.
- Para comprender mejor que significa el cuadro “Joins Displacements” debemos saber lo siguiente:
  - Trans: Movimiento del nodo con respecto a su posición inicial.
  - Rotn: Rotación del nodo con respecto a condición inicial.
  - 1: Sentido en X
  - 2: Sentido en Y
  - 3: Sentido en Z
- En los casos donde no cumplan las derivas con respecto a las máximas permitidas tenemos las siguientes opciones:
  - Cambiar el sentido de eje fuerte de las columnas según el desplazamiento.
  - Cambiar las columnas por unas que tengan una mayor rigidez en el sentido que no cumplan las derivas.
  - Rigidizar verticalmente la estructura por medio de pantallas o riostras entre pórticos.
- Una vez la estructura cumple por derivas procedemos al diseño de los elementos.

### 7.2.7.4 Diseño de elementos

El programa tiene la opción de diseño automático dependiendo de la norma que se desee implementar, debido a que es un programa americano no tiene incluido en su diseño la NSR-10, pero se puede trabajar con normas aproximadas como la AISC 360. Para el diseño automático se deben seguir los siguientes pasos:

- De la barra de herramientas auxiliar superior, hacer click en “Start Steel Design/Check of Structure”.
- Desplegar la barra
- Hacer click en “View/Revise Preferences”
- Modificar el código y los parámetros según NSR-10

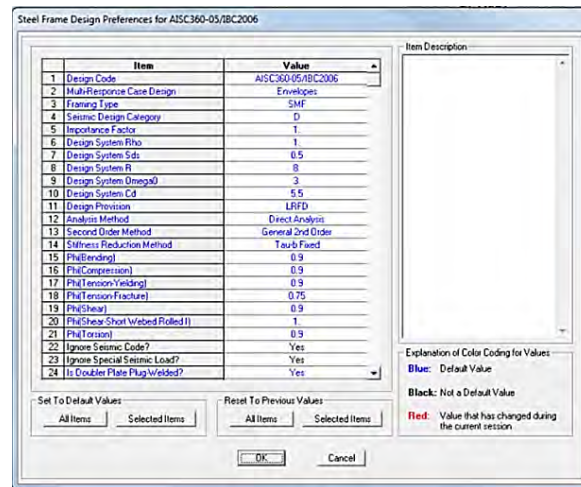


Ilustración 57, Parámetros de diseño

- Después de definir los parámetros, hacer click sobre el botón de “Start Steel Design/Check of Structure”

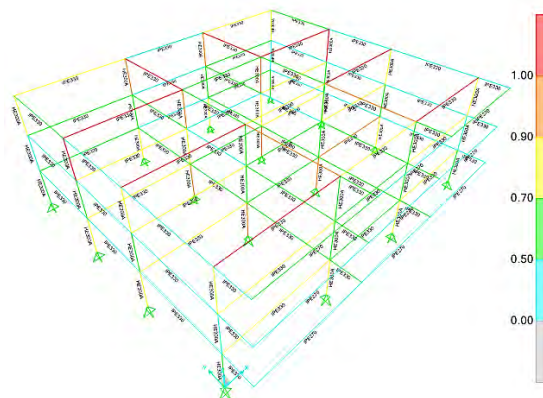


Ilustración 58, Diseño de la estructura

Facultad de Ingeniería



Una vez vemos la ilustración anterior podemos saber que perfiles están cumpliendo y cuáles no, por medio de la barra del lado derecho que nos indica unos colores y unos valores que indican en Ratio (Relación entre esfuerzo actuante sobre esfuerzo que puede resistir el elemento), entre el número más se aproxime a 1 quiere decir que el elemento está llegando al máximo de su capacidad. En pocas palabras los colores nos indican que tan esforzado se encuentra el elemento. En caso donde el perfil o sección este con un ratio mayor a 1 se debe cambiar el perfil por uno que cumpla las solicitaciones.

### 7.2.7.5 Verificación de reacciones en los apoyos

La verificación de las reacciones en los apoyos es muy importante para el diseño de conexiones base y cimentaciones, pero se debe tener la ubicación y referencia de cada uno de los nodos de los apoyos. Para ver las reacciones en los apoyos se deben seguir los siguientes pasos:

- De la barra de herramientas auxiliar superior, hacer click en “Show Forces/Stresses”.
- Hacer click en “joints”
- Aparecerá una ventana emergente de la cual para la verificación de reacciones se debe seleccionar la combinación que se desea ver.

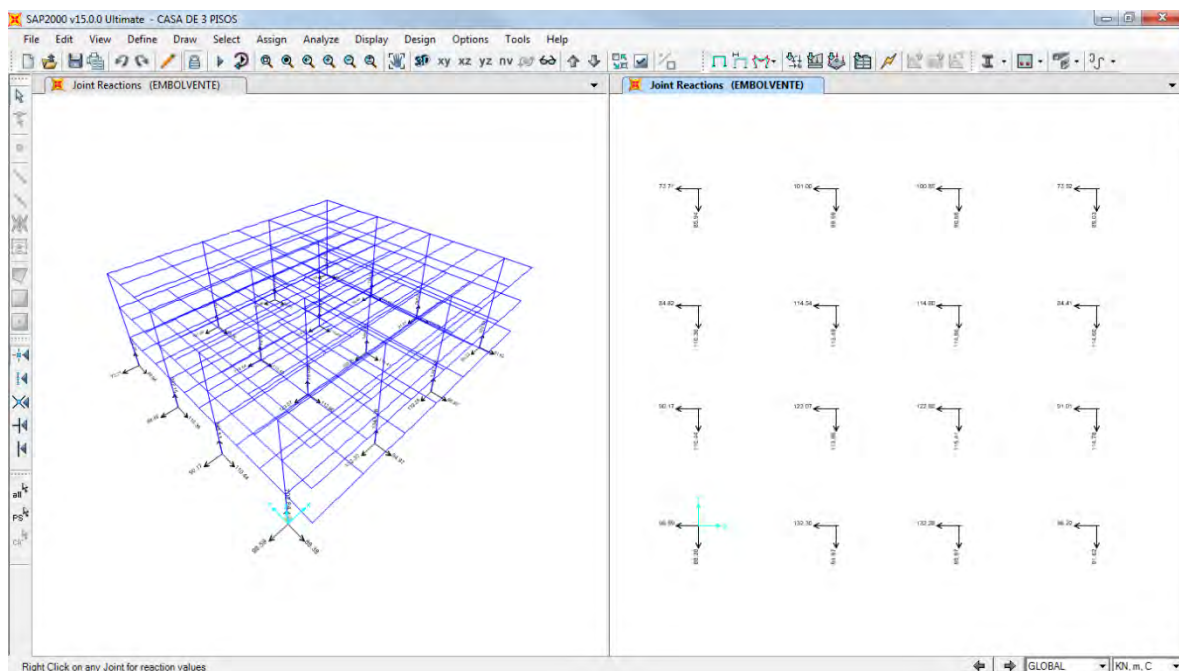


Ilustración 59, Verificación de las reacciones

- Al hacer click derecho sobre la reacción deseada. Aparecerá una ventana emergente de la siguiente forma:

Joint Object	Joint Element 65		
	1	2	3
Force	-98.592	-88.377	702.840
Moment	0.000	0.000	0.000

Ilustración 60, Reacciones

De igual forma que para los desplazamientos del nodo los números del cuadro 1, 2 y 3 simbolizan cada uno de los ejes X, Y y Z respectivamente. Y los valores significan la magnitud de la fuerza o del momento en las unidades establecidas inicialmente.

## 7.2.8 Elementos secundarios (vigas secundarias, viguetas, riostras y placas)

Para el diseño de los elementos secundarios debemos guardar el modelo con “guardar como” é ingresamos otro nombre, para poder modificar sin afectar el modelo anterior, una vez guardemos como el modelo se libera y podremos modificarlo.

### 7.2.8.1 Crear elementos secundarios

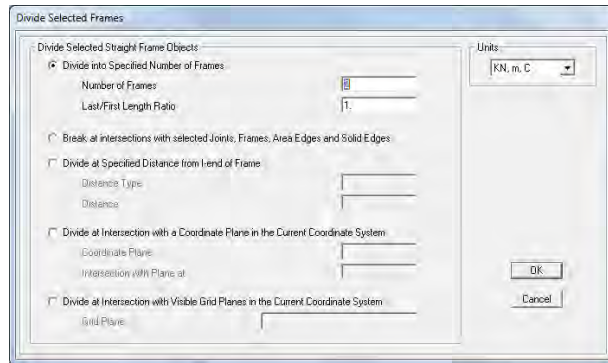
Como ya tenemos los elementos principales y sabemos que los elementos los dibujamos de un punto a otro, con la herramienta de generar un punto especial “Draw special joint” podemos establecer donde queremos ubicar los demás elementos (vigas secundarias, viguetas y riostras), para general puntos especiales debemos proceden de la siguiente forma:

- Hacemos click en “Draw special joint”, ubicado en la barra de herramientas auxiliar lateral.
- Definimos a que distancia de un punto existente queremos el punto nuevo, nos podemos mover en los tres ejes.
- Hacemos click en el punto base y luego aparecerá el punto nuevo a la distancia especificada del punto base.

Otro de los botones que nos ayudara con el trazado de los elementos secundarios es el botón “Divide frames” para dividir los elementos existentes en partes iguales. Debemos hacerlo de la siguiente manera:

- Seleccionamos el ó los elementos que queremos dividir
- Hacer click en la pestaña edit
- Luego pararnos sobre la pestaña “Edit Lines”
- Hacer click en el botón “Divide Frames”.
- De la lista de chequeo que encontramos, le damos click en “Divide Into Specified Number or Frames”.
- En la casilla de “Number of Frames”, digitamos el número de elementos que queremos que se divida nuestro elemento base.



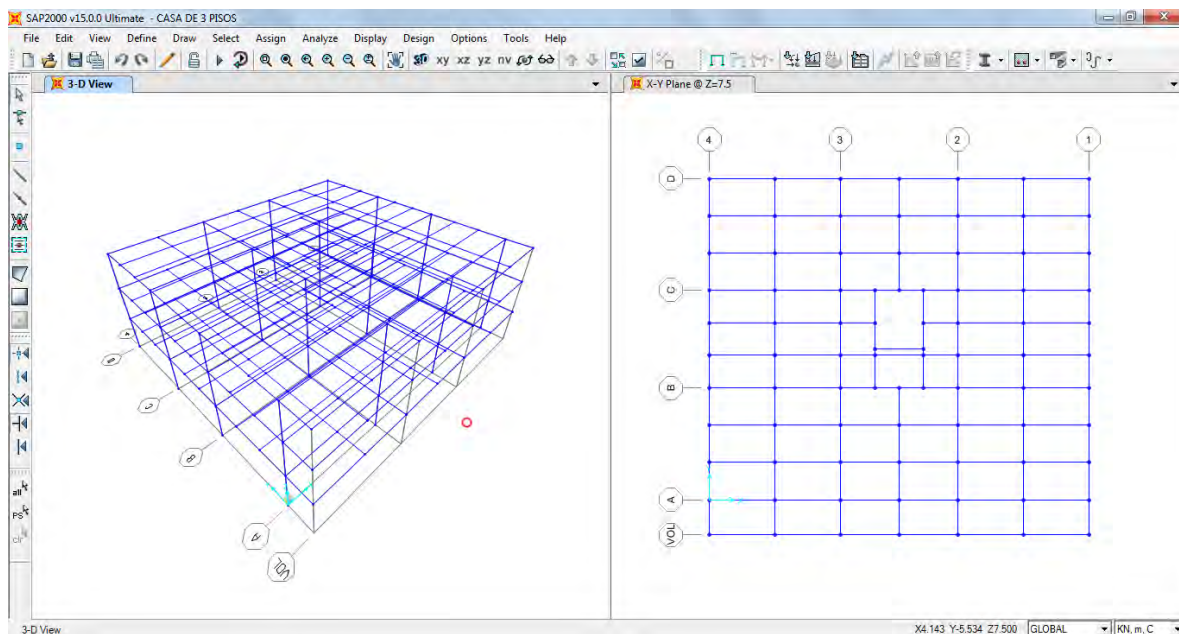


**Ilustración 61**, Ventana de dividir elementos.

- Hacemos click en OK
- Después de haber trazado nuestros elementos secundarios, podemos seleccionar el elemento dividido y unirlo con el botón “Joint Frames” que se encuentra en la misma pestaña.

Debemos tener en cuenta que en todos los bordes de placa deben ir elementos para apoyar el Steel Deck, (placa de concreto con formaleta metálica), con ayuda de los manuales técnicos de Acesco y teniendo en cuenta la carga máxima por metro cuadrado nos da como resultado un Steel deck de 2” calibre 22 y de una altura de 120 mm y requiere apuntalamiento central.

La placa puede estar separada máximo 2.00 m, entonces en base de esto posicionamos nuestros elementos secundarios.



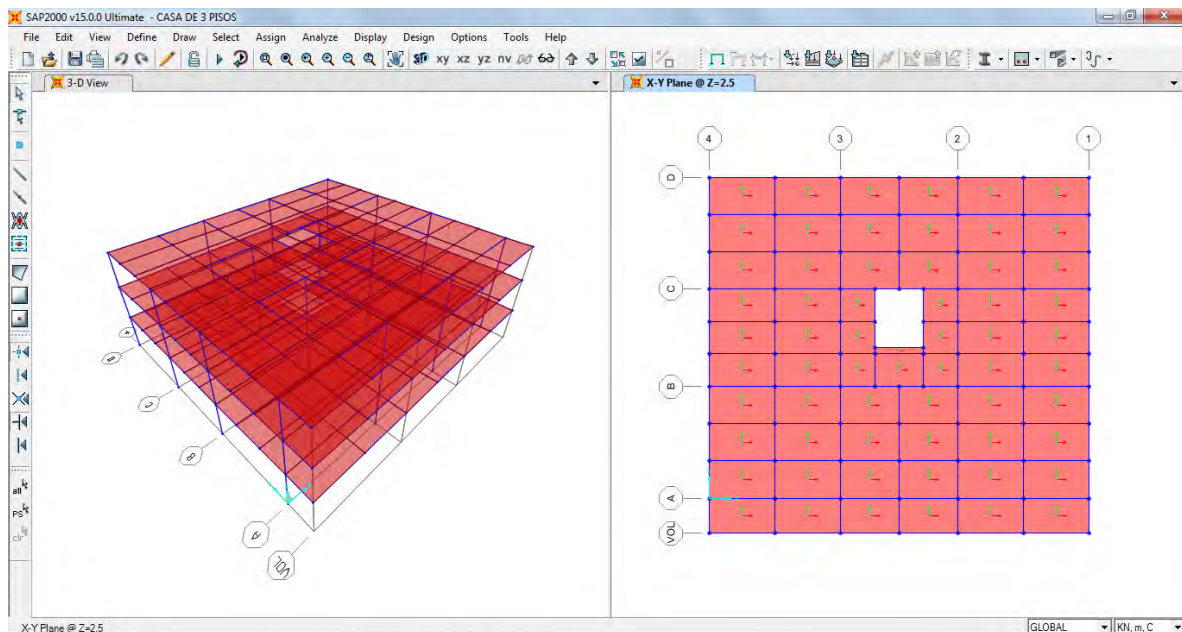
**Ilustración 62**, Elementos secundarios (Vigas secundarias, Viguetas y riostras)

Facultad de Ingeniería

### 7.2.8.2 Ubicación de placas

Para ubicar las placas debemos tener en cuenta el orden en que las dibujamos, debido a que estos elementos también tienen ejes locales, se recomienda comenzar en el sentido contrario de las manecillas del reloj y empezando en el extremo inferior izquierdo, para trazar un área debemos seguir los siguientes pasos:

- Hacer click en “Draw Poly Area”, ubicado en la barra de herramientas auxiliar lateral.
- En la casilla donde indica la sección, desplegamos y seleccionamos “None”
- Picamos el primer punto, luego el segundo, luego el tercero y luego el cuarto.
- Damos Enter
- Para visualizar mejor el área asignada, habilitamos “Fill Objects” ubicado en el botón “Set Display Options” de la barra de herramientas auxiliar superior.



**Ilustración 63,** Ubicación de las áreas

Se recomienda habilitar los ejes locales de la siguiente manera; (dar click en “Set Display Options” y en la parte de donde dice Areas habilitar “Local Axes”) para verificar que todas las áreas apuntan en el mismo sentido, esto es muy importante para darle las propiedades para simular lo mejor posible el diseño, si las placas no apuntan en el mismo sentido la borramos y volvemos a dibujar en el sentido que deseamos.

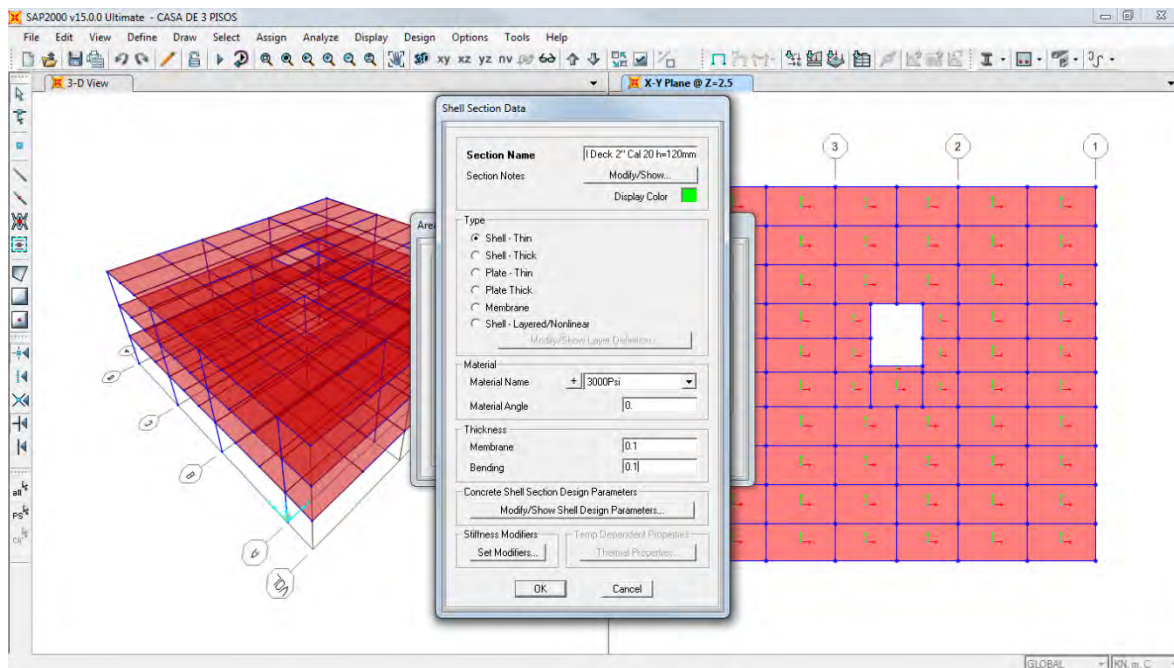
Una vez terminada la parte gráfica del modelo podemos quitar la grilla de la visualización 3D para una mejor asignación de las propiedades de los elementos.

Facultad de Ingeniería

### 7.2.8.3 Definición de la placa

Para definir la placa se debe saber que, al trabajar con estructura metálica no se diseña con la estructura pero sirve como puente para transmitir las cargas de peso propio y externas, a los elementos. Como ya habíamos definido el tipo de placa que vamos a usar debemos saber el peso por metro cuadrado de la placa, en nuestro caso la placa pesa  $2.3 \text{ KN/m}^2$  esto equivale a una placa de concreto de 10 cms de espesor, con estos datos podemos definir nuestra placa realizando los siguientes pasos.

- Hacer click en “Define”
- Hacer click en “Section Properties”
- Hacer click en “Area Sections”
- En la casilla de “Select Section Type To add” seleccionar Shell.
- Hacer en “Add New Section...”
- Aparecerá una ventana emergente llamada “Shell Section Data”
- Lenar de la siguiente forma:



**Ilustración 64, Definición de elementos de área**

- Una vez se introducen los datos se hace click en OK
- En la ventana de “Area Sections” hacer click en OK

### 7.2.8.4 Asignación de áreas

Para la asignación de áreas se debe conocer en qué sentido trabajan las placas de Steel Deck, estas placas trabajan en un solo sentido y se apoyan cada 30cm que corresponde a la separación entre valles, el procedimiento es muy parecido al de asignar elementos:

- Seleccionar los elementos a los cuales se les quiere asignar esta sección.
- Hacer click en "Assign"
- Hacer click en "Area"
- Hacer click en "Sections"
- Debe aparecer una ventana emergente en la cual están las areas definidas.
- Seleccionar el área definida anteriormente del listado
- Hacer click en OK

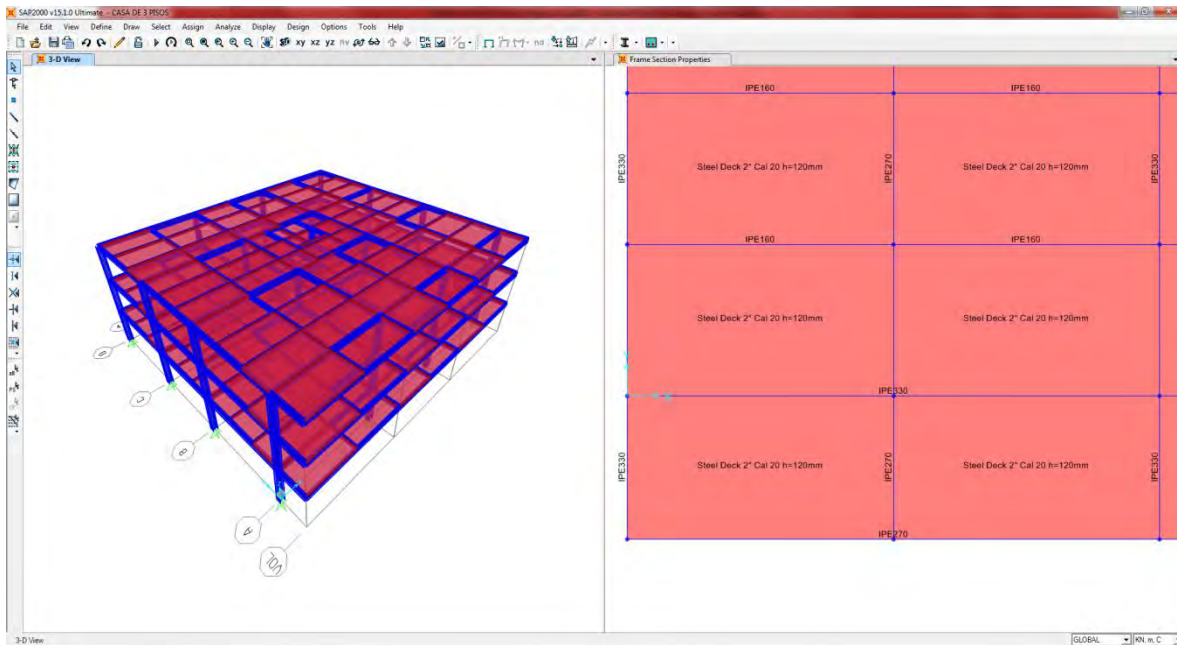


Ilustración 65, Asignar áreas

Para darle una mejor característica de losa de Steel Deck seguir los siguientes pasos:

- Seleccionar todas las áreas
- Hacer click en "Assign"
- Hacer click en "Area"
- Hacer click en "Automatic Area Mesh"
- Hacer click en la opción "Mesh Area Into Objects of this Maximun Size"
- Digitar en "Along Edge from Point 1 to 2" = 0.30m

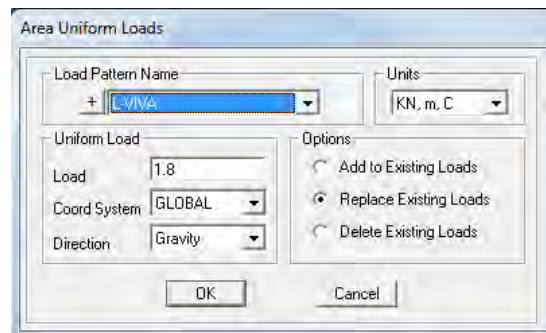
Facultad de Ingeniería

- Digitar en “Along Edge from Point 1 to 3”= 3.00m y hacer click en OK.

### 7.2.8.5 Asignación de cargas en áreas

Para asignar cargas de área sobre las placas se debe tener en cuenta que esto se hace con el fin de que las cargas se transmitan a los elementos (Vigas, Viguetas y Riostras), para poder determinar los diagramas de momento y cortante más acertado. Para asignar cargas en los elementos de área debemos seguir los siguientes pasos:

- Seleccionar las areas que se quiere que tenga esta carga. (En este caso se seleccionará las áreas de los pisos 2 y 3 que tendrán cargas de uso residencial”
- Hacer click en “Assign”
- Hacer click en “Area Loads”
- Hacer click en “Uniform Shell”
- En seguida aparecerá una ventana emergente, se debe llenar de la siguiente forma:



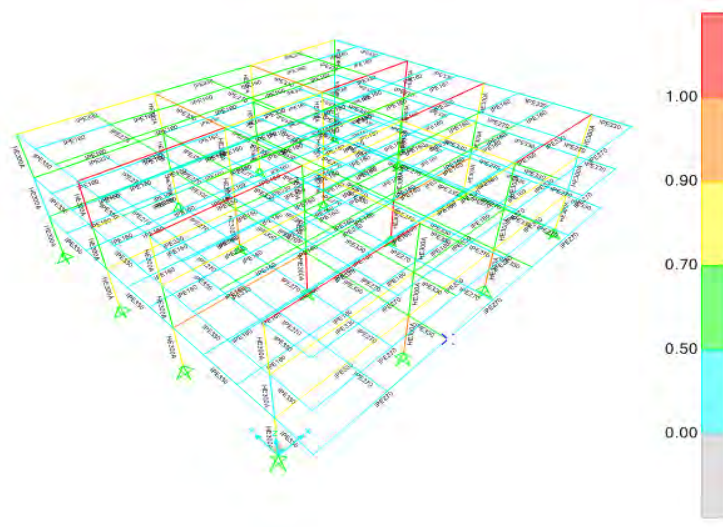
**Ilustración 66, Asignación de cargas a áreas**

- Hacer click en OK
- Repetir estos pasos para cada magnitud de carga, para cada tipo de carga, para cada dirección.
- En los casos donde se quiera adicionar una carga a un área ya cargada con ese mismo tipo de carga se debe seleccionar la opción de “Add to Existing Loads”
- En los casos donde se requiera retirar una carga, llena la misma ventana pero con las cargas en 0.

### 7.2.8.6 Análisis de elementos secundarios

Una vez hayamos asignado todas las cargas e área sobre las placas podemos volver a analizar nuestra estructura y diseñar los elementos secundarios sin tener en cuenta los elementos principales que ya se habían definido anterior mente.





**Ilustración 67**, Diseño de elementos secundarios



## Bibliografía

- Bruce G. Johnston. (1986). *Diseño basico de estructuras de acero* (TERCERA EDICION ed.). (O. A. B., Ed., & J. C. Hernández, Trad.) Ciudad de Mexico: PRENTICE.HALL HISPANOAMERICANA. S'A.
- Construaprende. (s.f.). *ConstruAprende.com ingenieria civil*. Recuperado el 9 de Diciembre de 2014, de <http://www.construaprende.com/>
- Galina, J. C. (28 de Abril de 2004). *Uplab Bibliotecas*. Recuperado el 16 de Diciembre de 2014, de <http://catarina.udlap.mx/>
- Garniet. (2013). Catalogo 2013. *Garniet Fasteners*. Ciudad de Mexico: Empresa privada.
- Instituto Chileno del Acero (ICHA). (2001). *Libro de diseño para estructuras de acero : método por factores de carga y resistencia : libro de apuntes para estudiantes de ingeniería*. Santiago: Uchile.
- McCormac, J. C. (2002). *Diseño de estructuras de acero metodo LRFD*. Mexico: Alfaomega.
- NSR10. (2010). *Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10. Decreto 926 de marzo 19 de 2010*. Bogota: 3R Editores.
- Pino, A. (s.f.). *monografias.com*. Recuperado el 26 de Enero de 2015, de <http://www.monografias.com/trabajos72/diagrama-esfuerzo-deformacion/diagrama-esfuerzo-deformacion.shtml>
- Takeuchi, C. P. (2007). *Conexiones en estructuras metalicas*. Bogota: Universidad Nacional.
- Universidad Nacional de Colombia. (s.f.). *Ingenieria estructural I*. Recuperado el 09 de 12 de 2014, de <http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080020/index.html>
- Valencia Clement, G. (2011). *Diseño Basico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10*. Bogota: Escuela Colombiana de Ingenieria.
- Wikipedia. (2002). *Wikipedia*. Recuperado el 27 de 01 de 2015, de <http://es.wikipedia.org/wiki/Pandeo>
- WJFajardo. (17 de Octubre de 2014). *Index of /wjfajardo*. Recuperado el 18 de Diciembre de 2014, de <http://portales.puj.edu.co/wjfajardo/ESTRUCTURAS%20MET%3%81LICAS/NOTAS%20DE%20CLASE/METALICAS%204%20FLEXI%3%93N.pdf>