



30  
207

**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE MEXICO**



**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES**

**ARAGON-INGENIERIA**

**APUNTES DE LA MATERIA  
ESTRUCTURAS METALICAS**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A :

**FERNANDO CUAUHEMOC OLGUIN GALVEZ**

DIRECTOR DE TESIS: ING. GUSTAVO A. JIMENEZ VILLEGAS

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

**MAYO 1992**



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

	Prefacio.	1
	Notación.	2-13
I.	Introducción.	14
I.1.1	Planteamiento histórico.	14
I.1.2.	Características de diseño.	15
I.1.2.1.	Objetivo del diseño de estructuras.	15
I.1.2.2.	Clasificación de las estructuras de acero.	15
I.1.2.3.	Tipos de miembros estructurales y conexiones.	18
I.1.2.4.	Procedimientos de diseño.	18
I.1.2.5.	Normas y especificaciones.	21
I.1.2.6.	Fabricación.	22
I.1.2.7.	Montaje.	22
I.1.2.8.	Protección de la estructura.	23
I.1.2.8.1.	Fuego.	23
I.1.2.8.2.	Corrosión.	23
I.1.2.9.	Fallas estructurales.	24
I.1.2.9.1.	Clasificación.	24
I.1.2.9.2.	Seguridad.	25
I.2.	Revisión del comportamiento del acero.	27
I.2.1.	Gráficas esfuerzo-deformación.	27
I.2.2.	Efectos de tratamientos térmicos y mecánicos.	31
I.2.3.	Ductibilidad, fatiga, falla frágil.	32
I.2.3.1.	Ductibilidad.	32
I.2.3.2.	Fatiga.	32
I.2.3.3.	Falla frágil.	34
I.2.4.	Metales estructurales.	35
I.2.5.	Comportamiento elásto-plástico del acero.	35
I.2.5.1.	Teoría plástica simple.	39
I.2.5.2.	Longitud de la articulación plástica.	42
I.2.5.3.	Deformaciones elásticas y plásticas.	42
II.	Diseño de miembros cargados axialmente.	46
II.1	Miembros simples a tensión.	46
II.1.1	Área neta.	47
II.1.1.1.	Distribución de esfuerzos en el área neta.	47
II.1.2.	Deformaciones.	50
II.1.3.	Vibraciones.	52
II.1.4.	Esbeltéz.	52
II.1.5.	Diseño.	53
II.1.5.1.	Cables.	54
II.1.5.2.	Varillas y barras.	56
II.1.5.3.	Pérfiles estructurales simples.	58
II.2.	Miembros compuestos en tensión.	61
II.2.1.	Separadores y conectores.	64
II.2.2.	Diseño.	64
II.3.	Miembros simples en compresión.	66
II.3.1.	Inestabilidad general.	66
II.3.2.	Relaciones de dimensionamiento.	68
II.3.2.1.	Esbeltéz.	68
II.3.2.2.	Relaciones ancho-espesor.	69

II.3.3.	Rangos elástico e inelástico de pandeo.	71
II.3.3.1.	Rango elástico de pandeo.	71
II.3.3.2.	Rango inelástico de pandeo.	73
II.3.4.	Euler. Teorías del módulo tangente y del módulo reducido de Engesser.	73
II.3.4.1.	Fórmula de Euler.	73
II.3.5.	Modelo de Shanley.	76
II.3.6.	Esfuerzos residuales	76
II.3.7.	Curvas de diseño.	78
II.3.8.	Pandeo local.	78
II.3.9.	Diseño.	83
II.4.	Miembros compuestos en compresión.	85
II.4.1.	Especificaciones.	85
II.4.2.	Pandeo de la columna en conjunto.	85
II.4.2.1.	Pandeo o fluencia de los elementos constitutivos.	86
II.4.2.2.	Resistencia del entramado transversal.	87
II.4.2.3.	Distorsión de la sección transversal.	87
II.4.3.	Columnas compuestas unidas por conectores.	87
III.	Diseño de miembros aislados cargados transversalmente.	88
III.1.	Flexión uniaxial en miembros simples.	88
III.1.1.	Plastificación y momento plástico.	88
III.1.2.	Factores de forma.	92
III.1.3.	Secciones típicas.	94
III.1.4.	Secciones compactas.	98
III.1.5.	Pandeo lateral torcional.	100
III.1.6.	Rangos elástico e inelástico de pandeo lateral.	100
III.1.6.1.	Rango elástico.	100
III.1.6.2.	Rango inelástico.	104
III.1.6.3.	Fórmulas simplificadas para pandeo lateral de vigas.	108
III.1.7.	Fórmulas de diseño.	110
III.2.	Flexión uniaxial en miembros compuestos.	113
III.2.1.	Especificaciones.	114
III.2.1.1.	Alma.	114
III.2.1.2.	Patines.	114
III.2.1.3.	Reducción del esfuerzo en el patín.	115
III.2.2.	Vigas híbridas.	116
III.2.2.1.	Almas de traveses híbridas.	119
III.2.2.2.	Pandeo del patín en traveses híbridas.	119
III.2.3.	Vigas compuestas. (acero-concreto)	120
III.2.3.1.	Vigas compuestas. (I.M.C.A.)	120
III.2.3.2.	Hipótesis de diseño.	122
III.2.3.3.	Especificaciones.	122
III.3.	Flexión biaxial.	126
III.3.1.	Casos particulares.	127
III.4.	Cortante.	127
III.4.1.	Secciones laminadas.	127
III.4.2.	Secciones peraltadas de alma esbelta.	130
III.4.3.	Pandeo de placas cargadas en su plano medio.	130
III.4.4.	Atiesadores.	137
III.4.4.1.	Atiesadores de carga.	137

III.4.4.2.	Atiezadores de estabilidad.	139
III.4.4.3.	Especificaciones.	140
III.4.5.	Resistencia post-pandeo.	142
III.5.	Especificaciones y diseño.	147
III.5.1.	Especificaciones.	147
III.5.1.1.	Selección entre vigas laminadas y traves armadas.	148
III.5.2.	Dimensionamiento de traves armadas.	149
III.5.3.	Peralte óptimo de traves.	150
III.5.4.	Vigas acarteladas.	152
III.5.5.	Almas y patines con agujeros.	155
IV.	Diseño de miembros sujetos a esfuerzos combinados de flexión, carga axial y cortante.	156
IV.1.	Flexo-tensión.	156
IV.1.1.	Especificaciones.	156
IV.1.2.	Diseño.	157
IV.2.	Flexo-compresión.	158
IV.2.1.	Fórmula de interacción.	158
IV.2.2.	Efectos de la carga axial en la curvatura de la pieza.	159
IV.2.3.	Factor de amplificación de momento.	159
IV.2.3.1.	Factor de modificación.	159
IV.2.4.	Momentos de diseño.	161
IV.2.5.	Fórmulas de diseño.	164
IV.2.6.	Aplicaciones a secciones simples y compuestas.	165
V.	Diseño de conexiones.	166
V.1.	Tipos de conectores.	166
V.1.1.	Remaches.	166
V.1.2.	Tornillos.	168
V.1.3.	Soldadura.	170
V.1.3.1.	Clasificación de la soldadura.	172
V.1.3.2.	Simbología de soldadura.	174
V.1.3.3.	Dimensionamiento.	174
V.1.4.	Articulaciones.	174
V.1.4.1.	Pasadores.	177
V.1.5.	Capacidades.	179
V.1.5.1.	Remaches.	179
V.1.5.2.	Tornillos.	179
V.1.5.3.	Cortante y tensión en tornillos y remaches.	179
V.1.5.4.	Pasadores.	182
V.1.5.5.	Soldadura.	182
V.1.5.6.	Especificaciones I.M.C.A.	182
V.2.	Tipos de conexiones e hipótesis para su análisis y diseño.	185
V.2.1.	Tipos de conexiones.	185
V.2.1.1.	Conexiones remachadas, atornilladas y con pasadores.	185
V.2.1.2.	Conexiones soldadas.	187
V.2.2.	Hipótesis de análisis y diseño.	187
V.2.2.1.	Conexiones atornilladas y remachadas.	187
V.2.2.2.	Soldadura.	189
V.2.3.	Aplicaciones y diseño de conexiones.	189
V.2.3.1.	Conexiones atornilladas y ramachadas.	189

V.2.3.1.1.	Sección neta. Distribución de agujeros.	189
V.2.3.1.2.	Conexión a cortante.	192
V.2.3.1.3.	Conexión a momento. Sujetadores a cortante.	192
V.2.3.1.4.	Conexiones con cargas excéntricas. Sujetadores a cortante.	194
V.2.3.1.5.	Conexión por aplastamiento.	197
V.2.3.1.6.	Conexión a tensión.	197
V.2.3.2.	Conexiones soldadas.	198
V.3.	Articulaciones. Pasadores.	198
V.4.	Placas de base y anclaje.	199
V.5.	Juntas de marcos rígidos.	200
V.5.1.	Criterios plásticos incorporados a un diseño elástico.	204
VI.	Análisis y diseño plástico de vigas continuas y marcos hiperestáticos.	205
VI.1.	Análisis plástico.	205
VI.1.1.	Reglamento del D.D.F.	205
VI.2.	Pandeo local.	212
VI.3.	Pandeo lateral y de conjunto.	213
VI.3.1.	Pandeo lateral.	213
VI.3.2.	Pandeo de conjunto.	214
VI.4.	Comportamiento y ductilidad.	214
VI.5.	Conexiones.	216
VII.	Discusión de problemas de estructuras y optimación de diseño. Variables que intervienen fundamentalmente.	218
VII.1.	Edificios de varios pisos.	218
VII.2.	Edificios de un solo piso.	219
VII.3.	Edificios a base de marcos rígidos.	221
VII.4.	Puentes.	223
VII.4.1.	Montaje.	226
VII.4.2.	Solicitaciones.	227
VII.4.3.	Impacto y viento.	228
VII.4.4.	Arriostramiento.	229
VII.5.	Estructuras sostenidas por cables.	229
VII.5.1.	Estructuras colgantes.	229
VII.5.2.	Estructuras soportadas por cables.	230
VII.6.	Estructuras a base de elementos de acero de pared delgada.	231
VII.6.1.	Consideraciones de diseño.	231
VII.6.1.1.	Pérfiles laminados en caliente	231
VII.6.1.2.	Pérfiles laminados en frío.	235
	Conclusiones	238
	Bibliografía	240

## PREFACIO

El motivo por el cual me decidí en realizar este trabajo, fue por el hecho de que cuando cursé la materia, los textos en que me apoyé fueron el Manual de Construcción de la Compañía Fundidora de Monterrey y el Manual de diseño de la Comisión Federal de Electricidad, los cuales ya no se editan; aunque del primero se consiguen copias fácilmente, el segundo se retiró porque ya era obsoleto después de los sismos de 1985.

Cuando empecé a realizar el trabajo me encontré con que existen varios textos de autores nacionales y extranjeros, los cuales son ediciones viejas aunque es posible encontrar ediciones recientes; quizás éstos fuera del alcance económico del estudiante.

Lo anterior me convenció totalmente para desarrollar este trabajo y así poner un material accesible al estudiante que desee cursar ésta materia en la carrera de Ingeniero Civil.

## NOTACIÓN

- A** Área de la sección transversal; área total de un miembro cargado en compresión axial, en  $\text{cm}^2$ .
- $A_b$**  Área nominal del cuerpo de un sujetador; área de una barra con rosca realzada, calculada con el diámetro mayor de sus cuerdas, es decir, el diámetro de un cilindro coaxial que delimitaría las crestas de las cuerdas realzadas, en  $\text{cm}^2$ .
- $A_c$**  Área real del patín efectivo de concreto en diseño compuesto, en  $\text{cm}^2$ .
- $A_n$**  Área neta efectiva de un miembro cargado en tensión axial, en  $\text{cm}^2$ .
- $A_f$**  Área del patín en compresión, en  $\text{cm}^2$ .
- $A_s$**  Área neta de un miembro cargado en tensión axial, en  $\text{cm}^2$ .
- $A_v$**  Área de la viga de acero en diseño compuesto, en  $\text{cm}^2$ .
- $A'_v$**  Área del acero de refuerzo en compresión, en  $\text{cm}^2$ .
- $A_{v''}$**  Área del acero de refuerzo que suministra acción compuesta en puntos de momento negativo, en  $\text{cm}^2$ .
- $A_w$**  Área de la sección transversal de un atiesador o de un par de atiesadores, en  $\text{cm}^2$ .
- $A_w$**  Área del alma de una viga, en  $\text{cm}^2$ .
- $A_1$**  Área del acero que apoya sobre un soporte de concreto, en  $\text{cm}^2$ .
- $A_2$**  Área total de la sección transversal de un soporte de concreto, en  $\text{cm}^2$ .
- B** Coeficiente de flexión que depende de los momentos o esfuerzos calculados en los extremos de segmentos no arriostrados de un miembro de peralte variable; carga permisible por tornillo, en kg.
- B** Carga por tornillo, incluyendo la acción del apalancamiento, en kg.



- C** Coeficiente para determinar las cargas permisibles en conexiones cargadas excéntricamente, en kg.
- C<sub>a</sub>** Coeficiente usado en la Tabla 4 del Apéndice A, Volumen II.
- C<sub>b</sub>** Coeficiente de flexión que depende de la variación del momento de flexión.
- C<sub>c</sub>** Relación de esbeltez de columnas que separa al pandeo elástico del inelástico.
- C<sub>c</sub>'** Relación de esbeltez de columnas que separa el pandeo elástico del inelástico, modificada para considerar el ancho efectivo de miembros anchos en compresión; relación de esbeltez de elementos en compresión que se define en el Apéndice C, Volumen II.
- C<sub>d</sub>** Coeficiente usado en la Tabla 12 del Apéndice A, Volumen II.
- C<sub>m</sub>** Coeficiente que se aplica al término de flexión en la fórmula de interacción para miembros prismáticos, que depende de la curvatura de la columna causada por los momentos aplicados en ella.
- C<sub>m</sub>'** Coeficiente que se aplica al término de flexión en la fórmula de interacción para miembros con peralte variable, que depende del esfuerzo axial en el extremo más pequeño del miembro.
- C<sub>p</sub>** Factor de rigidez para miembros principales en techos planos.
- C<sub>s</sub>** Factor de rigidez para miembros secundarios en techos planos.
- C<sub>t</sub>** Coeficiente de reducción en el cálculo del área neta efectiva de miembros cargados en tensión axial.
- C<sub>r</sub>** Cociente entre el esfuerzo "crítico" del alma, conforme a la teoría lineal de pandeo, y el esfuerzo de fluencia en cortante del material del alma.
- C<sub>w</sub>** Constante de alabeo de una sección, en cm<sup>6</sup>.
- C<sub>1</sub>** Coeficiente para el desgarramiento en conjunto del alma; incremento utilizado para el cálculo de la separación mínima entre agujeros sobredimensionados o alargados.
- C<sub>2</sub>** Coeficiente para el desgarramiento en conjunto del alma; incremento utilizado en el cálculo de la distancia mínima al borde para agujeros sobredimensionados o alargados.
- D** Factor dependiente del tipo de atiesadores transversales; diámetro exterior de miembros tubulares, en cm; número de milímetros en el tamaño nominal de la soldadura.
- D<sub>1</sub>** Constante de deformación para una carga uniformemente distribuida, en cm/m<sup>2</sup>.

- $E$  Módulo de elasticidad del acero (2 039 000 kg/cm<sup>2</sup>).
- $E_c$  Módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $E_t$  Módulo de elasticidad tangente, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F_a$  Esfuerzo de compresión axial permisible en un miembro prismático, cuando no hay momento de flexión, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F_{a_0}$  Esfuerzo de compresión axial permisible en ausencia de momento de flexión, para arriostramientos y otros miembros secundarios, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F_{a_v}$  Esfuerzo de compresión axial permisible en miembros con peralte variable, cuando no hay momento de flexión, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F_b$  Esfuerzo de flexión permisible en miembros prismáticos, en ausencia de fuerzas axiales, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F'_b$  Esfuerzo de flexión permisible en el patín en compresión de vigas compuestas por tres placas, reducido por ser la viga híbrida o a causa de un valor alto de la relación peralte-espesor del alma, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F_{b_v}$  Esfuerzo de flexión permisible en miembros con peralte variable, en ausencia de fuerza axial, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F'_e$  Esfuerzo de Euler dividido entre el factor de seguridad, en miembros prismáticos, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F'_{e_v}$  Esfuerzo de Euler dividido entre el factor de seguridad, en miembros de peralte variable, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F_p$  Esfuerzo de aplastamiento permisible, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F_u$  Amplitud de la variación de esfuerzos, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F_{1v}$  Esfuerzo de flexión, por resistencia a la torsión de St. Venant, en un miembro de peralte variable, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F_t$  Esfuerzo de tensión axial permisible, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F_u$  Resistencia mínima a la ruptura por tensión especificada para el acero o sujetador en cuestión, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F_v$  Esfuerzo cortante permisible, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F_{u_v}$  Esfuerzo de flexión por resistencia de los patines al alabeo por torsión, en un miembro de peralte variable, en kg/cm<sup>2</sup>.
- $F_u$  Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero utilizado, en kg/cm<sup>2</sup>. En estas especificaciones, el término "esfuerzo de fluencia" denota el esfuerzo de fluencia mínimo especificado (para aquellos aceros que tienen un punto de fluencia bien definido), o la resistencia de fluencia mínima

especificada (para aquellos aceros que no tienen punto de fluencia definido).

- F** Esfuerzo de fluencia máximo teórico, basado en la relación ancho/espesor de la mitad de un patín no atiesado en compresión, más allá del cual un perfil no es "compacto", en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ . Ver Especificaciones IMCA, Sección 1.5.1.4.1.2.

$$F'_1 = \left[ \frac{545}{b_f/2t_f} \right]^2$$

- F''** Esfuerzo de fluencia máximo teórico, basado en la relación peralte/espesor del alma, abajo del cual un determinado perfil puede considerarse "compacto" para cualquier combinación de esfuerzos axiales y de flexión, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ . Ver Especificaciones IMCA, Sección 1.5.1.4.1.4

$$F''_1 = \left[ \frac{2155}{d/t_w} \right]^2$$

- F<sub>cr</sub>** Esfuerzo de fluencia de una columna, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- F<sub>r</sub>** Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de refuerzo longitudinal, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- F<sub>w</sub>** Esfuerzo de fluencia de un atiesador, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- G** Módulo de elasticidad al cortante del acero ( $787\,500 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ). Designación nomográfica de las condiciones en los extremos de columnas, que se usa para calcular su longitud efectiva.
- H<sub>c</sub>** Longitud de un perno conector de cortante después de ser soldado, en cm.
- I** Momento de inercia de una sección, en  $\text{cm}^4$ .
- I<sub>d</sub>** Momento de inercia de una lámina de acero acanalada soportada por miembros secundarios, en  $\text{cm}^4$ .
- I<sub>d</sub>** Momento de inercia efectivo de secciones compuestas para el cálculo de deformaciones, en  $\text{cm}^4$ .
- I<sub>p</sub>** Momento de inercia de un miembro principal en la estructura de un techo plano, en  $\text{cm}^4$ .
- I<sub>s</sub>** Momento de inercia de un miembro secundario en la estructura de un techo plano; momento de inercia de la viga de acero en construcción compuesta, en  $\text{cm}^4$ .
- I<sub>tr</sub>** Momento de inercia de la sección compuesta transformada, en  $\text{cm}^4$ .

- $I_x$**  Momento de inercia de una sección alrededor del eje X-X, en  $\text{cm}^4$ .
- $I_y$**  Momento de inercia de una sección alrededor del eje Y-Y, en  $\text{cm}^4$ .
- $J$**  Constante de torsión de una sección, en  $\text{cm}^4$ .
- $K$**  Factor de longitud efectiva de un miembro prismático.
- $K_v$**  Factor de longitud efectiva de un miembro de peralte variable.
- $L$**  Longitud del claro, en m; longitud de los ángulos de conexión, en cm.
- $L_c$**  Longitud máxima no arriostrada del patín en compresión, para la cual el esfuerzo de flexión permisible puede tomarse como  $0,66 F_v$ , o determinarse por las fórmulas (1.5-5a) ó (1.5-5b) de las Especificaciones IMCA, cuando sean aplicables; longitud sin apoyo de un tramo de columna, en cm.
- $L_{cr}$**  Longitud sin apoyo de una viga o de un arriostramiento, en m.
- $L_p$**  Longitud de un miembro principal en la estructura de un techo plano, en m.
- $L_s$**  Longitud de un miembro secundario en la estructura de un techo plano, en m.
- $L_u$**  Longitud máxima no arriostrada del patín en compresión, para la cual el esfuerzo de flexión permisible puede tomarse como  $0,60 F_v$ , en m.
- $V_r$**  Esfuerzo cortante máximo permisible en el alma de una viga con carga uniformemente repartida.
- $M$**  Momento; momento de flexión incrementado, en kg·m.
- $M_1$**  El menor de los momentos en los extremos de la longitud no arriostrada de una barra en flexocompresión, en kg·m.
- $M_2$**  El mayor de los momentos en los extremos de la longitud no arriostrada de una barra en flexocompresión, en kg·m.
- $M_D$**  Momento producido por carga muerta, en kg·m.
- $M_L$**  Momento producido por carga viva, en kg·m.
- $M_{cr}$**  Momento crítico que puede ser resistido por un miembro diseñado plásticamente, cuando no hay carga axial, en kg·m.
- $M_p$**  Momento plástico, en kg·m.
- $M_R$**  Momento resistente de una viga, en kg·m.
- $N$**  Longitud de una placa base: longitud en que se aplica la carga, en cm.
- $N_c$**  Longitud de apoyo del extremo, necesaria para desarrollar el esfuerzo cortante máximo en el alma, en cm.

- $N$ , Número de pernos conectores de cortante sobre una viga en una nervadura de una lámina de acero acanalada, que no debe exceder de 3 en los cálculos.
- $N_1$  Número de conectores de cortante requeridos entre el punto de momento máximo y el de momento nulo.
- $N_2$  Número de conectores de cortante requeridos entre una carga concentrada y el punto de momento nulo.
- $P$  Peso unitario de un perfil, en kg/m; carga aplicada; fuerza transmitida por un sujetador; carga axial incrementada, en kg.
- $P_{01}$  Fuerza incrementada en el patín de una viga o en una placa de conexión, en conexiones de rotación restringida, en kg.
- $P_{02}$  Resistencia máxima de un miembro en compresión axial, en kg.
- $P_0$  Carga de pandeo de Euler, en kg.
- $P_{10}$  Fuerza proveniente del patín de una viga o de una placa de conexión, que puede resistir una columna sin necesidad de atiesadores, como se determina con la fórmula (1.15-3), en kg.
- $P_{11}$  Reacción de una viga dividida entre el número de tornillos, en una conexión con tornillos de alta resistencia, en kg.
- $P_{20}$  Fuerza proveniente del patín de una viga o de una placa de conexión, que puede resistir una columna sin necesidad de atiesadores, como se determina con la fórmula (1.15-2), en kg.
- $P_{21}$  Fuerza adicional a  $P_{20}$ , que puede resistir una columna sin necesidad de atiesadores, proveniente del patín de una viga o de una placa de conexión con espesor de 1,0 cm, como se deriva de la fórmula (1.15-1), en kg.
- $P_{22}$  Fuerza proveniente del patín de una viga o de una placa de conexión, de 0 cm de espesor, que puede resistir una columna sin necesidad de atiesadores, como se deriva de la fórmula (1.15-1), en kg.
- $P_1$  Carga axial plástica, igual al producto del área del perfil por el esfuerzo de fluencia mínimo especificado, en kg.
- $Q$  Fuerza de apalancamiento por sujetador, en kg.
- $Q$  Cociente entre el área efectiva de la sección transversal de un miembro cargado axialmente y su área total. Ver Apéndice C, Volumen II.
- $Q$  Momento estático del patín, en  $\text{cm}^3$ .
- $Q$  Factor de reducción del esfuerzo axial cuando la relación ancho/espesor de elementos no atiesados excede los valores límites dados en la Sección 1.9.1.2, Apéndice C, Volumen II.

- $Q_e$  Momento estático de la sección transversal, en  $\text{cm}^3$ .
- $R$  Reacción máxima en el extremo, con 8 cm de apoyo; reacción o carga concentrada aplicada en una viga, en kg; radio, en cm o en mm.
- $R_{ns}$  Resistencia al desgarramiento en conjunto del alma, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- $R_i$  Incremento admisible en la reacción  $R$ , por cada centímetro de apoyo adicional, en kg.
- $R_c$  Capacidad para resistir fuerza cortante de la sección neta de ángulos de conexión.
- $S$  Módulo de sección elástico, en  $\text{cm}^3$ ; separación entre los miembros secundarios de un techo plano; relación de esbeltez que controla el diseño de miembros de peralte variable.
- $S'$  Módulo de sección adicional correspondiente a cada 1,6 mm de incremento en el espesor del alma de trabes armadas de alma llena, en  $\text{cm}^3$ .
- $S_{c,1}$  Módulo de sección efectivo correspondiente a la acción compuesta parcial, en  $\text{cm}^3$ .
- $S_c$  Módulo de sección de una viga de acero utilizada en diseño compuesto, referido al patín inferior, en  $\text{cm}^3$ .
- $S_c$  Módulo de sección de la sección compuesta transformada, referido a la parte superior del concreto, en  $\text{cm}^3$ .
- $S_{c,2}$  Módulo de sección de la sección compuesta transformada, referido al patín inferior, basado en el máximo ancho efectivo permitido del patín de concreto, en  $\text{cm}^3$ .
- $S_u$  Momento estático de alabeo en un punto de la sección, en  $\text{cm}^4$ .
- $S_x$  Módulo de sección elástico alrededor del eje  $X-X$ , en  $\text{cm}^3$ .
- $T$  Fuerza horizontal en los patines de una viga para formar un par igual al momento en el extremo de la viga, en kg; tangente, distancia entre curvas de transición en las almas de perfiles laminados, en mm.
- $T_h$  Tensión inicial especificada para tornillos de alta resistencia, en kg.
- $U$  Factor para convertir un momento de flexión con respecto al eje  $Y-Y$  a un momento de flexión equivalente respecto al eje  $X-X$ .
- $V$  Fuerza cortante máxima permisible en almas; fuerza cortante estática en vigas, en kg.
- $V_h$  Fuerza cortante horizontal total que debe ser resistida por los conectores bajo acción compuesta total, en kg.
- $V_h'$  Fuerza cortante horizontal proporcionada por los conectores para suministrar acción compuesta parcial, en kg.

- V.** Fuerza cortante estática producida por la carga "última" en diseño plástico, en kg.
- W,** Constante para carga uniformemente repartida, en kg/m.
- W<sub>norm</sub>** Función de alabeo normalizada en un punto del borde del patín, en cm<sup>2</sup>.
- Y** Cociente entre los esfuerzos de fluencia del acero del alma y del acero de los atiesadores.
- Z** Módulo de sección plástico, en cm<sup>3</sup>.
- Z<sub>x</sub>** Módulo de sección plástico con respecto al eje de mayor resistencia (X-X), en cm<sup>3</sup>.
- Z<sub>y</sub>** Módulo de sección plástico con respecto al eje de menor resistencia (Y-Y), en cm<sup>3</sup>.
- a** Distancia del paño del alma al extremo del patín; distancia de una línea de tornillos al punto de aplicación de la fuerza de apalancamiento Q; distancia libre entre atiesadores transversales; dimensión paralela a la dirección del esfuerzo, en cm.
- a'** Longitud requerida en los extremos de cubreplacas soldadas de longitud parcial para desarrollar el esfuerzo, en cm.
- b** Ancho real de elementos en compresión atiesados o no atiesados; dimensión normal a la dirección de los esfuerzos; espaciamiento vertical de sujetadores; distancia del centro de una fila de tornillos a la superficie del alma del perfil T o a la cara del lado del ángulo, para calcular la acción de apalancamiento, en cm.
- b<sub>e</sub>** Ancho efectivo de elementos atiesados en compresión, en cm.
- b<sub>f</sub>** Ancho del patín de una viga laminada o de una viga formada por tres placas, en cm.
- c** Distancia, incluyendo holgura, para detalle de conexiones, en mm.
- cal.** Abreviatura de Calibre Estándar para Lámina de Fabricantes de Acero (Manufacturers' Standard Gage of Steel).
- d** Peralte de una viga laminada o formada por tres placas; diámetro de un rodillo o apoyo tipo balancín; diámetro nominal de un sujetador, en cm.
- d<sub>1</sub>** Peralte libre del alma de una columna, entre filetes, en cm.
- d<sub>h</sub>** Diámetro de un agujero, en mm.
- d<sub>r</sub>** Peralte en el extremo más grande de un miembro de peralte variable, en cm.

- $d_1$  Peralte en el extremo más grande de un segmento no arriostrado de un miembro de peralte variable, en cm.
- $d_2$  Peralte en el extremo más pequeño de un miembro de peralte variable o de un segmento no arriostrado del mismo, en cm.
- $e_1$  Distancia de la superficie exterior del alma de un perfil CE a su centro de cortante, en mm.
- $e_2$  Distancia al eje  $W-W$ , en cm.
- $e_3$  Distancia al eje  $Z-Z$ , en cm.
- $f$  Esfuerzo de compresión axial en un miembro, basado en su área efectiva, Sección C3. Volumen II, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- $f_a$  Esfuerzo axial calculado, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- $f_{a1}$  Esfuerzo axial calculado en el extremo más pequeño de un miembro de peralte variable o de un segmento no arriostrado del mismo, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- $f_b$  Esfuerzo de flexión calculado, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- $f_{b1}$  El menor de los esfuerzos de flexión calculados en los extremos de un segmento de un miembro de peralte variable, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- $f_{b2}$  El mayor de los esfuerzos de flexión calculados en los extremos de un segmento de un miembro de peralte variable, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- $f_{b1}$  Esfuerzo de flexión calculado en el extremo más grande de un miembro de peralte variable o de un segmento no arriostrado del mismo, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- $f_c$  Esfuerzo de trabajo del concreto, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- $f'_c$  Resistencia a la compresión especificada del concreto, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- $f_p$  Presión de aplastamiento en un soporte, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- ft. Abreviatura de pie = 30,48 cm.
- $f_t$  Esfuerzo de tensión calculado, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- $f_v$  Esfuerzo cortante calculado, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- $f_{v1}$  Fuerza cortante entre el alma de la viga y los atiesadores transversales (kg por centímetro lineal de un atiesador sencillo o de un par de atiesadores).
- $g$  Distancia transversal para localizar las líneas de gramiles; separación entre gramiles de sujetadores, en cm.
- $h$  Distancia libre entre patines de una viga en la sección en consideración, en cm.
- $h$  Altura nominal de las nervaduras de una lámina de acero acanalada, en cm.



- $h_1$  Factor aplicado a la longitud no arriostrada de un miembro de peralte variable.
- $h_w$  Factor aplicado a la longitud no arriostrada de un miembro de peralte variable.
- $in$  Abreviatura de pulgadas inglesas = 25,4 mm.
- $k$  Coeficiente que relaciona la resistencia al pandeo lineal de una placa con sus dimensiones y con las condiciones de apoyo en sus bordes; distancia entre la cara exterior del patín y el inicio del filete del alma en perfiles laminados, o distancia equivalente en secciones soldadas, en cm.
- $l$  En vigas, la distancia entre las secciones transversales arriostradas contra torcedura o desplazamiento lateral del patín en compresión; en columnas, longitud libre real no arriostrada del miembro; longitud no soportada de una barra de celosía; longitud de la soldadura, en cm.
- $lb$  Abreviatura de libra = 0,4536 kg.
- $l_b$  Longitud real sin arriostramiento en el plano de flexión, en cm.
- $l_c$  Longitud crítica sin arriostramiento adyacente a una articulación plástica, en cm.
- $l_h$  Distancia del centro del agujero de un sujetador al extremo del alma de una viga, en cm.
- $l_o$  Distancia del centro del agujero de un sujetador al borde libre del elemento, en la dirección de la fuerza, en cm.
- $m$  Factor para convertir flexión en carga axial equivalente aproximada en columnas sometidas a combinación de cargas. Dimensión del voladizo de una placa de base, en cm.
- $n$  Número de sujetadores en una fila vertical; relación de módulos ( $E/E_c$ ). Dimensión del voladizo de una placa de base, en cm.
- $n'$  Dimensión equivalente del voladizo de una placa de base, en cm.
- $q$  Fuerza cortante horizontal permisible que debe ser resistida por un conector de cortante, en kg.
- $r$  Radio de giro que gobierna el diseño, en cm.
- $r_h$  Radio de giro respecto al eje alrededor del que se presenta la flexión, en cm.
- $r_{b_1}$  Radio de giro respecto al eje alrededor del que se presenta la flexión en el extremo más pequeño de un miembro de peralte variable o de un segmento no arriostrado del mismo, en cm.

- $r_o$  Radio de giro en el extremo más pequeño de un miembro de peralte variable, en cm.
- $r_T$  Radio de giro de una sección que comprende el patín de compresión y  $1/3$  del área del alma en compresión, tomado con respecto a un eje en el plano del alma, en cm.
- $r_{T_o}$  Radio de giro en el extremo más pequeño de un miembro de peralte variable o de un segmento no arriostrado del mismo, considerando únicamente el patín de compresión y  $1/3$  del área del alma en compresión, con respecto a un eje en el plano del alma, en cm.
- $r_v$  Fuerza cortante permisible o de aplastamiento para un sujetador, en kg.
- $r_x$  Radio de giro con respecto al eje  $X-X$ , en cm.
- $r_y$  Radio de giro con respecto al eje  $Y-Y$ , en cm.
- $r_v'$  Radio de giro con respecto al eje  $Y-Y$  de un miembro formado por dos ángulos, en cm.
- $s$  Distancia longitudinal centro a centro (paso) entre dos agujeros consecutivos, en cm.
- $t$  Espesor del alma de una viga o columna; espesor de una parte conectada; espesor de pared de un miembro tubular; espesor de un ángulo, en cm.
- $t_b$  Espesor del patín de la viga o de una de las placas que transmiten el momento en una conexión rígida viga-columna, en cm.
- $t_f$  Espesor del patín, en cm.
- $t_p$  Espesor de un atiesador de placa, en cm.
- $t_w$  Espesor del alma, en cm o en mm.
- $w$  Longitud del perfil  $C$  estándar usado como conector de cortante, en cm.
- $w_p$  Ancho promedio de la nervadura o del acartelamiento de la losa de concreto sobre una lámina de acero acanalada, en cm.
- $x$  Abscisa, distancia al eje  $Y-Y$ , en cm; subíndice que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia.
- $y$  Ordenada, distancia al eje  $X-X$ , en cm; subíndice que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de menor momento de inercia.
- $z$  Distancia al extremo más pequeño de un miembro de peralte variable, en cm.
- $\alpha$  Relación entre las dimensiones de los lados de una placa plana que tiene un borde empotrado, un borde libre y sus dos bordes cortos apoyados;

cociente entre los esfuerzos de fluencia del alma y de los patines de una viga híbrida; relación de momentos que se usa en la fórmula de apalancamiento.

- $\beta$**  Relación  $S_x/S_y$  ó  $S_y/S_x$ .
- $\Delta$**  Flecha de la viga; desplazamiento del eje neutro de un miembro por efecto de carga, en cm.
- $\delta$**  Relación del área neta al área total.
- $\gamma$**  Variación del peralte por unidad de longitud en un miembro de peralte variable o de un segmento no arriostrado del mismo; subíndice que indica que un símbolo se refiere a miembros de peralte variable.
- $\nu$**  Relación de Poisson, que puede tomarse como 0,3 para el acero.

## INTRODUCCION.

### 1.1 Planteamiento histórico.

El uso de los metales para elementos y en sí para ser parte de estructuras, tiene apenas dos siglos, a pesar de que los metales son utilizados desde hace siglos.

El primer metal que se usó en la fabricación de estructuras fue el hierro y apartir de él se ha utilizado más metales y se han mejorado sus características de resistencia; éstos metales son aleaciones de acero básicamente que presentan diferentes características de acuerdo a las necesidades estructurales que son necesarias.

Las primeras estructuras que se hicieron en metal fueron puentes ferroviarios, ya que el peso de las locomotoras era demasiado para los puentes de madera que se hacían para el fin. Después se utilizó en las estructuras de edificios y techumbres de fábricas.

Entre las estructuras que se han hecho en base a elementos fabricados en metal, que son tantos y tan variados, los más sorprendentes son los puentes y los grandes edificios a los cuales se les ha denominado rascacielos.

Entre los puentes tenemos, los puentes sobre el río del Este que unen a la Isla de Manhattan con el continente en la ciudad de Nueva York y los de la bahía de San Francisco que unen a las ciudades de Oakland y San Francisco en California, que son puentes colgantes, en México tenemos los puentes Coatzacoalcos I y II, el primero levadizo y el segundo al igual que el Tampico que son colgantes.

Los edificios más altos están estructurados a base de elementos metálicos. En México los ejemplos más clásicos son la Torre Latinoamericana y la Torre de PEMEX.

Existe una estructura la cual no es muy alta pero sí muy reconocida que es la estructura representativa de la Ciudad de París en Francia y ésta es la Torre Eifel que está hecha con elementos de hierro.

Existe infinidad de otras estructuras para muy variados usos los cuales se hacen en base a elementos metálicos, pero que no son tan espectaculares como lo es un rascacielos o un puente, a veces escapan a nuestra atención.

Dos estructuras que ya no existen y que eran representativas de la Ciudad de México, eran; el Hotel del Prado, que se dañó en los sismos de septiembre de 1985, el cual era una estructura ortotrópica en que toda la estructura de sustentación era a base de columnas y traveses de acero con recubrimientos y acabados de concreto mampostería y cristal.

El otro ejemplo era la planta de montaje de la Ford en la Villa de Guadalupe al norte de la Ciudad de México, la cual presentaba una muy peculiar forma de techumbre sostenida por cables con un claro libre de 40.30 m.; y las cuales pocos veían en ellas ejemplos de estructuras metálicas así existen más es-

estructuras metálicas las cuales no se les da importancia como son fábricas a base de marcos rígidos o de mampostería con cubiertas de armadura, almacenes comerciales o fabriles, los tanques de almacenamiento de líquidos, los cuales son estructuras a base de cascarones metálicos, otros elementos más sencillos hechos a base de elementos fabricados con metales son los andamios y gradas portátiles utilizados en espectáculos populares de orden masivo. En la actualidad se están desarrollando procedimientos para cubrir grandes áreas en base a sistemas triangulíticos que consisten en distribuir las cargas causadas por la cubierta en un conglomerado de triángulos que transportan las cargas a los soportes verticales, creando una autosoportación de la cubierta.

### I.1.2 Características de diseño.

#### I.1.2.1 Objetivos del diseño de estructuras.

El objetivo principal del diseñador, es el obtener una estructura económica, segura funcional y estética, para lograr esto, el diseñador debe conocer las propiedades de los materiales el comportamiento estructural de la mecánica y análisis estructural de la distribución (proyectos), y de la función de la estructura, así como una agrupación estética. Todo esto tiene la finalidad de generar funcionalidad y seguridad en las estructuras y colateralmente planteamientos que permitan economía para el propietario, así como mejorar las técnicas del constructor y retroalimentación del diseñador.

Todo esto implica que el diseñador debe conjugar el arte (funcionalidad y estética) con la técnica (seguridad y economía) para lograr la mejor solución a la estructura que se le presenta.

#### I.1.2.2 Clasificación de las estructuras de acero.

Las estructuras de acero se pueden clasificar en dos grupos principales, estructuras de cascaron y estructuras reticulares.

Estructuras de cascaron, hechas principalmente de placas o láminas, éstas desempeñan el papel de cubierta funcional y elemento estructural, para lo cual se realiza por medio de bastidores que pueden o no soportar las cargas principales ejemplos de éstas estructuras:

Tanques de almacenamiento.

Silos.

Cascos de Buques.

Cubiertas de cascaron para edificios.

Fig. I.1

Estructuras reticulares, se caracterizan por estar constituidas por elementos alargados, como son, armaduras, marcos rígidos, traveses o estructuras reticulares tridimensionales. Estos elementos están diseñados para transmitir las cargas principales y no son funcionales por lo tanto, es necesario colocar elementos secundarios tales como: pisos, muros, techos, pavimentos, etc.

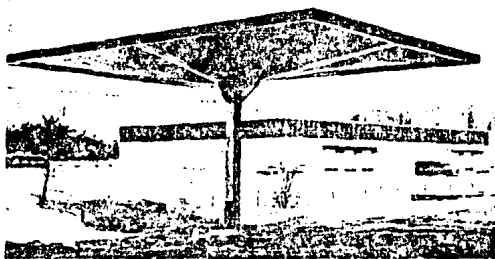


Fig.I.1 Estructura de cascarn.

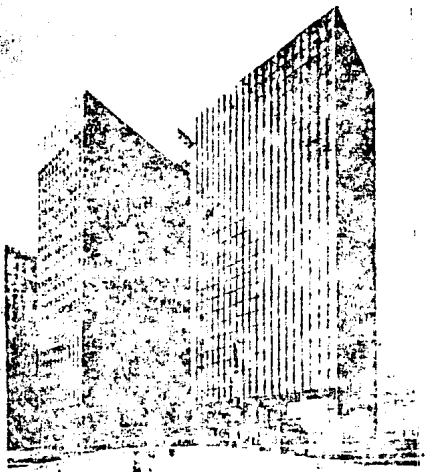


Fig.I.2 Estructura reticular.

## fig.1.2.

## I.1.2.3 Tipos de miembros estructurales y conexiones.

Las estructuras reticulares, están formadas por miembros unidos entre sí. Estos miembros pueden ser un perfil laminado estandar o por varios perfiles unidos.

Los miembros se clasifican de acuerdo a las cargas que -- transmiten y éstas cargas son de cuatro tipos.

Tensores	Transmiten cargas de tensión.
Columnas	Transmiten cargas de compresión.
Trabes o vigas	Transmiten cargas de flexión.
Ejes o flechas	Transmiten cargas de torsión.

En la práctica no se puede diseñar para un sólo tipo de carga, ya que por lo general trabajan con combinación de cargas como son, flexión y tensión, flexión y compresión, flexión y torción. Para cuando sucede ésto, es un esfuerzo el que predomina y se diseña para que lo resista y se revisa para que soporte la combinación de los esfuerzos.  
Fig1.3.

Las conexiones sirven para unir los miembros de una estructura y se clasifican:  
Remachados, atornillados, con pasadores, soldados. Fig.1.4.

## I.1.2.4 Procedimientos de diseño.

El procedimiento para el diseño de una estructura se hará en seis partes o pasos principales:

- Selección de tipo de estructura; la selección se realiza en base a su funcionalidad economía y servicio. Al seleccionar un tipo de estructura siempre se generan ciertas preguntas, las cuales al ser contestadas permiten asegurar la selección propuesta y mejorarla o sustituirla .
- Determinación de las cargas de servicio: al determinar los estados de carga que habrá en la estructura, nos permite dar un dimensionamiento preliminar de los elementos que conformarán la estructura.

Los estados de carga, están conformados por el peso de la estructura las cargas de los elementos adicionales (pisos, techos, muros, etc.), cargas vivas, cargas muertas, por sismo, viento, etc. Todo ésto implica que tendremos cargas dinámicas o estáticas, temporales o permanentes, ocasionales o repetitivas.

Todas éstas combinaciones se donominarán condiciones de -carga, y es con éstos que se realiza el análisis de la estructura.

- Determinación de los momentos y fuerzas internas; ésto se lo grá por medio del análisis de la estructura, lo que nos permitirá conocer las dimensiones de los elementos que conformarán --



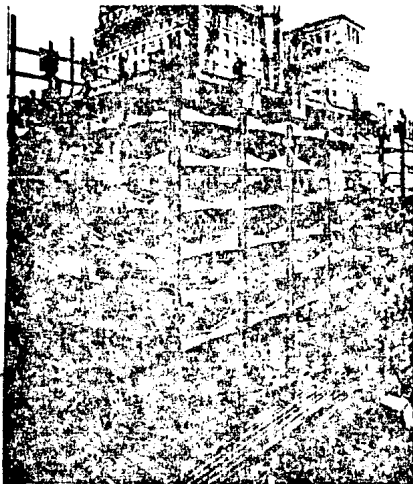


Fig.I.3 Tipos de elementos estructurales.



Fig.I.4 Tipos de conexiones.

nuestra estructura.

d) Dimensionamiento de miembros y conexiones; la selección del tamaño de los miembros está en función a tres puntos de criterio.

1.- Rigidez y resistencia adecuada, aquí el elemento y material elegido debe responder a las condiciones y esfuerzos obtenidos en el análisis.

2.- Facilidad de conexión, se deben plantear la conexiones como un todo de cada elemento conforme la estructura para evitar excentricidades introduzcan esfuerzos adicionales a los elementos.

3.- Economía, aquí se aplican costos de materiales y mano de obra, con relación a la fabricación, manejo, conexión y mantenimiento.

Estos tres puntos, marcan restricciones al diseñador, y-- esta debe buscar siempre resultados que estén del lado de la seguridad.

e) Condiciones de servicio; ya seleccionado el tamaño de un miembro, se debe revisar para ver si satisface los requisitos de servicio y seguridad que marcan los reglamentos de construcción.

f) Revisión final; ya conocidos los pesos de la estructura se tienen que comparar con los supuestos para el análisis así como la rigidez relativa propuesta, ya que de ser considerable la variación, es recomendable repetir el análisis.

#### I.1.2.5 Normas y especificaciones.

En el diseño de estructuras se utilizan tres tipos de especificaciones:

Especificaciones de proyecto, junto con los planos, suministran la información referente a los requisitos establecidos para la estructura.

Especificaciones de materiales, éstas rigen los controles de calidad en fabricación de los materiales. En México no regimos por las normas NOM (norma oficial mexicana) y en ciertos casos por las ASTM (american society for testing materials).

Especificaciones de diseño, éstas rigen las normas mínimas de diseño. En México nos regimos por los del D.D.F. (departamento del Distrito Federal) y las C.F.E (comisión federal de electricidad) y en casos especiales en algunas americanas como son:

AISC	American Institute of Steel Construction (existe traducción y adecuación para México del IMCA).
AASHO	American Association of States Highway Officials (para puentes y carreteras).
AREA	American Railway Engineering Association (Puentes y Estructuras Ferroviarias).
A.I.S.I.	American Iron and Steel Institute ( Normas para perfiles de calibre delgado) entre otras manuales de diseño.

Para planteamientos de este trabajo se tomará como base el R.D.D.F. y ocasionalmente C.F.E.

### I.1.2.6 Fabricación.

El ingeniero diseñador, debe conocer o tener idea del proceso de fabricación de las estructuras de acero, esto se debe, a que en este nivel es donde se puede economizar o elevar el costo de la estructura, ya que es el importe por mano de obra y no el de los materiales el que tiene el mayor impacto sobre el costo final de la estructura.

Tiene que tener en cuenta el planteamiento anterior en sus diseños ya que al aumentar la resistencia del acero economiza el material, pero derrocha en mano de obra, ya que es necesario -- más trabajo especializado en la conexiones.

Otro punto del diseño incide en la economía de la estructura es el hecho de los pasos a seguir en su fabricación, ya que entre más complicada sea la estructura y sus conexiones más procesos de habilitación serán necesarios y mayor el costo por mano de obra. esto se ve en la preferencia actual de conexiones soldadas sobre las atornilladas ó remachadas.

Todo esto implica la generación de planos y especificaciones de taller, que son fieles a los de proyecto, pero que marcan detalladamente los pasos a seguir en la fabricación de la estructura de tener una total supervisión en la habilitación de materiales y conexiones, y en toda la fabricación de la estructura.

### I.1.2.7 Montaje.

Las consideraciones principales en este punto son la seguridad del personal y de los materiales así como la economía y rapidez en el montaje.

Aquí debe remarcarse que cada obra tiene sus características muy particulares en el montaje de la estructura.

Esto está en función de tipo y tamaño de la estructura, condiciones del lugar, equipo y las preferencias del montador.

Las estructuras muy grandes para estar dentro de los rangos de seguridad, tanto para los trabajadores, equipo y de la propia estructura es necesario tener equipos especiales para el manejo de la misma como serían las obras falsas que faciliten el montaje.

El diseñador debe trabajar con el montador para generar el plan de montaje más ventajoso en la obra.

#### I.1.2.8. Protección de la estructura.

##### I.1.2.8.1 Fuego.

Las estructuras de acero están consideradas como incombustibles, pero deben ser protegidas para mejorar sus características y esto para facilitar la evacuación y los trabajos de los bomberos, así como evitar la propagación del fuego y las pérdidas económicas de las propiedades afectadas.

El grado de seguridad se mide en horas de resistencia al fuego. El reglamento de construcciones del D.D.F. establece en el capítulo IV sección segunda artículo 118 la resistencia mínima al fuego, para los elementos constructivos de una edificación, y en su artículo 119 dice:

"ARTICULO 119- LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO DE LAS EDIFICACIONES DE RIESGO MAYOR DEBERAN PROTEGERSE CON ELEMENTOS O RECUBRIMIENTOS DE CONCRETO, MANPOSTERIA, YESO, CEMENTO PORTLAND CON ARENA LIGERA, PERLITA O VIRNICULITA, aplicaciones a base de fibras minerales pinturas retardantes al fuego u otros materiales aislantes que apruebe el departamento en los espesores necesarios para obtener los tiempos mínimos de resistencia al fuego establecido en el artículo anterior."

##### I.1.2.8.2 Corrosión.

La corrosión del acero en las estructuras, se da por el hecho de encontrarse este al intemperie y al ambiente físico y químico que hay en los lugares en que se colocan las estructuras.

Se dice que la corrosión ataca más fácilmente delgados que a las que se conforman de elementos gruesos, pero esto es falso, ya que iniciada la corrosión nada la detiene y el espesor del elemento sólo retarda la destrucción del mismo.

Para evitar esto, las estructuras deben ser pintadas con -

pinturas de plomo cromado o aluminio y revestidas con zinc o -asfalto. Otra forma es el usar aceros aleados con cromo y/o cobre, o de plano los aceros inoxidables estos aceros generan una película que al oxidarse evita que la corrosión se extienda por todo el elemento al que conforma.

#### I.1.2.9 Fallas estructurales.

Las fallas estructurales y el conocimiento que se tiene de ellas es en base a la experiencia del ingeniero, ya que nadie habla de sus errores; pero aún así ~~se~~ puede decir que las fallas estructurales en su calidad y al diseño en errores de fabricación, montaje o al propio diseño, esto se entiende en el punto que el diseñador y su diseño son la base de la fabricación y montaje de la estructura. Para reducir las fallas en relación a fabricación y montaje, el diseñador debe tener un control o supervisión sobre estos factores.

##### I.1.2.9.1 Clasificación.

Las causas de fallas estructurales se pueden clasificar:

- a) Cimentación.
- b) Resonancia dinámica e inestabilidad dinámica.
- c) Conexiones inadecuadas.
- d) Valoración incorrecta de la resistencia al pandeo.
- e) Contraventeo inadecuado a movimientos laterales o al pandeo
- f) Sobrecarga.
- g) Fatiga.

a) Cimentación.- Aunque no es común que el diseñador de estructuras metálicas, también realice los estudios relacionados con la cimentación y su diseño, este debe tener en cuenta los esfuerzos y comportamientos de la cimentación, para valorar los esfuerzos que incidieran en la estructura a causa de la cimentación.

b) Resonancia dinámica e inestabilidad dinámica.- Estos tipos de fallas serán a causa de cargas dinámicas, pero la resonancia e inestabilidad son dos cosas distintas. La resonancia es cuando se llega a tener una frecuencia igual entre el modo de vibración natural de la estructura y un incremento de vibra---

ciones inducidas por una carga dinámica, mientras que la inestabilidad es un movimiento oscilatorio gradual o súbito inducido por cargas dinámicas aplicadas en la estructura por equipos, viento o sismo no tomados en el diseño.

c) Conexiones inadecuadas.- Estas fallas se generan en el diseño, ya que en muchas ocasiones se desprecian cargas que actúan sobre ellas.

d) Valoración incorrecta de la resistencia al pandeo.- Esto se da en cuanto el elemento diseñado ya trabaja en un todo dentro de la estructura, ya que como elemento individual, sí resiste el pandeo generado por las fuerzas que inciden directamente sobre él, pero en el conjunto de la estructura, su comportamiento es distinto, ya que aquí se inducen otras fuerzas generadas por la interacción de todos los elementos que tienen contacto con él.

e) Contraventeo inadecuado a movimiento lateral o al pandeo.- Este tipo de falla se presenta generalmente durante el montaje de la estructura, ya que cualquier movimiento que se dé en la estructura hará que esta falle. Determinado el inmueble el piso y la techumbre, si están bien conectadas a la estructura pueden servir como contraventeo.

f) Sobrecarga.- Esta se da en estructuras viejas o que han sufrido un cambio de uso, sin haber sido revisadas, ya que las cargas utilizadas en el diseño original son menores a las que tiene que soportar en sus nuevos servicios.

g) Fatiga.- La fatiga en los materiales se genera a partir de incrementos en los ciclos de cargas o a sobrecargas de la estructura.

#### I.1.2.9.2 Seguridad.

Las variables de seguridad son muy diferentes y dependen de muy variados factores, como son : Tipos de edificación, construcción, sistemas de protección en contra de siniestros, supervisión, etc.

La seguridad en las estructuras, es para evitar colapsos

de estas. Para esto se plantea el factor de seguridad, que está expresado en términos de la resistencia (S) y los elementos de carga (R) ambos calculados, por lo tanto:

$$n = s/R$$

n-factor de seguridad.

s-relación de resistencia calculada.

R-Elementos de carga interna calculada.

Pero esto no es tan sencillo, ya que tanto S como R se ven modificados en la realidad, por insertidumbre sobre:

S- Mecanismo de falla, propiedades del material y en la manufactura del material, que la reducen.

Esta reducción más, implica  $\bar{S}$ .

R- condiciones de carga y comportamiento estructural, que la amplifican y se obtiene  $\bar{R}$ .

Por lo tanto:

$$\bar{S} = S - \Delta S$$

y

$$\bar{R} = R + \Delta R$$

Pra evitar fallas bajo las condiciones más desfavorables:

$$S - \Delta S \geq R + \Delta R,$$

esto es que  $\bar{S}$  debe ser mayor o igual a  $\bar{R}$ .

y el factor de seguridad n, será:

$$n = \frac{\bar{S}}{\bar{R}} = \frac{S - \Delta R/R}{1 - \Delta S/S}$$

Este planteamiento implica que para cada estructura se debe tener un factor de seguridad mínimo para esta.

Esta fórmula para el factor de seguridad mínima, no es tan sencilla, ya que los incrementos, deben ser evaluados, pos la experiencia del diseñador o como en el caso de México, de los códigos y reglamentos como son: RCDDF Y MDCFE.



## I.2 Revisión del comportamiento del acero.

Existen muchos tipos de acero, los cuales tienen diferentes características en función en la forma en que han sido producidos, pero su comportamiento mecánico es muy semejante.

En este tema se darán a conocer diferentes tipos de acero y sus características más importantes, pero todo el trabajo se basará en el acero ASTM-A36, que es el acero estructural que se produce en México.

### I.2.1 Gráficas esfuerzo-deformación.

Para fines prácticos se hace planteamiento de que los esfuerzos a compresión y tensión son similares, ya que es más fácil probar un espécimen a tensión que a compresión, esto implica que los datos que se tienen del comportamiento del acero son en base a una gráfica de esfuerzo-deformación a la tensión del acero.

Fig. I.5

**Rango elástico.** Existe una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones que presenta recuperación en sus deformaciones.

**Rango Plástico.** Existen deformaciones considerables sin incremento considerable de esfuerzo y no hay recuperación en las deformaciones.

**Rango de endurecimiento por deformación.** Se presentan incrementos de deformación acompañados de incrementos en los esfuerzos, hasta la falla la cual puede darse en cualquier instante.

Fig. I.6

$f_y$  - Deformación unitaria plástica inicial.

$f_p$  - Deformación plástica final.

$f_p$  es de 10 a 20 veces mayor que  $f_y$ .

El reglamento de construcción del D.D.F. en sus normas técnicas complementarias para estructuras metálicas pide:

"El rango plástico debe presentar un alargamiento máximo no menor de uno por ciento".

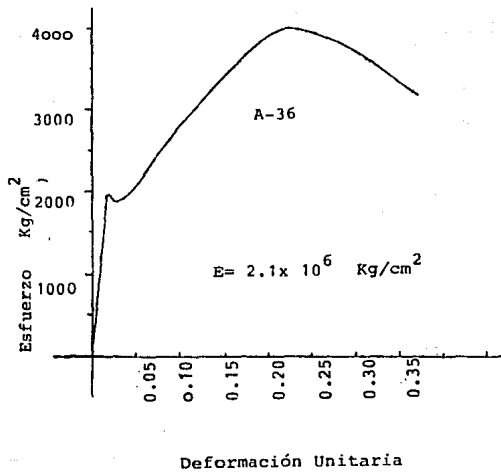


Fig. I.5 Curva esfuerzo-deformación del acero A-36.

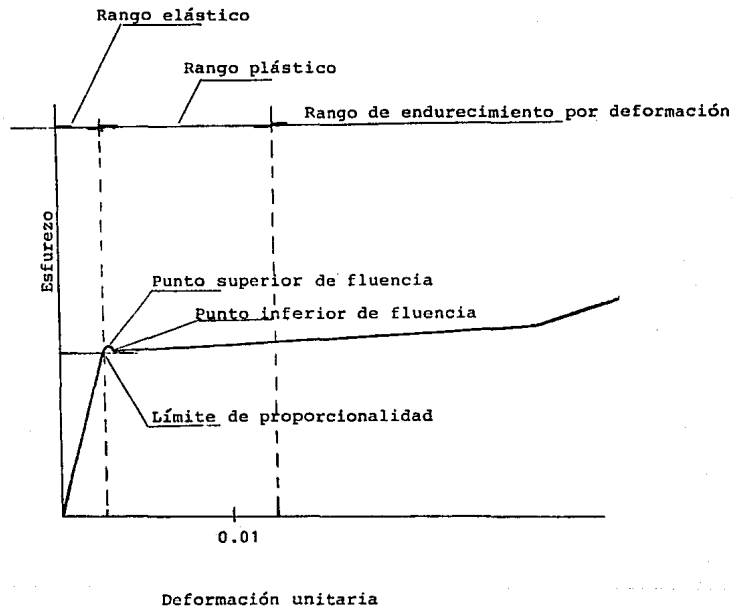


Fig.1.6 Gráfica esfuerzo-deformación ( límites de rangos)

El rango de endurecimiento por deformación, el alargamiento correspondiente a la ruptura no debe ser menor al veinte por ciento.

Punto de fluencia.- Se define como el esfuerzo en el material en donde la deformación se incrementa sin tener un incremento en el esfuerzo.

Punto de fluencia superior.- Es el que las especificaciones marcan para el acero y es el esfuerzo máximo en el área plástica.

Otras propiedades de los aceros son:

Resistencia de fluencia.- Esta es necesaria para los aceros de alta resistencia tratados térmicamente, ya que éstos no presentan un área plástica definida en su gráfica esfuerzo-deformación.

Esta se localiza trazando una paralela a la elástica inicial con un deslizamiento igual al 0.2% de la deformación unitaria en el punto en que corta a la curva esfuerzo-deformación se toma como la resistencia de fluencia.

Resistencia a la tensión.- Es el cociente de la carga axial máxima dividida entre el área de la sección transversal original de la muestra.

Límite de proporcionalidad.- Es el esfuerzo máximo para el cual los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones.

Módulo de elasticidad.- Es el esfuerzo máximo alcanzado en la zona elástica y es igual a :

$$E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2.$$

Módulo de elasticidad tangente.- Es la pendiente de la tangente a la curva esfuerzo-deformación, obtenido en cualquier punto por encima del límite de proporcionalidad.

Módulo de endurecimiento por deformación ( $E_{ST}$ ). Tiene su valor máximo en el punto de iniciación del rango de endurecimiento por deformación.

Relación de Poisson.- Es relación existente entre la deformación unitaria lateral y la deformación unitaria longitudinal

bajo una carga axial dada. Dentro del rango elástico varía de 0.25 a 0.33 para el acero.

Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante (G) .- Es la relación del esfuerzo cortante a la deformación unitaria por cortante y se determina:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

Para aceros estructurales  $G \approx 845,000 \text{ kg/cm}^2$ .

Resistencia a la fatiga (límite de aguante).- Es el esfuerzo al que el acero falla bajo aplicaciones repetidas de carga.

Resistencia al impacto.- Es la capacidad del material para absorber la energía bajo aplicaciones rápidas de carga.

Tenacidad.- Es la capacidad del material para absorber energía.

### 1.2.2 Efectos de tratamientos térmico y mecánicos.

Los procesos de laminado de perfiles y placas para la comercialización del acero estructural y el habilitado del mismo para su utilización puede generar efectos que modifiquen sus características físicas.

El laminado como en frío como en caliente de los perfiles genera esfuerzos residuales que modifican el esfuerzo de fluencia del acero y esto es más marcado en los elementos de menor espesor.

En el laminado en frío el pasar por los rodillos, los lingotes para obtener los espesores necesarios, ha mayor número de pasadas menor espesor y mayor esfuerzo de fluencia esto se evita modificando la química del acero para mantener un mismo valor de fluencia sin importar el espesor del perfil o se tendrán menores valores a mayores espesores.

En el laminado en caliente la diferencia en tiempos de enfriamiento en función de los espesores de los perfiles modifica su punto de fluencia.

Así también el templado (disminución rápida de temperatura),

permite tener mayores resistencia en el acero.

El habilitado del acero por medios mecánicos o térmicos, generan esfuerzos residuales que difieren en su resistencia, ya que las deformaciones que se generan sobrepasan el rango elástico del acero y éste ya no tiene recuperación.

### I.2.3 Ductibilidad, fatiga, falla frágil.

Otras características de los metales, es su uso para estructuras y que se tienen que tomar muy en cuenta:

#### I.2.3.1 Ductibilidad.

Es la característica de un material para poder ser estirado hasta formar un hilo delgado sin romperse.

En contra partida tenemos,

**Fragilidad.**- Característica de un material para romperse al aplicarles un esfuerzo, sin presentar deformación.

Los metales, se dice que son un tipo de material dúctil, ya que presentan una gran deformación antes de la fractura. Pero los aceros de alta resistencia por su alto nivel de carbono son frágiles.

#### I.2.3.2 Fatiga.

Se presenta en elementos estructurales que se encuentran bajo sistemas de cargas cíclicas, éstas se generan en lugares en que se presentan concentración de esfuerzos, que generan una dislocación en la estructura cristalina del metal que genera una grieta de características frágiles más que dúctiles.

Existen ciertos factores asociados a las fallas por fatiga, y son:

El número de ciclos de carga .

Un amplio rango en la variación de esfuerzos.

Un esfuerzo elevado en el miembro, con un rango pequeño de esfuerzos durante las cargas cíclicas.

Concentraciones locales de esfuerzos debido a detalles de di-

seño y fabricación.

Las cargas que producen fatiga son o pueden ser de dos tipos:

- a) Cuando no se invierte la dirección del ciclo de carga.
- b) Cuando se invierte la dirección del ciclo de carga. En este punto, cuando los esfuerzos máximos y mínimos producidos por la carga reversible se denomina condición de inversión completa de esfuerzos.

Las variables que se presentan en las fallas por fatiga son:

Tipo de estructura y carga.

Esfuerzos máximos y mínimos.

Frecuencia de los ciclos de esfuerzos.

Continuidad de carga. Cuando esta no es continua es posible-- que se presente una recuperación de los efectos de fatiga.

Límite de fatiga es el esfuerzo máximo para el cual no ocurre falla aún con un número extremadamente alto de ciclos.

Los factores que afectan la resistencia a la fatiga son - muy variados y se presentan en los distintos procesos de una - estructura.

Para el material son: propiedades mecánicas, acabados de la superficie, esfuerzos residuales, tamaño del grano.

En el diseño: discontinuidad geométrica, tipos y magnitudes de las cargas repetidoras y de los esfuerzos resultantes, velocidad de aplicación de la carga, esfuerzo máximo, relación de esfuerzo tamaño del miembro, concentración de esfuerzo.

Fabricación: técnicas de soldadura, prácticas del taller.

Montaje: no se presentan conceptos nuevos, pero se debe - tener control sobre él.

Operación: las condiciones extremas de frío y calor tanto para la selección del material, como la operación de equipos - sobre la estructura desde el diseño deben de ser tomados en - cuenta.

### 1.2.3.3 Falla Frágil.

La falla frágil también se le conoce como fractura frágil. La fractura frágil, al contrario de una falla por fatiga se presenta ante cargas estáticas y falla estrepitosamente, esto es sin dar muestras de deformación de los elementos y destruyendo la estructura.

La razón por la que no se presentan deformaciones plásticas en una fractura frágil, es porque queda inhibido el deslizamiento sobre los planos de máximo esfuerzo cortante.

Esto es, que la resistencia al deslizamiento es mayor al esfuerzo del desgarramiento.

El desplazamiento de la relación entre la resistencia al deslizamiento y la resistencia a la rajadura no es constante sino que depende de la velocidad de deformación y de la temperatura.

La resistencia al deslizamiento se ve incrementada por un aumento en la velocidad de deformación y la resistencia a la separación se ve afectada en menor grado. La temperatura si se reduce puede causar una recuperación de ambas. Para el acero la baja de temperatura puede hacer que desaparezcan estas resistencias. Por lo tanto el acero puede fallar de manera dúctil a cierta temperatura, pero temperatura menor a esta puede fallar frágilmente.

La geometría de la pieza puede inhibir el desplazamiento de un material dúctil (esto es, la pieza presenta muescas o agujeros, defectos de fabricación o cambios bruscos de geometría), haciendo que se comporte de forma frágil, la explicación de lo anterior es por medio de los esfuerzos que se aplican a un elemento estructural:

1) Cuando se tiene un elemento a tensión uniaxial los esfuerzos normales  $f_x=f_y=\phi$  y se presenta la fluencia cuando el esfuerzo cortante máximo es igual  $f_s$ , esto es  $f_z=2f_s$  y en condiciones normales de temperatura, la resistencia a la fractura frágil



es mucho mayor y el elemento tiene un comportamiento dúctil.

2) El esfuerzo de tensión biaxial (ocasionados por geometría), aquí tenemos que  $f_x \neq f_y \neq 0$ , los esfuerzos  $f_z$  se restringen y puede generarse la falla frágil.

3) Para esfuerzos de tensión triaxial, tenemos que  $f_x = f_y$  y  $f_z = +2f_s$ , que es cuando se presenta la fluencia si  $f_z$  es menor que la resistencia la fractura frágil. De lo contrario la falla frágil se presenta cuando  $f_z < 4f_s$ .

#### I.2.4 Metales estructurales.

Para este tema se tomarán las siguientes especificaciones ASTM, que los aceros con sus valores al sistema IM, porque son los más conocidos y porque son las más utilizadas por los textos de la materia sin importar el origen de los mismos pero -- cuando se tenga o exista la NOM, esta se pondrá entre paréntesis, esto es para familiarizar y acostumbrar al estudiante con las especificaciones nacionales.

Los metales estructurales son muy diversos por sus características químicas, de manufactura y por sus aplicaciones dentro de la fabricación de estructura (puentes, edificios, etc), hay que aclarar que la diversificación de los metales estructurales por su manufactura por la patentes industriales, de sus fabricantes y sus características son difíciles de corregir, -- porque sólo se dan u obtienen de manos de fabricantes o sus representantes comerciales, esto da por lo tanto que no se posee un manual de normas (tanto ASTM como NOM).

Con respecto a sus aplicaciones estructurales la variación consiste en sus características físicas y de costos, aplicadas de tal forma que permitan la mayor resistencia con el menor -- costo, al utilizarlos combinados en las estructuras, en función al comportamiento mecánico de los mismos utilizando al máximo sus cualidades de resistencia.

Con respecto a su química (las variaciones están en el porcentaje de carbono y de otros metales que tengan en sus aleaciones), se tienen:

**Aceros al carbón.**—Estos aceros dependen de la cantidad de carbón utilizado para desarrollar su resistencia.

**Aceros de alta resistencia y baja aleación.**— Estos aceros se obtienen en base a aleaciones con otros metales, para adaptarlos a condiciones específicas de construcción (su resistencia la dan los metales adicionados en su fabricación).

**Aceros al carbón tratados y templados.**— La resistencia de estos aceros se obtienen controlando la cantidad de carbón através de procesos de templeado y tratamientos térmicos.

**Aceros de aleación tratados y templados.**— Se obtienen por medio de aleaciones y tratamientos térmicos, para obtener sus elevados índices de resistencia.

Los aceros de aleación presentan diferentes valores de resistencia para diferentes espesores.

**Aceros de calibre delgado.**— Estos aceros se caracterizan para formar perfiles con una relación ancho espesor muy grande. Estos perfiles están normalizados por las normas AISI. En su fabricación se utilizan una gran variedad de aceros normalizados por ASTM, en relación a química, fabricación, etc.

**Aceros para alambres y cables.**— El acero que se utiliza para formar los alambres y cables es el que se obtiene de varillas de acero al alto carbono laminadas en caliente recubiertas de zinc ya sea por inmersión en caliente o por electrólisis.

Los metales que se utilizan para tornillos, remaches o de aportación de soldadura en conexiones, se verán en el capítulo de conexiones.

Como se mencionó al inicio de este capítulo, el acero ASTM A-36 (B-254), es el que se produce en México, para uso estructural, aquí mencionaremos sus características más importantes. A-36(B-254) acero al carbón.

**Producto.**— Se comercializa en perfiles estandar y soleras y placas hasta 20.3 cm.

**Uso.**— Construcciones : Soldadas, remachadas y atornilladas.

**Estructuras:** Puentes, edificios, torres y proyectos estructurales en general.

Fluencia.- 2530 kg/cm<sup>2</sup>.

Resistencia.- 4980-5620kg/cm<sup>2</sup>.

Módulo de elasticidad.-  $E=2.1 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>.

Alargamiento(probeta de 203 mm.).-20%.

### I.2.5 Comportamiento Elásto-plástico del acero.

Para el diseño de estructuras metálicas, se realiza el cálculo de los esfuerzos y momentos internos que actúan sobre cada elemento de la misma y después se dimensionan las secciones -- transversales de cada elemento en función del grado de resistencia deseado. El cálculo del análisis de la estructura se realiza por medio de la teoría elástica, pero el acero depende en mayor grado de la acción plástica.

Esto es, que una estructura de acero dependen de su resistencia a la plasticidad del material, las cuales no son calculadas con precisión, al calcular la estructura suponiendo que se comporte elásticamente.

Para ejemplificar lo anterior se plantea. Fig I.7

La diferencia entre los esfuerzos plásticos y la capacidad de carga real de una estructura, se puede ver al tomar una placa con un pequeño orificio. La teoría elástica plantea que los esfuerzos causados por una carga  $P_0$ , son tres veces mayores en los bordes del orificio con relación a los de la placa sin el orificio. Si la capacidad de la placa fuera limitada solamente por la carga, el esfuerzo máximo estaría limitado al valor de fluencia  $F_y$ , y si la placa tuviera un comportamiento alástico, la del orificio tendría un tercio menos de resistencia que la de la placa sólida, pero la realidad (basada en experimentos), nos da que esa reducción es tan sólo de un diez a un quince por ciento. Esta diferencia se debe al comportamiento inelástico (plástico) del acero. Al tomar en aumento las características plásticas del acero, tenemos que el flujo plástico se presenta en la placa con orificio, cuando la carga alcanza un tercio de la que ocasionaría la fluencia en una placa sólida, sin embargo la fluencia es

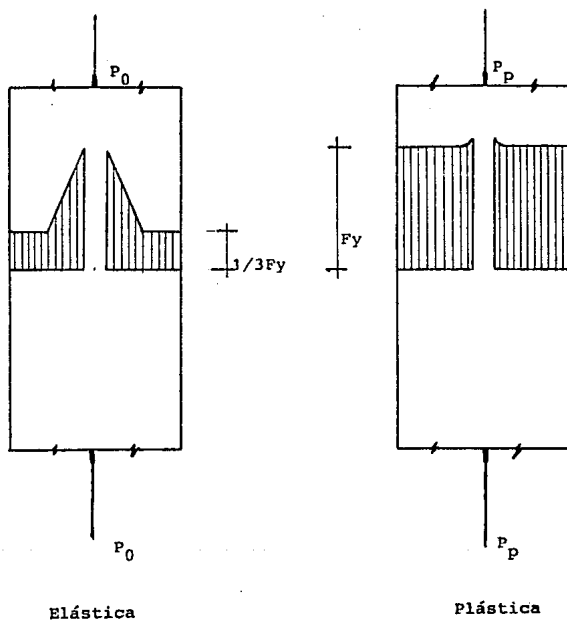


Fig. I.7 Distribución de esfuerzos

local y se propaga gradualmente a través de toda la placa al incrementarse la carga, hasta llegar a una carga  $P_p$ , todo el ancho de la placa está sometido a un esfuerzo constante. Esto sucede siempre y cuando la carga sea aplicada gradualmente el efecto del agujero sólo reducirá ligeramente la capacidad de resistencia a la carga. Pero si la carga es de impacto o repetida se puede presentar una falla por fractura frágil, bajo cargas menores.

#### I.2.5.1 Teoría plástica simple.

La teoría plástica simple, aprovecha la ductibilidad y la capacidad de fluir plásticamente del acero mientras este se deforma y soporta esfuerzos. Las deformaciones plásticas son mínimas localmente, pero deben ser consideradas para el comportamiento de la estructura.

Las suposiciones en las que se basa la teoría plástica simple son:

-El acero es un material dúctil, capaz de deformarse plásticamente sin fractura. Su diagrama esfuerzo-deformación puede expresarse como el de un material elásto-plástico ideal. Se despreja el endurecimiento por deformación.

-Una sección transversal dada llega a la plastificación cuando todas sus fibras desarrollan deformaciones unitarias plásticas.

Al presentarse la plastificación local, se generan articulaciones plásticas.

En sistemas estáticamente indeterminados, las fuerzas y momentos internos son diferentes a los que se presentan en un sistema elástico ideal.

El sistema de cargas que se aplica a una estructura es proporcional.

Las deformaciones en la estructura son pequeñas y se usa la geometría original para generar las ecuaciones de equilibrio.

Se ilustrará la teoría plástica simple con el siguiente ---

ejemplo:

1.-Se tiene un perfil laminado de patines anchos.

Fig. I.8

- a) Comportamiento elástico, todas las fibras sufren esfuerzos menores a los del punto de fluencia.
  - b) Inicio del flujo plástico, las fibras extremas en la sección de momento máximo empiezan a fluir y la fluencia se extiende.
  - c) Platificación de la sección, prácticamente todas las fibras en la sección de momento máximo han fluido.
  - d) Deformaciones rápidas y el elemento está a punto de colapso.
- $M_p = f_y (2Q)$

Q= Momento elástico del área situada arriba del eje neutro.

Los rangos para los momentos son aproximados, pero se puede decir que:

$M = 0.25 M_y$ , M momento en que comienza la plastificación.

$M_p$  se alcanza cuando se llega al endurecimiento por deformación

Se puede considerar que el  $M_p$  es el momento máximo que resiste una sección antes de la falla (colapso) de la misma.

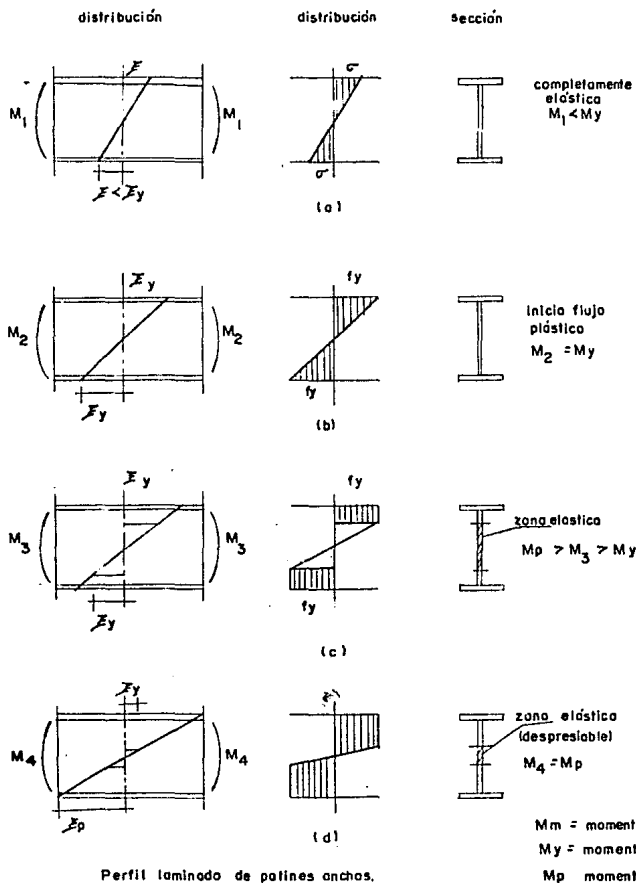
Factor de forma.

El factor de forma es la relación del momento plástico ( $M_p$ ) y el momento de fluencia inicial ( $M_y$ ) y se denomina R.

$$k = \frac{M_p}{M_y} = \frac{f_y(2Q)}{f_y(I/c)} = \frac{2Q}{S}$$

El factor de forma es la relación del momento estático del área de la sección completa (módulo plástico) al módulo de sección de la sección transversal; este factor es independiente del valor de fluencia y depende únicamente de la geometría de la sección transversal.

Con este factor se puede calcular las reservas de resistencia del elemento después de que se inicia el flujo plástico.



Perfil laminado de patines anchos.  
Fig. I.B Teoría plástica simple.

$M_m$  = momento máximo  
 $M_y$  = momento de fluencia inicial  
 $M_p$  momento plástico

### 1.2.5.2 Longitud de la articulación plástica.

A la longitud de la articulación plástica, se puede definir como "la longitud del tramo del elemento donde el momento es mayor al momento de fluencia". Esta longitud es diferente para cada caso de condiciones de carga y secciones transversales.

Esta longitud se aplica a una sección finita del elemento, para propósitos de análisis se tomarán concentrados en una sección, pero para el cálculo de deformaciones y para el diseño de contraventeo se debe calcular la longitud completa de la articulación.

### 1.2.5.3 Deformaciones elásticas y plásticas.

Ya que se ha demostrado que el acero no se comporta en la realidad de forma elástica y que es dentro del rango plástico donde su funcionamiento es más común, es necesario hacer la comparación de las deformaciones dentro de los sistemas de análisis

La configuración deformada del eje de una viga se define geoméricamente en términos del cambio de ángulo  $\phi$  por unidad de  $z$ . Conociendo la rapidez de variación de ese ángulo.

$$\phi' = \frac{d\phi}{dz}$$

A lo largo de la viga se puede conocer la pendiente y deflexión en cualquier punto si también se conocen las condiciones de borde.

Por lo tanto:

$$\phi = \phi_1 - \phi_2 \int_{z_2}^{z_1} \left( \frac{d\phi}{dz} \right) dz$$

$$v_{1-2} = \int_{z_2}^{z_1} \left( \frac{d\phi}{dz} \right) z dz$$



Para condiciones específicas de carga, es necesario relacionar la rapidez de variación  $\phi'$  a las cargas aplicadas y a las deformaciones y tendremos

$$\phi' = \left( \frac{d\phi}{dz} \right) = \left( \frac{F}{y} \right)$$

En el rango elástico tenemos:

$$\frac{F}{y} = \frac{(f/EI)}{y} = \frac{(My/I^2EI)}{y} = \frac{M}{EI}$$

$$\therefore \phi' = \frac{M}{EI}$$

Sustituyendo en las ecuaciones anteriores, tendremos el cálculo de la deflexión y pendiente en el rango elástico que son:

$$\phi' = \int_{y_1}^{y_2} \frac{M}{EI} dy$$

$$t_{1-2} = \int_{y_1}^{y_2} \left( \frac{M}{EI} \right) y dy$$

En el rango plástico  $\phi$  no se puede relacionar  $M/EI$ , porque  $f \neq Ny/I$ , y se tiene que hacer el uso de un método numérico para relacionar a  $\phi$  y  $M$ .

Por lo tanto, tenemos que:

$$\phi = \frac{F y}{y}$$

y

$$M = Fy(2\bar{Y}) = Fe(4y/3) = 2fyAy\bar{Y} + fyAe(2y/3)$$

Donde;

$Fy$ ; Fuerza normal en la zona que ha fluido plásticamente.

$Fe$ ; Fuerza normal en la zona elástica.

Para correlacionar  $\phi$  y  $M$  se utilizan valores diferentes de "Y" y se construye un diagrama  $M-\phi$ . Ya con esto se pueden calcular las deflexiones y pendientes.

Fig.1.9.

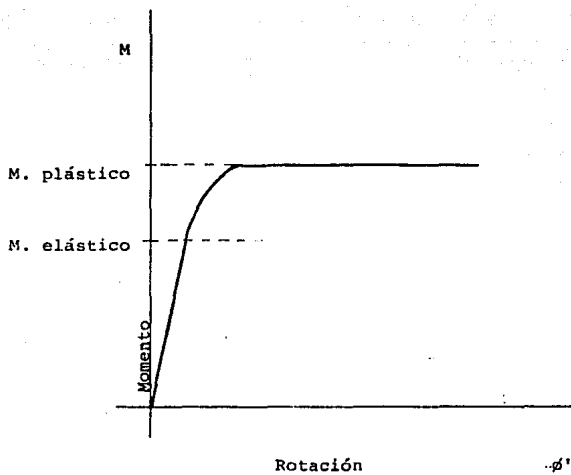


Fig. I.9 Diagrama típico  $M-\phi'$

## DISEÑO DE MIEMBROS CARGADOS AXIALMENTE.

### II.1 Miembros simples a tensión.

Un miembro simple a tensión. es un elemento recto sujeto en sus extremos a dos fuerzas que tratan de estirarlo. Estos elementos son muy diferentes y económicos, ya que utilizan toda su área de una manera efectiva a los esfuerzos máximos de diseño de forma uniforme.

Por lo general, un elemento cargado axialmente a tensión se comporta de semejante forma que una probeta de ensaye, pero no idéntica. Esto es por las conexiones (tipo y comportamiento) y los esfuerzos residuales.

El hecho de que un elemento a tensión se comporte de manera semejante en su trabajo dentro de una estructura y en una probeta de laboratorio, su forma estará dada por el tipo de estructura a la que pertenecerá y el tipo de conexión utilizada.

Los tipos de elementos a tensión:

- a) Cables.- Utilizado como elementos de suspensión.
- b) Varillas.- Utilizados como arriostramientos.
- c) Soleras.- Utilizados como arriostramientos.
- d) Perfiles estandar.- Utilizados como miembros a tensión en cualquier estructura.

Los perfiles estandar pueden ser utilizados como elementos sencillos o compuestos.

Tipos de conexiones:

- a) Roscados.- Utilizados en varillas redondos, cables, etc.
- b) Soldadas.- Utilizadas en cualquier tipo de perfil y se hacen a tope o traslapadas.
- c) Remachadas o atornilladas.- Utilizadas en cualquier tipo de perfil. Este tipo de conexión se utiliza por medio de una placa llamada "Placa de nudo" .

Cuando se tiene una conexión sencilla se utiliza una placa y a esta conexión se le denomina de plano simple. Si la conexión necesita dos placas, estas se pondrán paralelas y se denomina de plano doble.

### II.1.1 Area neta.

Las conexiones remachadas o atornilladas, afectan a los miembros en tensión de dos formas.

- a) Reducción del área de la sección transversal.
- b) Deformación unitaria no uniforme de la sección transversal en las cercanías del agujero.

Area Neta.- Es el área de la sección transversal total, menos el área perdida por los agujeros.

Todo elemento a tensión se puede romper através del área neta normal a su eje o en zig-zag si los conectores están alterados.

Para obtener el área neta se utiliza una fórmula empírica, la que ha dado resultados y es aceptada generalmente en todos los manuales (tanto americanos como nacionales).

Esta fórmula es:

$$A_n = A_g - \sum d \cdot s^2 / 4g$$

$A_n$ .- Area neta.

$A_g$ .- Area de la sección transversal.

$d$ .- Diámetro de los agujeros.

$\sum d$ .- Suma del área de los agujeros.

$s$ .- Espaciamiento longitudinal de los agujeros.

$g$ .- Gramil (separación de los agujeros a centros de ejes).

Fig. II.1

En el diámetro de los agujeros, se debe hacer una observación en función al proceso de fabricación de los mismos.

Si el agujero es punsonado o troquelado el diámetro del tornillo o pasador, se le agrega un área y un 1/8" mayor, esto por el daño al material. Si el agujero es taladrado, el área a agregar será de 1/16".

#### II.1.1.1 Distribución de esfuerzos en el área neta.

Para demostrar la distribución de esfuerzos, se utilizará una banda de hule con un agujero a su centro. Se dibuja una retícula ortogonal sobre la banda sin cargar (2-a) la deforma-

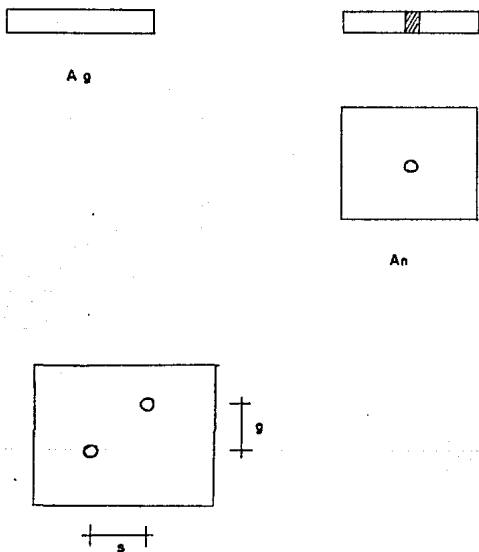


Fig. II.1 Area neto, gramil y paso

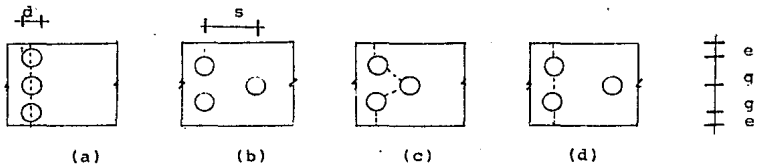


Fig.II.1 Defasamiento de agujeros para conexión y trayectoria de falla

- a) Recta sin defasamiento.  
 b) Defasamiento ordinario.  
 c) Defasamiento pequeño.  
 d) defasamiento grande.

En punteado se marca la trayectoria de falla.

Fallo transversal

$$g < s$$

Fallo de Zig Zag

$$g > s$$

o

$$g \text{ y } s \leq \text{cte}$$

d aumenta

ción se ve en (2-b) y su distribución de esfuerzos en (2-c) .  
Fig.II.2

De acuerdo con la teoría de la elasticidad este ejemplo se resuelve por medio de la fórmula:

$$f = f_1 \left[ 1 + \frac{1}{2} \left( \frac{r}{x} \right) + \frac{3}{2} \left( \frac{r}{x} \right)^2 \right]$$

f.- Esfuerzo si la placa no tuviera agujeros.

r.- Radio del agujero.

x.- Distancia del centro del agujero acualquier punto de la sección transversal.

Esta ecuación es válida si no se rebasa el límite de proporcionalidad. Fuera del límite, la distribución de esfuerzos sería la de la grafica esfuerzo-deformación unitaria del material.

#### II.1.2. Deformaciones.

Una carga de tensión aplicada a un elemento, genera en es te dos tipos de deformaciones proporcionales y estas son:

a) Alargamiento.- Este es un aumento en la longitud del elemen to y se calcula por medio de :

$$S=PL/EA$$

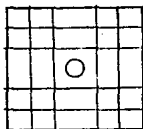
Esta deformación S, debe ser restringida a lo que marque el artículo 184 título 6o. del RCDF-88.

b) Estricción.- Esta se presenta cuando se genera un alarga- miento de la longitud del elemento y consiste en una reducción en el área ransversal del elemento, que puede generar la falla del mismo y el colapso de la estructura.

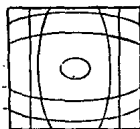
Estas deformaciones en una prueba para la obtención de la gráfica esfuerzo-deformación del acero, ya que está realizada con aplicación de una caga de tensión.

Este alargamiento se denomina elongación, está dado en % ya que implica estricción del elemento.

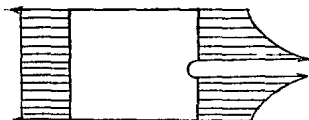




(2-a)



(2-b)



(2-c)

Fig. II.2 Distribución de esfuerzos en el área neta.

Para aceros estructurales la elongación varía del 25% al 30%. Para el acero en general varía de el 10% al 40% y para el A-36 esta elongación es del 30% con una longitud de calibración de 5.4cm. (2") y se calcula :

$$\text{Elongación} = [(L_f - L_0) / L_0] 100$$

$L_0$ .-Longitud de calibración original.

$L_f$ .-Distancia entre las marcas de calibración original.

### II.1.3 Vibraciones.

Las vibraciones podemos catalogarlas como sollicitaciones de impacto cíclico, esto es que se presenta a intervalos constantes de tiempo. Las vibraciones son generadas por equipos y máquinas conectadas a estructuras de soporte tanto de ellas mismas como de los edificios que las contienen. Para el diseño de estructuras de soporte con sollicitaciones causadas por vibraciones hay que tomar en cuenta la intensidad y frecuencia de estas para complementar las cargas que se presentan sobre la estructura, para así conocer los esfuerzos totales que se aplican a ella.

### II.1.4 Esbeltez.

Es la relación que existe entre la longitud y el espesor de una sección. Pero en estructuras se toma la relación de esbeltez que es:

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{L}{r}$$

$L$  = Longitud libre de un elemento.

$r$  = Radio de giro ( con relación a la sección del elemento).

Las especificaciones y reglamentos (IMCA, AISC y RCDF), estipulan que las relaciones de esbeltez deben restringirse a:

Elementos principales  $L/r < 240$

Elementos secundarios  $L/r < 300$

Y si estos son formados por redondos no existe límite para relación esbeltez. Pero el RCDF, recomienda para evitar vibraciones o deformaciones transversales excesivas lo marcado en el punto 2.2.3 párrafo tercero de Normas Técnicas Complementarias.

#### II.1.5 Diseño.

Para el diseño de elementos cargados axialmente a tensión, sólo se tiene que obtener el esfuerzo al cual trabajará el elemento. Esto se logra mediante la fórmula:

$$f = \frac{P}{A}$$

Así de sencillo es el cálculo de esfuerzo de un elemento a tensión, pero no se tendría un rango de seguridad; y esto se obtiene por medio de los esfuerzos permisibles.

Las normas del IMCA y AISC estipulan los esfuerzos permisibles para la tensión en:

$$F_t = 0.60 F_y$$

Para la sección neta sin agujeros para pasadores; y:

$$F_t = 0.45 F_y$$

En la sección neta con agujeros para pasadores, pernos o tornillos.

Para cables y alambres no existe un factor de esfuerzo, pero se recomienda un factor de seguridad, que es:

Para la resistencia mínima a la ruptura = 3

Por características de trabajo este factor variará de 3 a

### II.1.5.2 Cables.

Para el diseño de cables trabajando a tensión, su diseño es sencillo, ya que sólo se necesita obtener el área necesaria para resistir la carga de trabajo. Su fórmula es:

$$A = \frac{F_s P}{F_y}$$

Donde:

P = carga de trabajo

F<sub>s</sub> = Factor de seguridad

F<sub>y</sub> = Resistencia de fluencia del material de que está hecho el cable (para este dato se recomienda pedir información al fabricante).

Pero las condiciones de trabajo y la flexibilidad del acero nos implica que tomemos otras consideraciones como la elongación del mismo a la carga aplicada y la deformación permanente que se genera al instante de cargar al elemento.

La deformación que se genera al instante de cargar el cable varía del 0.25 al 1% de la longitud efectiva del mismo. Extremando la deformación nos dará una elongación de un cm. por cada metro de longitud del cable por utilizar.

Y por reglamento y estética será desechado en primera instancia y se tendrá que tomar un área mayor (diámetro del cable).

La revisión por deformación y la elongación elástica se da por la expresión:

$$\Delta = \frac{PL}{AE}$$

Donde:

Δ = Elongación elástica.

P = Carga última (P multiplicada por el factor de seguridad).

L = Longitud del cable.

A = Área de la sección transversal de la parte metálica del cable.

$E$  = Módulo de elasticidad efectivo del cable que varía de  $0.6 \times 10^6$  a  $1.69 \times 10^6$   $\text{kg/cm}^2$ .

Con respecto al área, que esta referida por la parte metálica del cable, se tiene que esta varía de  $0.35D$  a  $0.6D$ , donde  $D$  es el diámetro nominal del cable que esta dado en  $\text{cm}^2$  o  $\text{in}^2$ .

Lo anterior solo es, si el cable es un elemento recto y -trabaja a tensión. Pero si el cable tiene que formar una gasa sobre una polea o enrollarse o doblarse sobre carretes o tambores, el radio de doblez estará definido por el tipo de cable y su tamaño.

Para radios de dobles pequeños es necesario un cable de--gran flexibilidad ya que el radio es dado por un gran número -alto de alambres y torones.

Los ingenieros americanos han generado una tabla para el diámetro permisible de doblez, en base a la práctica profesional; y esta es:

Construcción del cable.	Diámetro del tambor o carrete.
6x7	72 x $\phi$ del cable
6x19	45 x $\phi$ del cable
8x19	31 x $\phi$ del cable
6x37	27 x $\phi$ del cable

Donde:

Construcción del cable:

primer dígito = # de torones

segundo dígito = # de cables que conforman al toron.

Diámetro del cable = en  $\text{cm}$  ó  $\text{in}$  ( diámetro nominal).

Concluyendo.- El diseño de un cable y la sección del área necesaria no solamente está en función del esfuerzo al que estará trabajando, sino que también a las deformaciones que presentará y a la forma que estará anclado.

## II.5.2 Varillas y Barras.

Cuando es necesario tener elementos pequeños y sencillos a tensión, son utilizadas las varillas ya sean redondas o cuadradas y las soleras (barras planas).

La resistencia de estos elementos está dada por el material (acero comunmente) de que esten hechos. Debemos recordar que por su esbeltez, su resistencia a la compresión es mínima y despreciable y debe tomarse en cuenta en el diseño de elementos a tensión, por los cambios o inversiones de efectos generados por cargas accidentales.

Para su diseño, se busca solamente el área necesaria para soportar los esfuerzos que generan las cargas que se le aplican.

Por lo tanto la expresión para el cálculo del área es:

$$A_n = P/F_t$$

Donde ;

$A_n$  = Área necesaria

$P$  = Carga de trabajo

$F_t$  = Esfuerzo permisible a tensión

La única restricción que existe para el diseño de elementos a tensión con estos tipos de sección es la relación de esbeltez ( $L/r$ ), que está restringida por los reglamentos y manuales de diseño (los parámetros están dados en II.1.4 de este trabajo).

Para barras planas se recomienda utilizar la dimensión mayor en el plano vertical y así reducir la flecha. Pero cuando el área necesaria nos pide una sección muy ancha, hay que tomar en cuenta la excentricidad de la junta y la relación de esbeltez en la dirección débil del elemento.

Con respecto a la conexiones para éstos elementos son muy sencillas y variadas. Se darán ejemplos de éstas conexiones, pero su diseño se verá en el tema V, de este trabajo.

Fig. II.3

Con relación a las conexiones roscadas, se tiene que ver

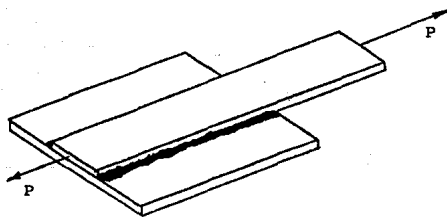
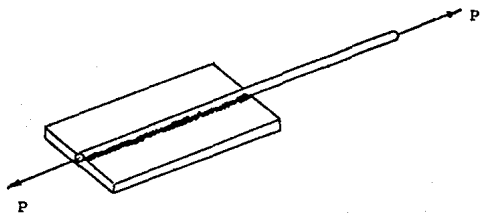


Fig II.3 Tipos de conexión soldada a tensión.

si la selección del elemento fue hecha por resistencia o por rigidez, ya que la rosca disminuirá el área neta del elemento esto ca por consiguiente, que si la sección es por resistencia es necesario aumentar la sección de la punta de conexión y después roscarla, lo cual implica un aumento en el costo de la varilla.

Fig.II.4

Las barras de ojo son bajo pedido al fabricante y no es común su utilización.

Otros elementos de conexión, son los accesorios para cables o varillas y los templadores.

### II.1.5.3 Perfiles estructurales simples.

Cuando se tiene una rigidez y una resistencia mayor o cuando se espera tener inversiones de esfuerzos frecuentemente, las varillas y redondos no son recomendables y es necesario hacer uso de perfiles estructurales sencillos.

El perfil más sencillo que se puede utilizar es el ángulo pero también son utilizables los canales y los perfiles I.

Para el diseño de estos elementos se utiliza la expresión ya mencionada anteriormente y que es:

$$A_n = P/F_y$$

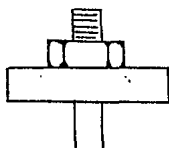
Y las únicas restricciones son:

a) Relación de esbeltez, que está restringida a:

Reglamentos	Principales	Secundarias
	$L/r <$	$L/r <$
RCDF, IMCA, AISC	240	300
AASHO	200	240
AREA	200	200

b) Flexión, causada por excentricidades en las conexiones y el peso propio. Este punto se verá con mayor claridad en el tema IV, diseño de elementos sujetos a esfuerzo combinados, pero es útil hacer mención de esto en este tema.



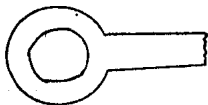


(a)



(b)

Tipos de conectores roscados a tensión.



agujero para pasador



barra de ojo forjada

Tipos de conectores para pasador

Fig II.4 Conexiones.

b.1) Conexiones, las excentricidades que se generan por la distribución de los medios de conexión (tornillos, pernos y soldada) con el punto de aplicación de la carga genera un movimiento flexionante el cual en elementos ángulo o canal puede des--preciarse.

b.2) Peso propio, la flexión generada por el peso propio de elementos ligeros es despreciable, no así en elementos largos y pesados.

## II.2 Miembros compuestos en tensión.

Los miembros compuestos son placas o perfiles o la combinación de ambos para que actúen como un miembro único. Las razones por lo cual se utilizan los miembros compuestos son:

- a) Área, ya que un elemento sencillo puede quedar falto a este requerimiento.
- b) Rigidez, se puede tener en área establecida, pero la rigidez de un elemento sencillo no es la requerida, por lo tanto con un miembro compuesto se puede dar el área y obtener también un momento de inercia mayor que satisfaga las necesidades de rigidez requerida.
- c) Conexiones, en ocasiones las características físicas del elemento no permiten satisfacer las necesidades de conexión de la estructura.
- d) Inversión de esfuerzos, un miembro sencillo ya que puede diseñarse suficientemente rígido para que soporte tanto tensión como compresión.

Los miembros compuestos pueden ser muy variados y dependiendo de sus solicitaciones pueden ser tan sencillos como dos ángulos soldados espalda con espalda o variantes de placas con perfiles laminados.

Fig. II.5

En los ejemplos anteriores el espesor de la placa en "a" puede ser variado para obtener una mayor rigidez.

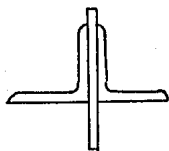
En "b" y "c" la placa de conexión se interrumpe para economizar material aparte que en "c" se tiene una conexión concéntrica. En "b" por lo contrario se tiene excentricidades en uno de los planos.

El uso de canales, es común en secciones, en cajón

Fig. II.6

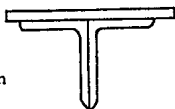
También se usan ángulos y placas para hacer secciones en cajón.

Fig. II.7

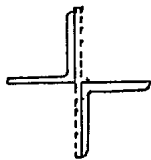


(a)

placa de conexión



(b)

placa de unión  
(interrumpida)

(c)

Fig II.5 Tipos de elementos compuestos a tensión.

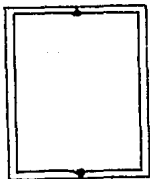
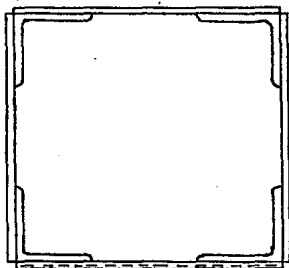


Fig.II.6 Elemento compuesto a base de secciones CE.



placa interrumpida

Fig.II.7 Elemento compuesto a base de secciones A y placa.

En "b" se interrumpe una placa para facilitar la conexión entre elementos estructurales y así evitar cortar para realizar la soldadura interna de la conexión.

### II.2.1 Separadores y conectores.

Los separadores y conectores, son utilizados en elementos a tensión para mejorar las relaciones de esbeltez y la configuración geométrica del elemento.

**Conector.**- Son piezas que sirven para mantener unidas las piezas que conforman un elemento compuesto. Otro de los usos que tienen es el de distribuir esfuerzos desiguales entre los distintos elementos que conforman al miembro estructural, y además de mantener la relación de esbeltez dentro de los rangos - permisibles cuando el miembro es demasiado largo. Estos elementos deben ser diseñados para resistir cortante.

**Separador.**- Son piezas que permiten unir las piezas que conforman la sección compuesta y mejorando sus características o propiedades de los mismos elementos. Ejemplificando una sección de dos ángulos ( $2 \text{ } \perp \text{ } \perp$ ) conectados por una placa; su  $L/r$  es mayor: cuanto mayor sea el espesor de la placa conectora.

### II.2.2 Diseño.

El diseño de elementos compuestos se rige por tres puntos básicos que son:

#### a) Estructurales.

a.1) Esfuerzos nominales; que deben estar dentro de los límites permisibles. Esto es, que los miembros que componen al elemento compuesto, trabajen como una sola pieza, esto se logra por medio de conexiones adecuadas.

a.2) Relación de Esbeltez; que debe estar dentro de los límites permisibles, que el radio de giro de la sección compuesta permita estar dentro de los rangos permitidos con la relación de la rigidez necesaria para la pieza como elemento estructural.

a.3) Conexiones; deben permitir una acción conjunta de las piezas que coforman al elemento, que satisfagan los requerimientos marcados en los dos puntos anteriores.

b) Físicos.

b.2) Conexiones; la facilidad de realizar las conexiones para tener una mayor seguridad.

c) Económicas.

c.1) Materiales; tipo de materiales, configuración del elemento, etc.

c.2) Fabricación; complejidad del elemento en sus partes constitutivas y conexiones.

c.3) Mantenimiento; el poder proteger a todas las piezas que conforman el elemento contra las sollicitaciones de servicio, ambientales, etc., que tenga o se presenten en su vida de la estructura a la que pertenezca.

Para el diseño de este elemento es necesario primero conocer el área que satisfaga las necesidades del esfuerzo a que va a trabajar nuestro elemento.

2o Definir la configuración geométrica del elemento partiendo del área necesaria.

3o. Revisar que satisfaga la relación de esbeltez del elemento, hasta lograr una relación satisfactoria y dentro de los límites marcados. Para elementos demasiado largos el intentar obtener la relación de esbeltez marcada, nos dará elementos más pesados u difíciles de maniobrar y con un área superior a la requerida con el consiguiente gasto económico, en este caso se recomienda satisfacer el área y la relación de esbeltez se obtiene por medio de conectores.

### 11.3 Miembros simples en compresión.

Generalmente cuando se menciona un elemento a compresión uno piensa en una columna, pero hay que ver que existen infinidad de elementos a compresión que se conocen por su nombre específico dentro de la estructura de la que forman parte. Generalizando se conocen dos tipos de elementos por su dimensión (longitud). A los elementos cortos se denominan "elementos a compresión" y a los elementos largos "columnas".

1.- Las cargas a tensión alargan y mantienen recto al elemento. En los elementos a compresión las cargas pandean al elemento.

El pandeo es el planteamiento más importante de tomar en cuenta el diseño de elementos a compresión.

Con relación a los dos tipos de elementos a compresión es que en elementos cortos o elementos a compresión, pueden fallar por aplastamiento, esto es que la relación  $P/A$  es significativa. Mientras que en los elementos largos o columnas es la relación  $l/r$  la que rige su diseño.

Todo elemento que trabaja a un esfuerzo axial a compresión presenta pandeo o flexión lateral, por lo cual el esfuerzo permisible se debe reducir para evitar el pandeo. Esto es que si tenemos una columna con una sección transversal definida (constante) y aumentamos su longitud se presentará una mayor tendencia al pandeo y se reducirá su capacidad de carga.

#### 11.3.1 Inestabilidad General (pandeo).

Los elementos esbeltos que trabajan a compresión fallan por inestabilidad (pandeo), cuando se llega a una carga crítica ( $P_{cr}$ ).

Para poder definir la carga crítica ( $P_{cr}$ ), consideramos:

Se tiene un miembro esbelto en compresión articulado en sus extremos, sujeto a una carga axial  $P$  y otra transversal  $W$  que actúa a la mitad de su longitud.

El comportamiento del elemento dentro del rango elástico se da por las expresiones de Geometría y Equilibrio siguientes:



$$M_x = \frac{W}{2} x + Py$$

y

$$M_x = \frac{1}{2} EI \frac{d^2 y}{dx^2} = -EI \frac{d^2 y}{dx^2}$$

La ecuación diferencial resultante es:

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + Py + \frac{Wx}{2} = 0$$

y su solución es:

$$y = \frac{1}{2} \frac{W}{P} x \left( \frac{\sin \alpha x}{\alpha x \sin(\alpha L/2)} \right)$$

Donde:

$$\alpha = (P/EI)^{1/2}$$

E = Módulo elástico del material.

I = Momento de inercia de la sección transversal.

Las condiciones en que se da  $P_{cr}$  es cuando,

$$(\alpha L/2) = 0$$

Y, se hace infinita.

w, tiende a cero.

esto nos da:

$$P = P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Por lo tanto obtenemos que cuando:

$P < P_{cr}$ , existe una recuperación del elemento cuando W se hace cero.

$P = P_{cr}$  se tiene inestabilidad del elemento a un cuando W desaparezca.

Analizando el comportamiento de "y", se ve que esta depende de tanto de "p" como de "W"; con respecto de "W" existe una relación lineal, pero con respecto de "p" existe una función trigonométrica que hace que "y" tienda a infinito cuando "p" tienda a  $P_{cr}$ .

Este comportamiento no lineal de la inestabilidad es característico y contrario a la suposición de linealidad dada a los sistemas estructurales.

### II.3.2 Relaciones de dimensionamiento.

La inestabilidad general puede evitarse por medio de mantener ciertas condiciones en las dimensiones físicas de los elementos estructurales a utilizar.

Las dimensiones físicas de los elementos estructurales a utilizar que se mencionan son las de longitud, espesor y ancho. Sobre la primera dimensión (longitud) es la relación de la longitud efectiva del elemento y los puntos de apoyo a tiezadas en los bordes paralelos a la dirección de los esfuerzos de compresión.

Esto nos da la expresión de :

$$\frac{K l}{r}$$

que es la relación de esbeltez.

El ancho y espesor trata de las dimensiones de la sección que trabaja a esfuerzos de compresión de un elemento estructural. Esta es la relación ancho-espesor, necesaria para evitar deformaciones, debidas a compresión axial o a compresión por flexión.

#### II.3.2.1 Esbeltez.

Al hablar del pandeo, se vió que está en función de la relación de esbeltez ( $L/r$ ). pero para miembros que trabajan a compresión hay que tomar en cuenta la longitud efectiva ( $L_e$ ) del elemento.

La longitud efectiva se obtiene por medio de la expresión:

$$L_e = KL$$

Por lo tanto la expresión utilizada en elementos a tensión donde  $K=1$ , modifica a:

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{KL}{r}$$

Los valores de  $K$  están en función de la condición de apoyo de la columna. Los cuales se pueden ver en la tabla siguiente.

T.II.1.

### II.3.2.2 Relaciones Ancho-Espesor.

Esta relación nos permite tener una estabilidad en los puntos en que no existe apoyo alguno, que evite la inestabilidad que genera el pandeo.

El IMCA estipula dos tipos de elementos, para la revisión de la relación ancho-espesor, las cuales son:

a) Elementos en compresión no atezados.

Se definen: Como aquellos elementos que presentan un borde libre paralelo a la dirección del esfuerzo de compresión.

Se consideran efectivas cuando la relación ancho-espesor no exceda:

a.1) Puntales formados por un ángulo o dos ángulos con separadores.

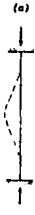
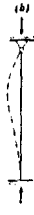
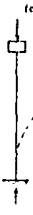

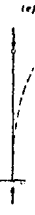





$$640 / \sqrt{F_y}$$

a.2) Puntales formados por dos ángulos en contacto; ángulos o placas en compresión que sobresalgan de la trabes, columnas u otros miembros; patines en compresión de vigas, atezadores de trabes armadas de alma llena.

$$800 / \sqrt{F_y}$$

a.3) En almas de perfiles T.

$$1060 / \sqrt{F_y}$$

<p>La configuración de la columna pandeada se muestra con línea punteada</p>						
<p>Valor teórico de <math>K</math></p>	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
<p>Valor de diseño recomendado para <math>K</math>, cuando las condiciones reales de apoyo se aproximan a las ideales</p>	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
<p>Representación esquemática de las condiciones de apoyo</p>	   	<p>Rotación impedida</p> <p>Rotación libre</p> <p>Rotación impedida</p> <p>Rotación libre</p>	<p>Traslación impedida</p> <p>Traslación impedida</p> <p>Traslación libre</p> <p>Traslación libre</p>			

### T.II.1 Valores de $k$ para el cálculo de longitud efectiva

$L_e$ .

b) Elementos en compresión acieizados.

Son aquellos que están soportados lateralmente a lo largo de los bordes paralelos a la dirección del esfuerzo de compresión.

Se consideran efectivas cuando la relación ancho-espesor no sea mayor de :

b.1) En los patines en cajón, cuadrados y rectangulares y de espesor uniforme

$$2000/\sqrt{F_y}$$

b.2) En el ancho no apoyado de cubreplacas perforadas con serie de agujeros de acceso.

$$2660/\sqrt{F_y}$$

b.3) En cualquier elemento acieizado en compresión uniforme.

$$2020/\sqrt{F_y}$$

En elementos tubulares circulares, serán totalmente efectivas cuando la relación del diámetro exterior al espesor de la pared no sea mayor de:

$$232\ 000/F_y$$

Las dimensiones del ancho de las placas se tomará:

En el inciso "a", será:

- Ancho de placas, del borde libre hasta la primera fila de sujetadores o soldaduras.

- Angulos, perfiles CE y secciones T, se tomará la sección total nominal.

- En polines de perfiles I y T se tomará la mitad del ancho total nominal.

Para el inciso "b":

- En placas la distancia entre líneas más cercanas de sujetadores o soldaduras.

- En secciones laminadas se tomará entre las raíces de los patines.

### II.3.3. Rangos elásticos e inelásticos de pandeo

#### II.3.3.1 Rango elástico de pandeo.

El rango elástico de pandeo, nos define el punto en que todavía las deformaciones que genera una carga axial de compresión puede eliminarse al retirarse la carga, y es dada por la expresión.

$$P < P_{cr}$$

Donde  $P_{cr} = \pi^2 EI / L$ , dada en el punto II.3.1

Siempre y cuando nuestro elemento estructural sea prismático y recto e idealizado por las siguientes hipótesis:

- a) El material es linealmente elástico y no se excede en ningún caso el esfuerzo correspondiente a su límite de proporcionalidad.
- b) El módulo elástico del material es el mismo en tensión que en compresión.
- c) El material es homogéneo e isotrópico.
- d) El miembro es perfectamente recto inicialmente y la aplicación de la carga axial es perfectamente concéntrica con el centro de su sección transversal.
- e) Los extremos del miembro son articulaciones perfectas sin fricción soportadas en tal forma que su acortamiento no está restringido.
- f) La sección del miembro no se tuerce y sus elementos no sufren pandeo local.
- g) El miembro se encuentra totalmente libre de esfuerzos residuales.
- h) Se puede utilizar la aproximación de deformaciones pequeñas para definir la curvatura del eje deformado de la columna.

En el límite máximo del rango elástico se obtiene cuando al llegar al  $T_{cr}$  se tiene el esfuerzo crítico ( $f_{cr}$ ), que se define :

$$f_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{2EI}{L^2 A} = \frac{2E}{(L/r)^2}$$

Donde:

$r = \sqrt{I/A}$ , que es el radio de giro mínimo de la sección transversal.

### II.3.3.2 Rango inelástico de pandeo.

El rango inelástico de pandeo se presenta cuando el esfuerzo ( $f$ ) al que esta trabajando nuestro elemento excede al esfuerzo de proporcionalidad ( $f_p$ ).

Cuando  $f > f_p$ , la carga crítica ( $P_{cr}$ ), que está basada en un comportamiento lineal del material, ya no es válida y el  $f_{cr}$  debe calcularse por medio de la expresión:

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E_t}{(L/r)^2}$$

Donde  $E_t$  es el módulo tangente que es menor al módulo de elasticidad. Esta expresión se basa en la hipótesis de que no existe descarga en las fibras externas del elemento. Más sin embargo si el elemento presenta una curvatura, las fibras del lado cóncavo presentarán una sobre-carga y las del convexo una descarga y esto mas presenta la teoría del módulo reducido ( $E_r$ ) donde:

$$E_t < E_r < E$$

y

$$f_{cr} = \frac{E_r}{(L/r)^2}$$

Se ha demostrado que el "fcr" depende de las condiciones que preceden el pandeo y que es la teoría del módulo Tangente la que fija un límite inferior del valor real del esfuerzo crítico, dentro del rango inelástico.

### II.3.4 Euler, torías del módulo tangente y del módulo reducido de Engesser.

#### II.3.4.1 Fórmula de Euler.

La fórmula de Euler es:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Ya fue mostrado se desarrollo matemático en el punto II.3.1, y en el punto II.3.3.1 se presentó en función de esfuerzos y es:

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2}$$

Que nos define el punto en que una columna de el rango elástico de pandeo que el límite de proporcionalidad y que plantea a:

E constante esto es que E está en función lineal a la relación de esfuerzos deformación:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

El módulo tangente ( $E_t$ ) (visto en el tema anterior), nos marca el comportamiento de una columna cuando se ha rebasado el límite de proporcionalidad. Y el esfuerzo crítico se calcula por medio de la fórmula de Euler.

$$f_{cr} = \frac{E}{(L/r)^2}$$

Sustituyendo el módulo elástico por módulo tangente.

Si graficamos estas dos expresiones sobre un diagrama esfuerzo deformación del columnas reales tenemos.

Fig. II.8.

A partir del límite del proporcionalidad el comportamiento de una columna de acero ya no concuerda con la teoría de Euler.

La teoría del módulo reducido (visto en el tema anterior), se basa en que en aumento en el esfuerzo de compresión se rige por la relación no lineal  $(df/de) = E_t$ , mientras que una reducción se basa en la relación lineal  $(df/de) = E$ , que nos da un esfuerzo ( $E_r$ ) intermedio entre  $E_t$  y  $E$ .

$$E_t < E_r < E$$

y el esfuerzo crítico está dado por:



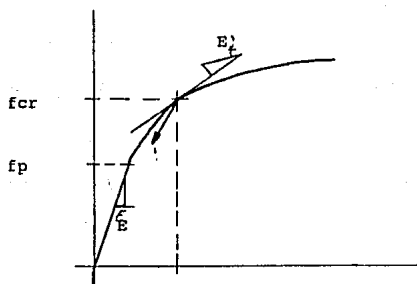


Fig.II.8 Diagrama esfuerzo deformación de columnas reales.

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E_r}{(L/r)^2}$$

### II.3.5 Modelo de Shanley.

Shanley demostró que el esfuerzo crítico depende condiciones que proceden al pandeo y que la teoría del módulo Tangente marca un límite inferior al valor real del esfuerzo crítico. Pero la ecuación de Engesser.

$$f_{cr} = \frac{E_t}{(L/r)^2}$$

No se puede resolver ya que  $E_t$  y  $f_t = f_{cr}$  son independientes. Y su solución se logra por medio de tanteos y graficando los valores obtenidos como se muestra en Fig. II.9

### II.3.6 Esfuerzos residuales.

Los esfuerzos residuales en los perfiles laminados en caliente de acero, se presentan en el momento del enfriado del perfil y de tensión o las secciones gruesas del mismo. La variación de los mismos se presenta en la Fig. II.10

También se presentan por procedimiento de fabricación como son: en el enderezado y soldado de perfiles regulares a base de placas.

Los esfuerzos residuales alteran el diagrama esfuerzo-deformación como se muestra.

Fig. II.11

En el gráfico se muestra en punteado el comportamiento de un espécimen de prueba y en continuo el comportamiento de un perfil laminado, en el que se ve la reducción a causa de los esfuerzos residuales.

Las pruebas realizadas sobre esfuerzos residuales en perfiles laminados, presentan que el valor promedio del máximo esfuerzo residual a compresión ( $f_{cr}$ ) es aproximadamente:

$$f_{cr} = 0.3 f_y$$

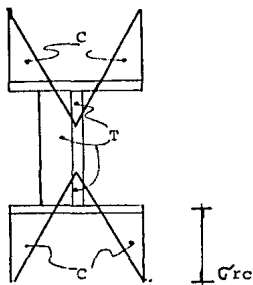


Fig.II10 Esfuerzos residuales en un perfil laminado en caliente.

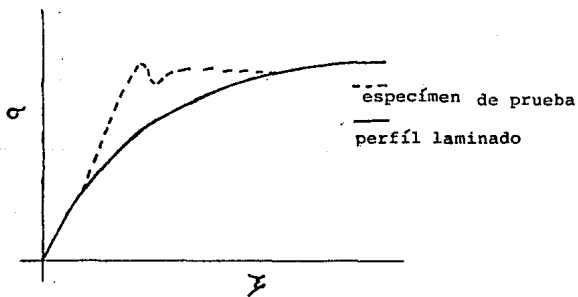


Fig II.11 Gráfico esfuerzo deformación (comparativo)

### II.3.7 Curvas de diseño.

Las curvas de diseño nos plantean el comportamiento de una columna dentro de los rangos elásticos e inelásticos respecto a la relación de esbeltez está dado por:

$$C_c = \frac{KL}{r} = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

Que para el acero A-36:

$$C_c = 123$$

Este valor nos marca cuando estamos dentro del rango elástico (Teoría de Euler) o fuera de él. Teoría del Módulo Tangente, donde el comportamiento difiere. También nos marca el planteamiento de columnas cortas y columnas largas.

### II.3.8 Pandeo Local.

Los elementos de placa de un perfil cargado a compresión pueden desarrollar ondulaciones, a estas se les conoce como Pandeo Local.

El esfuerzo crítico se calcula:

$$F_{cr} = \frac{K\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2}$$

Donde:

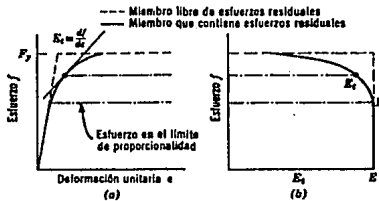
K = Constante que depende de la forma de soporte de los bordes de la relación entre longitud (a) y ancho (b) de la placa y de la naturaleza de la carga.

$\mu$  = Relación de Poisson.

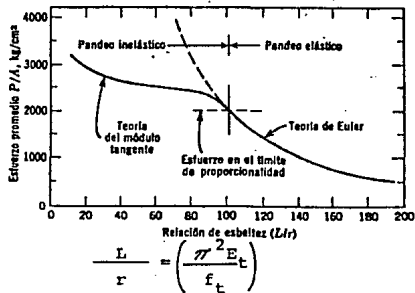
b = Longitud del borde cargado de la placa.

t = Espesor de la placa.

El valor mínimo para K es 4 y el error para todos los casos es menor del 10% y disminuye con el aumento de la relación de aspecto a/b; esta relación de aspecto nos puede dar el número de ondas longitudinales (m) por ejemplo:



Estos resultados sirven para calcular valores de  $L/r$  en función de  $E$ , y se obtiene la gráfica siguiente.



Este es el modelo matemático de Shaley.

Fig.II.9 Modelo matemático de Shaley.

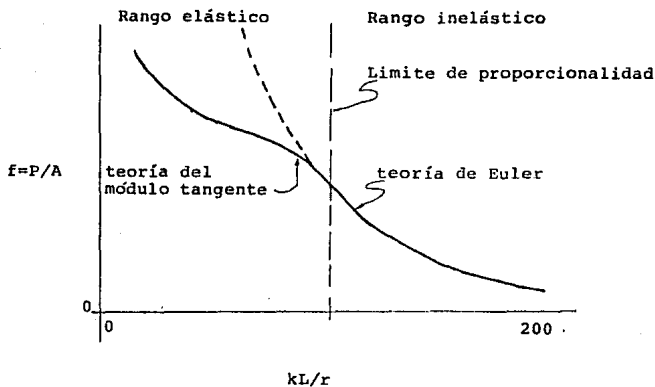


Fig II.12 Curvas de diseño.

$$a/b \geq \sqrt{2'} \cdot m=1$$

$$\sqrt{2'} > a/b \leq \sqrt{6'} ; m=2$$

Ya que no existen inversión de esfuerzos al iniciarse el pandeo la rigidez en el eje "x" es :

$$\frac{E_t t^3}{12(1-\mu^2)}$$

Y para el eje "y" es :

$$\frac{E t^3}{12(1-\mu^2)}$$

Esto plantea que la placa sea anisotrópica.

Fig. II.13

Si sustituimos E por  $EE_t$

$$EE_t = E \sqrt{r'}$$

Y

$$r' = E_t/E$$

Los esfuerzos críticos se pueden evaluar por medio de una relación de esbeltez equivalente.

$$(L/r)_{eq} = \frac{3.3 \sqrt[4]{r'}}{\sqrt{K}} \frac{b}{t}$$

e igualando al esfuerzo dado por la expresión:

$$F_{cr} = \left( \frac{\pi^2 E_t}{(L/r)^2} \right)$$

La solución se logra a base de tanteos.

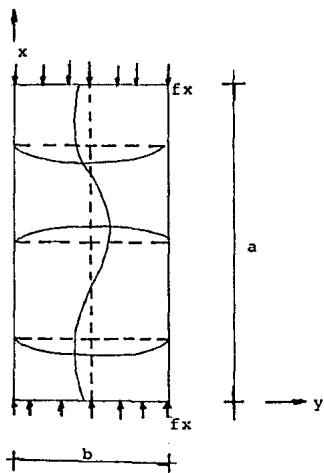


Fig.II.13 Pandeo local en una placa anisotrópica.



## II.3.9 Diseño.

En el tema II.3.7 hemos planteado el límite de proporcionalidad  $C_c$ , que es un discriminante para utilizar las fórmulas para el esfuerzo permisible a compresión que marcan tanto el -- IMCA como el AISC.

Cuando:

$$\frac{Kl}{r} < C_c$$

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{(Kl/r)^2}{2 C_c^2}\right) F_y}{\frac{5}{3} - \frac{3(Kl/r)}{8 C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8 C_c^3}}$$

$$\frac{Kl}{r} > C_c$$

$$F_a = \frac{12 \pi^2 E}{25 (Kl/r)^2}$$

Recordando que:

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}}$$

Para elementos secundarios y  $L/r > 120$ ;

$$F_a = \frac{F_a}{1.6 - \frac{L}{200r}}$$

Fa.- Calculado por las expresiones anteriores de acuerdo al caso.

En el área total de atezadores de trabes armadas de alma llena;

$$F_a = 0.60 F_y$$

En el alma de perfiles laminados en la unión de alma-patín (pandeo del alma por compresión debida a concentración de cargas);

$$F_a = 0.75 F_y$$

Donde,

Fa.- Esfuerzo permisible por carga axial de compresión.

## II.4 Miembros compuestos en compresión.

Cuando las cargas aplicadas a un elemento estructural no nos permite utilizar perfiles laminados, nos es necesario utilizar varios perfiles laminados unidos entre sí, para poder soportar las cargas aplicadas.

A estos elementos se les denomina columnas en celosía.

### II.4.1 Especificaciones.

En el diseño de columnas en celosía hay que tomar en cuenta las siguientes condiciones:

- Pandeo de la columna en conjunto.
- Pandeo de fluencia de los elementos constitutivos.
- Resistencia del entramado de la celosía.
- Distribución de la sección transversal.

#### II.4.1.2. Pandeo de la columna en conjunto.

Toda columna que se flexiona está sujeta a una fuerza constante  $V' = P \text{ sen } \theta$ , que reduce la resistencia al pandeo de la columna.

La resistencia al pandeo está expresada por:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \bar{E} (I/K^2)}{(L)^2} = \frac{\pi^2 \bar{E} I}{(KL)^2}$$

Donde:

$I/K^2$ .- Rigidez reducida de la columna.

$\bar{E}$  .- Módulo efectivo  $\approx E_c$ .

K .- Puede deducirse teóricamente y son de acuerdo a cada caso:  
Celosía sin placas de unión.

$$k = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{iL/r^2} \left( \frac{A}{A_d} \frac{l}{\text{Cos } \theta \text{ Sen }^2 \theta} + \frac{A}{A_b} \text{Tg } \theta \right)}$$

Donde:

- L.- Distancia entre extremos articulados de la columna.
- r.- Radio de giro de la sección total de la columna.
- A.- Area de la sección transversal de la columna.
- Ad.- Area de la sección transversal de los elementos de la celosía diagonal en un tablero.
- $\theta$ .- Angulo de inclinación de los elementos de la celosía con relación al eje longitudinal de los miembros.

Celosía con placas de unión únicamente:

$$k = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12(L/r)^2 \left( \frac{A}{A_d} \frac{ab}{r_b^2} - \frac{a^2}{r_z^2} \right)}}$$

- Ab.- Area de la sección transversal de la placa de unión.
- a.- Espaciamiento de las placas de unión.
- b.- Distancia entre centróides de segmentos principales.
- $r_b$ .- Radio de giro de la placa de unión.
- r.- Radio de giro del segmento principal con respecto a su propio eje centroidal.

Celosía con placas de unión.

$$k = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{12(L/r)^2 \left( \frac{A}{A_d} \frac{i}{\cos \theta \sin^2 \theta} + \frac{A}{A_d} T \theta \right)}}$$

Placas perforadas.

$$k = \sqrt{1 - \frac{\pi^2}{(L/r)^2 \left( \frac{a}{r_z} \right)^2}}$$

#### II.4.1.3. Pándeo o fluencia de los elementos constitutivos.

Para calcular los esfuerzos en cualquier punto de una columna con celosía se usara la teoría simple.

$$f = \frac{P}{A} + \frac{My}{I}$$

Donde:

M.- Calculado de acuerdo con lo planteado para una viga columna (tema IV).

I.- Momento de inercia de la sección neta.

A.- Area transversal de la sección neta.

Y el elemento que presente el mayor esfuerzo se diseñará como si fuera una columna independiente sin soporte lateral.

#### II.4.1.4. Resistencia del entramado transversal.

Aquí se analiza la capacidad para resistir cortante y está dado por la expresión:

$$\frac{V'}{P} = 0.64 \frac{r}{L} + 0.133 \frac{f_b}{E} \frac{L}{r}$$

Donde

$$V' = P \sin \theta \approx P \theta$$

En la práctica  $V'$  se considera como un porcentaje de  $P$ . Un valor común es 2%.

#### II.4.1.5 Distorsión de la sección transversal.

Se evita por medio de diafragmas o arriostamientos transversales. (Tema III.4).

#### II.4.2 Columnas compuestas unidas por conectores.

Aquí se analiza la columna por secciones en función del  $KL/r$  entre las distancias de los conectores para Pandeo local ya su vez debe revisarse la columna en su conjunto contra Pandeo General, por medio de las fórmulas y relaciones de esbeltez para diseño a compresión.

## DISEÑO DE MIEMBROS AISLADOS CARGADOS TRANSVERSALMENTE.

Los miembros de acero estructural cargados transversalmente son muy comunes en edificios, puentes, etc.

En la mayoría de los casos, la carga es aplicada en el plano del alma y genera una flexión sobre el eje de mayor inercia de la sección. En otras ocasiones la carga se aplica perpendicularmente al alma, sobre el eje de menor inercia de la sección.

En ambos casos se dice que la carga por el eje de cortante y se presenta flexión simple.

Cuando la carga no pasa por el eje de cortante se presenta un momento torcionante, que genera esfuerzos adicionales, aquí se presentan esfuerzos combinados de flexión y torsión.

### III.1 Flexión uniaxial en miembros simples.

#### III.1.1 Plastificación y momento plástico.

Ya se hizo mención sobre la plastificación y momento plástico en el tema I.4 (comportamiento elastoplástico del acero), pero sería recomendable recordar lo relativo a plastificación en flexión inelástica en vigas.

El caso más simple de flexión inelástica es la flexión plástica, la cual ocurre cuando el material es elastoplástico.

Los aceros estructurales pueden ser idealizados como materiales elastoplásticos, ya que poseen puntos de fluencia bien definidos a parte que presentan grandes deformaciones durante la fluencia.

Consideremos la siguiente viga de material elastoplástico sometida a flexión pura.

Fig. III.1.

Al ir aumentando los momentos flexionantes, sus distribuciones de esfuerzos son los siguientes.

Fig. III.2.

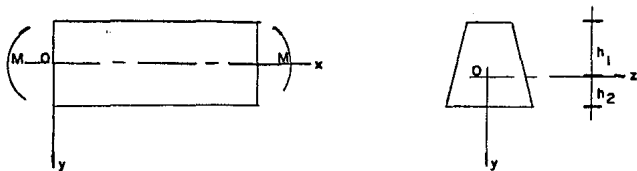


Fig. III.1 Flexión en vigas

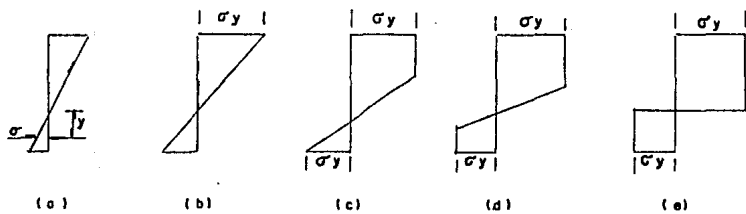


Fig. III.2 Distribución de esfuerzos

En (a) tenemos un comportamiento elástico con una relación lineal de esfuerzos. Para (b), ya se ha alcanzado el esfuerzo de fluencia ( $M_y$ ) que es :

$$M_y = \frac{\sigma_y I}{c} = \sigma_y S$$

Donde  $S$  es el menor de los módulos de sección.

En (c), se presenta la plastificación del material y en (d) se presenta la capacidad última de resistencia a flexión, ya que casi ha desaparecido el núcleo elástico y las deformaciones  $\epsilon_p$  son ya del orden de 10 a 15  $\epsilon_y$ . En (e) se presenta la idealización de la distribución de esfuerzos últimos y consiste en dos porciones rectangulares, a ésta distribución de esfuerzos se denomina momento flexionante plástico ( $M_p$ ), que es el momento máximo que puede soportar un elemento de material elastoplástico.

Para determinar el momento plástico, tenemos que se presentan esfuerzos por encima y debajo del eje neutro en compresión y tensión respectivamente iguales a Fig III.3.

Las fuerzas de tensión y compresión son:

$$T = \sigma_y A_2$$

$$C = \sigma_y A_1$$

Donde:

$A_2$  = Área de la sección por debajo del eje neutro.

$A_1$  = Área de la sección por encima del eje neutro.

Ya que se debe tener una fuerza igual a cero sobre la sección tenemos:

$$T - C = 0$$

o sea:

$$A_1 = A_2$$

Por lo tanto:



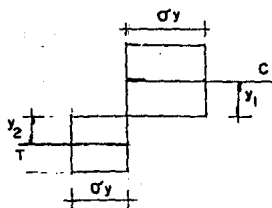


Fig. III.3 Esfuerzos de tensión y compresión por debajo y arriba del eje neutro.

$$A = A_1 + A_2$$

Y

$$A_1 = A_2 = A/2$$

Y se concluye que el eje neutro divide a la sección en dos áreas iguales.

Y el valor del momento plástico es:

$$M_p = T y_1 + C y_2$$

$y_1, y_2$ , son las distancias al punto de aplicación de la fuerza o los centroides de las áreas.

Sustituyendo a T y C por  $\sigma$  y  $A/2$ :

$$M_p = \frac{\sigma y A (y_1 + y_2)}{2}$$

Si planteamos.

$$Z = \frac{A (y_1 + y_2)}{2}$$

Donde Z es el módulo plástico de sección tenemos:

$$M_p = \sigma_y Z$$

### III.1.2 Factores de forma.

Para poder interpretar el valor estructural del momento plástico es necesario referirnos al valor de forma (f), que es la razón entre el momento plástico y el momento de fluencia de nuestro elemento:

$$f = \frac{M_p}{M_y}$$

Pero esta igualdad está en función de la sección transversal de nuestro elemento, por lo tanto:

$$f = \frac{z}{s}$$

Para una sección rectangular, tenemos:

$$M_p = \sigma_y \frac{bh^2}{4}$$

$$M_y = \sigma_y \frac{bh}{6}$$

y el valor del factor de forma es:

$$f = \frac{M_p}{M_y} = \frac{6}{4} = 1.5$$

Para una sección circular se tiene:

$$M_p = \sigma_y \frac{d^3}{6}$$

$$M_y = \sigma_y \frac{\pi d^3}{32}$$

$$f = \frac{16}{3\pi} = 1.7$$

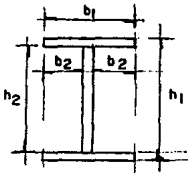
Para una sección I, se tiene:

$$M_p = \frac{\sigma_y}{4} (b_1 h_1^2 - b_2 h_2^2)$$

$$M_y = \frac{\sigma_y}{6h_1} (b_1 h_1^3 - b_2 h_2^2)$$

$$f = \frac{3}{2} h_1 \frac{(b_1 h_1^2 - b_2 h_2^2)}{b_1 h_1^3 - b_2 h_2^3}$$

Donde:



Los factores de forma para vigas I o perfiles estándares de vigas de patín ancho andan dentro del rango I.1 a I.2.

La forma fácil para calcular los factores de forma de perfiles es por medio de los módulos de sección plástico y elástico, los cuales están registrados en las ayudas de diseño o manuales de los fabricantes e institutos (Manual Monterrey, AICS, IMCA).

### III.1.3 Secciones Típicas.

Por secciones típicas debemos entender a los perfiles laminados y aquellos que se diseñan por medio de placas soldadas. La forma de especificar los tipos de perfiles está siendo normalizada ya que cada fabricante y los distintos manuales los plantean de distinta forma. Ya que el manual Monterrey no se edita, muchos Ingenieros usamos el manual del AISC o listados del fabricante, a pesar de que se intenta homogenizar las designaciones de los perfiles, se tiene que en la práctica se designa dos distintos perfiles de la misma forma. Un ejemplo de esto es el de los perfiles "I", ya que se toma muy comunmente la designación de IPR para perfiles soldados y los perfiles rectangulares laminados propiamente dichos.

El IMCA (Instituto Mexicano de la Construcción del Acero), presenta su manual de construcción y en él trata de normalizar la designación de los perfiles a parte de presentar las variaciones en dimensiones y variedad de los mismos, marcando los más comunes entre los fabricantes mexicanos. A continuación mencionaremos los distintos perfiles utilizados y fabricados comunmente y la designación que da el IMCA a los mismos.

#### Fig. III.4.

Angulo lados iguales, (LI), la designación será LI-XX donde el primer número será el de la dimensión del ángulo y el segundo el espesor.

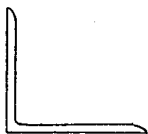
Angulo lados desiguales (LD), la designación será LD-XXX donde el primer número es el lado mayor, el segundo el lado corto y el tercero el espesor.

Perfil C estándar (CE), su designación es CE - X ( ), el número marca el peralte del perfil y entre paréntesis el peso por unidad de longitud (kg/m) del mismo.

Perfil I estándar (IE), su designación es IE-X ( ), el número el peralte del perfil y entre paréntesis el peso por unidad



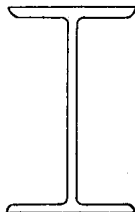
LI



LD

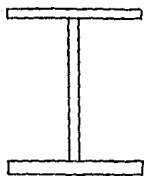


CE

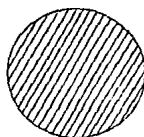


IE

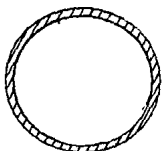
**Fig.III.4** Perfiles comerciales.



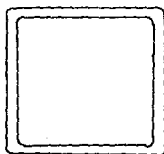
IS



OS

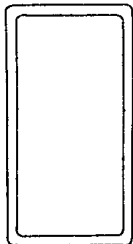


OC

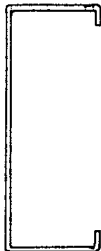


OR

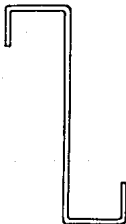
Fig. 4. Perfiles comerciales (continuación)



OR



CF



ZF

Fig.III.4 Perfiles comerciales. (continuación)

del mismo kg/m.

Perfil T Rectangular (TR), este perfil se obtiene cortando un perfil IR a la mitad de su peralte y su designación es TR-X ( ), es peralte por peso.

Perfil soldado (IS), este perfil se obtiene soldando placas y perfiles y su designación se da: (este perfil es un miembro compuesto ).

$$\frac{bf \times tf}{h \times tw}$$

bf Dimensión del patín.

tf Espesor del patín.

h Separación entre patines (alma)

tw Espesor del alma.

Redondo sólido liso (OS) se designa OS-X donde el número el el diámetro.

Tubo Circular (OC) , se designa OC-XX donde el primer número es el tamaño y el segundo el espesor.

Tubo Cuadrado (OR), su designación es OR-XX donde el primer número es el tamaño y el segundo el espesor.

Tubo Rectangular (OR), se designa OR-XXX el primer número es la dimensión mayor, el segundo la dimensión menor, y el tercero el espesor.

Perfil C formado en frío (CF), se designa CF-XX el primer número es el peralte y el segundo el calibre de la lámina que lo conforma.

Perfil Z formado en frío (ZF), se designa ZF-XX donde el primer valor es el peralte y el segundo es el calibre de la placa.

#### III.1.4 Secciones Compactas.

Para elementos que trabajan a flexión el manual del IMCA, los cataloga como secciones compactas y no compactas y los parámetros para ver si una sección es compacta o no lo es, son:  
IMCA I.5.1.4.

- 1.- Los patines estarán unidos continuamente al alma o almas.
- 2.- La relación ancho/espesor e de elementos no atezados del patín en compresión, no excederá de:



$$545 / \sqrt{F_y}$$

Definiendo el término; "elemento no atiezado del patín en compresión". IMCA I.9.1.1 -- " Los elementos en compresión no atiezados son aquéllos que tienen un borde libre paralelo a la dirección del esfuerzo de compresión ".

3.- La relación ancho/espesor de elementos atiezados del patín en compresión, no excederá:

$$1590 / \sqrt{F_y}$$

Definido en IMCA - I.9.2.1. " Los elementos en compresión -- atiezados son aquéllos que están soportados lateralmente a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección del esfuerzo de compresión ".

4.- La relación peralte/espesor del alma o almas, no excederá el valor dado por las fórmulas siguientes, según sea el caso:

$$\frac{d}{t} = \frac{5370}{\sqrt{F_y}} (1 - 3.74 f_a / F_y) ; \text{cuando } \frac{f_a}{F_y} \leq 0.16$$

$$\frac{d}{t} = \frac{2150}{\sqrt{F_y}} ; \text{cuando } \frac{f_a}{F_y} > 0.16$$

5.- La longitud entre soportes laterales del patín en compresión de miembros que no sean circulares o miembros en cajón, no excederá el valor de;

$$\frac{637b_f}{F_y} \quad \text{ni de} \quad \frac{1\,410\,000}{(d/A_f F_y)}$$

6.- La longitud entre soportes laterales del patín en compresión de miembros de cajón de sección transversal rectangular, cuyo peralte no es mayor de seis veces el ancho y cuyo espesor del patín no es mayor de dos veces el espesor del alma, no excederá el valor de:

$$[ 137,000 + 84,400 (M_1/M_2) ] (b/F_y)$$

Excepto que ésta no necesita ser menor de:

$$84400(b/F_y)$$

7.- La relación diámetro/espesor de secciones circulares huecas no excederá de:

$$232,000/F_y$$

Cuando una sección no cumple con los siete puntos anteriores se le denomina sección no compacta.

### III.1.5. Pandeo lateral torsional.

Al diseñar perfiles económicos para resistir esfuerzos de -- flexión, se tiene la costumbre de cargarlos sobre el eje principal de mayor momento de inercia. La relación que existe entre los momentos de inercia de los ejes principales es muy grande, lo que nos da una pobre resistencia a la tensión y flexión sobre el eje menor y si no se dá una satisfactoria alineación del elemento con los otros elementos de la construcción, puede ser inestable bajo carga. Esta inestabilidad se manifiesta como una flexión lateral acompañada de torsión y se denomina pandeo lateral o pandeo lateral torcional.

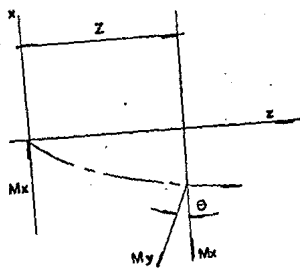
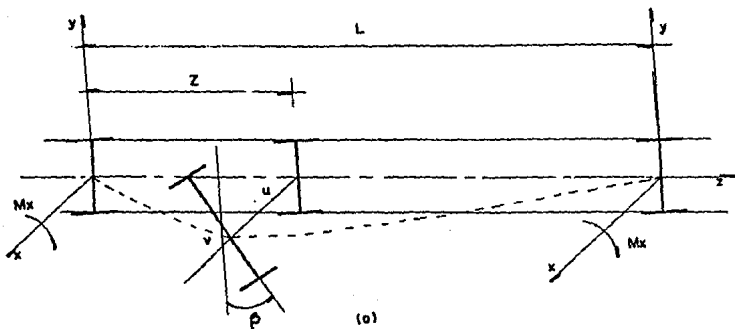
### III.1.6. Rango elástico e inelástico de pandeo lateral.

#### III.1.6.1. Rango elástico

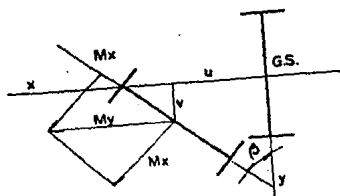
Para demostrar el rango elástico de pandeo lateral, tomaremos una viga I primática y doblemente simétrica con extremos libremente apoyados con respecto a los ejes "x" e "y", pero con rotación impedida alrededor del eje "z"; sometida a flexión pura en los extremos por los momentos "Mx", como se muestra.

Fig.III.5.

Analizando la figura tenemos que en el centro de gravedad (G) de la sección transversal un desplazamiento de valores "u" y "v" en la dirección de los ejes "x" e "y" respectivamente y una rota-



( b )



( c )

Fig. III.5 Pandeo lateral rango elástico.

ción sobre el eje "z". En la proyección sobre el plano "XZ" (fig b), los momentos  $M_x$  (externo) y  $Z$  (resistencia), se presentan en forma de vectores. Los componentes del momento resistente son  $M_x \cos \theta$  en el plano de la sección transversal y  $M_x \sin \theta$  en el plano normal al anterior.

Si solamente determinamos en valor de los momentos externos  $M_x$ , fuera del plano de flexión, de éstos los valores de  $u$ ,  $v$ ,  $\theta$ , se pueden considerar infinitesimales y podemos tomar  $\cos \theta = 1$  y  $\sin \theta = \text{Tg } \theta = du/dz$  para los componentes de momento en posición flexionada. En forma similar para el plano "XY" mostrado en fig.c, los componentes en las direcciones de los ejes principales en la posición deformada son  $M_x \cos \beta = M_x$  sobre el eje mayor y  $M_x \sin \beta = M_x \beta$  sobre el eje menor.

Las ecuaciones de equilibrio se establecen igualando los componentes de  $M_x$  a sus resistencias correspondientes ya que los desplazamientos son infinitesimales tenemos:

$$\frac{d^2 v}{dz^2} \quad \text{y} \quad \frac{d^2 u}{dz^2}$$

y las resistencias son:

$$E I_x \quad \frac{d^2 v}{dz^2} \quad (a)$$

$$E I_y \quad \frac{d^2 u}{dz^2} \quad (b)$$

Y la resistencia se tiene de la ecuación de la torsión,

$$T = GJ \frac{d\theta}{dz} - E C_w \frac{d^3 \theta}{dz^3}$$

Haciendo

$$T = M_x \frac{du}{dz}$$

Tenemos

$$GJ \frac{d\theta}{dz} - E C_w \frac{d^3 \theta}{dz^3} = M_x \frac{du}{dz} \quad (c)$$

En las ecuaciones (a) y (b) los signos son necesarios ya que las segundas derivadas son negativas.

La solución de éstas ecuaciones es:

- Ecuación (a), es independiente y se resuelve por el desplazamiento de  $v$ .

Las ecuaciones (b) y (c) son simultáneas, lo cual implica que  $u$  y  $v$  no pueden existir independientemente una de la otra. Su solución se da por reducción al derivar con respecto de  $z$  y eliminando  $d^2u/dz^2$  por medio de la ecuación b, y tenemos:

$$ECw \frac{d^4 \beta}{dz^4} - GJ \frac{d^2 \beta}{dz^2} - \frac{Mx^2}{Ely} \beta = 0$$

para su solución tenemos:

$$\beta = \beta_{L/2} \operatorname{Sen} \frac{\pi z}{L}$$

$\beta_{L/2}$ .-ángulo de torsión al centro del clero y es igual a cero es el extremo de la viga.

Ely  $\frac{d^2 u}{dz^2} = 0$ , en los extremos de la viga.

Esto restringe la tensión en los apoyos.

Pero tienen libertad de giro en los extremos sobre el eje "y", también tenemos que  $d^2 \beta / dz^2 = 0$  en los extremos y las secciones transversales extremas se alabean libremente.

De esta manera se satisfacen en las condiciones de frontera que establecieron nuestro sistema de ecuaciones.

Si sustituimos el resultado de (a) en la ecuación de solución de las ecuaciones simultáneas tenemos:

$$\left( \frac{\pi^4 ECw}{L^4} + \frac{\pi^2}{L^2} GJ - \frac{Mx^2}{Ely} \right) \beta_{L/2} \frac{\operatorname{Sen} \pi z}{L} = 0$$

Si  $\beta_{L/2} = 0$ , se satisface la ecuación y tanto  $\beta$  como  $u$  son cero para todos los puntos de la viga.

Otra solución es:

$$M_{xcr}^2 = \frac{\pi^2}{L^2} Ely GJ - \frac{\pi^4}{L^4} Ely ECw$$

Y esta ecuación nos da el valor de  $M_x$  para el cual inicia el pandeo lateral torsional, pero no da información con relación al comportamiento del postpandeo.

Si tomamos las condiciones de frontera apropiadas para eliminar las restricciones sobre alabeo y giro el eje  $y$ , podemos la ecuación anterior de la siguiente manera.

$$M_x^2_{cr} = C_b^2 \frac{\pi^2}{(KL)^2} E I_y G J + \frac{\pi^4}{(KL)^4} E I_y E C_w$$

donde:

$C_b$  = Coeficiente que depende de la variación del momento a lo largo del claro.

$K$  = coeficiente de longitud efectiva.

Y esta ecuación nos da el rango elástico de pandeo lateral torsional.

#### III.1.6.4 Rango inelástico.

Para analizar el rango inelástico de pandeo lateral torsional partimos de la ecuación que nos limita el rango elástico (vista en el tema anterior).

Las siguientes figuras nos muestra los esfuerzos de flexión en la sección transversal de una viga flexionada en el plano "yz". Fig. III.6.

En la figura "a" tenemos, al esfuerzo, en la fibra extrema igual al esfuerzo crítico que es mayor al límite de proporcionalidad:

$$F = F_{cr} > F_p$$

Y el desplazamiento ( $u$ ) al inicio del pandeo se presenta en la dirección positiva del eje "x", la flexión en el eje "y", genera tensiones en la zona "+ x" de los patines y compresión en la zona "-x" de las mismas.

En b se presenta los esfuerzos generados por un  $\Delta M > \Delta u$  y la

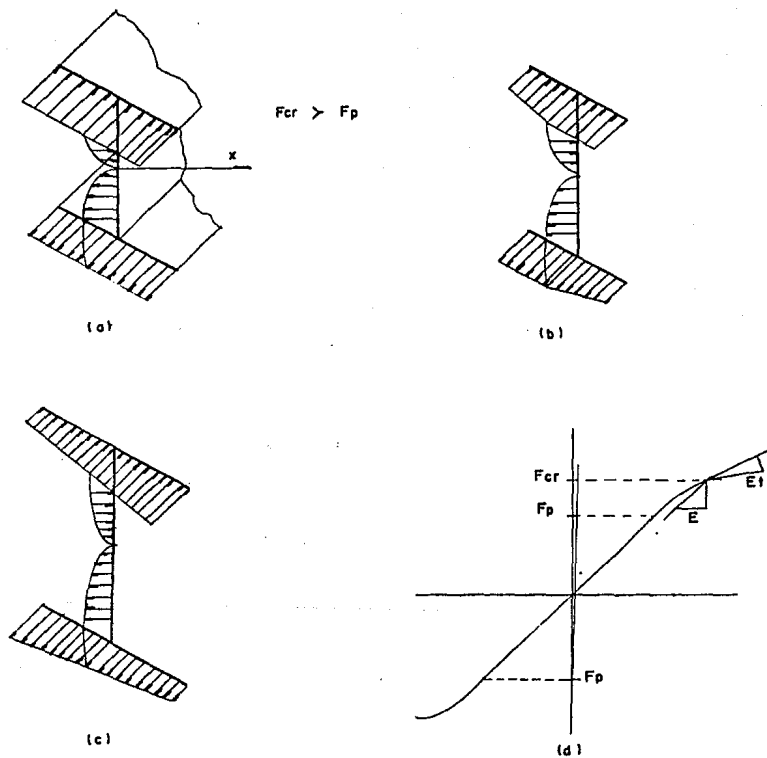


Fig. III.6 Pandeo lateral rango inelástico.

distribución de esfuerzos, está controlada por el módulo tangente  $E_t$  y decrece de acuerdo al módulo de Young  $E$ .

Fig. d.

En (c) se presenta un incremento de esfuerzos de primer orden y no se da la inversión de esfuerzo.

En las figuras "b" y "c" la rigidez a flexión  $EI_y$  toma los valores siguientes:

Fig. b;  $E_r I_y$ ;  $E_r$ , módulo doble o módulo reducido.

Fig. c;  $E_t I_y$ ;  $E_t$ , módulo tangente.

También hay que tomar en cuenta los efectos que ocasiona el desplazamiento producido por la torsión (Estos esfuerzos son de cortante y se denominan torsión de San Venant), y el alabeo no uniforme ocasiona flexión transversal de los patines.

La flexión transversal implica modificar la expresión  $EC_w$  por  $E_r C_w$  o  $E_t C_w$ , esto de acuerdo a las suposiciones para  $EI_y$ .

Con relación al esfuerzo cortante de San Venant, se superponen a cualquier esfuerzo cortante que se presente.

Pero por lo común éstos esfuerzos son mínimos en la sección transversal, a parte que el módulo de cortante que gobierna la torsión es prácticamente igual al módulo de torsión elástico, aún para esfuerzos axiales mayores al límite de proporcionalidad. Aunque es recomendable sustituirlo para facilitar la solución de la ecuación y estar dentro del rango de seguridad.

Por lo tanto la ecuación queda:

$$M \times Z_{cr}^2 = C_b^2 Z^2 \left( \frac{\pi^2}{(KL)^2} E I_y G J + \frac{\pi^4}{(KL)^4} E I_y E C_w \right)$$

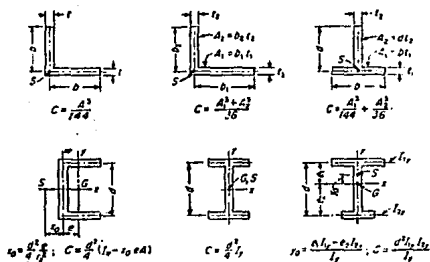
donde:

$$E_g / E = G_t / G$$

Ya que  $M_x$  y  $Z$  son interrelacionados la solución de esta ecuación se logra por tanteos.

Para facilitar la solución de la ecuación podemos usar el radio equivalente ( $r_{eq}$ ), que se obtiene igualando el esfuerzo crítico de flexión al esfuerzo crítico en el módulo tangente para la





### T.III.1: Valores de "C".

	$k_v^*$	$k_b$
1. Todos los bordes están libremente apoyados	4.5	21.5
2. Todos los bordes están empotrados	9.1	35.7

\* Para placas con relaciones de aspecto  $(a/b) \neq 1.0$ , los valores de  $k$ , se pueden aproximar para la condición 1 como  $4.8 + 3.6 (b/a)^2$ , y para la condición 2 como  $9.1 + 7 (b/a)^2$ .

### T.III.4 Valores de $k_v$ y $k_b$

columna y se tiene :

$$F_{cr}^2 = \frac{M_x^2}{S_x^2} = \left( \frac{\pi^2 E I}{(KL/r_{eq})^2} \right)^2$$

Si sustituimos  $M_x^2$  de nuestra ecuación en "a".

$$r_{eq} = C_b I_y / S_x \sqrt{C_w + 0.04 J (KL)^2}$$

Nuestro planteamiento esta dado para una carga "P" aplicada en el centro cortante, (S) y su uso es limitado ya que si la carga pasa por abajo de S genera un momento compensatorio que aumenta la resistencia al pandeo y si pasa por arriba de S, tiende a aumentar la torsión al pandearse la viga.

El efecto sobre el radio de giro equivalente se toma en cuenta en la siguiente ecuación:

$$r_{eq}^2 = C_b \frac{\sqrt{I_y}}{S_x} \left( C_1 g \sqrt{I_y} + \sqrt{(C_1 g \sqrt{I_y})^2 + C_w + 0.04 J (KL)^2} \right)$$

donde:

- g.- Distancia al centro de cortante ( + ) si está por abajo de S  
( - ) si está por arriba de S  
C<sub>1</sub>.- Se ve en la tabla T.III.1.

### III.1.6.3 Fórmulas simplificadas para pandeo lateral de vigas.

Otra forma de analizar el pandeo lateral, es el de despreciar el menor de los términos dentro del paréntesis rectangular de nuestra ecuación de pandeo lateral torsional.

a) Desechando el segundo término.

$$F_{cr} = M_x^2 = \frac{\pi^2 C_b}{KL} \sqrt{\frac{E I_y G J}{S_x}}$$

Para perfiles el espesor del alma es delgada en comparación con el espesor de los patines, se pueden obtener valores aproximados y simplificados por  $I_y$  y  $S_x$  considerando sólo los patines, así:

$$I_y = \frac{2tb^3}{12} = \frac{tb^3}{6} \quad J = \frac{2bt^3}{3} \quad S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{2bt(d/2)^2}{d/2}$$

- S.- btd.  
 b.- ancho del patín.  
 t.- espesor del patín.  
 d.- peralte de la viga.

Sustituyendo valores y utilizando  $E = 2 (1 + \mu) G$  con  $\mu = 0.25$  se obtiene:

$$F_{cr} = \frac{0.2177 \zeta E C_b}{KLd/A_f}$$

Donde:

$A_f = bt = \text{área del patín.}$

$E = 2,100 \text{ Tm/cm}^2.$

$$F_{cr} = \frac{20\,000 \zeta C_b}{KLd/A_f}$$

Caso b, desechando el primer término.

$$F_{cr} = \frac{M_{x_{cr}}}{S_x} = \zeta C_b \frac{\pi^2}{(KL)^2} \frac{E I_y E C_w}{S_x}$$

Si  $C_w = d^2 I_y/4$  y sustituyendo:

$$F_{cr} = \zeta C_b \frac{\pi^2 E}{(KL)^2} \frac{I_y d}{2 S_x}$$

$$\text{Si, } S_x = \frac{I_x}{d/2} = \frac{2A_f (d/2)^2}{d/2} \frac{I_w d^3/12}{d/2} = d \left( A_f + \frac{A_w}{6} \right)$$

Se obtiene:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \zeta E C_b}{(KL/r_y)^2}$$

Para  $E = 2,100 \text{ Tm/cm}^2$  se tiene:

$$F_{cr} = \frac{20\,720 \zeta C_b}{(KL/r_y)^2}$$

Donde:

$\zeta = 1$ , para esfuerzos por abajo del límite de proporcionalidad.

Por lo tanto:

$$M = F_b S \quad \text{ó} \quad S = \frac{M}{F_b}$$

Con relación a "S", el manual del IMCA y el AISC al igual que los catálogos de los fabricantes presentan las características de los perfiles más usuales, por lo tanto se selecciona un perfil para ver si resiste el momento y la otra forma es calcular el módulo de sección necesario y después seleccionar un perfil que satisfaga la necesidad. En el segundo sistema al buscar el perfil se puede seleccionar aquel que satisfaga tanto las necesidades de trabajo como las de economía y técnicas de habilitación y montaje.

Cabe hacer mención de que dentro de las cargas para el cálculo del momento máximo flexionante debe tomarse en cuenta el precio propio del perfil estructural que se va a utilizar para el elemento que se diseña.

### III.1.7. Fórmulas de diseño.

En temas anteriores se han presentado dos valores que no se han descrito totalmente y éstos son:

Cb.- Coeficiente de flexión.

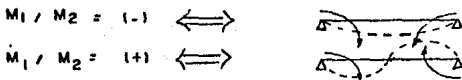
y se calcula

$$Cb.- 1.75 + 1.05 (M1/M2) + 0.3 (M1/M2)^2 \leq 2.3$$

Donde:

M1 es el menor y M2 el mayor de los momentos de flexión en los extremos de la longitud no arriostrada, tomados respecto al eje mayor del miembro, y esta relación M1/M2, es positiva cuando M1 y M2 tienen el mismo signo (flexión con curvatura doble), y negativa cuando estos tienen estos signos opuestos (flexión con curvatura simple). Cuando el momento de flexión en cualquier punto de la longitud no arriostrada, es mayor que en cualquiera de los extremos, el valor de Cb se tomará como la unidad.

Convención de signos.



Por otro lado los valores de  $C_b$  para casos especiales serán :

$C_b = 1$  si  $M_x > M_1$  y  $M_2$

$C_b = 1$  para vigas en voladizo.

$C_b = 1$  En marcos arriostrados sin translación de juntas.

El otro término es el  $F_b$  que es el esfuerzo permisible a flexión y será:

a) Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros compactos, laminados en caliente o armados (excepto vigas híbridas) cargados en el plano de su eje menor, simétricos con respecto a dicho eje, y que cumplan con los requisitos de la sección compacta.

$$F_b = 0.66 F_y$$

b) Los miembros (excepto vigas híbridas) que cumplan con los requisitos de sección compacta salvo que:

$$545 \sqrt{F_y} \leq b_f / 2 t_f \leq 797 / \sqrt{F_y}$$

$$F_b = F_y (0.79 - 0.000239 (b_f / 2 t_f) \sqrt{F_y})$$

c) Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros I o H, doblemente simétricas, que cumplan con los párrafos 1 y 2 de las secciones compactas y estén flexionadas con respecto a su eje menor; así como barras sólidas y cuadradas y redondas; secciones sólidas rectangulares flexionadas con respecto a su eje menor.

$$F_b = 0.75 F_y$$

d) Los miembros I o H doblemente simétrica, flexionadas con respecto a su eje menor (excepto vigas híbridas), que cumplan los requisitos de secciones compactas, salvo que:

$$F_b = F_y (1.075 - 0.000596 (b_f / 2t_f) \sqrt{F_y})$$

e) Las secciones tubulares rectangulares flexionadas en su eje menor, y que cumplan los requisitos de secciones compactas en sus párrafos 1,3 y 4 se diseñarán con :

$$F_b = 0.66 F_y$$

f) Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros en cajón a flexión cuyo patín de compresión o la relación ancho/espesor del alma no cumplan con los requisitos de sección compacta pero que cumplan la relación.

$$\text{Ancho/espesor} \quad 2000/\sqrt{F_y}; \quad F_b = 0.60 F_y$$

Para una sección en cajón, el pandeo lateral por torsión no necesita ser investigado cuando su peralte sea menor a seis veces su ancho. Cuando esto no se cumple, los requisitos para soporte lateral deberán ser determinados por un análisis especial.

g) En las fibras extremas de miembros a flexión, no incluidas en los puntos anteriores.

1.- Tensión:  $F_b = 0.60 F_y$

2.- Compresión:

a) Para miembros que cumplan los requisitos de ancho espesor (tema II.3.2), que tengan un eje de simetría en el plano del alma y que estén cargados en el plano de ésta y compresión en las fibras extremas de perfiles CE flexionadas con respecto a su eje mayor. Será el valor mayor calculado de las siguientes fórmulas. Cuando:

$$\sqrt{\frac{717 \times 10^4 C_b}{F_y}} \leq \frac{L}{r_T} \leq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

$$F_b = \left( \frac{2}{3} - \frac{F_y (L/r_T)^2}{1080 \times 10^5 C_b} \right) F_y \leq 0.6 F_y$$

Cuando:

$$\frac{L}{r_T} \geq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(L/r_T)^2}$$

Cuando el patín en compresión sea sólido y aproximadamente rectangular en la sección transversal y su área no sea menor que la del patín en tensión.

$$F_b = \frac{844 \times 10^3 C_b}{I_d / A_f}$$

Esta fórmula es aplicable en perfiles CE.

Donde:

$L$  = Distancia entre secciones transversales arriostradas para evitar el giro o desplazamiento lateral del patín en compresión, longitud real en cm.

$r_T$  = Radio del giro de una sección que comprende el patín en compresión más un tercio del área del alma en compresión en cm.

$A_f$  = Área del patín en compresión en  $\text{cm}^2$ .

$C_b$  = Factor de variación de momento.

b) Para miembros no incluidos en los puntos anteriores.

$$F_b = 0.60 F_y$$

Siempre que las secciones flexionadas con respecto a su eje mayor estén arriostradas lateralmente en la región del esfuerzo de compresión a intervalos no mayores de:

$$637 \text{ bf} / F_y$$

### III.2 Flexión uniaxial en miembros compuestos.

Los elementos estructurales que trabajan a esfuerzo de flexión y que se forman de varios perfiles, y/o placas se denominan miembros compuestos.

Se tienen casos muy particulares de estos miembros y son:

- a) Traves armadas de alma llena, es la conjunción de perfiles laminados y placas, formando una sección transversal I.
- b) Vigas híbridas, son en su sección transversal y método de fabricación iguales a las vigas formadas, con la diferencia de que el material de los patines es diferente al material usado en el alma, teniendo en cuenta que el área de los patines debe ser la misma en cualquier sección.
- c) Vigas compuestas (concreto - acero), estas consisten en elementos de acero (vigas o traves) que soportan una losa de concreto.

### III.2.1 Especificaciones.

#### III.2.1.1 Alma.

$$a) \quad \frac{b_f}{t_w} = \frac{984\ 000}{F_y(F_y + 1160)}$$

B) Cuando se usan atezadores transversales, con separaciones no mayores de una y media veces el peralte de la trabe o viga.

$$\frac{b_f}{t_w} = \frac{16\ 800}{F_y}$$

Donde:

- bf.- Ancho del patín de la trabe o viga.
- tw.- Espesor del alma.
- Fy.- Fluencia del patín a compresión.

#### III.2.1.2 Patines.

- a) El espesor de los patines salientes estará restringido por las relaciones ancho/espesor (Tema II.3.2) .
- b) Cubre placas.
- b.1) Cubreplacas para traves remachadas de alma llena; el área total de la sección de las cubreplacas no excederá al 70% del área total del patín.



b.2) Cubreplacas en traveses o vigas de alma llena. Se podrán usar placas empalmadas o cubreplacas para variar el espesor o ancho de los patines.

c) Desarrollo:

c.1) Los remaches, tornillos alta resistencia o soldadura que unen el patín al alma o las cubreplacas al patín, se diseñarán para resistir el cortante horizontal total resultante de las fuerzas que producen flexión en la viga.

c.2) Las cubreplacas de longitud parcial se prolongarán más allá del punto teórico de corte. Las conexiones que se utilicen estarán diseñadas para que desarrollen la parte de los esfuerzos de flexión correspondiente al cubreplacas en el punto teórico de corte.

### III.2.1.3 Reducción del esfuerzo en el patín.

Cuando la relación

$$\frac{h}{t} > \frac{6370}{F_b}$$

El esfuerzo de flexión máximo en el patín en compresión será:

$$F'_b \leq F_b \left( 1.0 - 0.0005 \left( \frac{A_w}{A_f} \right) \left( \frac{h}{t} - \frac{6370}{\sqrt{F_b}} \right) \right)$$

Donde:

$F_b$  .- Esfuerzo a flexión de acuerdo a III.1.8.

$F_w$  .- Área del alma ( $\text{cm}^2$ ).

$A_f$  .- Área del patín en compresión ( $\text{cm}^2$ ).

Se puede realizar esta unión por medio de remaches o soldadura.

a) Unión por medio de remaches. Deben ser capaces de resistir todos los esfuerzos que se generan sobre la trabe o viga.

b) Unión por medio de soldadura. Se puede hacer uso de dos métodos.

b.1) Soldadura continua, que permite tomar a el elemento como sección compacta.

b.1.1) Soldadura intermitente: se restringe a:

Patín de tensión el espaciamiento longitudinal libre no excederá de 24 veces el espesor de la placa más delgada o 30 cm. (12").

Patín de compresión, el espaciamiento longitudinal libre, no excederá de  $33.7 F_y$  veces el espesor de la placa más delgada o 30 cm. (12").

La longitud de los cordones será cuando menos 4 veces su tamaño nominal y no menor de 38 mm (1.5").

### III.2.2 Vigas Híbridas.

Una viga híbrida es aquella en que se usan dos distintos aceros en su fabricación. El acero que se usa para los patines será de mayor resistencia que el usado para el alma.

Mediante algunos estudios se ha demostrado que el alma de una trabe armada contribuye con una pequeña parte a la resistencia a la flexión y que su resistencia al cortante está basada a la relación  $h/t_w$ , se plantea la economía de usar un acero menos resistente en el alma de la trabe armada con respecto al acero utilizado en los patines. A este tipo de trabes trabes armadas se les denomina vigas híbridas.

La distribución de esfuerzos de una viga híbrida con acero de alta resistencia en los patines y un acero en el alma es la siguiente:

Fig. III.7.

En (a) vemos la sección transversal de la viga híbrida. En (b) y (c) se demuestra el inicio de la fluencia en el alma. Si incrementamos la carga hasta alcanzar la fluencia en los patines se obtienen las distribuciones de deformación unitaria y esfuerzos mostrados en (d) y (e), la distribución de momentos plásticos se muestra a continuación.

Fig. III.8.

En el punto (A) tenemos la fluencia del acero en el alma en el borde de la misma y su variación es lineal. En el punto (B) se presenta la fluencia del acero de los patines. Se puede notar que la curvatura entre el punto A al punto B es muy pequeña y la línea O a B puede tomarse como una recta. Después



Fig. III.7 Viga híbrida

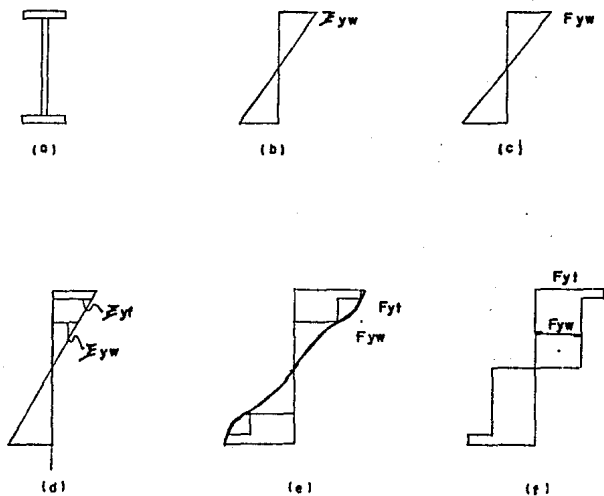
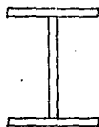
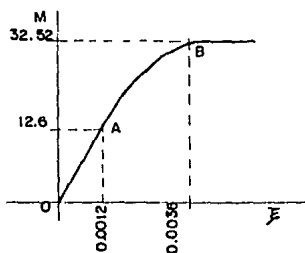


Fig. III 7 Distribución de esfuerzos de una viga híbrida.



Patines  
 $F_y = 7.03 \text{ T.m/cm}^2$   
 $t_f = 1/2''$   
 Alma  
 $F_y = 2.53 \text{ T.m/cm}^2$   
 $t_w = 1/4''$

Fig. III.B Variación de momentos plásticos de una viga híbrida.

de la fluencia de los patines el incremento de momento disminuye.

Podemos ver que el comportamiento por flexión de una viga híbrida es muy semejante al de una viga homogénea.

### III.2.2.1 Almas de traveses híbridas.

Para el diseño de las almas de traveses híbridas el AISC recomienda que estas se diseñen como campos de cortante y se utilizará la fórmula siguiente:

$$F_v = C_v \left( \frac{F_y}{2.55} \right) \quad \text{donde} \quad C_v = \frac{F_{vcr}}{F_{vy}}$$

Esta fórmula se verá detalladamente en III.4.4.3.

### III.2.2.2 Pandeo del patín en traveses híbridas.

El planteamiento de la diferencia de fluencias de los aceros utilizados para la formación de las traveses híbridas genera dos problemas en el diseño de los patines, el primero es el pandeo vertical del patín de compresión y el segundo es el pandeo lateral torsional.

Sobre el primero, las pruebas realizadas demuestran que la fluencia en la zona de compresión, no afecta significativamente la capacidad del alma para dar apoyo al patín de compresión, contra el pandeo vertical. El pandeo local del patín de compresión se controla por medio de las especificaciones de esbeltez que marcan las especificaciones que son:

IMCA	;	800/	$F_y \geq b / t_w$ ;	$F_y =$	$\text{Kg/cm}^2$
AISC	;	95/	$F_y \geq b / t_w$ ;	$F_y =$	$\text{Kips/in}^2$

Para el segundo planteamiento, se presenta la torsión de San Venant y el alabeo no uniforme; la resistencia de estos dos efectos está dada por los patines. Esto implica que el pandeo lateral torsional debería efectuarse ligeramente por la fluencia de la zona de compresión del alma. Pero el reporte del sub-comité 1 "ASCE-AASHO comité conjunto sobre diseño de miembros flexionados de vigas híbridas de acero de junio de 1968", estipula y recomienda que se considere solamente, solo la torsión de alabeo no uniforme, esto es hacer  $J = 0$  en la

ecuación del radio de giro equivalente para el análisis del pandeo lateral torsional.

También implica que en el diseño de vigas híbridas por especificación solo sea utilizadas las fórmulas para flexión (tema III.1.8. fórmulas del inciso g), en que el esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ) por utilizar será el de fluencia para el patín de compresión.

### III.2.3 Vigas compuesta (acero-concreto).

Podemos interpretar el término viga compuesta, como el elemento estructural que logra la interacción de una losa de concreto con un viga de acero.

Para lograr esta unión se necesita un dispositivo mecánico que es llamado conector de cortante.

En una viga compuesta encontramos que la losa de concreto hace el papel del patín de compresión y la sección de acero se encarga de la tensión, el conector de cortante tiene el doble papel de transmitir el cortante longitudinal y el de mantener unidos al concreto y el acero.

El AISC, plantea el diseño de éstos, en la capacidad de carga última de todo el conjunto, mientras que la AASHO basan su análisis en la teoría elástica.

#### III.2.3.1 Vigas Compuestas (IMCA).

El IMCA, las define:

"La Construcción compuesta consiste en vigas o trabes de acero que soportan una losa de concreto reforzado, interconectadas de manera que la viga y la losa actúan en conjunto para resistir la flexión".

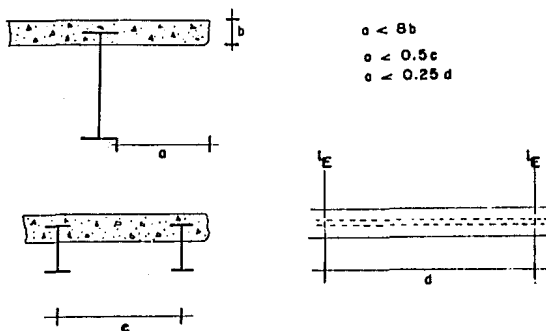
Para el dimensionamiento de la sección de compresión se tiene:

La losa que se extiende a ambos lados de la viga, el voladizo será:

- a) No mayor a la cuarta parte del claro de la viga.
- b) No mayor a la mitad de la separación de dos vigas contiguas

c) No mayor a ocho veces el espesor de la viga.

Fig. III.9.

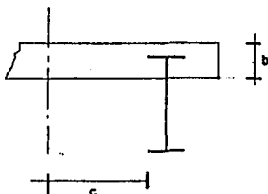


Losa que se extiende de un solo lado de la viga.

- a) No mayor a un doceavo del claro de la viga.  
 b) No mayor a seis veces el espesor de la losa.  
 c) Ni de la mitad de la separación de dos vigas.

Fig. III.10.

$$\begin{aligned}
 a &< 6b \\
 a &\leq 1/12c \\
 a &\leq 0.5d
 \end{aligned}$$



### III.2.3.2 Hipótesis de diseño.

Las hipótesis básicas para el análisis y diseño de vigas compuestas son:

- La losa de concreto está conectada continuamente a la viga de acero a todo lo largo de ésta.
- El deslizamiento del conector de cortante es directamente proporcional a la carga en el conector.
- Existe una distribución lineal de dos deformaciones unitarias a través del peralte del miembro.
- La losa y la viga no se separan verticalmente en ningún punto a lo largo de la viga.

### III.2.3.3 Especificaciones.

- Vigas embebidas en concreto. Estas son las que están cubiertas por el concreto con un espesor de 5 cm. en todos sus lados con armado de acero para evitar el desprendimiento del mismo. además el patín en contacto con la losa deberá estar a 3 cm. por encima del paño inferior y a 5 cm. por debajo del paño superior de la losa.

Este tipo de vigas debe soportar todas las cargas que se apliquen hasta que fragüe el concreto y tenga su resistencia de proyecto.

El esfuerzo máximo de flexión será  $0.66 F_y$ .

- Vigas compuestas con conectores de cortante. Los conectores se diseñarán de acuerdo al punto "d" de este tema.

El diseño se basará en base a la sección compuesta, sin exceder los esfuerzos permisibles dados en el tema III.1.8.

Las propiedades de la sección compuesta se basarán en la teoría elástica. En caso de que no se cumpla con la colocación de conectores de cortante el módulo de sección afectado será:

$$S_{ef} = S_s + \sqrt{\frac{V'h}{V_h}} (S - S_s) \dots \dots (1)$$



$V'h$  y  $V_h$  = Se definen en el punto d.

$S_s$  = Módulo de sección de la viga de acero respecto a su patín inferior.

$S_{tr}$  = Módulo de sección compuesta transformada referida al patín inferior, basado al ancho efectivo permitido al patín de concreto.

(tema III.2.3.1).

Sin apuntalamiento provisional el esfuerzo de la sección de acero se puede calcular, por medio del momento total producido por las cargas vivas y muertas usando  $S_{tr}$  siempre y cuando no exista el valor.

$$S_{tr} = (1.35 + 0.35 (ML / MD)) S_s \dots \dots (2)$$

ML = Momento producido por las cargas cuando el concreto alcanzó el 75% de su resistencia.

MD = Momento producido por las cargas antes de que el concreto alcance el 75% de su resistencia.

Para secciones sometidas a momento de flexión positiva el esfuerzo se calculará para el patín en tensión.

Para momentos de flexión negativa se calculará el esfuerzo para ambos patines.

c) Cortante en el apoyo, tanto en el alma como los conectores en el extremo de la viga se diseñarán para resistir el 100% de las cargas.

d) Conectores de cortante.

Los conectores de cortante son elementos encargados de transmitir el cortante horizontal total en el plano de unión entre la losa de concreto y la viga de acero. Estos deberán estar soldados a la viga y embebidos en la losa.

Para la acción compuesta total estando el concreto sometida a compresión por flexión, el cortante horizontal total por resistirse entre el punto de momento máximo y los puntos

Conector <sup>b</sup>	Resistencia a la compresión especificada del concreto $f'_c$ en kg/cm <sup>2</sup>		
	210	250	≥ 280
Perno de 13 mm de diám. x 50 mm, con gancho o cabeza	2 300	2 300	2 700
Perno de 16 mm de diám. x 65 mm, con gancho o cabeza	3 000	3 000	3 200
Perno de 19 mm de diám. x 70 mm, con gancho o cabeza	3 200	3 700	6 000
Perno de 22 mm de diám. x 90 mm, con gancho o cabeza	7 100	7 600	8 200
Perla CE de 70 x 6,10	770 w <sup>c</sup>	800 w <sup>c</sup>	890 w <sup>c</sup>
Perla CE de 102 x 8,04	820 w <sup>c</sup>	800 w <sup>c</sup>	970 w <sup>c</sup>
Perla CE de 127 x 9,97	870 w <sup>c</sup>	950 w <sup>c</sup>	1 000 w <sup>c</sup>

<sup>a</sup> Aplicable únicamente a conector hechos con agregados que cumplan con la Especificación ASTM C33.

<sup>b</sup> Las fuerzas cortantes horizontales permitidas tabuladas también pueden usarse para pernos más largos que los tabulados.

<sup>c</sup> w = longitud del perla CE en cm.

### T.III.2 Valores permisibles para conectores.

de momento nulo, será el menor de los obtenidos de las siguientes expresiones:

$$V_h = 0.85f'_c A_c / 2$$

$$(V_h = 0.85f'_c A_c / 2 = 1/2 A's F_{yr}) \dots \dots (3)$$

y

$$V_h = A_s F_y / 2 \dots \dots \dots (4)$$

Entre paréntesis la expresión cuando ha sido tomado en cuenta el esfuerzo longitudinal en el cálculo de la sección compuesta.

Ac.- Area real del patín efectivo de concreto.

As.- Area de la viga de acero.

A's.- Area del acero de refuerzo en compresión.

f'c.- Resistencia a la compresión especificada del concreto.

En vigas compuestas en que el acero longitudinal de refuerzo actúa conjuntamente con la viga en las regiones de "momento negativo", el cortante horizontal total resistido por los conectores será:

$$V_h = A_{sr} F_{yr} / 2 \dots \dots (5)$$

Asr.- Area del acero de refuerzo longitudinal.

Fyr.- Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del refuerzo longitudinal.

Para el cálculo del número de conectores se tiene la expresión.

$$V_h / q \dots \dots \dots (6)$$

q.- Carga permisible para un conector.

Esta carga se da en la tabla T.III.2.

V'h de la fórmula .1 será q veces el número de conectores localizados entre el momento máximo y el punto más cercano de momento nulo. Pero no menor del 25% del valor mínimo obtenido en las fórmulas (3) y (4).

Para el cálculo de deformaciones el momento de inercia efectivo se determina por:

$$I_{ef} = I_s + \sqrt{\frac{V'h}{Vh}} (I_{tr} - I_s)$$

$I_s$ .- Momento de inercia de la viga de acero.

$I_{tr}$ .- Momento de inercia de la sección compuesta transformada.

El número de conectores a cada lado del punto de momento máximo positivo y puntos de momento nulo, podrán distribuirse uniformemente siempre y cuando este número no sea menor al marcado por la expresión:

$$N_2 = \frac{N_1 \left( \frac{M\beta}{M_{max}} - 1 \right)}{\beta - 1}$$

$M$ .- Momento en un punto de carga concentrada ( $M < M_{máx.}$ )

$N_1$ .- Número de conectores requeridos de acuerdo a  $Vh/q$  o  $V'h/q$  para el espacio entre momento máximo y momento nulo.

$$\beta = \frac{S_{tr}}{S_s} \quad \text{o} \quad \frac{S_{ef}}{S_s}$$

$N_2$ .- Número de conectores requeridos entre el punto de momento por concentración de carga y momento nulo.

Para las dimensiones de los conectores nos restringimos a:

a) El diámetro no será mayor a 2.5 el espesor del patín al que se soldan a menos que estén colocadas al alma.

b) La separación centro de pernos conectores será:

Longitudinal, no mayor a 6 veces el diámetro.

Transversal, no mayor a 4 veces el diámetro, no excediendo de 8 veces el espesor de la losa.

El recubrimiento mínimo de concreto entre los pernos será de 2.5 cm.

### III.3 Flexión biaxial.

Cuando el plano de carga no coincida con un plano principal de la sección de la viga se presenta flexión en ambos planos.

Para secciones simétricas el cálculo del esfuerzo está dado por:

$$f = f_1 + f_2 = \frac{M_1}{S_1} + \frac{M_2}{S_2}$$

Para secciones asimétricas, el esfuerzo es:

$$f = \frac{M_1}{M_2} \left( 1 + \frac{M_2}{M_1} \frac{S_1}{S_2} \right)$$

Para diseño se tiene:

$$\frac{f_x}{F_{bx}} + \frac{f_y}{F_{by}} \leq 1.0$$

### III.3.1 Casos particulares.

Entre los elementos estructurales en que se presenta flexión biaxial, tenemos las traveses carril utilizadas para las vigas puente, las traveses de acero que se ven en las puntas de techumbres y las vigas-columnas que se encuentran en toda edificación. y de los cuales se mencionan más detalladamente en el tema de combinación de esfuerzos.

### III.4 Cortante.

El esfuerzo de cortante, sobre un elemento estructural puede ser causada, por flexión o por cargas concentradas que se aplican paralelas al plano de sección.

La expresión para calcular el esfuerzo cortante es:

$$f_v = \frac{VQ}{It}$$

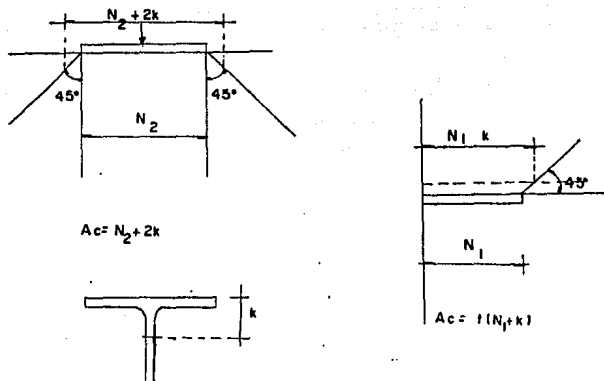
Donde:

t = Espesor del alma.

Q = Momento de primer orden respecto al eje neutro.

### III.4.1 Secciones Laminadas.

En secciones laminadas es necesario revisar el alma de la sección, para ver si resiste los esfuerzos de corte, aplastamiento y la combinación de flexión y cortante.



$A_c$  = área afectiva del talón en la zona de apoyo.  
 $N$  = distancia de apoyo.  
 $k$  = distancia de la raíz del talón.

Fig.III.11 Area del talón.

Como ya se vió en la introducción el esfuerzo máximo, el cual está aplicado en el eje neutro y éste es ligeramente mayor que el esfuerzo cortante promedio, que se calcula por medio de la expresión:

$$V / A_w$$

V.- Cortante

A<sub>w</sub>.- Area del alma

Pero debemos considerar el área efectiva del alma que es:

$$A_w = h_e t$$

t.- Espesor del alma.

h<sub>e</sub>.- Peralte efectivo del alma, que se mide de entre los ejes centroidales de los patines de la sección.

El IMCA y el AISC, estipulan que el esfuerzo el cortante permisible debe ser una fracción del esfuerzo de fluencia, y está marcado en :

$$F_v = 0.40 F_y$$

y en conexiones de extremos de vigas, donde el patín superior está cortado, y donde pueda ocurrir por cortante a lo largo del plano en que se encuentran sujetadores o cortantes en el plano de los sujetadores mástensión en un plano perpendicular el esfuerzo permisible o cortante será:

$$F_v = 0.30 F_u$$

F<sub>u</sub>.- Resistencia mínima a la ruptura por tensión.

La AASHO lo marca en un rango menor y es:

$$F_v = 0.33 F_y$$

Cuando se presentan concentración de cargas es necesario contra aplastamiento del talón del alma. Este esfuerzo está dado por la expresión:

$$f_c = P/A_c$$

Fig. III.11.

El IMCA, AISC establecen que el esfuerzo de aplastamiento permisible (f<sub>c</sub>) no excederá de :

$$F_a = 0.75 F_y$$

Mientras que la AASHO. marca que:

$$f_c = 0.75 F_v$$

Con respecto a la combinación de esfuerzos utilizamos el criterio de Henchy-Von Mises, que nos permite definir un factor de seguridad razonable ya que no se pueden determinar con exactitud los esfuerzos de su distribución ya que estas dependen del tipo de carga. La expresión para calcular el factor de seguridad es:

$$\left( f_x^2 + f_y^2 - f_x f_y + 3f_v^2 \right)^{1/2} = F_y / n$$

Donde:

n.- Factor de seguridad (que el más adecuado es 1.5).

f<sub>i</sub>.- Esfuerzos normales y cortantes.

#### III.4.2 Secciones Peraltada de almas esbeltas.

Generalmente las cargas de trabajo de una estructura nos obliga a diseñar traveses y vigas que resistan los esfuerzos de flexión que se origina y que los perfiles laminados no los soportan, por lo tanto se hacen (vigas y traveses) por medio de tres placas soldadas. Ya que, para contrarrestar la flexión se necesita un gran peralte, en el alma y no mucho espesor en la misma nos vemos en la necesidad de revisar a esta para que no se presente pandeo en ella.

##### III.4.3.1 Pandeo de placas cargadas en su plano medio.

Ya que las secciones que forman una viga o trabe son relativamente delgadas, que pueden sufrir una reducción significativa de su capacidad de carga si se permite que se presente el pandeo local. Por eso es necesario conocer el comportamiento de una placa delgada a diferentes condiciones de carga.

Si sometemos una placa rectangular a compresión uniforme, se pandeará cuando se alcance el esfuerzo crítico ( $f_{cr}$ ). Y su magnitud se puede calcular:

$$f_{cr} = \frac{C\pi^2 E_p}{(a/r)^2} = \frac{C\pi^2 E}{(2\pi \mu)^2} \frac{t^2}{a^2} \quad \text{----- (a)}$$



Fig. III.12.

Donde:

C.- Coeficiente que depende de las restricciones de los bordes y la relación a/b.

Ep.-  $E / (1-\mu^2)$  módulo de elasticidad.

.- Módulo de Poisson.

E.- Módulo elástico usual.

a.- Longitud de la placa.

r.- Radio de giro de la sección respecto al eje centroidal en el plano de la placa y es igual a  $t/\sqrt{12}$ .

t.- Espesor de la placa.

Para una placa delgada larga, apoyada libremente en sus cuatro bordes se pandeará en un cierto número de ondas cuya longitud será aproximadamente igual al ancho de la placa (b).

Fig. III.13.

Y la magnitud del esfuerzo de pandeo es más sensitiva a los cambios en el ancho (b) que en la longitud de la placa (a) y definimos nuevamente el esfuerzo crítico de pandeo como:

$$f_{cr} = \frac{C\pi^2 E}{12(1+\mu^2)} \left(\frac{t}{a}\right)^2 = \frac{K\pi^2 E}{12(1+\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 = K_c E \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (b)$$

Donde:

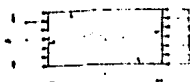
Kc.- Depende las restricciones de los bordes, la relación a/b y la relación de Poisson ( $\mu$ ).

Ver la tabla T. III.3.

El diseño estructural recomienda dimensionar las placas individuales de tal forma que evite el pandeo de la placa hasta que el esfuerzo crítico llegue al punto de afluencia, este esfuerzo se establece:

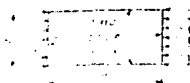
$$f_{cr} = K_c E (t/b)^2 \geq F_y \quad (c)$$

$$b/t \leq K_c E / F_y \quad (d)$$



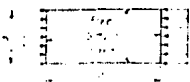
Case 1

$\nu$	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
$k$	27.0	17.2	8.43	6.21	5.11	4.54	4.20
$\nu$	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.51
$k$	1.11	1.08	1.01	1.11	1.25	1.47	1.69



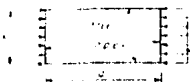
Case 2

$\nu$	0.1	0.3	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$k$	1.11	7.69	7.01	7.34	7.74	7.83	7.69



Case 3

$\nu$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
$k$	1.20	1.36	1.47	1.61	1.76	1.94	2.13
$\nu$	1.7	1.8	1.9	2.0	2.2	2.4	
$k$	1.31	1.41	1.46	1.58	1.75	1.97	



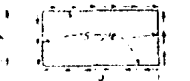
Case 4

$\nu$	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	1.8	2.0
$k$	1.30	1.41	1.48	1.57	1.65	1.75	1.85
$\nu$	2.5	3.0	4.0	5.0	for longer plates		
$k$	0.610	0.561	0.510	0.461	$= 0.456 + (0.04)\nu$		



Case 5

$\nu$	0.4	0.5	0.6	0.67	0.75
$k$	29.1	25.6	21.1	23.9	24.1
$\nu$	0.4	0.5	1.0	1.33	1.5
$k$	21.4	25.6	25.0	23.9	21.1



Case 6

$\nu$	1.0	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	$\infty$
$k$	0.4	0.9	1.3	1.7	0.8	0.6	0.1

These values are for short plates only. For long plates

### T.III.3

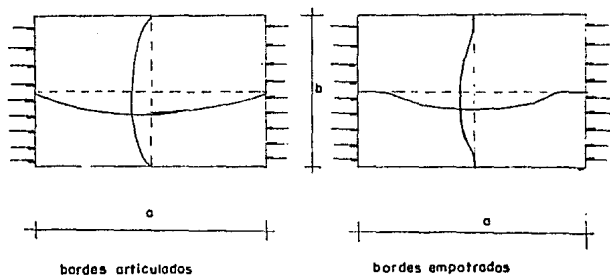
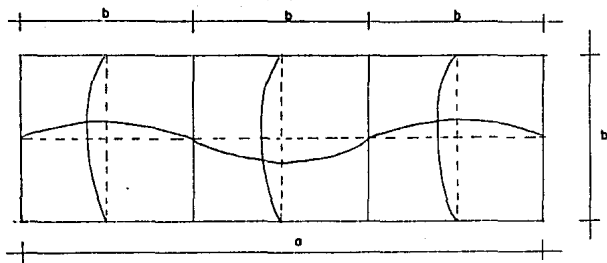


Fig. III.12 Pandeo de placa.



**Fig. III.13** Longitud de lo onda de pandeo.

Este planteamiento no es económico ya que la relación (b/t) decrece al mejorar  $F_y$ , por lo tanto es necesario un esfuerzo límite (fm) distinto de  $F_y$  y limitar b/t a:

$$b/t = \sqrt{K_c E / f_m}$$

Al limitar la relación (b/t), se presentan problemas por el comportamiento inelástico del acero que es influido por la manufactura y fabricación de la estructura (viga o trabe).

Fig. III.14.

Pandeo elástico inelástico de placas delgadas.

(a)  $0.7 \sqrt{\frac{K_c E}{F_y}}$

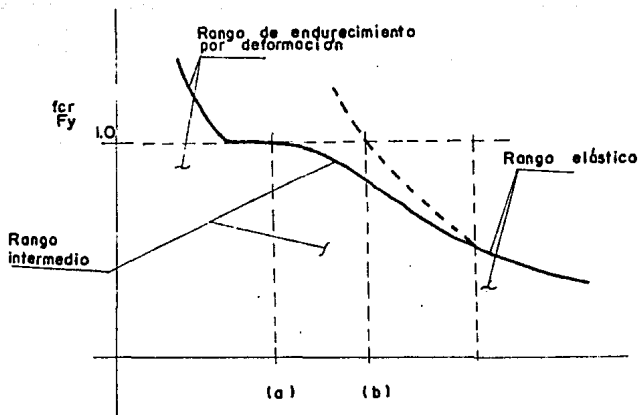
(b)  $\sqrt{\frac{K_c E}{F_y}}$

Este gráfico (generado por los resultados de pruebas) muestra tres rangos, elástico, endurecimiento por deformación y el rango intermedio. Para lograr un comportamiento estable y permitir que una placa rectangular sometida a compresión logre su resistencia de fluencia  $F_y$  Relación b/t no debe exceder de:

$$b/t \leq 0.7 \sqrt{K_c E / F_y}$$

El pandeo inelástico de placas cargadas a compresión puede presentarse a esfuerzos superiores al límite de proporcionalidad. Por medio de la fórmula (c) se puede valorar el esfuerzo crítico en el rango inelástico sustituyendo al módulo elástico (E) por el módulo efectivo ( $\bar{E}$ ). El módulo efectivo se obtiene:

$$\bar{E} = E_t \text{ ó } E = \sqrt{E E_t}$$



$$a = 0.7 \sqrt{K_c E / F_y'}$$

$$b = \sqrt{K_c E / F_y'}$$

Fig. III.14 Pandeo elástico e inelástico de placas delgadas.

El segundo valor se le considera con una mayor aproximación El valor de  $\bar{E}$  es una función de  $E_y$ ,  $f_{cr}/F_y$  y se puede obtener un valor aproximado de  $\bar{E}$  usando la siguiente curva:  
Fig. III.15.

El esfuerzo cortante es  $f_y = \frac{1}{\sqrt{3}} F_y$

El esfuerzo de pandeo está dado por:  
 $f_{vcr} = K_v E ( t/b )^2$

y

$$f_{bcr} = K_b E ( t/b )^2$$

$f_{vcr}$  y  $f_{bcr}$ .- Esfuerzos críticos de cortante y flexión respectivamente.

$K_v$  y  $K_b$ .- Coeficiente de cortante y flexión.

Ver tabla T.III.4.

Por combinación de esfuerzos cortantes, flexión y compresión por aplastamiento, que se presentan en puntos de concentración de carga el pandeo se puede aproximar con buena precisión por medio de un criterio empírico de interacción y la expresión analítica es:

$$\frac{f_c}{f_{c_{cr}}} + \left( \frac{f_b}{f_{b_{cr}}} \right)^2 + \left( \frac{f_v}{f_{v_{cr}}} \right)^2 \leq 1.0$$

Y su solución gráfica es dada en Fig. III.16.

#### III.4.4 Atiezadores.

Hay dos tipos de atiezadores:

- Atiezadores de carga, los cuales se colocan en los soportes y en puntas de concentración de cargas, para distribuir a todo el peralte del alma las carga aplicadas.
- Atiezadores de estabilidad, que pueden ser longitudinales o transversales, que son para evitar el pandeo del alma y/o incrementar su resistencia de post-pandeo.

##### III.4.4.1 Atiezadores de Carga.

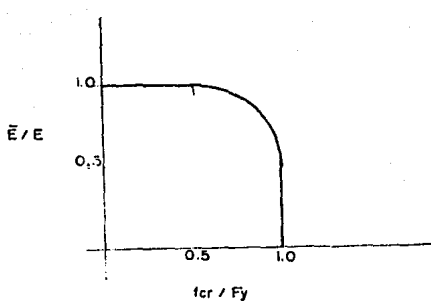
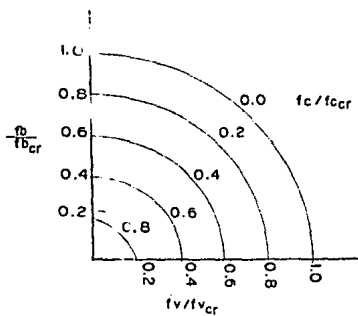
Fig.III.15 Curvatura para obtener  $\bar{E}$ 

Fig.III.16 Nomograma de la solución a la ecuación de combinación de esfuerzos.



El funcionamiento de los atiezadores es muy similar al de las columnas, pero por las variaciones de carga a lo largo de su altura y la correlación con el alma no se puede hacer un análisis detallado de las mismas.

Para el diseño de atiezadores en puntos de reacciones o concentración de cargas deberán colocarse simétricamente con respecto al alma y ser capaz de transmitir toda la carga al alma. En la conexión se puede suponer una distribución uniforme de la carga de cortante en el alma.

En su colocación es necesario un ajuste total contra los patines y el alma y extenderse todo lo posible hacia el borde de los patines.

#### III.4.4.2 Atiezadores de estabilidad.

La función general de estos atiezadores es la de dar rigidez lateral. Los atiezadores transversales incrementan la resistencia del alma al pandeo por cortante, mientras que los longitudinales al pandeo generado por flexión.

El AISC y el IMCA no han cubierto todavía por sus especificaciones los atiezadores longitudinales, ya que no se han establecido las contribuciones de los mismos a la resistencia de post-pandeo y la capacidad última con referencia a combinación de cortante y flexión.

Hay que tomar en cuenta que AASHO establece normas de utilización para los atiezadores longitudinales, partiendo de estudios analíticos. Aunque la experiencia en la ingeniería de estructuras metálicas, utiliza un atiezador localizado a:

$$0.2 h$$

h.- peralte del patín de compresión y en posible otras distribuciones de atiezadores en traves de más de 3.0 m de peralte.

Para la fabricación de atiezadores son generalmente usados los ángulos si la conexión es remachada y placas si es soldada. En traves sometidas a cargas repetidas, se recomienda no soldar el atiezador al patín de tensión para evitar la fatiga del material y la soldadura debe ser continua.

#### 11.4.4.3 Especificaciones.

Las especificaciones del IMCA ( 1.10.5 ), estipulan que se pongan atiezadores de carga en todos los puntos de donde haya concentración de esfuerzos. Tendrán contacto con los patines de las vigas o trabes para recibir sus cargas y llegar casi al borde de los mismos. Se diseñarán como columnas y se supone que la sección de la columna constará de los atiezadores y una franja del alma de 25 veces su espesor si están en la zona interior y de 12 si se localizan en el exterior de la viga o trabe.

No se usan atiezadores cuando el cortante promedio máximo  $f_v$  sea menor a:

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} (C_v) \leq 0.4 F_y \quad (1)$$

Donde:

$$C_v = \frac{3 \cdot 60 \, 000 \cdot k}{F_y (h/t)^2} \quad , \text{ cuando } C_v \leq 0.8$$

$$C_v = \frac{1590}{h \cdot t} \sqrt{\frac{k}{F_y}} \quad , \text{ cuando } C_v > 0.8$$

$$k = 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \quad , \text{ cuando } a/h \leq 1.0$$

$$k = 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} \quad , \text{ cuando } a/h > 1.0$$

t = Espesor del alma.

h = Peralte libre entre patines.

a = Distancia libre entre atiezadores transversales.

Si la relación  $h/t$  es menor a 260 no serán necesarios los atiezadores. Se colocarán atiezadores intermedios si  $h/t$  no es mayor de  $260 / (h/t)^2$ , ni de 3.0 y  $C_v \leq 1$ , se podrá usar el esfuerzo o cortante permisible de la siguiente expresión:

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} \left[ C_v - \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 - (a/b)^2}} \right] \leq 0.4 F_y \quad (2)$$

Esta expresión no será utilizada para vigas híbridas.

Cuando se requiera atiezadores el esfuerzo cortante no excederá el  $F_v$  de la expresión (1) y (2) y la relación  $a/h$  no excederá a  $[260 / (h/t)^2]$  y 3.0.

En vigas o traveses diseñadas sobre la base de campo de tensión los tableros, los tableros con agujeros y los tableros adyacentes a estos, tendrán los atiezadores separados a una distancia tal - que el  $f_v$  será menor al valor dado por la expresión (1).

El momento de inercia de los atiezadores con referencia a un eje en el plano del alma no será menor de:

$$(h/50)^4$$

El área de la sección transversal de los atiezadores de --- acuerdo a las indicaciones para la expresión (2), será igual o ma yor a la expresión:

$$A_{st} = \frac{I - C_v}{2} \left[ \frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1 - (a/h)^2}} \right] Y D n t \quad (3)$$

Donde;

Y.- Cociente entre los esfuerzos de fluencia de los aceros del al ma y los atiezadores.

D= 1.0, para un par de atiezadores.

= 1.8, atiezadores formados por ángulos.

= 2.4, atiezadores formados por placas.

Cuando el esfuerzo cortante máximo ( $f_v$ ) de un tablero sea menor al permitido por la expresión (2), el área podrá reducirse en igual proporción. Cuando se requieran atiezadores intermedios la fuerza cortante total no será menor a:

$$f_{vs} = h \sqrt{(F_y / 1400)}^{3.7}$$

en  $Kg/cm^2$

Las soldaduras o remaches de conexión serán diseñadas para transmitir toda la carga o reacción como mínimo. La distancia entre soldadura de los atiezadores y la del alma/patín será de 4 a 6 veces el espesor del alma.

### III.4.5 Resistencia Post-pandeo.

El pandeo de la placa, no implica el colapso de la estructura ya que, las franjas unidas a los patines están restringidas y son capaces de soportar la carga adicional aproximadamente hasta el esfuerzo de fluencia del material.

Al ser cargada el alma de una trabe se presentan tres etapas.

La primera; el esfuerzo cortante es menor a el esfuerzo de pandeo por cortante.

$$fv < fvcr$$

El alma no se pandea a la distribución de esfuerzos está definida por la teoría simple de vigas.

Y para evaluar a  $fvcr$  es necesario tomar en cuenta los esfuerzos de flexión del alma. Pero es común para una primera aproximación despreciarlos y suponer que el alma resiste esfuerzo cortante pero caracterizado por esfuerzos principales de tensión y compresión iguales y que actúan en diagonales a  $45^\circ$  con el eje de la viga, y la expresión para valuar el esfuerzo crítico es:

$$fvcr = Kv E \left( \frac{t}{b} \right)^2$$

Y aún cuando se pase del esfuerzo de pandeo crítico la trabe no se colapsará y podrá resistir carga adicional, debiéndose esto a la acción del campo de tensión.

Fig. III.17.b.

La segunda etapa, se basa en el campo de tensión parcial, que consiste en resistir el incremento de carga en base a la acción convencional de viga y a la acción del campo de tensión

La tercera etapa se desarrolla a medida de que la trabe se aproxime a su capacidad última y el alma de la trabe empieza a fluir.

La distribución de esfuerzos y los mecanismos de falla son influenciados por los esfuerzos secundarios las deformaciones en los patines y atezadores.

Los mecanismos de resistencia de post-pandeo del alma de las trabes se dan a partir del inicio del campo de tensión parcial. Estos mecanismos se dan a partir del inicio del pandeo el cual presenta esfuerzos principales  $f_1$  y  $f_2$ .

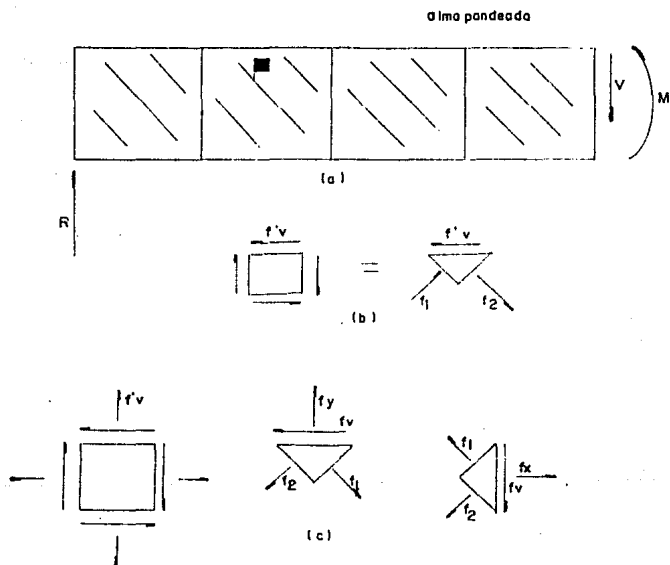


Fig. III.17 Esfuerzos en el alma producidos por el campo de tensión

$$f_1 = f_2 = f'v = V_1 / ht$$

Donde:

$f_1$  = Esfuerzo principal de tensión.

$f_2$  = Esfuerzo principal de compresión.

El pandeo ocurre cuando:

$$fv = fv_{cr}$$

bajo una carga total igual a:

$$Vcr = fv_{cr} ht$$

Quando el pandeo se inicia y conforme al cortante se incrementa el esfuerzo principal de compresión se iguala al esfuerzo de cortante crítico y ya no aumenta, mientras que el esfuerzo de tensión sigue incrementándose y produciendo esfuerzos verticales y horizontales que generan el campo de tensión (Fig.III .17). Si  $\alpha$  es el ángulo de los esfuerzos principales,  $f_2 = fv_{cr}$  y utilizando condiciones de equilibrio se obtiene:

$$fv = (f_1 + f_2) \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha \quad (a)$$

$$f_1 = \frac{fv}{\operatorname{sen} \alpha \cos \alpha} - f_2 \quad (b)$$

$$f_2 = fv_{cr} \quad (c)$$

$$fx = fv \cot \alpha - fv_{cr} \quad (d)$$

$$fy = fv \operatorname{tg} \alpha - fv_{cr} \quad (e)$$

Los esfuerzos del campo de tensión  $fx$  y  $fy$ , tienden a jalar a los patines y los atezadores. Pero los patines se mantienen en su lugar por causa de los atezadores y a su vez éstos se mantienen en su lugar a causa de los patines. Y las cargas de las uniones del alma y de los atezadores con los patines se incrementan como resultado de la tensión diagonal. Los tipos de falla que se pueden presentar son dos: Ruptura por cortante, (el cual se presenta generalmente en traveses remachados) y ruptura por tensión diagonal.

Para una trabe remachada la resistencia de ruptura por cortante ( $V_{su}$ ) se define por:

$$V_{su} = f_{r_u} h t = K_r \left( \frac{1 - d_r}{p r} \right) \quad (1)$$

$f_{r_u}$  = Esfuerzo efectivo a la ruptura.

$f_{s_u}$  = Resistencia última al cortante.

$d_r$  = diámetro del remache.

$p$  = paso del remache.

$K_r$  = factor de concentración de esfuerzos para el remache que varía de 0.85 a 0.95.

La ruptura por tensión diagonal se da cuando:

$$f \text{ máx} = f_t$$

$f \text{ máx}$  = Esfuerzo máximo de tensión.

$f_t$  = Resistencia a tensión del material.

$$f \text{ máx} = k f_1$$

$k$  = factor de concentración de esfuerzos.

Cuando:

$$k f_1 = f_t$$

y

$$f_1 = f_t / k$$

La ruptura por tensión ocurre con  $V_{tu}$  igual a:

$$V_{tu} = f_v h t = (f_t / k) f_{v_{cr}} h t \sin \alpha \cos \alpha \quad (2)$$

$k$  es una variable en función del tipo de unión alma y patín (soldada o remachada) y de las deformaciones del alma, patines y atiezadores,  $\alpha$  depende de las deformaciones del alma patines y atiezadores y de la relación del esfuerzo de pandeo al cortante y el esfuerzo cortante aplicado.

$$r = \frac{f_v c_r}{f_v}$$

Se puede calcular  $\alpha$  si lo relacionamos con "r" y el coeficiente numérico  $\eta$ , característico de las dimensiones de la trabe.

$$(\eta + 1) \tan^2 \alpha - r(\eta + 1) \tan^3 \alpha + r \tan \alpha - 1 = 0 \quad (3)$$

Donde:

$$\eta = \frac{bt}{As} \left[ 1 - \left( \frac{l}{l_{fc}} - \frac{l}{l_{ft}} \right) \frac{b As}{720h} \right]$$

y

As.- Area efectiva del atieizador.

$I_{fc}$  e  $I_{ft}$  = Omomento de inercia del patín a compresión y tensión respectivamente.

b = Separación de atieizadores.

h = Peralte.

Así:

$$I_{fc} = I_{ft} = I_f$$

$$\eta = \frac{bt}{As} \left( 1 + \frac{b^3 As}{360 l_f h} \right)$$

Otra solución se obtiene suponiendo que la capacidad última de cortante  $V_u$  es:

$$V_u = V_{cr} + V_t$$

Donde;  $V_t$  es la capacidad del campo de tensión pura para  $V_{cr} = 0$ ; con  $k = 1.0$  y  $f_v cr = 0$ .

$$\text{Donde: } V_t = (f_t \text{ sen } \alpha \text{ cos } \alpha) h t = f_{vt} h t \quad (4)$$

$f_{vt}$  = Es el componente de esfuerzo del campo de tensión diagonal definida por un criterio aproximado de fluencia, como sigue:

$$\frac{f_t}{F_y} + \frac{f_v cr}{F_{vy}} = 1.0$$

Si:

$$\frac{f_v cr}{F_{vy}} = C_v$$

Tenemos que el esfuerzo del campo de tensión es:

$$f_t = (1 - C_v) F_y$$

El ángulo de esfuerzos principales " $\alpha$ " se aproxima como:



$$\text{Sen } 2\alpha = \frac{h}{\sqrt{a^2 + h^2}} = \frac{l}{\sqrt{l^2 + R^2}}$$

Donde:

a.- Separación de atiesadores.

R.- a/h

Por lo tanto, la contribución del campo de tensión a la capacidad al cortante es.

$$V_t = t_v h t = [(1 - C_v) F_y h t] \left[ \frac{1}{\sqrt{2} \sqrt{1 - R^2}} \right] \quad (15)$$

La resistencia al post-pandeo de almas de traveses generada por el campo de tensión diagonal genera una disminución en su rigidez que incrementan las deflexiones de la trabe.

### III.5 Especificaciones y diseño.

#### III.5.1 Especificaciones.

Las especificaciones para el diseño de elementos estructurales a flexión y cortante han sido mencionadas en los puntos anteriores, hay que recalcar que todas estas especificaciones están en base a las normas del IMCA y del AISC, las cuales están basadas en el análisis elástico con interacciones del comportamiento plástico del acero y que el nuevo reglamento de construcciones del D.D.F. plantea la solución de estructuras metálicas partiendo del análisis plástico correlacionado con el comportamiento elástico del acero. El análisis se presentará en el tema VI.

#### Diseño general.

En este punto mencionaremos puntos de vista para la selección óptima del elemento a flexión y cortante por utilizar. Planteamientos como de la flecha permitida, diseño por peralte óptimo y el de la configuración del diagrama de momentos en la configuración del alma de la viga (vigas acarteladas) entre --

otros, para que el estudiante tenga opción en la forma de trabajar el acero y aprenda a optimizar sus diseños a flexión.

### III,5.1.1 Selecciones entre vigas laminadas y travesaños armados.

Ya que las vigas laminadas se encuentran disponibles en dimensiones estándar, hay ocasiones en que no son económicas y se debe optar por una trabe laminada. Pero cuando es viable utilizar una u otra, ya que una trabe armada puede construirse para un propósito establecido, pero se debe tomar en cuenta los costos de fabricación.

En México contamos con otro inconveniente ya que el manual IMCA nos presenta una grave variedad de perfiles laminados, pero no son fabricados todos y sólo se pueden obtener por pedido. Esto implica hacer un análisis de costos entre una trabe y el solicitar una fabricación especial para su equivalente a las aceras.

Regresando a materia se puede hacer un discriminante en base a la longitud del claro a salvar, dejando las vigas laminadas para claros menores a 9.00 m. y las travesaños armados para claros mayores de 20.00 m. ( en México tenemos que tomar en cuenta también la longitud comercial de la viga laminada), en el intermedio se debe ver que es más económico, entre diseñar una trabe armada o el colocar entre placas a una viga laminada.

Otro punto de separación en el módulo de sección, en el cual se denota que para elementos con módulo de sección menor a  $8200 \text{ cm}^3$  se puede tomar una viga laminada y para mayores de  $18\ 000 \text{ cm}^3$  una trabe armada. También aquí hay que tomar en cuenta las consideraciones del párrafo anterior.

Parámetros de selección.

Tipo de elemento	Long.	Módulo de sección.
Viga laminada	<9.00 m.	< $8\ 200 \text{ cm}^3$
Trabe armada	>20.00 m.	> $18\ 000 \text{ cm}^3$

### III.5.2 Dimensionamiento de traveses armados.

En el diseño de una trabe armada para resistir un momento flexionante (M) dada la solución inmediata es el de tener un gran brazo para resistir a M, y ya que el área del alma se encarga de resistir al cortante (V), es fácil decir que la solución es una trabe de alma peraltada y espesor mínimo, pero este tipo de almas son fáciles de pandearse a bajos esfuerzos.

Para dimensionar una trabe armada, es necesario primero calcular el espesor del alma (t). Si tenemos libertad en el dimensionamiento del peralte (h<sub>o</sub>) del alma y conocemos el esfuerzo cortante (F<sub>v</sub>), el espesor t se calcula:

$$t = \frac{V}{F_v h_o}$$

El valor de t, se ajustará a convenciones prácticas. Esto es un espesor no comercial o el que requiera demasiados atornilladores.

El siguiente paso es calcular el área equivalente de los patines (A<sub>e</sub>), y se calcula en base a la expresión:

$$M = f_e A_e h_e$$

f<sub>e</sub>.- Esfuerzo permisible en el centroide del patín.

h<sub>e</sub>.- Peralte efectivo de los patines ( medido a ejes centroides)

Por lo tanto A<sub>e</sub> es :

$$A_e = \frac{M}{f_e h_e}$$

A<sub>e</sub> es el área de los patines y hay que tomar en cuenta las reducciones para los remaches, si la trabe es remachada. Y el momento resistente del alma está dado por la expresión:

$$\bar{M}_w = \frac{f_w}{2} \frac{A_w}{3} \frac{2h_w}{3} = \frac{1}{6} f_w h_w A_w = k' f_e h_e A_w$$

Donde:

A<sub>w</sub>.- Área del alma.

f<sub>w</sub>.- Esfuerzo en la fibra extrema del alma.

h<sub>e</sub>.- Peralte efectivo.

k'.- Valor que varía de un sexto a un octavo (se recomienda 1/6)

Por lo tanto el área requerida para cada patín es:

$$A_f = A_e - (A_w/6)$$

### III. 5.3 Peralte óptimo de traveses.

El peralte óptimo está basado en planteamientos económicos y puede servir como una guía para el diseño de una trabe.

El peralte óptimo depende de factores como tipo de trabe, relación cortante a momento flexionante, etc. los cuales afectan las proporciones de materiales a usar.

Para su cálculo se plantean expresiones basadas en el momento resistente requerido (M). Y definiendo las expresiones que se vinculan a la fórmulas de M a utilizar, tenemos:

$\bar{A}_f$ .- Área total promedio del patín .-  $C_1 A_f$

$\bar{A}_w$ .- Área total promedio del alma.-  $C_2 ht$

h.- Peralte de la trabe.

t.- Espesor del alma ( se supone constante ).

$A_n$ .- Área neta del alma en el punto de momento máximo.-  $C_3 ht$

M.- Momento máximo de diseño ( kg - cm )

$C_4 h$ .- Distancia entre centroides de patines.

$C_4 F$ .- Esfuerzo permisible en los centroides de los patines.

Área neta de patines.

$$A_n = A_e - \frac{A_w}{6} = \frac{M}{C_4^2 h F} - C_3 \frac{ht}{6}$$

Área promedio de la sección transversal.

$$A_g = 2C_1 A_n + C_2 ht = 2C_1 \left( \frac{M}{C_4^2 h F} + C_3 \frac{ht}{6} \right) + C_2 ht$$

Para determinar h en función de  $A_g$  mínima se deriva  $A_g$  con respecto a h y se iguala a cero, y como en algunos casos t es variable, se plantean los siguientes 3 casos:

Caso 1.- El cortante controla el diseño, el área requerida del alma es constante para cualquier h;  $ht = \text{constante} = k$ ,

$$A_g = 2C_1 \left( \frac{M}{C_4^2 h F} - C_3 \frac{k}{6} \right) + C_2 k$$

$A_g$  es mínimo cuando  $h$  tiene el mayor valor posible.

Caso 2.-  $t =$  Constante, con un espesor mínimo determinado.

$$h = \left[ \frac{6 C_1 M}{C_4^2 + F(3C_2 - C_1 C_3)} \right]^{1/2}$$

Caso 3.-  $t$  aumenta en cuanto  $h$  aumenta  $t$  es una fracción constante de  $h$ , ( $t = h/k$ ).

$$A_g = 2C_1 \left[ \frac{M}{C_4^2 h F} - C_3 \frac{h^2}{6k} \right] + C_2 \frac{h^2}{k}$$

y

$$\frac{dA_g}{dh} = 0$$

Obtenemos:

$$h = \left[ \frac{3 C_1 k M}{C_4^2 F(3C_2 - C_1 C_3)} \right]^{1/3}$$

$C_1$ , está en función de que se utilicen cubre-placas o no a lo largo de la trabe, se considere área neta o área total de los patines como efectiva para resistir el momento y varía de 0.75 a 1.0

$C_2 =$  Varía en función de la fabricación.

Trabes remachadas sin atezadores,  $C_2 = 1.0$

Trabes remachadas con atezadores dobladas en los extremos

$C_2 = 1.4$

Trabes remachadas con atezadores rectos con rellenos,

$C_2 = 1.6$

Trabes soldadas,  $C_2 = 1.3$

$C_3 =$  En función de agujeros en el alma.

no se deducen agujeros

$C_3 = 1.0$

se deducen agujeros

$C_3 = 0.8$

$C_4 =$  En función de fabricación.

Trabes remachadas

$C_4 = 0.9$

Trabes soldadas

$$C_4 = 0.95$$

k = Relación entre la longitud del lado del ángulo que forma el patín que está en contacto con el alma y el peralte de ésta. Varía de 120 a 180 sea la trabe soldada o remachada.

### III.5.4 Vigas acarteladas.

Es común que para buscar economía en la utilización del material de una viga ésta siga la configuración de la elástica por lo tanto se ve la necesidad de hacer vigas acarteladas, esto es vigas de sección variable.

Existen dos tipos de vigas acarteladas que son de sección rectangular y de sección no rectangular.

a) Vigas acarteladas de sección rectangular. Para su análisis es necesario definir la posición de la carga con referencia al vértice de la viga.

Definiendo los esfuerzos radiales y tangenciales  $f_r$  y  $f_{rt}$  respectivamente tenemos:

Carga en el vértice:

a) Carga axial (P)

$$f_r = \frac{P \cos \theta}{t r (\alpha + 1/2 \sin 2\alpha)} \quad , \quad f_{rt} = 0$$

B) Cortante (V)

$$f_r = \frac{V \sin \theta}{t r (\alpha - 2 \sin 2\alpha)} \quad , \quad f_{rt} = 0$$

c) Momento flexionante ( $M_0$ )

$$f_r = \frac{2 M_0 \sin 2\theta}{t r^2 (\sin 2\alpha - 2\alpha \cos 2\alpha)}$$

$$f_{rt} = \frac{M_0 (\cos 2\theta - \cos 2\alpha)}{t r^2 (\sin 2\alpha - 2\alpha \cos 2\alpha)}$$

Fig. III.18.

Ya que se ve, que los esfuerzos tangenciales son cero para el cortante, se denota equilibrio para esta condición y no existe cortante. Con respecto al momento  $M_0$ , las fuerzas pasan por el vértice y no producen momento resistente.

Por lo tanto es necesario que se generen esfuerzos tangenciales para cumplir con el equilibrio.

Fig. III.19.

Para este tipo de vigas, es necesario calcular los esfuerzos normales ( $f_n$ ) referidos a una sección perpendicular a una línea visectriz de la viga.

Los componentes cortantes de los esfuerzos radiales se definen:

$$f'_v = f_n \operatorname{tg} \theta \qquad f_r = f_n / \cos \theta$$

Y el esfuerzo normal como:

$$f_n = \frac{P}{A} \pm \frac{M y}{I}$$

$M$  e  $I$  se refieren a la sección considerada.

Los componentes cortantes del esfuerzo radial obtenidos de  $P$  y  $M$ , producen una fuerza resistente  $V'$ , la cual no equilibra al cortante total  $V$  y el resto debe ser resistido por los esfuerzos tangenciales  $V''$ .

$$V'' = V' - V$$

$V$  = Cortante total

$V'$  = Fuerza resistente.

$V''$  = Cortante resistido por los esfuerzos tangenciales.

La distribución de esfuerzos que genera  $V''$  se puede calcular con:

$$f_{v''} = \frac{V'' Q}{I t}$$

Este método proporciona resultados satisfactorios para un ángulo de acartelamiento  $2\alpha < 45^\circ$

Aquí hemos planteado la forma de obtener los requerimientos para distribución de esfuerzos que plantean este tipo de vigas y su diseño final se basa en las fórmulas de flexión y

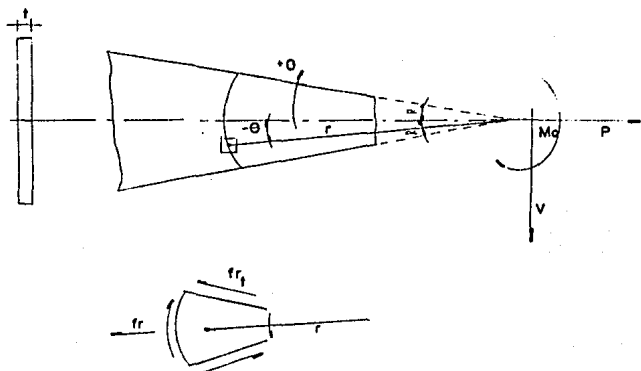


Fig.iii.18 Esfuerzos en una viga acartelada de sección rectangular.

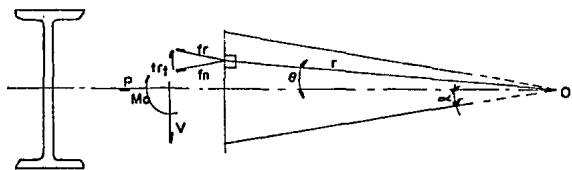


Fig.III.19 Esfuerzos en una viga acartelada de sección no rectangular.



su diseño final se basa en las fórmulas de flexión y cortante simples ya vistas.

### III.5.5 Almas y patines con agujeros.

En ocasiones es necesario cortar los patines y/o el alma de una viga o trabe para permitir el paso de las instalaciones para el inmueble, cosa muy común y que plantea dudas al diseñador respecto al funcionamiento de la viga o trabes.

En el caso de los patines se discute el cambio de posición del eje neutro a causa de los agujeros. Si se plantea que no existe cambio de posición no hay variación en la distribución de esfuerzos, pero de lo contrario se invalidan los postulados sobre la distribución de esfuerzos. Ya que el comportamiento de una viga o trabe está en función del patín de compresión se debe revisar para ver si no existe fatiga o varía el comportamiento de la viga por la reducción de área. El IMCA y el AISC permiten despreciar hasta un 15% del área total por causa de agujeros en los patines y si se excede de este 15% de área solo se debe considerar el exceso de reducción en la cantidad del área total.

Mientras que AASHO y AREA exigen la reducción total del área perdida por causa de agujeros.

En el alma de vigas y trabes es necesario reforzarla vecindad de los agujeros por medio de placas atezadores o barras soldadas en el perímetro del agujero.

## DISEÑO DE MIEMBROS SUJETOS A ESFUERZOS COMBINADOS DE FLEXIÓN, - CARGA AXIAL Y CORTANTE.

### IV.1 Flexo tensión.

Es muy raro que exista carga axial pura sobre un miembro que trabaje a tensión en una estructura real. Esto se da porque no son concéntricas las conexiones, no sea totalmente recto el miembro, cargas excéntricas en alguna sección, que no sea vertical, a propio peso, cargas accidentales que produzcan flexión, etc. Si se conocen los esfuerzos axiales (tensión) y los flexionantes generales por alguna de las causas ya mencionadas podemos definir la distribución de esfuerzos por medio de la siguiente expresión:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{My}{I}$$

Esta fórmula es para flexión en el eje principal y dentro del límite elástico.

Para flexión que ocurre con respecto a cualquier plano que no esté sobre los ejes principales, la expresión se modifica de la siguiente forma:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{MxY}{Ix} + \frac{MyX}{Iy}$$

### Iv 1.1 Especificaciones.

El IMCA y el AISC estipulan que los miembros que están so metidos a esfuerzos de flexotensión deben estar diseñados en toda su longitud para satisfacer la expresión:

$$\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

fa.- Esfuerzo axial calculado.

fb.- Esfuerzo de tensión por flexión permisible.

Pero el esfuerzo de compresión por flexión no debe exceder el valor aplicable dado en el tema III.

#### IV.1.2 Diseño.

Para poder diseñar un elemento al cual se le presentan muy variadas cargas y por consiguiente presentará combinación de esfuerzos, es necesario trabajarlo mediante secciones preliminares, las cuales se irán acercando a la respuesta requerida por las sollicitaciones que se nos presentan.

Para calcular una sección transversal preliminar se puede usar la expresión:

$$A \geq \frac{P}{F} + \frac{Mc}{Fr^2} = \frac{P + BM}{F}$$

Donde:

- $B = c r^2$  ; factor de flexión  
 $F =$  ; esfuerzo permisible  
 $P =$  ; carga axial

Tomando los esfuerzos permisibles para flexión y tensión para la expresión:

$$A \geq \frac{P}{F_t} + \frac{BM}{F_b}$$

## IV.2 Flexo-compresión.

Los elementos sujetos a esfuerzos de compresión axial y a flexión se denominan vigas-columna. La forma de resolver este problema es por aproximaciones sucesivas donde se supone una sección y se revisa para ver si resiste los esfuerzos, esto es un procedimiento muy lento y pesado si se tiene que diseñar una estructura muy grande. Para facilitar el diseño y agilizarlo se recomienda diseñar por esfuerzos permisibles.

### IV.2.1 Fórmulas de interacción.

Ya que solo existen especificaciones para esfuerzos axiales puros o esfuerzos de flexión y no hay especificaciones que los tomen combinados ya que son apreciablemente diferentes.

Para solucionar esta problemática se plantean las fórmulas de interacción que consisten en utilizar un esfuerzo que combine a los esfuerzos independientes.

Las expresiones son:

$$a) \quad \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

$$b) \quad \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

Donde:

$f_a$ ; esfuerzo axial actuante =  $F/A$

$f_b$ ; esfuerzo de flexión actuante =  $Mc/I$

$F_a$ ; esfuerzo permisible axial valuado para carga axial únicamente.

$F_b$ ; esfuerzo permisible de flexión valuado para flexión únicamente.

Estas fórmulas de interacción plantean una generación de porcentaje para repartir proporcionalmente el esfuerzo permisible combinado entre las fuerzas permisibles independientes.

#### IV.2.2 Efectos de la carga axial en la curvatura de la pieza

La presencia de una carga axial en un miembro estructural provoca la curvatura del elemento. Esto implica la necesidad de calcular la longitud efectiva del elemento para poder evaluar correctamente los esfuerzos a que este elemento está sujeto.

La longitud efectiva ( $K$ ), se utiliza para el cálculo del esfuerzo de Euler ( $F_e$ ), el cual está presente en las fórmulas de diseño para combinación de esfuerzo.

Para el cálculo de la longitud efectiva ( $K$ ), el AISC, presente el nomograma de puntos alineados para longitudes efectivas de columnas en estructuras continuas.

Fig. IV.1.

#### IV.2.3 Factor de amplificación de momento.

Este factor tiene la finalidad de tomar en cuenta el momento adicional causado por la deflexión lateral. Esta deflexión se genera por una carga axial aplicada a un elemento flexionado. El factor de amplificación de momento es:

$$1 - ( f_a / F'_e )$$

Donde:

$f_a$  = esfuerzo axial actuante.

$F'_e$  = esfuerzo de Euler.

$$F'_e = (12\pi^2 E) / (23 (k/r_b)^2)$$

y en esta expresión:

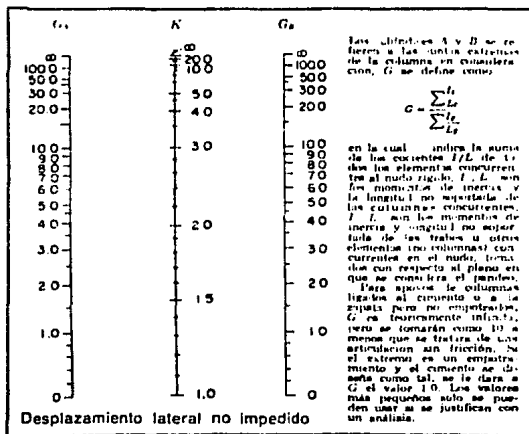
$l_b$  = es la longitud real sin arriostamiento en el plano de flexión.

$r_b$  = radio de giro en el plano de flexión.

$K$  = factor de longitud efectiva en el plano de flexión. (visto en el tema anterior).

#### IV.2.3.1 Factor de modificación ( $C_m$ ).

Las fórmulas de diseño del IMCA y AISC son extremadamente conservadoras y es necesario afectarlas por el factor de modificación ( $C_m$ ), para evitar que los momentos adicionales por flexión sean excesivos.



T.IV.1 Nomograma de puntos alineados.

El IMCA estipulan los valores del  $C_m$  de la siguiente forma:

- 1.- Para miembros en compresión en marcos sujetos a desplazamiento lateral.
- 2.- Para miembros en compresión con extremos restringidos, en marcos arriostrados contra desplazamiento lateral y no sujetas a cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1 / M_2) > 0.4$$

Donde:

$M_1$  = relación del momento menor al mayor en los extremos de la parte no arriostrada en el plano de flexión.

$M_1/M_2$  = es positiva cuando haya flexión en curvatura doble.

$M_1/M_2$  = es negativa cuando haya flexión en curvatura simple.

- 3.- Para miembros en compresión en marcos arriostrados contra desplazamiento lateral en el plano de carga y sujetas a carga transversal entre sus apoyos.

$C_m = 0.85$  extremos restringidos.

$C_m = 1.00$  extremos no restringidos.

$C_m$  puede ser analizado racionalmente y el AISC establece unas tablas las cuales se presentan en la tabla IV.1.

#### IV.2.4 Momentos de diseño.

La expresión:

$$M = M_o + P_y$$

Donde:

$M$  = Momento de diseño.

$M_o$  = Momento flexionante debido a cargas exteriores.

$P$  = carga axial (compresión).

$y$  = Deflexión generada por la combinación de esfuerzos de flexión y axial de compresión.

Nos dá el momento de diseño.

El momento ( $M_o$ ) se puede evaluar fácilmente ya que las cargas exteriores son posibles de conocer, pero la expresión  $P_y$  no; ya que están en función del momento de diseño ( $M$ ) el cual está en función de la deflexión ( $y$ ).

Para solucionar esta ecuación es necesario una solución por tanteos. Para casos simples se puede utilizar la siguiente ecuación diferencial (con carga de compresión).

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = \frac{d^2 M_0}{dx^2} + P \frac{d^2 y}{dx^2} = f_1(w) + P \frac{d^2 y}{dx^2}$$

Donde  $f_1(w)$  es una función de la carga =  $\frac{d^2 M_0}{dx^2}$

Si utilizamos la relación entre (M) y (y) de la teoría convencional de la flexión:

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = -\frac{M}{EI}$$

y sustituyendo.

$$\frac{d^2 M}{dx^2} + \frac{P M}{EI} = \frac{d^2 M}{dx^2} + \frac{1}{j^2} M = f_1(w)$$

Donde:

$$j = \sqrt{EI/P}$$

La solución es:

$$M = C_1 \operatorname{sen} \frac{x}{j} + C_2 \operatorname{cos} \frac{x}{j} + f(w)$$

Donde:

$f(w)$  = es una función de  $w$  que  $\frac{d^2 f}{dx^2}(w) = f_1(w)$

$C_1$  y  $C_2$  son constantes numéricas que dependen de las condiciones de borde, tabla IV.2.

De esta ecuación podemos evaluar el momento máximo (M máx) cuando  $dM/dx = 0$  y tenemos:

$$\frac{dM}{dx} = \frac{1}{j} \left( C_1 \operatorname{cos} \frac{x}{j} - C_2 \operatorname{sen} \frac{x}{j} \right) - \frac{df}{dx}(w) = 0$$

De la tabla "IV.2", tenemos que:

$$\frac{df}{dx}(w) = 0$$

Para la mayoría de las condiciones de carga y para esas condiciones M máx se da en el punto  $X_m$  de tal forma,

$$\frac{\operatorname{tg} X_m}{j} = \frac{C_1}{C_2}$$



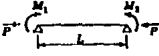
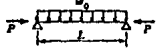
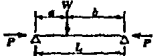
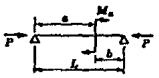
Carga	$C_1$	$C_2$	$f(w)$
	$\frac{M_1 - M_1 \cos(L/j)}{\text{sen}(L/j)}$	$M_1$	0
	$\frac{w_0 j^2 [1 - \cos(L/j)]}{\text{sen}(L/j)}$	$w_0 j^2$	$-w_0 j^2$
	$x < a: \frac{W j \text{sen}(b/j)}{\text{sen}(L/j)}$	0	0
	$x > a: \frac{W j \text{sen}(a/j)}{\tan(L/j)}$	$W j \text{sen} \frac{a}{j}$	0
	$x < a: -\frac{M_a \cos(b/j)}{\text{sen}(L/j)}$	0	0
	$x > a: -\frac{M_a \cos(a/j)}{\text{sen}(L/j)}$	$M_a \cos \frac{a}{j}$	0

Tabla IV.2 Valores de  $C_1$  y  $C_2$

Despejando Cos ( $X_m/j$ ) y Sen ( $X_m/j$ ), se obtiene:

$$M \text{ máx} = \sqrt{C_1^2 + C_2^2}$$

El cual es fácil de calcular por medio de los valores dados en la tabla IV.2 .

Y los esfuerzos máximos se calculan:

$$f \text{ máx} = (P/A) + (M_{\text{máx}}/I)C$$

#### IV.2.5 Fórmulas de diseño.

El IMCA y el AISC, dan las siguientes fórmulas para el diseño de elementos sometidos a los esfuerzos combinados de compresión y flexión,

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{m_x} \cdot f_{b_x}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{c_x}}\right) F_{b_x}} + \frac{C_{m_y} \cdot f_{b_y}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{c_y}}\right) F_{b_y}} \leq 1.0$$

$$0.6 \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b_x}}{F_{b_x}} + \frac{f_{b_y}}{F_{b_y}} \leq 1.0$$

Cuando se presente que la relación  $f_a/F_a \leq 0.15$ , se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b_x}}{F_{b_x}} + \frac{f_{b_y}}{F_{b_y}} \leq 1.0$$

Donde:

x e y indican el eje de flexión.

Fa esfuerzo axial permisible, como si solo existiera carga axial.

Fb esfuerzo de compresión por flexión permisible, como si solo existiera flexión.

$$F'e = \frac{12 \pi^2 E}{23(K_b/r_b)^2}$$

fa esfuerzo axial actuante (calculado).

fb esfuerzo de compresión por flexión actuante (calculado).

Cm factor de modificación.

#### IV.2.6 Aplicaciones a secciones simples y compuestas.

Las aplicaciones que se pueden dar a estos tipos de elementos (combinación de esfuerzos) son muy variadas ya que es muy raro que se presenten elementos que trabajen a un solo tipo de esfuerzo en la práctica ejemplo de estas aplicaciones:

##### Secciones simples.

Vigas I o H en gruas puente, ya que se presentan esfuerzos por flexión, cortante inversión de esfuerzos de tensión y compresión en los patines y esfuerzos por vibraciones.

Cables, como elementos de soporte en puentes, ya que trabajan a tensión y presentan flexión por peso propio.

##### Secciones compuestas.

Las secciones compuestas, se presentan como ya se vió por que los elementos laminados comerciales no pueden soportar los esfuerzos que se les aplica y se conectan varios elementos laminados para resistirlo.

Sus aplicaciones son muy variadas ya que este tipo de elementos se presenta en estructuras de gran tamaño (edificios, puentes, etc.) como elementos constitutivos de las mismas y estos al sopotar grandes cargas presentan combinación de esfuerzos ya que la mayoría de estos elementos funcionan como vigas-columnas las cuales presentan esfuerzos de flexo-compresión.

## DISEÑO DE CONEXIONES.

### V.1 Tipos de conectores.

Para el diseño de conexiones de los elementos de una estructura se cuenta con muchos tipos de medios para unirlos (sujetadores).

Las consideraciones para su selección se basan en las necesidades de resistencia en la conexión, limitaciones de espacio, disponibilidad de personal capacitado, condiciones de servicio y costos de instalación.

Los conectores se clasifican en:

- a) Remaches.
- b) Tornillos.
- c) Pernos de alta resistencia.
- d) Soldadura.

Los remaches se definen " pieza de sección transversal circular de acero dúctil forjado en el sitio para unir entre si varias piezas de acero ".

El remache consta de una cabeza manufacturada y un vástago que pasa através de los agujeros de las piezas a unir y que después se conforma otra cabeza para generar la conexión por medio de una pistola remachadora; a este proceso se le denomina remachado.

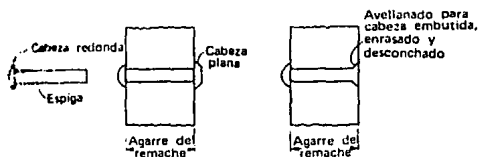
Fig V.1.

El remachado es un proceso de forja.

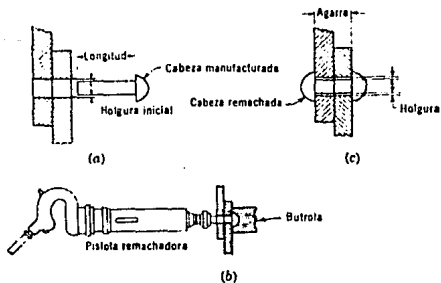
Los remaches se les puede catalogar en dos tipos esencialmente y se basan en la manera y el lugar donde se colocan. Remaches en caliente de campo o taller. Como su nombre lo indica, son solocadas en taller o en el campo y caletándolos para su colocación. El hecho de de calentar el remache que este se presente en estado plástico, que al colocarse bajo la presión de la pistola remachadora hace que llene totalmente los agujeros al enfriarse el remache tiende a encogerse tanto longitudinalmente como diametralmente. La reducción longitudinal provoca tensión en el vástago y compresión en las placas, a esta compresión se le denomina acción de apriete, que origina una resistencia por fricción contra el deslizamiento de las placas. La reducción diametral se origina en parte por el enfriamiento del

Descripción	Remaches en hoijas en el falga	Remaches en locaduras en la hoja
Cabezas redondas, ambos lados	○	●
Embutido y desonchado, lado cercano	⊗	⊗
Embutido y desonchado, lado lejano	⊗	⊗
Embutido y desonchado, Ambos lados	⊗	⊗
Embutida no mayor de 1/4" de altura, en el lado cercano	⊗	⊗

## a) Simbología.



## b) Tipos de remaches.



## c) Proceso de remachado.

Fig. V.1

remache y en parte al efecto de Poisson del material en tensión longitudinal, que origina que el remache quede de menor tamaño al del agujero de las placa, aunque en muchos casos esta reducción es imperceptible.

-Remaches en frío. La instalación de estos remaches se hace a temperatura ambiente y a grandes presiones.

Este procedimiento aumenta la resistencia del remache, pero lo limita tanto a trabajo de taller por el equipo utilizado y a diámetros pequeños que fluctúan entre 1/2 y 7/8 de pulgada.

Los diámetros nominales para remaches van desde 1/2 a 1 1/2 pulgadas con incrementos de 1/8 de pulgada. Los tamaños más usuales de remaches usados en estructuras son de 3/4 de pulgada para edificios y 7/8 de pulgada para puentes.

Los tipos de acero utilizado para remaches son:  
ASTM-A141 para conexiones de aceros al carbón y aceros alta resistencia.

ASTM-A 195 para conexiones de aceros alta resistencia.

El IMCA establece en sus especificaciones que el acero para remaches se debe basar en la última edición de la norma ASTM-A 502.

#### V.1.2 Tornillos.

Definición " Un tornillo es un pasador de metal con una cabeza formada en un extremo y el vástago roscado en el otro ".  
Fig.V.2.

Los tornillos estructurales se pueden clasificar:  
Tipo de vástago:

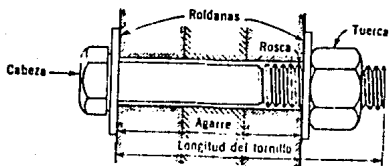
Sin acabar  
Maquilado

Material y resistencia:

Acero estructural ordinario  
Acero de alta resistencia

Forma de la cabeza y de la tuerca:

Cuadrada  
Hexagonal



Conjunto de un tornillo.

Fig.V.2 Tipos de tornillos.

y en,

normal  
pesada

Paso y tipo de rosca:

Estándar  
Gruesa  
Fina

Al colocar los tornillos es necesario utilizar rondanas de acero, que sirven para distribuir la presión de apriete, como para que la parte roscada del tornillo se apoye directamente sobre las piezas conectadas.

Los diámetros más comunes en tornillería para conexiones estructurales varían de 5/8 a 1 1/4 de pulgada, aunque ocasionalmente se usen diámetros mayores o menores. Para tornillos de anclaje colados monolíticamente o fijados por lechada de relleno a las zapatas varían de 1/2 a 4 pulgadas de diámetro.

Los aceros utilizados para la fabricación de tornillos de acuerdo con el IMCA deben basarse a la siguientes normas:

ASTM-A 307, para sujetadores de acero al bajo carbono, roscados internamente o externamente.

ASTM-A 325, tornillos alta resistencia para conexiones de acero estructural.

ASTM-A 449, tornillos y espárragos de acero templado y endurecido. Se usarán solamente en conexiones por aplastamiento que requieran sujetadores de diámetro mayor a 38 mm. (1 1/2").

ASTM-A 490, tornillos de acero de aleación templado y endurecido para conexiones de acero estructural.

### V.1.3 Soldadura.

Definición: " Es el proceso de conexión de piezas de metal entre sí por medio de la aplicación de calor, ya sea con o sin presión".

Los procesos desoldadura se clasifican en:

Soldadura a presión.

Soldadura de forja.



Soldadura Thermit a presión.  
 Soldadura de resistencia (C.A.)  
 Soldadura de resistencia (C.C.)  
 de costura.  
 de punto.  
 Soldadura de fusión (sin presión).  
 Soldadura de arco metálico (C.A. y C.C.).  
 con protección.  
 sin protección.  
 sumergida.  
 manual.  
 automática.  
 Soldadura de arco de carbono.  
 con protección.  
 sin protección.  
 Soldadura de arco en gas inerte.  
 Soldadura de arco en hidrógeno atómico.  
 Soldadura de gas.  
 aire.  
 oxiacetileno.  
 Soldadura Thermit.  
 Soldadura por calentamiento y fusión de metales blandos.  
 De fusión eléctrica.  
 De fusión al horno.  
 De fusión con gas.  
 Por inmersión.

Es necesario conocer todos los procesos de soldadura para poder sacar los mayores beneficios de éstos en el diseño estructural. Por razones de espacio y las características de este trabajo solo se mencionan procedimientos más usuales, usados en el diseño de conexiones de estructuras metálicas.

a) Soldadura de arco metálico.

Este procedimiento se logra por medio de generar calor mediante un arco eléctrico, el cual se forma entre un electrodo de acero y las piezas por soldar. El calor generado funde simul-

táneamente el metal base y el electrodo (metal de aportación) mientras que el campo electromagnético conduce el material del electrodo hacia el metal base.

Las menciones de protegida y sin protección, están en función de que el electrodo esté recubierto o no lo esté. Actualmente se utilizan electrodos recubiertos ya que estos permiten una soldadura de mayor calidad. Esta calidad se dá ya que el material de la cuebierta al fundirse él genera una atmósfera gaseosa que protege el arco de los gases atmosféricos y estabiliza al arco, mientras que la otra genera una escoria que se coloca en al pate superior de la soldadura y que controla la temperatura de enfriamiento.

El proceso de arco sumergido (proceso MIG y TIG), se basa en agregar un gas, inerte durante el proceso para generar una atmósfesra inerte sobre la soldadura. La diferencia entre los procesos MIG y TIG está en que el proceso MIG el electrodo se consume, mientras que el proceso TIG no sucede esto.

#### V.1.3.1 Clasificación de la soldadura.

Existen cuatro tipos de soldadura que son:

- a) Ranura.
- b) Filete.
- C) Tapón.
- d) Preparación.

Soldaura de ranura, este tipo de soldadura se utiliza para unir dos o más piezas en un eje con apoyo de otra pieza,dejando una separación entre las distintas piezas.

Fig.V.3.

Soldadura de filcte, se usa para uniones traslapadas en T y de esquina.

Se caracteriza por su forma trianglar y el dimensionamiento de sus lados por lo común iguales.

Fig.V.4.

Sodadura de tapón es como la de ranura pero rellenando todo el espacio entre las piezas con la soldadura.



Fig. V.3 Soldadura de ranura.



Fig.V.4 Soldadura de filete.



Fig.V,5 Soldadura de tapón.

### Fig. V.5.

Soldadura de preparación, aquí se basa en la forma en que se preparan las piezas para su colocación y soldado.

#### V.1.3.2 Simbología de soldadura.

La Sociedad Americana de Soldadura (AWS), desarrollo los símbolos para especificar la soldadura de arco o de gas, tabla V.1.

#### V.1.3.3 Dimensionamiento.

Soldadura de ranura.

Area efectiva.- es la longitud total por el espesor efectivo de la garganta.

Espesor efectivo.

Penetración completa el espesor será al de la pieza más delgada.

Penetración parcial. (Tabla V.2).

Soldadura de Filete.

Area efectiva.- es la longitud total por el espesor efectivo de la garganta.

Espesor efectivo de garganta, se medirá la distancia más corta entre la raíz de la soldadura y la cara de la misma.

### Fig.V.6.

#### V.1.4 Articulaciones.

Cuando es necesario tener una rotación relativa entre las placas de unión de una estructura (articulación), se utilizan pernos o pasadores. Ya que es necesario un giro libre en la conexión no se puede permitir al acción de apriete debido a tensión inicial.

El acero en que se fabrican se basará a las normar ASTM-A 307 y ASTM-A 449.

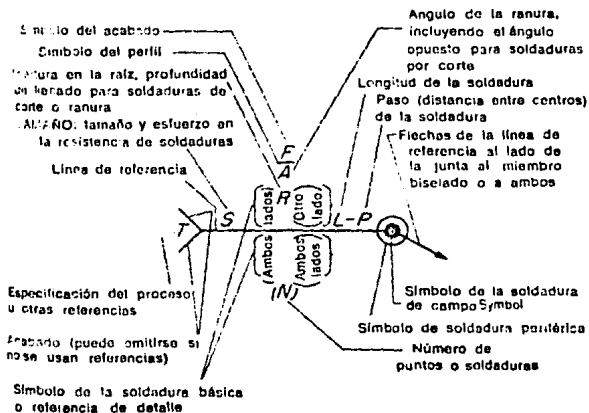
Los diámetros comunes fluctúan entre 1 1/2 a 2 pulgadas, aunque hay tamaños disponibles hasta de 24 pulgadas.

TIPO DE SOLDADURA							
Cabeza	Filete	Corte o ranura	Hautura				
			Cuadrado	V	Bisel	U	J

Símbolos básicos de la soldadura de gas y de arco

Soldadura a todo alrededor	Soldadura de campo	CONTORNO	
		Recta	Cóncava

Símbolo complementarios



## T.V.1. Simbología de la AWS.

## Tamaño mínimo de las soldaduras de filete, en mm

<i>Espesor más grueso de las partes unidas, en mm</i>	<i>Tamaño mínimo de la soldadura de filete, en mm</i>
Hasta 6 inclusive	3
más de 6 a 13	5
más de 13 a 19	6
más de 19 a 25	8

Dimensiones de referencia de soldadura de filete

## Espesor mínimo efectivo de garganta de soldaduras de penetración parcial,

en mm

<i>Espesor más grueso de las partes unidas, en mm</i>	<i>Espesor mínimo efectivo de garganta, en mm</i>
Hasta 6 inclusive	3
más de 6 a 13	5
más de 13 a 19	6
más de 19 a 38	8
más de 38 a 57	10
más de 57 a 150	13
más de 150	16

Véase Sección 1.11.6

## Espesor efectivo de garganta de soldaduras de ranura acampanada

<i>Tipo de soldadura</i>	<i>Radio de la barra o de curvatura, R</i>	<i>Espesor efectivo de garganta</i>
Ranura en línea acampanada	Todos	$\frac{1}{2}R$
Ranura V acampanada	Todos	$\frac{1}{2}R$

Fig. 1.58. Las soldaduras de ranura acampanada protegidas con gas se ejecutan en pasados de raíz, en el caso de las soldaduras de ranura en línea acampanada.

## T.V.2. Espesores de garganta.

El tipo de pasador más común consiste en un vástago rosca-do en sus dos extremos. Para diámetros mayores de 10 pulgadas se recomienda el uso de un perno largo que pasa a través de él y se uan por medio de tapas rematadas que los fije entre sí. Pa-  
ra pasadores de diámetro pequeño se utilizan con una cabeza for-  
jada en un extremo y una chaveta en el otro, o bien usar dos  
chavetas, una en cada extremo.

En pasadores los esfuerzos cortantes no son tan significa-  
dores como lo son para remaches o tornillos. Los pasadores se  
revisan por esfuerzos de flexión; para lo cual es necesario  
calcular el momento último ( $M_u$ ), de la conexión para evaluar el  
funcionamiento del pasador. La expresión que se utiliza es:

$$M_u = (F_y d^3) / 6$$

Donde:

$M_u$ .- momento último

$F_y$ .- fluencia del material

$d$ .- diámetro nominal del pasador

#### V.1.4.1 Pasadores.

El diseño de miembros de tensión en conexiones con pasadores  
puede hacerse de dos formas, por medio de barras de ojo y placas  
convencionales.

Para el cálculo del diámetro del pasador, el cual trabaja a  
flexión:

$$d = \sqrt[3]{\frac{10.2M}{F}}$$

$F$ .- esfuerzo permisible por flexión para el pasador.

Fig.V.7.

El diámetro del pasador no debe ser menor de 1 mm del diá-  
metro del ojo ( $d_p$ ) de la barra.

Con relación a placas el esfuerzo permisible de tensión  
sobre la sección neta en agujeros de pasadores es:

$$F_t = 0.45 f_y$$

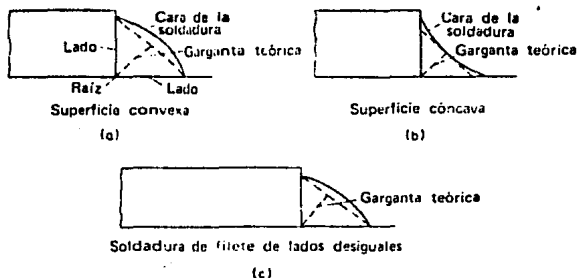
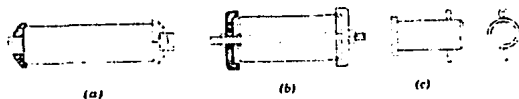


Fig.V.6 Espesores de garganta.



Tipos de pasadores: (a) con tuercas remeticidas, (b) con tapas y pino, y (c) con clavos.

Fig.V.7. Tipos de pasadores.



### V.1.5 Capacidades.

La capacidad de los conectores en una conexión está en función de las características del material de que está hecho.

#### V.1.5.1 Remaches.

La resistencia de un remache está en su capacidad para soportar, esfuerzos de cortante en función de las características del material de que está fabricado.

El esfuerzo a cortante de todos los remaches dado por la expresión.

$$f_v + P/Av$$

Donde:

$A_v = \sum (\pi d^2/4)$  que es el área total resistente al cortante

$d$  = diámetro nominal del remache.

Para revisar el esfuerzo a que trabaja cada remache se hace:

$$\frac{fr}{n}$$

Donde:

$n$  = número de remaches.

Los esfuerzos permisibles se presentan en la tabla V.4.

#### V.1.5.2 Tornillos.

En tornillos al igual que en remaches es necesario revisar los esfuerzos de cortante y se utilizan las mismas expresiones, con la diferencia de que el diámetro a medir es el área de la sección sin rosca.

Las capacidades de los materiales de que están fabricados los tornillos están dados por sus respectivas normas ASTM. Y los esfuerzos permisibles se pueden ver en la tabla V.5.

#### V.1.5.3 Cortante y tensión en tornillos y remaches.

Los remaches y tornillos sometidos a esfuerzos combinados de cortante y tensión deben diseñarse para resistir el esfuerzo

Descripción de los sujetadores	Tensión permisible <sup>a</sup> (F <sub>t</sub> )	Constante permisible <sup>b</sup> (F <sub>c</sub> )			
		Conexiones por fricción <sup>c</sup>			Conexiones por aplastamiento <sup>d</sup>
		Agujeros estándar	Agujeros sobredimensionados y alargados cortos	Agujeros alargados largos	
Remaches A502, Grado 1, colocados en caliente	1 620 <sup>e</sup>				1 230 <sup>f</sup>
Remaches A502, Grados 2 y 3, colocados en caliente	2 040 <sup>e</sup>				1 550 <sup>f</sup>
Tornillos A307	1 410 <sup>e</sup>				700 <sup>g</sup>
Partes roscadas que cumplen los requisitos de las Secciones 1.4.1 y 1.4.4 y tornillos A449 que cumplan los requisitos de la Sección 1.4.4, cuando las roscas están dentro de los planos de corte	0,33F <sub>t</sub> <sup>h,i</sup>				0,17F <sub>t</sub> <sup>h</sup>
Partes roscadas que cumplen los requisitos de las Secciones 1.4.1 y 1.4.4, y tornillos A449 que cumplen los requisitos de la Sección 1.4.4, cuando las roscas están fuera de los planos de corte	0,33F <sub>t</sub> <sup>h,i</sup>				0,22F <sub>t</sub> <sup>h</sup>
Tornillos A325 cuando las roscas están dentro de los planos de corte	3 090 <sup>d</sup>	1 230	1 050	880	1 480 <sup>f</sup>
Tornillos A325 cuando las roscas están fuera de los planos de corte	3 090 <sup>d</sup>	1 230	1 050	880	2 110 <sup>f</sup>
Tornillos A490 cuando las roscas están dentro de los planos de corte	3 800 <sup>d</sup>	1 550	1 340	1 120	1 970 <sup>f</sup>
Tornillos A490 cuando las roscas están fuera de los planos de corte	3 800 <sup>d</sup>	1 550	1 340	1 120	2 810 <sup>f</sup>

<sup>a</sup> Solamente para carga estática.

<sup>b</sup> Roscas permitidas en los planos de corte.

<sup>c</sup> La capacidad en tensión de la parte roscada de una barra de rosca sobrepuesta, basada en el área de la sección transversal, A<sub>s</sub>, en su diámetro mayor de rosca, será mayor que el área del cuerpo nominal de la barra antes de sobreponerle la rosca, multiplicada por 0,60 F<sub>t</sub>.

<sup>d</sup> Para tornillos A325 y A490 sujetos a fatiga por cargas de tensión, ver Apéndice B, Sección B3, Volumen II.

<sup>e</sup> Cuando lo especifique el diseñador, el esfuerzo cortante permisible F<sub>c</sub> para conexiones por fricción, que tengan condiciones de superficie de contacto especial, podrá incrementarse por el valor dado en el Apéndice F, Volumen II.

<sup>f</sup> Cuando las conexiones por aplastamiento, usadas para empatar miembros en tensión, tienen una disposición de sujetadores cuya longitud, medida paralelamente a la línea de la fuerza, excede 1 270 mm, los valores tabulados se reducen en un 20%.

<sup>g</sup> Ver Sección 1.36.

<sup>h</sup> Ver Apéndice A, Tabla Z, Volumen II, para los valores específicos de las especificaciones de acero A307 y A316.

<sup>i</sup> Para limitaciones en el uso de agujeros sobredimensionados y alargados, ver Sección 1.2.3.4.

de tensión (Ft) sobre el área nominal (Ab) no excede los valores calculados por las fórmulas de la tabla V.5.

El esfuerzo fv no debe exceder lo estipulado por la tabla V.5.

Con tornillos A-325 y A-490 que se encuentran en conexiones que trabajen por fricción los esfuerzos permisibles (vistos en la tabla V.5) se deben multiplicar por el factor de reducción.

$$( 1 - ft Ab/Tb )$$

Donde:

ft.- esfuerzo actuante por tensión.

Fb.- es la carga inicial por tensión aplicada a el tornillo.

Fb se puede ver de acuerdo al material y diámetro nominal en la tabla V.5.

#### V.1.5.4 Pasadores.

En pasadores los esfuerzos cortantes no son tan significadores como lo son para remaches o tornillos. Los pasadores se revisan por esfuerzos de flexión; para lo cual es necesario calcular el momento último (Mu), de la conexión para evaluar el funcionamiento del pasador. La expresión que se utiliza es:

$$Mu = (Fy d^3) / 6$$

Donde:

Mu.- momento último.

Fy.- fluencia del material.

d.- diámetro nominal del pasador.

#### V.1.5.5. Soldadura.

Las soldaduras deben diseñarse para satisfacer los requisitos de la tabla V.6.

#### V.1.5.6 Especificaciones IMCA.

Aplastamiento.

a) En el área proyectada de agujeros scoreados taladrados o barrenados para pasadores

$$Fp = 0.90 Fy$$

**ESFUERZOS PERMISIBLES RECOMENDADOS PARA TORNILLOS DE  
ALTA RESISTENCIA USADOS EN EDIFICIOS**

Descripción	Tensión permisible, $F_t$ (psi)	Cortante permisible, $F_c$ (psi)	
		Conexión tipo fricción	Conexión tipo ajustamiento
Tornillos A325 y A449* cuando la cuerda se incluye de los planos de corte	46,000	15,000	15,000
Tornillos A325 y A449* cuando la cuerda se excluye de los planos de corte	40,000	15,000	22,000
Tornillo A490 cuando la cuerda se incluye en los planos de corte	51,000	20,000	22,500
Tornillo A490 cuando la cuerda se excluye de los planos de corte	51,000	20,000	32,000

\* La especificación A325 incluye los tornillos de  $\frac{1}{2}$  a  $1\frac{1}{2}$ " inclusive medio templados y forjados de acero al carbón, mientras que la especificación A449 incluye tornillos y remaches de acero al carbón de 3" de diámetro y menores para usos generales.

Diámetro del tornillo, en mm	Tornillos A325	Tornillos A490
13	5,100	5,800
16	8,600	9,600
19	12,700	15,000
22	17,700	22,200
25	23,100	29,000
29	25,100	30,000
32	32,200	47,000
35	38,600	51,000
38	46,700	67,000

Igual al 20 de la resistencia nominal de acero especificada en el inciso 5.

Tipo de soldadura y espesor <sup>a</sup>	Esfuerzo permisible	Resistencia requerida de la soldadura <sup>b</sup>
<i>Soldadura de ranura de penetración completa</i>		
Tensión perpendicular al área efectiva	Igual a la del metal base	Debe usarse metal de soldadura compatible
Compresión perpendicular al área efectiva	Igual a la del metal base	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Igual a la del metal base	
Cortante en el área efectiva <sup>c</sup>	30% de la resistencia nominal a la tensión del metal de soldadura, en kg/cm <sup>2</sup> , excepto que el esfuerzo cortante en el metal base no excederá el 40% del esfuerzo de fluencia del metal base	
<i>Soldadura de ranura de penetración parcial<sup>d</sup></i>		
Compresión perpendicular al área efectiva	Igual a la del metal base	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura <sup>e</sup>	Igual a la del metal base	
Cortante paralelo al eje de la soldadura	30% de la resistencia nominal a la tensión del metal de soldadura, en kg/cm <sup>2</sup> , excepto que el esfuerzo cortante en el metal base no excederá el 40% del esfuerzo de fluencia del metal base	
Tensión perpendicular al área efectiva	30% de la resistencia nominal a la tensión del metal de soldadura, en kg/cm <sup>2</sup> , excepto que el esfuerzo de tensión en el metal base no excederá el 60% del esfuerzo de fluencia del metal base	
<i>Soldadura de filete</i>		
Cortante en el área efectiva	30% de la resistencia nominal a la tensión del metal de soldadura, en kg/cm <sup>2</sup> , excepto que el esfuerzo cortante en el metal base no excederá el 40% del esfuerzo de fluencia del metal base	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Igual a la del metal base	
<i>Soldadura de tapón y en agujeros alargados</i>		
Cortante paralelo a las superficies de contacto, en el área efectiva	30% de la resistencia nominal a la tensión del metal de soldadura, en kg/cm <sup>2</sup> , excepto que el esfuerzo cortante en el metal base no excederá el 40% del esfuerzo de fluencia del metal base	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible
<sup>a</sup> Para la definición del área efectiva ver Sección 1.11. <sup>b</sup> Para el metal de soldadura compatible ver Tabla 1.11 AWS D11. <sup>c</sup> Se permite un metal de soldadura con resistencia mayor que la del metal de la soldadura compatible. <sup>d</sup> Ver Sección 1.10 para una limitación en el uso de uniones de soldadura de ranura de penetración parcial. <sup>e</sup> En soldadura de filete y la soldadura de ranura de penetración parcial que usen los elementos constituyentes de miembros acamados tal como la unión del alba al tapón, se puede alternar sin consideración el esfuerzo de compresión o de tensión en cualquier elemento paralelo al eje de la soldadura.		

Cuando existen dos diferentes  $F_y$  se utilizará el valor menor.

b) En el área proyectada de tornillos y remaches de juntas a cortantes.

$$F_p = 1.5 F_u$$

$F_u$  = es la resistencia mínima a la tensión de las partes conectadas.

V.2 Tipos de conexiones e hipótesis para su análisis y diseño.

V.2.1 Tipos de conexiones.

V.2.1.1 Conexiones remachadas, atornilladas y con pasadores.

Las conexiones se pueden clasificar en:

Conexiones a cortante, que tienden a cortar el conector.

Fig. V.8.a.

Conexiones a tensión que tienden a hacer fallar el conector por tensión.

Fig. V.8.b.

Conexión por fricción, cuando la transmisión de las cargas en una conexión a cortante se logra por la fricción producida entre las placas a causa de grandes fuerzas de apriete y no permite el deslizamiento de ellas. Se recomienda cuando hay inversión de esfuerzos y fluctuaciones severas de éstos.

Conexión por aplastamiento, cuando la carga se transmite a través de los conectores y placas provocando corte en ellos.

Aparte se pueden clasificar las conexiones atornilladas y remachadas de acuerdo a la naturaleza de la carga con respecto al grupo de conectores en:

Carga directa, la carga pasa a través del centroide de los conectores.

Carga excéntrica, la carga no pasa por el centroide.

Momento puro, la carga consiste en un momento flexionante o torsional.

Cortante y momento, se da en conexiones entre viga y columna, ya que la viga transmite cierta cantidad de cortante y de momento flexionante.

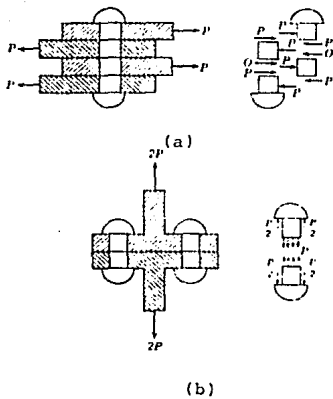


Fig.V.8 Remaches.

- a) conexión a cortante .  
 b) conexión a flexión.

### V.2.1.2 Conexiones soldadas.

Existen cinco tipos básicos de conexiones soldadas que son:  
 A tope, se unen las piezas sobre un mismo eje.

Fig. V.9.a.

De traslape, se unen las piezas en dos ejes distintos y mo'ada una sobre otra.

Fig. V.9.b.

En T, se unen dos piezas perpendicularmente entre sí.

Fig. V.9.c.

De borde, se unen dos piezas en ejes distintos colocadas sobre sí mismas.

Fig. V.9.d.

De esquina, se unen dos piezas perpendicularmente entre sí formando esquina.

Fig. V.9.e.

### V.2.2 Hipótesis de análisis y diseño.

#### V.2.2.1 Conexiones atornilladas y remachadas.

- La conexión será capaz de soportar el 100% de las c. gas que concurren a ella.
- No se toma en cuenta las deformaciones de las placas bajo carga.
- Se supone que las deformaciones por cortante de los sujetadores es proporcional al esfuerzo cortante promedio.
- Se desprecian las concentraciones de esfuerzos de tensión debidas a los agujeros en las placas.
- Se supone que el esfuerzo cortante en los sujetadores está uniformemente distribuido sobre su sección transversal.
- Se supone que el esfuerzo de aplastamiento entre los sujetadores y las placas está uniformemente distribuido sobre la superficie nominal de contacto sobre éstos.
- Se desprecia la flexión de los sujetadores.
- No existe deslizamiento ente placas y la resistencia por fricción es total.



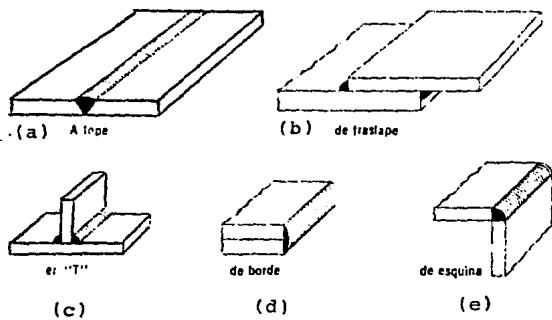


Fig. V.9 Tipos de conexiones soldadas.

- La distribución de cargas entre los sujetadores es tal que aunque fallen algunos la conexión seguirá estable, por redistribución de esfuerzos.

#### V.2.2.2 Soldadura.

- Las soldaduras que conectan varias partes son elementos homogéneos, isotrópos y elásticos.

- Las partes conectadas por las soldaduras son rígidas y, por lo tanto se desprecian sus deformaciones.

- Sólo se consideran esfuerzos nominales debidos a las cargas externas; se desprecian los efectos de los esfuerzos residuales, de las concentraciones de esfuerzos y de la forma de las soldaduras.

#### V.2.3 Aplicaciones de diseño de conexiones.

##### V.2.3.1 Conexiones atornilladas y remachadas.

###### V.2.3.1.1 Sección neta. Distribuciones de agujeros.

La sección neta ya se mencionó en el tema II.1. Para conocer la eficiencia teórica de una conexión es necesario analizar su capacidad de carga permisible de la conexión y la capacidad de carga de la sección el cociente de ésta nos da la eficiencia (%).

Eficiencia =  $\frac{\text{esfuerzo promedio de la sección total.}}{\text{esfuerzo máximo en la sección neta.}}$

Recordado que eficiencias mayores al 80% no son prácticas.

Para revisar la distribución de agujeros está dada por la expresión:

$$W_n = W_g - \sum D + \frac{\sum p^2}{4g}$$

Donde:

W<sub>n</sub>.- ancho neto de la trayectoria de falla.

W<sub>g</sub>.- ancho total de la placa.

d.- dimensión del paso.

g.- dimensión del gramil.

e.- distancia al borde.

En placas anchas se designa:

gramil.- en la dirección corta.

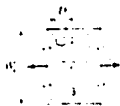
paso.- en la dirección larga.

La forma de colocar los conectores puede hacerse de dos formas:

- a) Rectas
- b) Defasadas



(b)



(a)

Y aquí se debe estudiar la trayectoria de falla.

El área neta efectiva  $A_e$  está dada.

$$A_e = C_t A_n$$

$A_n$ .- Area neta del miembro.

$C_t$ .- Coeficiente de reducción. Cuyos valores son:

1.- Para perfiles IR o IE con anchos de patín de  $2/3$  el peralte  $T$  es contadas de ellos, conexión a los patines y con no menos de tres sujetadores por línea  $C_t = 0.90$

2.- Perfiles que no cumplan el párrafo anterior, cualquier otro perfil y secciones armadas, con conexiones con no menos de tres sujetadores por línea  $C_t = 0.85$

3.- Para todo miembro cuya conexión tenga dos sujetadores por línea.  
 $C_t = 0.75$

Las limitaciones para la separación de sujetadores son:

- Area de la sección neta, no debe ser menor a la requerida.
- La distancia al borde, no debe ser menor a la requerida.
- Limitaciones de espacio para construcción.
- Separación y distancia al borde no excederá los límites especificados, particularmente en placas a compresión.

Cuando la separación entre sujetadores es muy grande puede presentarse pandeo entre ellos, y la expresión para calcular el esfuerzo crítico de pandeo es:

$$F_{cr} = R \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left( \frac{t}{s} \right)^2 \geq F_y$$

Donde:

R = coeficiente numérico en función del borde y dimensiones de la placa.

Varía de 0.5 a 3.0

S = Separación entre sujetadores

t = Espesor de la conexión

s = Se puede calcular por medio de:

$$S_1 \leq (1061/\sqrt{F_y}) t \text{ ó } 30.5 \text{ cm}$$

$$S_2 \leq (1592/\sqrt{F_y}) t \text{ ó } 45.2 \text{ cm}$$

$$g = b_1 = b_2 \leq (2120/\sqrt{F_y}) t$$

En perfiles laminados el límite superior es 61 cm.  
Fig.V.10.

#### V.2.3.1.2 Conexiones a cortante.

El procedimiento de diseño consta:

- a) Fijar características de la conexión y determinar las cargas que obren sobre ella.
- b) Establecer el tipo de sujetador y dimensiones.
- c) Calcular la capacidad del sujetador. Y el espesor de la placa para resistir la carga total de corte y aplastamiento.
- d) Calcular la cantidad de sujetadores.
- e) Espaciar los sujetadores.
- f) Revisar la sección neta.
- g) Revisar la distribución de sujetadores y en función de las separaciones de los mismos.

#### V.2.3.1.3 Conexiones a momento -sujetadores a cortante.

Fig. V.11.

Para el diseño se ha planteado que:

- a) Las placas son rígidas.
- b) Los sujetadores son perfectamente elásticos.

$M = Pe$  ,  $d \theta$  es proporcionar a  $M$  y constante para cualquier sujetador, el cortante unitario  $R/A \propto r(d\theta)$  , por lo tanto,

$$R = krA$$

Descomponiendo la resultante ( $R$ ), en sus componentes "x" o "y", se tiene:

$$R^x = R(y/r) = krA(y/r) = kyA$$

$$R^y = R(x/r) = krA(x/r) = kxA$$

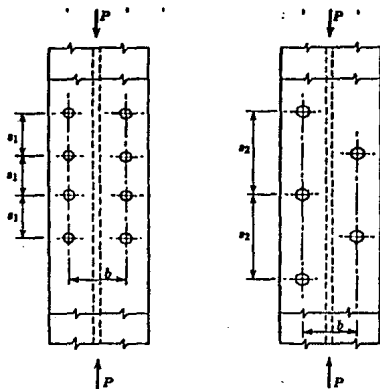


Fig.V.10. Gramiles en perfiles laminados.

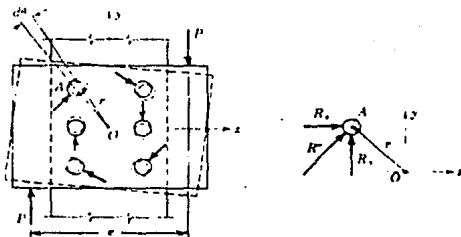


Fig.V.11 Conexión a momento sujetadores a cortante.

Por considerar un par puro, la suma de cargas es igual a cero.

Para calcular  $k$  se tiene la expresión:

$$k = \frac{M}{\sum A(x^2 + y^2)}$$

Por lo tanto  $R''_i$ , queda:

$$R''_x = k y A = \left( \frac{M}{\sum A(x^2 + y^2)} \right) (y A) = M y / (x^2 + y^2)$$

$$R''_y = k x A = \left( \frac{M}{\sum A(x^2 + y^2)} \right) (x A) = M x / (x^2 + y^2)$$

y la resultante  $R''$  queda

$$R'' = \sqrt{R''_x^2 + R''_y^2}$$

Generalizando:

$$R''_i = \frac{M}{\sum r^2} r_i$$

Para cualquier sujetador de la conexión.

#### V.2.3.1.4 Conexiones con carga excéntrica - sujetadores a cor- tante.

Para su diseño, las fuerzas sobre los sujetadores de una conexión con carga excéntrica se descompone en una carga direc- ta  $P$  que se hace pasar por el centroide  $O$ , y un momento puro  $Pe$  donde  $e$  es la excentricidad entre  $P$  y  $O$ .

Las cargas debidas por  $P$  y  $Pe$  se evalúan separadamente para cada sujetador y se suman vectorialmente para facilitar el cálculo es conveniente descomponer la carga en sus componentes "x" o "y".

Sean:

$R'$  = Carga sobre el sujetador debida a  $P$ .

$R''$  = Carga sobre el sujetador debida a  $Pe$ .

$R$  = Carga resultante.

$$R'_x = \frac{P_x}{\sum A} A$$

$$R'_y = \frac{P_y}{\sum A} A$$

$$R''x = \frac{P_e y A}{\sum A (x^2 + y^2)}$$

$$R''y = \frac{P_e x A}{\sum A (x^2 + y^2)}$$

$$R = \sqrt{(R''x \pm R''x)^2 + (R''y \pm R''y)^2}$$

Fig. V.12.

Para facilitar el análisis es necesario localizar el centro instantáneo de rotación.

Fig. V.13.

$$r_0 = \frac{A r^2}{e \sum A}$$

Si todos los sujetadores tienen la misma área.

$$r_0 = \sum r^2 / en, \quad n = \# \text{ sujetadores.}$$

$$R = \frac{P (e - r_0) r_i A}{A r_i^2}$$

Esta reacción puede referirse al sujetador más crítico, este será el que tenga el mayor  $r_i$ .

La carga del sujetador crítico se calcula:

$$R = \frac{P}{C}$$

Donde C:

$$C = \frac{P_x}{P} \left( \frac{6e}{((mq/np)^2 + 1) np} \right)^2 + \frac{P_y}{P} \left( \frac{6e}{((np/mq)^2 + 1) mq} \right)^2$$

Donde:

m = # líneas de sujetadores

n = #sujetadores por línea.



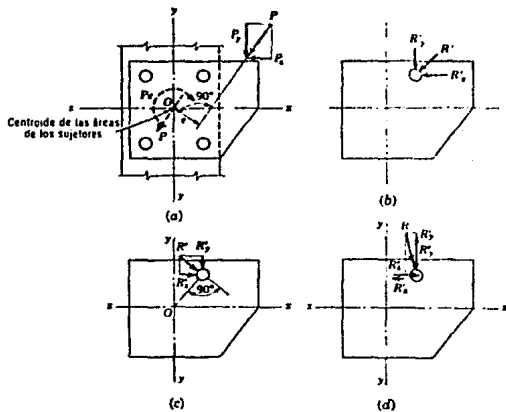


Fig.V.12 Conexión con carga excéntrica.

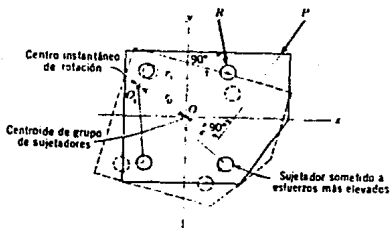


Fig.V.13 Centro instantáneo de rotación

q = gramil.

p = paso.

El AISC, cuenta con tablas para facilitar la solución de conexiones con carga excéntrica para su selección se considera:

a)  $C = P/Ra$ , Ra = carga permisible del sujetador seleccionado.

b) Se selecciona la conexión con un valor igual o mayor de C, hay que hacer mención al comportamiento de las cargas en la conexión y que son tres.

a) Carga cerca del centroide de sujetadores, predomina la carga.

b) Carga fuera del grupo de sujetadores, predomina el momento.

c) Carga a la mitad de la distancia entre el centroide y el borde de sujetadores los efectores de carga y momento son más o menos los mismos.

#### V.2.3.1.5 Conexión por aplastamiento.

Para este tipo de conexiones se plantea el espesor de la placa de unión y se revisa el esfuerzo de aplastamiento nominal y se compara con el permisible.

$$fb = \frac{P}{A_b} = \frac{P}{t_d}$$

Donde:

P.- Carga

t.- Espesor total de la placa que apoya en el sujetador

d.- Diámetro del sujetador

Para reducir el esfuerzo de aplastamiento es necesario tener un buen ajuste entre el pasador y el agujero.

#### V.2.3.1.6 Conexión a tensión.

En conexiones a tensión se debe revisar el incremento de tensión en el sujetador, para evitar que se separen las placas y sea éste el que soporte toda la carga. Las expresiones para calcular el incremento de tensión en el sujetador son:

$$\Delta r = \frac{xt}{(AE)r}$$

$$\Delta p = \frac{yt}{(AE)r}$$

X, Y = Cantidades de aumento de carga X para el sujetador, Y para la placa.

r, d = Sub-índices que designan sujetador y placa respectivamente.

A = Area efectiva.

E = Módulo de elasticidad.

Por equilibrio:

$$x + y = P \quad P.- \text{Carga de tensión aplicada a la cabeza del sujetador.}$$

$$y = r \cdot x$$

Por lo tanto:  $x = P / (1 + (AE)_p / (AE)_r)$

La relación  $(AE)_p / (AE)_r = 10y$  ,  $x = P / 11$

Lo que indica que el incremento de tensión de un sujetador es del 10%; si  $Y = T_0$  o  $P = 1.1 T_0$ .

El sujetador recibirá toda la carga.

#### V.2.3.2 Conexiones soldadas.

El diseño de conexiones soldadas se basa en los esfuerzos permisibles de éstos. Los esfuerzos permisibles están dados en la tabla V.6.

#### V.3 Articulaciones. Pasadores

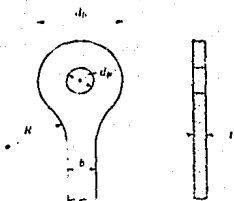
El diseño de miembros de tensión en conexiones con pasadores, puede hacerse de dos formas, por medio de barras de ojo y placas convencionales.

Para el cálculo del diámetro del pasador, el cual trabaja a flexión se tiene:

$$d = \sqrt[3]{10.2M / F}$$

F = esfuerzo permisible por flexión para el pasador.

Para la barra de ojo se tiene:



1.-  $d_p \geq 7/8 b$

3.-  $t \leq 1/2''$

5.-  $1.33 b \leq (d_b - d_p) \leq 1.5 b$

2.-  $b \leq 8 t$

4.-  $r_t \geq d_b$

El diámetro del pasador no debe ser menor de 1mm. del diámetro del ojo ( $d_p$ ) de la barra.

Con relación a placas el esfuerzo permisible de tensión - sobre la sección neta en agujeros de pasadores es:

$$F_t = 0.45 F_y$$

#### V.5 Placas de base y anclaje.

Las bases para columnas se pueden clasificar en dos tipos

- a) Los que transmiten solo carga axial y
- b) Los que transmiten un momento flexionante.

Para el caso (a), solo es necesario una placa que distribuya uniformemente los esfuerzos en el dado de cimentación, La forma de dimensionar la placa de base es la de obtener la superficie para distribución de carga sobre la cimentación y el espesor se obtiene en base de no superar los esfuerzos permisibles de flexión en la placa.

Si la columna aparte de carga axial transmite flexión, se presentan los siguientes casos de distribución de esfuerzos y carga en función de la excentricidad de la carga de la columna. Fig.V.14.

Si "B" es el ancho de la placa los esfuerzos en la placa ( $f_p$ ), se da la expresión:

$$f_p = \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I} = \frac{P}{bd} + \frac{6M}{bd^2}$$

Si la excentricidad está dada por  $M/P > d/6$ , las presiones en un extremo es cero y en el otro es  $2P/bd$  caso (a).

(b) la excentricidad es  $M/P > d/6$ , la línea de presiones cero se encuentra entre los bordes de la placa y la presión máximo es mayor a  $2P/bd$ .

Caso (c) es el límite superior de frontera para la excentricidad.

$M/P = d/2$ , la presión de aplastamiento (P) se concentra en el extremo de la placa.

Para el caso (d) en que  $e = M/P > d/2$  es necesario el sistema de fuerzas mostrado donde (T) es la tensión en el anclaje y la presión aplastamiento resultante es  $P + T$ .

Los casos anteriores son la base del diseño de las placas de columnas. El diseño se logra proponiendo las dimensiones de la placa y se revisa ésta para las condiciones mostradas con relación al aplastamiento y las necesidades de anclaje necesario.

#### V.5 Juntas de marcos rígidos.

Las juntas en marcos rígidos, deben ser capaces de resistir los momentos máximos, cortantes y desplazamientos horizontales, esto da como resultado que deben ser más resistentes que las columnas y trabes a los que únen.

El diseño de juntas a momento conectadas por medio de tornillos o remaches, se basa en que éstos (tornillos y remaches) se diseñan para resistir la tensión generada por el momento que transmite la trabe a la columna y se revisan por cortante. La distribución de carga entre los conectores es proporcional.

Otro punto a tratar en este tipo de conexiones es el efecto de apalancamiento de los elementos que se utilizan para generar la conexión.

Fig. V.15.

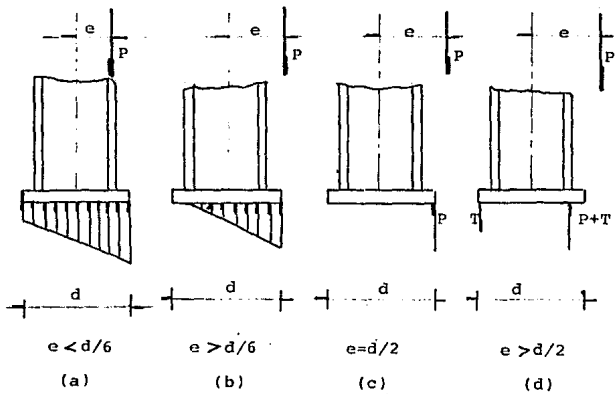


Fig. V.14

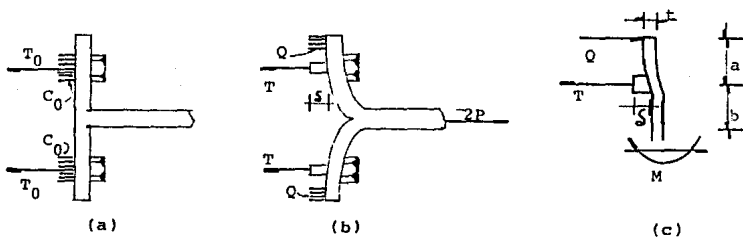


Fig.V.15

En (a) se presenta la pieza de conexión sin cargar, la compresión que se genera al cargar el elemento de conexión (b) se desplaza, y concentra en la punta del patín y se denomina fuerza de apalancamiento (Q), el análisis del comportamiento se ha hecho por medio del elemento finito.

La solución se plantea al suponer la carga última al desarrollarse una articulación plástica en la unión del alma y el patín, esto es  $M = M_p$  y las ecuaciones de equilibrio son:

$$P + Q = T \quad \text{--- (a)}$$

$$P_b + Q_a = M_p \quad \text{--- (b)}$$

Dividiendo (a) entre (b) y despejando Q/P se obtiene:

$$\frac{Q}{P} = \frac{b - M_p/T}{a + M_p/T} \quad \text{--- c}$$

Pero:

$$M_p = F_y w t^2 / r$$

y la tensión en el conector es igual a la carga última

$$T_u = F_u A_b$$

$M_p/T$ , se convierte en:

$$\frac{M_p}{T} = \frac{F_y w t^2}{4 F_u A_b} = \frac{F_y w t^2}{F_u \pi d^2} = \frac{\beta w t^2}{d^2}$$

y (c) queda:

$$\frac{Q}{P} = \frac{b d^2 - \beta w t^2}{a d^2 - \beta w t^2} \quad \text{--- d}$$

Para conocer  $\beta$  y calcular Q es necesario que el tornillo se rompa al instante o después, de formada la articulación plástica. El análisis del elemento finito demostró el desarrollo de fluencia en una cantidad sustancial y que la articulación plástica solo en algunas conexiones al momento de la falla del conector. Por lo tanto se ajustaron los coeficientes de la ecuación (d), para tener una correlación entre el análisis y las pruebas y se dan los siguientes valores.

Conexiones con tornillos A 325

$$\frac{Q}{P} = \frac{100 b d^2 - 18 w t^2}{70 a d^2 + 21 w t^2}$$

$$\text{Conexiones con tornillos A 490} \quad Q = \frac{100bd^2 - 14wt^2}{P \quad 62ad^2 + 21wt^2}$$

Para revisar la pieza se plantea.

Si  $a > 2t$  se usará de  $2t$ .

Analizar el patín de la pieza por flexión sobre la línea de conectores y una sección del alma.

Las juntas a momento por medio de soldadura se diseñarán para resistir momento, aparte de que se revisarán para ver si éste no genera arrugamiento y/o pandeo del alma de la columna.

El IMCA, estipula que cuando los patines de una trabe o las placas de conexión sean soldadas al patín de una columna de perfil I, se colocarán atiezadores en el alma de la columna con un área transversal  $A_{st}$  mayor al calculado siempre que el  $A_{st}$  calculado sea positivo.

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - P_{yc} t(t_b + 5k)}{F_{yst}}$$

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

$F_{yst}$  = esfuerzo de fluencia del atiezador.

$k$  = distancia entre la cara exterior del patín de la columna y el pie de su filete en el alma.

$P_{bf}$  = fuerza calculada transmitida a la columna multiplicado - por:

5/3 para carga viva más muerta.

4/3 para carga viva más muerta y cargas accidentales --- (viento o sismo).

$t$  = espesor del alma de la columna.

$t_b$  = espesor del patín o de la placa de conexión.

Se colocará un atiezador o un par de atiezadores, sin menoscabo al punto anterior, cuando el peralte del alma de la columna sin contar los filetes sea mayor a:

$$\frac{34\,400 t^3 \sqrt{F_{yc}}}{P_{bf}}$$

Las cuales se colocarán opuestos al patín de compresión y se colocarán un par de atiezadores en el patín de tensión, cuan



do el espesor del patín de la columna sea menor de:

$$0.4 \left| \frac{F_{bf}}{F_{Yc}} \right|$$

#### V.5.1 Criterios plásticos incorporados a un diseño elástico.

La redistribución de momentos generados por las articulaciones plásticas permite diseñar las conexiones rígidas con reducciones en los momentos que se generan por cargas gravitacionales que se transmiten a las columnas desde las trabes.

Partiendo de esto el IMCA estipula;

"Las vigas que satisfagan los requerimientos de sección compacta y sean continuas sobre apoyos o estén rígidamente conectadas por medio de remaches, tornillos alta resistencia o soldaduras podran ser diseñadas para 9/10 de los momentos negativos producidos por cargas gravitacionales, las que son máximas en los puntos de apoyo, siempre que para tales miembros el momento - máximo positivo sea incrementado en 1/10 del promedio de los momentos negativos.

## ANÁLISIS Y DISEÑO PLÁSTICO DE VIGAS Y MARCOS HIPERESTÁTICOS.

## VI.1 Análisis plástico.

El planteamiento de los capítulos anteriores está en base al análisis elástico, y esto nos da factores de seguridad en función del esfuerzo de fluencia, los cuales nos dan indicación consiste en relación a la capacidad última de la estructura. En un elemento estructural (dependiendo de sus características geométricas) la resistencia que presenta puede ser mayor a la que se registra en función de la fluencia del material de que esté manufacturado.

El diseño plástico sirve para pronosticar la resistencia de estructuras continuas. La resistencia de un elemento estructural continuo está dada por las articulaciones plásticas que se general en él por causas de las cargas que se apliquen, esto es que un elemento estructural alcanzará su capacidad de carga cuando desarrolle el número suficiente de articulaciones plásticas que lo conviertan en un mecanismo. Las articulaciones plásticas que generan el mecanismo se presentan en los puntos de momento máximo del diagrama de momentos plásticos de la estructura. La forma en que se generan el mecanismo de colapso (articulaciones plásticas), ya se vio en temas anteriores (I.4, II.2, III.1, entre otros).

## VI.1.1 Reglamento del D.D.F.

El R.C.D.F.- 1988, plantea el análisis plástico para el diseño de estructuras metálicas. En este tema se darán las especificaciones que plantea el reglamento para el análisis y diseño plástico.

(tabla 2.3.1 RCDF y notas).

a) Miembros a tensión.

a.1) Estado límite de flujo plástico en la sección total.

$$F_r = 0.90$$

$$R_t = A_t F_y F_R$$

a.2) Estado límite de fractura en la sección neta.

$$F_R = 0.75$$

$$R_t = A_c F_u F_R$$

Donde:

$R_t$  = Resistencia de diseño

$F_R$  = Factor de reducción

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia.

$F_u$  = Esfuerzo mínimo de ruptura de tensión

$A_t$  = Area total

$A_e$  = Area neta

b) Miembro a compresión (pandeo por flexión).

b.1) Miembros de sección transversal H, I, o rectangular hueca

$$F_r = 0.90$$

$$F_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} \cdot A_t F_R \leq F_y A_t F_R$$

Donde;

$A_t$  = Area total de la sección transversal de la columna.

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

$n$  = valor dimensional con valores;

$n = 1.0$ ; sección transversal H o I, hechas con tres placas soldadas entre sí.

$n = 1.4$ ; sección transversal H o I, laminadas o hechas con tres placas soldadas obtenidas por corte con oxígeno de placas laminadas y sección rectangular laminada o hechas de cuatro soldadas.

b.2) Miembros con sección transversal diferente a las mencionadas en (b.1).

$$F_R = 0.85$$

$$\text{Si } \left(\frac{KL}{r}\right) \geq \left(\frac{KL}{r}\right)_c, \quad R_c = \frac{20\,120\,000}{(KL/r)^2} \cdot A_t F_R$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} < \left(\frac{KL}{r}\right)_c, R_c = A_t F_y \left(1 - \frac{(KL/r)}{2(KL/r)_c}\right)^2 F_R$$

$\left(\frac{KL}{r}\right)_c = \frac{6340}{\sqrt{F_y}}$  ; relación de esbeltez que separa los intervalos de pandeo elástico e in-elástico.

c) miembros a compresión (pandeo local)

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \geq \left(\frac{KL}{r}\right)_c^*, R_c = \frac{20\ 120\ 000}{(KL/r)^2} A_t F_R$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} < \left(\frac{KL}{r}\right)_c^*, R_c = Q A_t F_y \left(1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2}\right) F_R$$

Donde:  $\left(\frac{KL}{r}\right)_c^* = \frac{6340}{\sqrt{Q F_y}}$

$F_R = 0.75$

$Q = Q_s Q_a$

$Q_s$  y  $Q_a$  se calculan

$Q$  = factor de pandeo local

$Q_s$  = factor de reducción de la resistencia en elementos planos no atizados.

$Q_a$  = cociente del área efectiva.

Para ángulos aislados

$$\text{Si } \frac{640}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{1300}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_s = 1.340 - 0.00053 (b/t) \sqrt{F_y}$$

$$\text{Si } b/t > 1300 / \sqrt{F_y}$$

$$Q_s = 1\ 090\ 000 / (\sqrt{F_y} (b/t)^2)$$

Para patines comprimidos de vigas y trabes armadas y elementos que sobresalen de columnas.

$$\text{Si } 830 / \sqrt{F_y} < b/t < 1470 / \sqrt{F_y}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.00052 (b/t) \sqrt{F_y}$$

$$\text{Si } b/t \geq 1470 \sqrt{F_y}$$

$$Q_s = 1\,400\,000 / (F_y (b/t)^2)$$

Para calcular  $Q_a$ , se utilizan las expresiones anteriores sustituyendo  $b$  por  $b_e$ .

Para patines de secciones rectangulares de espesor continuo.

$$b_e = \frac{2730 t}{\sqrt{f}} \left( 1 - \frac{540}{(b/t) \cdot f} \right) \leq b$$

Para cualquier elemento plano atezado comprimido uniformemente.

$$b_e = \frac{2730 t}{\sqrt{f}} \left( \frac{1 - 480}{(b/t) \sqrt{f}} \right) \leq b$$

Donde:

$b_e$  = ancho efectivo reducido

$f$  = esfuerzo de compresión existente en el elemento atezado.

d) Compresión en columnas tubulares de sección transversal circular.

$$R_c = \left( \frac{773\,000}{D/T} - \frac{2F_y}{3} \right) A_t F_R$$

Donde:

$D$  = diámetro exterior del tubo

$T$  = espesor de la pared del tubo

$F_R = 0.70$

c) Resistencia en flexión (soporte lateral  $L \leq L_u$ )

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_P$$

Donde:

$M_R$  = momento resistente

$F_R = 0.90$

$Z$  = módulo de sección plástico

$F_y$  = esfuerzo de fluencia

$M_P$  = momento plástico

c.1) Secciones no compactas.

$$M_R = F_R S F_y = F_R M_y$$

S = módulo de sección elástico

My = momento de fluencia

c.2) Secciones esbeltas.

$$M_R = F_R Q_s My$$

Qs definido en (c)

f) miembros no soportados ( L > Lu )

f.1) secciones 1 y 2

Si  $Mu > 2/3 M_p$

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left( 1 - \frac{0.28 M_p}{Mu} \right) \leq F_R M_p$$

Si  $Mu \leq (2/3) M_p$

$$M_R = F_R Mu$$

$$Mu = \frac{\pi E}{CL} \sqrt{I_y \left( \frac{J}{2.6} + \left( \frac{\pi}{L} \right)^2 Ca \right)}$$

Donde:

Mu.- momento último

J.- constante de tensión de Saint Venant.

Ca.- constante de alabeo de la sección.

C, .- dada por:

C = 0.6 + 0.4 M1/M2, elementos con curvatura simple.

C = 0.6 - 0.4 K1/M2  $\geq$  0.4, elementos con curvatura doble.

C = 1.0 Cuando M Max > M2, dentro del tramo no soportado.

M1 = momento menor en el extremo

M2 = momento mayor en el extremo

f.2) secciones 3 y 4

Si  $Mu \leq 2/3 My$

$$M_R = 1.15 F_R My \left( 1 - \frac{0.28 My}{Mu} \right)$$

Si  $\mu < 2/3 M_y$

$$M_R = F_R \mu$$

g) Cortante,

La resistencia de diseño al cortante es;

$$V_R = V_n F_R$$

Donde:

$$F_R = 0.90$$

y

$V_n$ , se evalúa ,

$$\text{Si } h/t \leq 1400 \sqrt{k/F_y}, \quad V_n = 0.66 F_y A_a$$

$$\text{Si } 1400 \sqrt{k/F_y} < h/t \leq 1600 \sqrt{k/F_y}, \quad V_n = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_a$$

La 2a. expresión plantea la falla por cortante en el intervalo por endurecimiento.

La plastificación del alma presenta dos casos:

$$\text{Si } 1600 \sqrt{k/F_y} < (h/t) \leq 2000 \sqrt{k/F_y}$$

Caso 1 .- Iniciación del pandeo del alma.

$$V_n = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_a$$

Caso 2 .- Falla por tensión diagonal

$$V_n = \left( \left( \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} \right) \left( 1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) A_a$$

Si,

$$h/t > 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

Se consideran 2 casos:

Caso 1 Iniciación del pandeo del alma.

$$V_n = \frac{1\,845\,000\,k}{(h/t)^2} A_a$$

Caso 2 Falla por tensión diagonal.

$$V_n = \left( \left( \frac{1\,845\,000\,k}{(h/t)^2} \right) \left( 1 - \frac{0.87}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) A_a$$

Donde:

A<sub>a</sub>.- Area del alma o alma.

a.- separación de atiezos.

$$k = 5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2}$$

h) Flexión y cortante combinados.

$$\text{Cuando: } (1.33 V_R/M_R) \geq V_D/M_D \geq (0.6 V_R/M_R)$$

Se debe satisfacer:

$$V_D \leq V_R$$

$$M_D \leq M_R$$

$$0.727 \frac{M_D}{M_R} + 0.455 \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0$$

Se necesitan atiezos.

El sub-índice; D es el de diseño

R es el de resistencia

i) Miembros flexo-comprimidos.

i.1) Secciones 1 y 2

$$\left( \frac{M_{uoy}}{M_{pcy}} \right)^{\alpha} + \left( \frac{M_{uox}}{M_{pcx}} \right)^{\alpha} \leq 1.0$$

Donde:



$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} \left( 1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{px}$$

$$M_{pcy} = 1.67 F_R M_{py} \left( 1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{py}$$

Secciones H  $\leq 1.60 - p/2 \ln p$

Secciones de cajón  $\leq 1.70 - p/2 \ln p$

Cualquier otra sección  $\leq 1.0$

$P_u$ ,  $M_{ux}$   $M_{uy}$  valores de diseño

$M_{px} = Z_x F_y$ ,  $M_{py} = Z_y F_y$  momentos plásticos.

$$F_R = 0.90$$

$$F_y = A_t F_y$$

$$p = \frac{P_u}{F_R P_y}$$

$\ln$  = logaritmo natural.

i.2) Secciones 3 y 4

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

VI.2 Pandeo local.

El desarrollo de los mecanismos de colapso (articulaciones plásticas) ya se mencionó en temas anteriores. Las articulaciones plásticas que producen un mecanismo no se genera simultáneamente.

Para evitar el pandeo local de los patines en compresión por carga última se dan los límites de las relaciones ancho/espesor en función del tipo de acero.

$F_y$	$b_f/2t_f$
2530	8.5
2950	8.0
3160	7.4

3520

7.0

Si el espesor del patín es variable se tomará el promedio:  
Para vigas - columna la esbeltez del alma se restringe a no exceder los siguientes valores:

$$\frac{d}{t} = \begin{cases} \frac{3\,450}{\sqrt{F_y}} \left( 1 - 1.4 \frac{P}{P_y} \right) & \text{cuando } \frac{P}{P_y} \leq 0.27 \\ \frac{2\,150}{\sqrt{F_y}} & \text{cuando } \frac{P}{P_y} > 0.27 \end{cases}$$

### VI.3 Pandeo lateral y de conjunto.

#### VI.3.1 Pandeo lateral.

Los planteamientos vistos sobre el pandeo lateral fueron dados por la reducción de la resistencia a flexión en el plano. En este tema trataremos los límites que garanticen la capacidad de rotación de un elemento para que este genere una articulación plástica; esta capacidad está dada por la relación  $L/r_y$ . Los valores de  $L/r_y$  que marca el IMCA.

$$L/r_y = \begin{cases} \frac{96\,700}{F_y} + 25 & \text{para } 1.0 > \frac{M}{M_p} > -0.5 \\ \frac{96\,700}{F_y} & \text{para } -0.5 > \frac{M}{M_p} > -1.0 \end{cases}$$

Donde:

$r_y$  = radio de giro con relación a su eje menor resistencia.

$M$  = momento menor en los extremos del segmento no arriostrado.

$M/M_p$  = cociente de los momentos en el extremo.

( - ) en curvatura simple

( + ) en curvatura doble.

Cuando se logra arriostrar adecuadamente los elementos en los puntos relacionados al mecanismo de falla se logra una buena resistencia a los desplazamientos laterales y torsionales que generan la falla por pandeo lateral del elemento.

#### VI.3.2 Pandeo de conjunto.

En el pandeo de conjunto genera una inestabilidad de la estructura. Para evitarlo es necesario arriostrar los marcos contra desplazamiento lateral que permite considerar la estabilidad de los elementos individuales de la estructura.

La resistencia de un marco al pandeo por desplazamiento lateral depende de su rigidez a la flexión, la cual se reduce al generarse las articulaciones plásticas.

Un marco se puede hacer inestable antes de desarrollar un mecanismo de colapso.

En un marco simétrico con carga simétrica, se presenta.

Fig. VI.1.

- b) Configuración de pandeo con desplazamiento lateral.
- c) Cuando se presentan mecanismos en ambas vigas de rigidez al desplazamiento lateral desaparece.
- d) El mismo marco ahora arriostrado, permanece estable aún en el caso de que se generen articulaciones plásticas tanto en vigas como en columnas.

#### VI.4 Comportamiento y ductibilidad.

El comportamiento plástico de vigas continuas y marcos hiperestáticos, se da a partir de la redistribución de los momentos generados por las cargas de servicio aplicadas a la estructura al crear las articulaciones plásticas en los elementos que las conforma.

Esta redistribución permite que la estructura resista esfuerzos mayores que los que se plantean en el análisis y diseño elástico permitiendo un dimensionamiento más económico de la estructura.

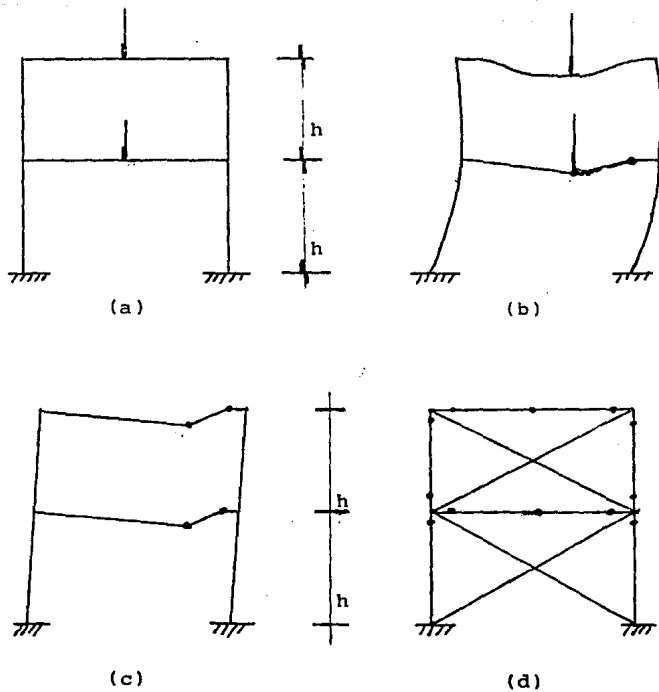


Fig.VI.1

Como se vió en temas anteriores de este capítulo y en el capítulo I tema 4; al generarse las articulaciones plásticas, se genera un mecanismo de colapso que hace que la estructura sea inestable, pero la ductibilidad del acero que hace que las articulaciones plásticas no se generen al mismo tiempo evita el colapso de la estructura y genera la plastificación del acero y consecuentemente el endurecimiento del mismo por deformación, la redistribución de momentos y un aumento de la resistencia aplicadas a la estructura.

Esto es en síntesis las bases del diseño plástico, el cual no ha sido estudiado totalmente en la práctica y se desconoce en su mayoría el comportamiento plástico total de una estructura.

#### VI.5 Conexiones.

El IMCA estipula para el diseño plástico de conexiones lo siguiente:

- a) Conexiones para continuidad, estos deben resistir los momentos, cortantes y carga axiales generadas por la carga total incrementada.
- b) Las conexiones de esquina, la conexión se diseña para resistir el momento plástico total adyacente a la conexión.
- c) El diseño de tornillos alta resistencia, tornillos ASTM-A307, remaches y soldadura su resistencia deber ser incrementada 1.7 veces (la resistencia de que se habla es la de las tablas que se dan en el tema V Conexiones).
- d) Se recomienda el uso de soldadura de ranura en lugar de los de filete.

El reglamento de construcciones del D.D.F. difiere poco en los perímetros de resistencia de los conectores aunque las hipótesis para el diseño de las conexiones son las mismas del IMCA AISC y cualquier texto de diseño de estructuras metálicas.

Las tablas de las resistencias permisibles que marca el RCDF se tiene en la tabla VI.1.

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES		
	TIPO 1 (DISEÑO PLÁSTICO)	TIPO 2 (COMPACTAS)	TIPO 3 (NO COMPACTAS)
ALAS DE ANGULOS SEMIPLAS Y DE ANGULOS DOBLES CON SEPARACIONES EN COMPRESIÓN. ELEMENTOS COMPRESIVOS SON GÁRGAS A LO LARGO DE UN SOLO DE LOS BOCES LATERALES.	—	—	$140/ \sqrt{F_y}$
ATENUACIONES DE TABLEROS ANIMADOS, SOPORTADOS A LO LARGO DE UN SOLO BOCES LONGITUDINAL.	—	—	$110/ \sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES T	—	$540/ \sqrt{F_y}$	$550/ \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CANALES, EN FLEXIÓN	$460/ \sqrt{F_y}$	$540/ \sqrt{F_y}$	$630/ \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CANALES, EN COMPRESIÓN PURA; PLACAS QUE SOBRESALEN DE MIEMBROS COMPRESIVOS (1)	$830/ \sqrt{F_y}$	$830/ \sqrt{F_y}$	$830/ \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES EN CAJÓN, LAMINADAS O SOLDADAS, EN FLEXIÓN; CURSILLAS ENTRE LÍNEAS DE ESTACONES, TORNILLOS O SOLDADURAS; ANCLAJES, SON ENTUBOS A LO LARGO DE LOS DOS BOCES PARALELOS A LA FLECHA.	$1600/ \sqrt{F_y}$	$1600/ \sqrt{F_y}$	$2100/ \sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES I O H Y PLACAS DE SECCIONES EN CAJÓN, EN COMPRESIÓN PURA (1)	$2100/ \sqrt{F_y}$	$2100/ \sqrt{F_y}$	$2100/ \sqrt{F_y}$
ALMAS EN FLEXIÓN	$3300/ \sqrt{F_y}$	$5300/ \sqrt{F_y}$	$6000/ \sqrt{F_y}$
ALMAS FLEXIONADAS	$S_1 P_u/P_y \leq 0.28, (2)$ $\frac{3500}{\sqrt{F_y}} (1-1.4 P_u/P_y)$ $S_1 P_u/P_y > 0.28,$ $\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$	$S_1 P_u/P_y \leq 0.15,$ $\frac{5300}{\sqrt{F_y}} (1-2.7 P_u/P_y)$ $S_1 P_u/P_y > 0.15,$ $\frac{3330}{\sqrt{F_y}} (1-0.371 P_u/P_y)$	$S_1 P_u/P_y \leq 0.15,$ $\frac{6000}{\sqrt{F_y}} (1-2.7 P_u/P_y)$ $S_1 P_u/P_y > 0.15,$ $\frac{5228}{\sqrt{F_y}} (1-0.593 P_u/P_y)$
SECCIONES CIRCULARES REDONAS EN COMPRESIÓN PURA (1)	$132000/ F_y$	$184000/ F_y$	$215000/ F_y$

(1) En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3.

(2)  $P_u$  es la fuerza axial de diseño.

(3) Ver 2.3.5.

Tabla. T.VI.1 Valores permisibles dados por el RCDDF.

## DISCUSION DE PROBLEMAS DE ESTRUCTURAS Y OPTIMACION DE DISEÑO. VARIABLES QUE INTERVIENEN FUNDAMENTALMENTE.

El principal problema a que se enfrenta un diseñador de estructuras, es el de generar congruencia entre la economía (costos de materiales y montajes) y funcionalidad de la estructura.

Las estructuras en que se puede utilizar el acero en su fabricación son muy variadas y cada una presenta sus muy particulares características de diseño, estructuración y montaje.

A continuación se mencionarán las estructuras más comunes y plantearemos soluciones a los problemas más comunes.

### VII.1 Edificios de varios pisos.

La estructuración de un edificio de varios pisos se basa en una uniformidad de planta, con un sistema de crujías rectangulares en base a traveses y vigas las cuales dan la sustentación horizontal de piso; el sistema se conecta a las columnas que se encargan de soportar el piso del edificio.

El sistema de columnas va desde la cimentación hasta la azotea del edificio; ya que no se pueden fabricar de una sola pieza, las secciones se dimensionan a un máximo de dos pisos, ya que así se facilita el montaje aparte de que se pueden utilizar secciones comerciales, es recomendable que ésta queden en los entrepisos y no al nivel de piso, ya que no solo se presenta la unión de la columna sino también la de vigas y traveses que convergen a la columna.

Otro impedimento es que el sistema de piso transmite las cargas accidentales que generan incrementos de esfuerzos, éstos incrementos implican el robustecer la conexión y por lo tanto complicaciones de montaje y económicos.

El dimensionamiento transversal de una columna está dado por el análisis de cargas y esfuerzos a los que estará trabajando y de éstos nos marcará si será necesario variar la sección de la columna con su respectiva reducción económica; pero se da

la necesidad del diseño de la conexión.

En este tipo de estructuras las necesidades de espacio son muy importantes, lo que implica que las trabes interiores sean de bajo peralte, en celosía o agujeradas para facilitar el paso de instalaciones y toda la rigidez necesaria de la estructura se dé en las trabes perimetrales las cuales serán muy peraltadas. En ocasiones es necesario dar mas rigidez a la estructura y para lograrlo se utilizan elementos verticales, los cuales son:

a.- Marcos con diagonales, las cuales se pondrán en zonas que no interfieran con la funcionalidad y uso del edificio. Los marcos idóneos son las que se encuentran en los cubos de elevadores y escaleras, servicios y los perimetrales.

b.- Marcos rígidos abiertos, aquí se presenta el acartelamiento de las trabes, tanto interiores como exteriores. La rigidización se logra mediante la transmisión de momentos por medio de las conexiones las cuales se diseñarán para este propósito.

c.- Muros de cortante, los cuales estarán diseñados para soportar las cargas laterales y su distribución deberá guardar simetría en la planta en que se utilicen.

Aparte el sistema de piso debe transmitir facilmente los esfuerzos generados por las cargas accidentales a los marcos rigidizados.

## VII.2 Edificios de un solo piso.

Estos son edificios para usos industriales, los cuales son conocidos como edificios tipo fábrica, que se caracterizan porque son estructurados a base de columnas y armaduras.

Fig.VII.1





Fig.VII.1 Edificio de un solo piso.

Por las características de estructuración, este tipo de edificios necesitan de sistemas de contraventeo tanto en la techumbre como en el plano de columnas.

El sistema de contraventeo más común es el diagonal y el cual deberá ser diseñado para resistir inversión de esfuerzos. En la techumbre se presentan dos planos para el contraventeo, el plano inferior se da por medio de diagonales y el plano superior se da por medio del sistema de largueros de la sustentación de la techumbre los cuales funcionan como montantes.

Fig.VII.2

El arriostramiento longitudinal (Plano de columnas) se rige por factores de paso e iluminación; partiendo de iluminación, partiendo de éstos factores el arriostramiento se puede hacer a toda la altura de la columna o solamente en la parte superior de la columna.

Fig.VII.3

Este, tipo de estructura es muy ligera y se debe de tomar en cuenta el tipo de techumbre para el análisis, ya que se utilizan láminas de asbesto-cemento, metálicas o plásticas y tienen muy variados pesos.

Para cerrar entre columnas también es muy variado el tipo de material por utilizar, entre los que se utilizan tenemos; láminas y muros de piezas de mampostería, en este último caso es necesario desligar los muros de la estructura principal.

El espaciamiento entre columnas está en función de los materiales de la cubierta, tipo de cimentación y claro de la armadura, siendo lo común que varían de 3.00 a 10.00 m. con respecto al claro de la armadura éstas varían de los 10.0 a 12.00 m. y es necesario que no existan columnas intermedias.

### VII.3 Edificios a base de marcos rígidos.

La estructuración de edificios industriales a base de marcos rígidos, está sustituyendo a la estructuración de armaduras

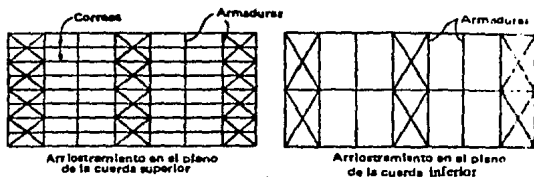


Fig.VII.2 Arriostramiento en la techumbre.

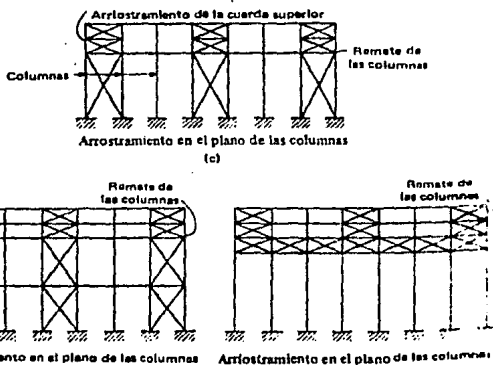


Fig.VII.3 Arriostramiento en el plano de muros.

y columnas, ésta sustitución se está dando por la economía generada en la cimentación, ya que los esfuerzos de flexión son menores, ya que los momentos generados por la estructura son distribuidos a través de ella, por su propia configuración y diseño ya que un marco rígido asemeja la elástica del diagrama de momentos que lo genera. La relación de altura contra claro son grandes ya que presenta poca altura y claros que varían de 7.00 a 60.00 m. (es común claros de 18.00 a 24.00 m.), esto presenta grandes cargas horizontales en la cimentación lo que obliga a utilizar tensores que conecten la cimentación por debajo del nivel de operación, permitiendo economizar más en las cimentaciones. El diseño de marcos rígidos presenta su mayor problema en las conexiones (rodillas), ya que porque en ellas se presentan los mayores momentos es necesario tener mucho cuidado en su diseño a parte de una buena supervisión en su fabricación.

El seguimiento para el diseño de un marco rígido empieza en las rodillas, después traveses y columnas, siguiendo los tensores para la cimentación. El contraventeo tiene dos papeles, el primero consiste en rigidizar la estructura a la altura de las rodillas para facilitar la generación de las articulaciones plásticas tan necesarias y que se presentan en este tipo de conexiones; el segundo es para dar la sustentación en el plano transversal del marco.

#### VII.4 Puentes.

Los puentes son estructuradas que permiten el librar o pasar sobre un obstáculo ya sea este una corriente, un desfiladero o una vía de comunicación.

Los puentes se clasifican de acuerdo con el uso que se les dará en:

- Peatonales
- Carreteros
- Ferroviarios
- Mixtos

Los puentes más especializados son los carreteros y ferroviarios, ya que las solicitudes para ellos son mayores.

Otra forma de clasificarlos es estructural, y es por la posición de la calzada o piso en la estructura de soporte.

- Paso inferior, el piso de localización en la parte interna de la estructura que lo sostiene.

Fig.VII. 4

- Paso superior, la estructura de soporte se localiza por debajo del piso.

Fig.VII. 5

- Paso a través o puente pony, el piso se encuentra localizado a un nivel intermedio en la estructura que lo sostiene.

Hay otra clasificación de puentes, la cual se basa en el tipo de estructura de soporte de las mismas.

- Vigueta simplemente apoyada.
- Con traves de alma llena.
- De armadura.
- + Claros medios.
- + Subdivididos.
- + Continuos.
- En voladizo.
- De arco.
- Colgantes.
- Marco rígido.
- De armadura Vierendeel.
- Ortotrópicos.



Fig.VII.4 Armadura para puente con paso inferior.



Fig.VII.5 Armadura para puente con paso superior.

#### VII.4.1 Montaje.

Para el montaje de un puente se tiene que tomar en cuenta, puntos muy variados como son: el claro por cubrir, la topografía, tiempos de colocación, etc.

Los procedimientos de colocación son muy variados, entre otros se presentan:

Para claros cortos (menores de 40.00 m.), es posible el armar en su totalidad el puente y trasladarlo hasta el lugar de ubicación y después izarlo por medio de gruas hasta su punto de colocación. Para claros mayores se utiliza una obra falsa para soportar al puente hasta que se realicen las conexiones que permitan auto soportarse.

Cuando por razones topográficas o de uso en la zona por librar no es posible utilizar obra falsa, se utilizan los procedimientos de voladizo y el de deslizamiento horizontal.

El procedimiento de voladizo, consiste en construir el puente desde los accesos e ir incorporando secciones hasta la terminación del mismo. La colocación de las secciones se realiza por medio de equipo ligero.

El lanzamiento horizontal consiste en preparar secciones de puente y después deslizarlos hasta su punto de ubicación dentro la estructura. Este proceso se utiliza para puentes de grandes claros (mayores de 120.00 m.).

En puentes colgantes se utiliza una combinación de sistemas, el de voladizo y el de izamiento, esto es; el voladizo en los puntos de soporte y por izamiento las partes centrales.

#### VII.4.2. Solicitaciones.

Las solicitudes o carga que se presentan en un puente al igual que en cualquier otra estructura se dividen en cargas vivas que son las generadas por vehículos que hacen uso de él y las cargas muestran o sea el peso propio. De éstas solicitudes la más importante es la generada por las cargas vivas y por lo tanto se encuentran reglamentadas. En México no existe una reglamentación, no se ha realizado, pero son usadas las de Estados Unidos, las cuales son:

AREA para puentes ferroviarios.

AASHO para puentes carreteros.

La AASHO, estipula para el diseño de puentes se tomarán franjas de 10 pies de ancho y se colocará un camión sobre cada franja y claro de puente. Las cargas de camión se encuentran en las especificaciones AASHO y se denotan por una o dos letras y una serie de dígitos:

H 10 - 44 ó HS 20 - 44

Esto es:

H. camión de dos ejes

HS, Camión con semi-remolque

10m20, peso del camión en toneladas cortas.

44, que es el último número es el del año de la especificación

La misma AASHO, da otra carga para el diseño y ésta es la carga por línea que consiste en una carga uniforme y una carga concentrada.

El diseño se realizará en base al análisis que presenten los esfuerzos más desfavorables generado por cada uno de los planteamientos anteriores.

Con respecto al diseño de puentes ferroviarios el AREA basa sus especificaciones en al carga Cooper (E), que supone el paso de dos locomotoras pesadas enganchadas entre sí con su respectivo tender y arrastrando juntos un tren de carros con una determinada intensidad de carga uniforme.



### VII.4.3. Impacto y viento.

Otras solicitaciones que modifican el diseño de un puente y que deben ser tomadas en cuenta son las cargas de impacto y las de viento.

La carga por impacto está relacionada con la carga viva de diseño y consta en una amplificación de la carga al paso del vehículo sobre el puente.

Esta carga se toma como porcentaje de la carga viva estática y las fórmulas para su cálculo son de índole empírica.

La AASHTO da la siguiente fórmula para impacto en sistema métrico.

$$I = \frac{15.2}{L+381} \leq 30\%$$

L = en metros.

Estos porcentajes, obtenidos por medio de esta fórmula, son satisfactorios para puentes cortos, para puentes largos las solicitaciones cambian y es la carga muerta la que rige el diseño sobre la carga viva, ya que es improbable que se presenten cargas máximas sobre todo lo ancho largo del puente.

Las cargas de viento se consideran como cargas accidentales, ya que no se puede conocer la intensidad de ellas y mucho menos el momento en que se aplicarán a la estructura, lo que implica una incertidumbre sobre su evaluación para su incorporación en el análisis de la estructura.

El viento aplicado sobre un puente genera esfuerzos aún mayores que los generados por la carga estática ya que provocan una acción dinámica y causa severos daños sobre el mismo.

Los efectos ocasionados por las cargas de viento son más apreciables en cuanto el puente sea más largo y angosto, por lo tanto serán éstas (cargas de viento) las que rijan el diseño del puente sobre las cargas estáticas (cargas vivas y muertas). En el caso

contrario puentes cortos y anchos, las cargas de viento no causan problemas considerables.

Las especificaciones AASHO y AREA, dan planteamientos detallados para la evaluación de las cargas de viento y más aún aplicación en el análisis de un puente a la vez que la aplicación combinada con cargas estáticas e impacto.

#### VII.4.4. Arriostramientos.

Los arriostramientos de un puente tienen al función de dar rigidez lateral y torcional para soportar los esfuerzos causados por cargas de viento, tracción, etc. En el análisis de los arriostramientos, éstos se consideran como un sistema plano incorporado a un sistema tridimensional que es en sí la estructura de un puente.

El tipo y colocación de los arriostramientos dependerá del tipo de estructura escogida para el puente.

#### VII.5 Estructuras sostenidas por cables.

En esta forma de estructuración se presenta dos tipos básicos que son:

Estructuras colgantes y estructuras soportadas por cables, por el nombre que se le da se pueden ver que son los cables las que soportan todo el peso de la estructura.

##### VII.5.1 Estructuras colgantes.

Aquí los cables son elementos de soporte principales esto implica que el cable tenderá a colgarse como una catenaria en parte por peso propio y en parte por el peso de la estructura que cuelga de ellos. Esta curvatura es la consideración principal para evaluar la capacidad de carga del cable.

Cuando la estructura es utilizada como cubierta se presenta la siguiente clasificación:

- a.1 Curvatura simple.
  - a.1.1 Paralela.
  - a.1.2 Radial.
- a.2 Doble curvatura.
  - a.2.1 Paraboloide hiperbólico.
  - a.2.2 Conoide.
- a.3 Doble superficie.
  - a.3.1 Rueda de bicicleta.

El diseño de estructuras colgantes, específicamente de los cables consiste de dos fases, la primera para dimensionar, aquí se determina la forma, la carga axial máxima a tensión y la longitud del cable bajo una carga establecida; la segunda fase en análisis con cargas vivas para poder estabilizar la estructura.

Como se mencionó en el párrafo anterior, éstas estructuras necesitan estabilizarse ya que presentan el problema de inestabilidad aerodinámica se genera a causa de las cargas accidentales que complementan a las cargas estáticas; un diseño óptimo debe contemplar ambas condiciones de carga y los efectos dinámicos que se presentan.

#### VII.5.2 Estructuras soportadas por cables.

En este tipo de estructuración los cables trabajan exclusivamente a tensión y la compresión se da por elementos verticales y la flexión es a través de trabes.

Como se ve la diferencia entre los dos sistemas, es que en el primero el cable es el que soporta todo el trabajo estructural, mientras que el segundo sistema el cable trabaja solamente a tensión y es auxiliado por otros elementos estructurales.

Las estructuras soportadas son utilizadas tanto en puentes como en techumbres.

El diseño de puentes se considera la calzada como una viga continua apoyada sobre soportes elásticos.

Un ejemplo de este tipo de puente lo tenemos en el puente Tampico.

Para las techumbres su diseño se basa en las siguientes hipótesis:

- a) Cada mitad de techo se diseña como un techado independiente en voladizo.
- b) Se supone que las bases de las columnas están articuladas.
- c) La trabe del techo es continua en los soportes y está articulada al mástil.
- d) El mástil soporta esfuerzos axiales de compresión solamente.

#### VII.6 Estructuras a base de elementos de pared delgada.

Los perfiles de pared delgada se clasifican de acuerdo a los procedimientos de fabricación en:

##### a.- Laminados en caliente.

a.1.- Por soldadura continua, las laminas de acero al salir de los hornos se conforman y sueldan para darle su forma circular diámetro y espesor deseados.

Fig.VII.6

a.2.- Tubos sin costura, las barras solidas son perforadas axialmente por medio de un husillo a gran velocidad, este proceso necesita precalentar la barra.

Fig.VII.7

##### b.- Laminados en frío.

Aquí se utilizan láminas o placas de acero las cuales se doblan por procesos mecánicos para conformar los perfiles. Este tipo de perfiles en base a su fabricación, son en su mayoría perfiles abiertos.

#### V.II.6.1 Consideraciones de diseño.

##### V.II.6.1.1 Perfiles laminados en caliente.

Por el proceso de fabricación los perfiles son tubulares con sección transversal circular, cuadrangular o rectangular; éstas características físicas y es el hecho que las propiedades que rigen el diseño de estructuras metálicas como son área, momento de inercia, módulo de sección, etc., vemos que este tipo de perfiles son idóneos para ser utilizados como elementos a carga axial de compresión, resultando más económicos que los

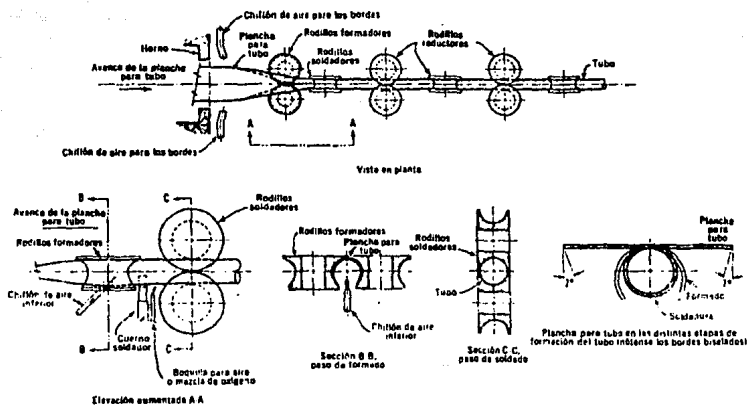


Fig.VII.6 Proceso de fabricación de tubos con costura.

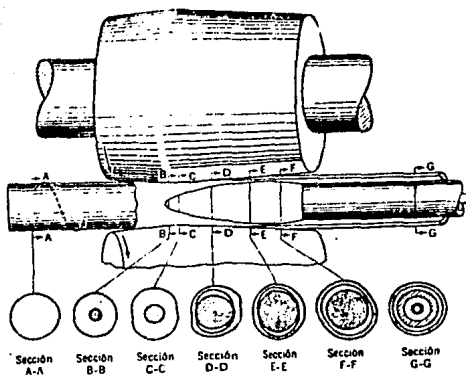


Fig.VII.7 Proceso de fabricación de tubos sin costura.

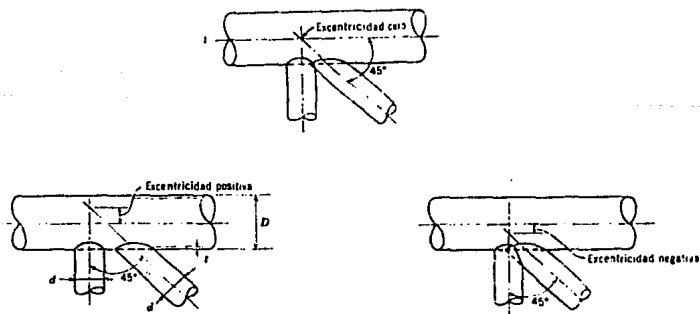


Fig.VII.8 Conexiones con elementos tubulares.

perfiles convencionales ya que son más ligeros.

Las consideraciones que hay que tomar principalmente para el diseño son, la relación de esbeltez y las conexiones. Con respecto a la relación de esbeltez, ya que se recomienda como elementos con carga axial a compresión y porque tienen paredes delgadas, pueden presentar pandeo y para evitarlo se debe tomar en cuenta la relación de esbeltez del elemento.

Con relación al segundo punto; conexiones, se recomienda que las conexiones del elemento sean del tipo de juntas directas ya que las juntas convencionales con placas de apoyo pueden generar esfuerzos considerables sobre las paredes del elemento estructural.

Fig.VII.8

Los parámetros geométricos que se presentan en una conexión de elementos tubulares son el espesor de sus paredes, diámetros y longitud de soldadura; y la forma en que se relacionan son los siguientes:

- a) Relación de diámetros de los elementos por unir  $d/D$ .
- b) Relación de diámetro a espesor del elemento de mayor diámetro  $t/D$ .
- c) Longitud de la soldadura entre los miembros conectados con respecto a las excentricidades que se presentan en la conexión. Para que la conexión sea eficiente, la excentricidad deberá ser cero y de esta forma se evitarán esfuerzos innecesarios en el elemento de base de la junta y permitiendo la transmisión de la carga otra vez de todos los elementos de la junta.

Las conexiones viga-còlumnas entre elementos laminados (viga) y tubulares (columna) se rigen por otros parámetros que son:

- a) Ancho de la cara de la columna a ancho de la viga.

- b) Ancho de la cara conectada de la columna a ancho de la viga.
- c) Ancho y espesor de la cara conectada.
- d) Espesores de los elementos conectados.
- e) Efecto de la carga axial en la columna.

### VII.6.1.3 Perfiles laminados en frío.

La consideración principal para diseño de estructuras en base a perfiles laminados en frío, es la relación ancho plano-espesor ( $W/t$ ). Y el ancho plano ( $W$ ), se define:

- a) Elementos atezados en el patín de compresión; es la longitud entre atezadores adyacentes sin incluir curva aljuna.

Fig.VII.9

- b) Elemento no atezado en el patín de compresión; es la proyección plana del patín medida a partir de donde termina la curva de transición hasta el extremo libre.

Fig.VII.10

La consideración  $W/t$ , presenta en el elemento, falla por fluencia cuando ésta es baja y falla por pandeo local cuando es alta. Para evaluar la relación  $W/t$  se presenta la expresión para el esfuerzo crítico basada en la teoría de placas sometidas a compresión:

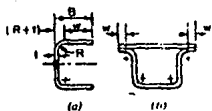
$$f_{cr} = \frac{K \pi^2 E}{12(1-\mu)^2 (W/t)^2}$$

Donde:

$K$  = número de semiondas que se presenten. Se da un valor de cuatro conservadoramente.

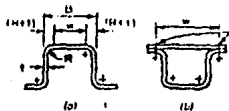
Hay que tomar en cuenta que el procedimiento de fabricación genera redistribución de esfuerzos lo queda una mayor resistencia al pandeo local.





**Ancho Plano de Elementos No Atiesados en Compresión.**

Fig.VII.9



**Ancho Plano de Elementos Atiesados en Compresión.**

Fig.VII.10

Las conexiones son todas soldadas con excepción a lo relativo a espesor del elemento que son las mismas que para perfiles laminados estándar.

### Conclusiones.

Este trabajo se ha realizado con el fin de ser una ayuda para los estudiantes de la materia de estructuras metálicas. Con este fin se ha buscado sintetizar la información presentada por varios ingenieros especialistas en muy variados textos, para compaginarlos en un solo texto.

La información obtenida se ha presentado en base a el temario - de la materia y se ha intentado ser lo más conciso y claro posible.

En el primer tema se presentan las características del acero -- A-36 que es el acero que se utiliza en México como base para el - laminado de elementos metálicos.

Ya en el segundo tema se presenta el diseño de elementos, y en su primera parte, se da el diseño a tensión, tanto de elementos - simples como compuestos. En la segunda parte del tema se tiene el diseño de elementos a compresión.

Para el tema III, se presentan los diseños de elementos que trabajan a esfuerzos de flexión y cortante; presentando en la ultima parte del tema ejemplos de diseño.

El tema IV, presenta el diseño de elementos que trabajan bajo combinación de esfuerzos, esto es; flexo-tensión, flexo-compresión así como los planteamientos y fórmulas de interacción.

Conexiones es el titulo del tema V. A quí se presentan tanto - las hipótesis de diseño como las características físicas de los - elementos que se utilizan como conectores. También se presentan - ejemplos de diseño de conexiones y las reglamentaciones que caracterizan a cada tipo de conector.

El tema VI, presenta las bases del diseño plástico de elementos estructurales metálicos.

En el último tema, se habla del diseño de los muy variados tipos de estructuras que se realizan por medio de elementos metálicos. Aquí se habla del diseño de edificios de varios pisos y tipo fábrica, puentes, estructuras a base de elementos de pared delgada, etc..

Como ya se menciona, este trabajo tiene el fin de ser una ayuda para el estudiante, pero esto no debe ser su fin total, ya que puede ser la base de otros trabajos complementarios como lo son; los ejercicios de la materia, análisis del temario, etc..

## BIBLIOGRAFIA

**-Resistencia de Materiales.**

Peschard

U.N.A.M.

**-Resistencia de Materiales.**

Willems

Mc. Graw Hill

**-Mecánica de Materiales.**

Beer y Johnston

Mc. Graw Hill

**-Soldadura.**

Pender

Mc. Graw Hill

**-Diseño de estructuras de acero.**

Bresler

Limusa

**-Steel Construction Manual-**

A.I.S.C.

**-Manual de Construcción de Acero.**

I.M.C.A.

**-Diseño de estructuras de acero.**

Edwin H. Gaylord Jr.

C.E.C.S.A. "

**-Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas.**

**D.D.F.**

**-Manual de diseño de obras civiles.**

**C.F.E.**