



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

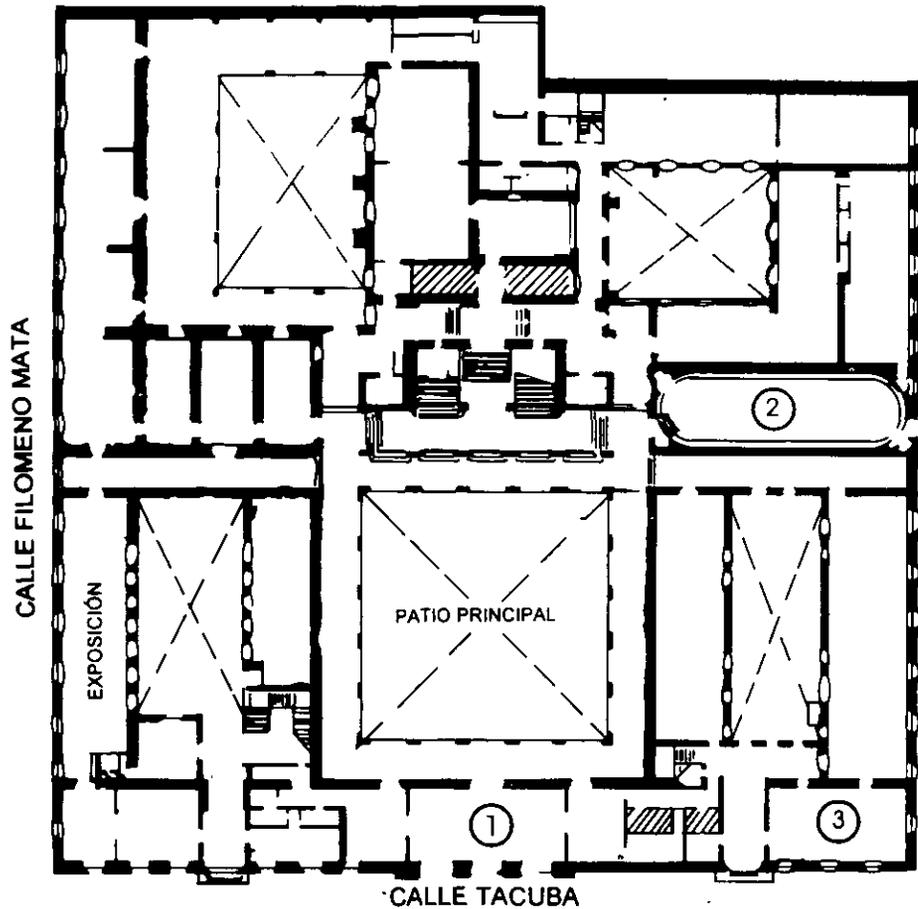
Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

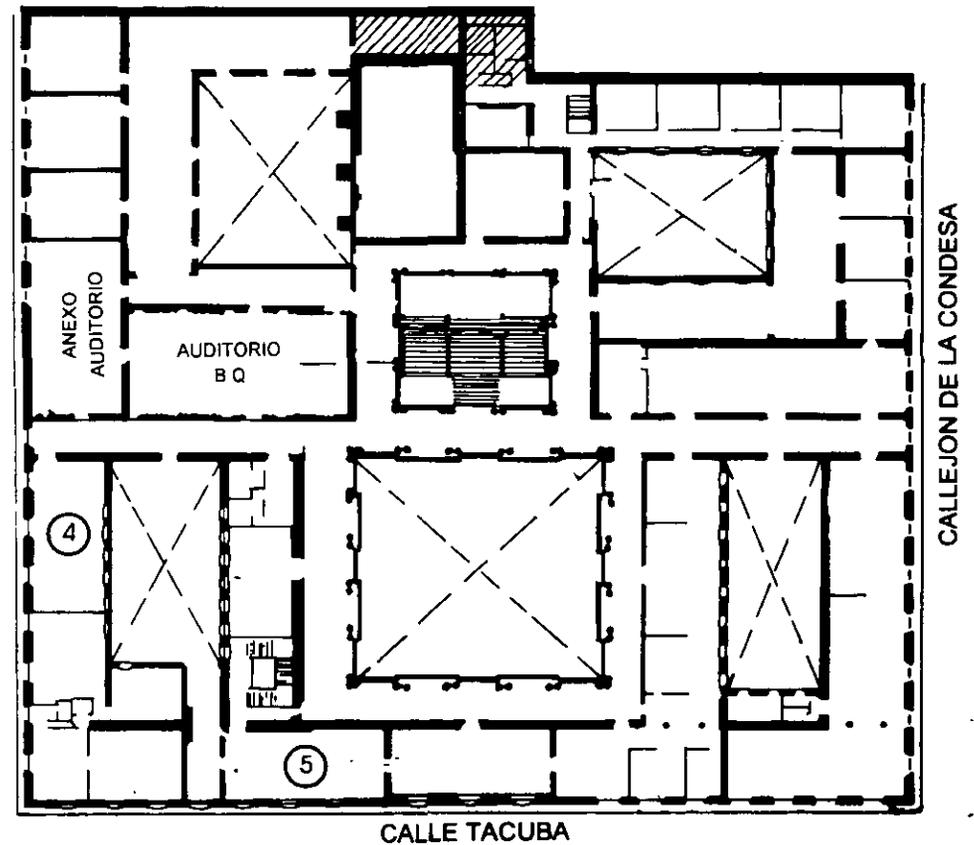
Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

**Atentamente
División de Educación Continua.**

PALACIO DE MINERIA

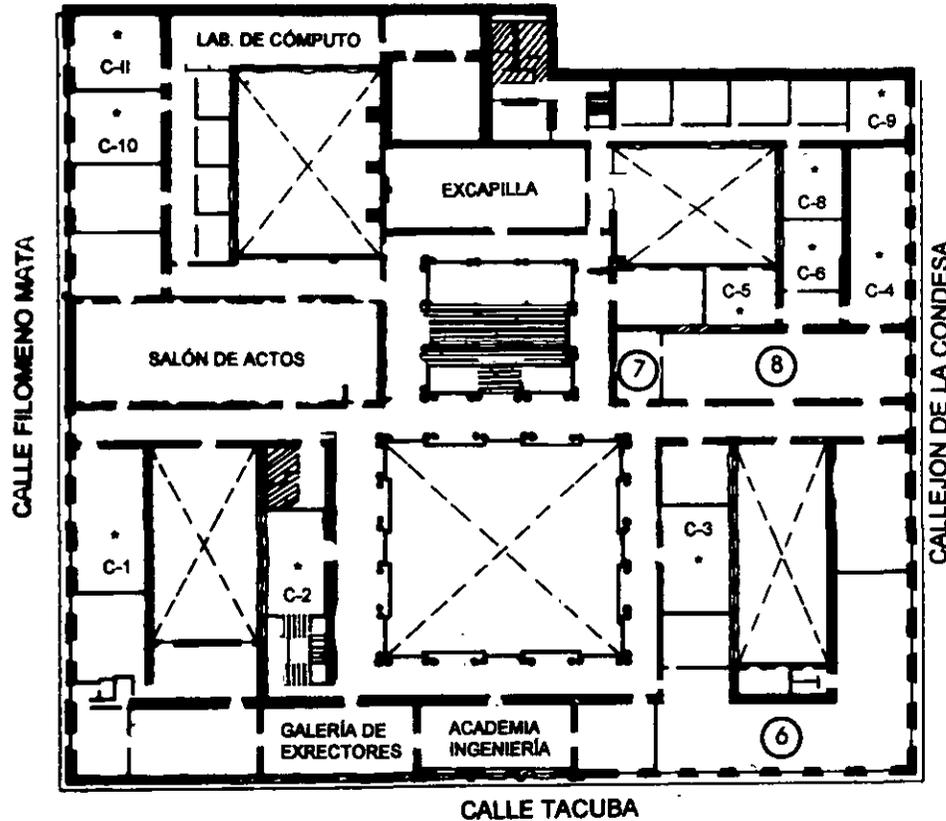


PLANTA BAJA



MEZZANINNE

PALACIO DE MINERÍA



GUÍA DE LOCALIZACIÓN

1. ACCESO
2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
3. LIBRERÍA UNAM
4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN "ING. BRUNO MASCANZONI"
5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
6. OFICINAS GENERALES
7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
8. SALA DE DESCANSO

SANITARIOS

* AULAS

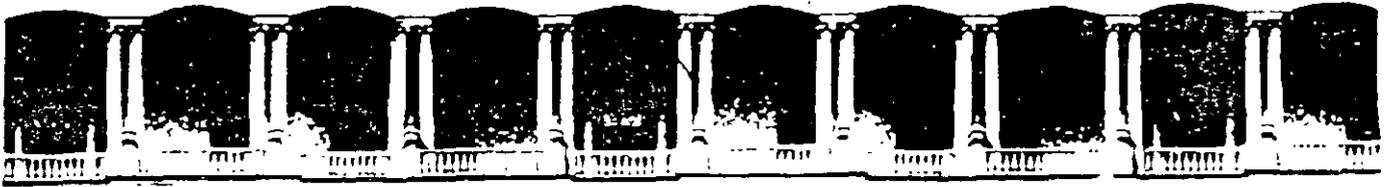
1er. PISO



DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

APLICACIÓN DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MEXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

TEMA

INTRODUCCION

**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VAZQUEZ MARTINEZ
PALACIO DE MINERIA
JUNIO DEL 2001**

"APLICACIÓN DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO"

por M. en I. Ismael Vázquez Martínez

I. Introducción:

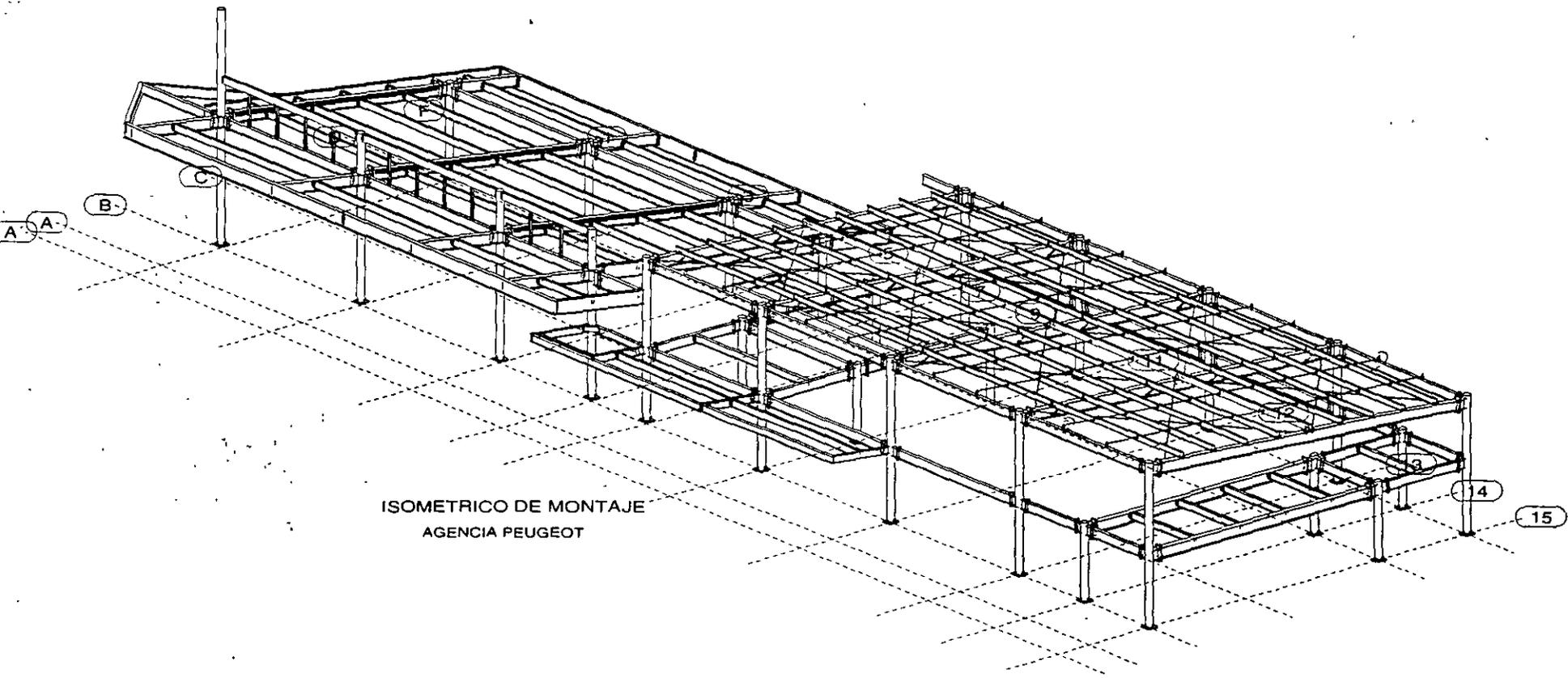
En el pasado la práctica del diseño de estructuras metálicas en México se limitaba básicamente a crear edificios que satisficieran los Reglamentos de Construcción vigentes sin tener en cuenta sustantivamente muchas consideraciones que simplifican la fabricación y montaje de las propias estructuras. Así, el estado actual del arte, en cuanto al diseño de estructuras metálicas se refiere debe ser regido por criterios que asocien la seguridad de las mismas con la facilidad de fabricación y montaje, y en consecuencia con la economía del proyecto.

En la actualidad, el tiempo para la fabricación y montaje de estructuras metálicas se ha reducido de manera muy importante gracias a los siguientes factores:

- a) El uso de programas de cómputo que permiten la elaboración de un análisis y diseño en forma tridimensional de manera racional y eficiente.
- b) La utilización de programas que permiten el modelado de la estructura en forma tridimensional para la elaboración de los planos de fabricación y montaje de manera automatizada.
- c) La fabricación de estructuras metálicas con técnicas C.N.C.(Computerized Numeric Control) con procesos automatizados de fabricación como corte en frío con sierra, taladrado, marcado, y corte térmico. Cabe señalar que para el total aprovechamiento de las máquinas C.N.C. se requiere de un congruente diseño de conexiones de los diversos elementos que componen la estructura. Para tal efecto, es práctica común el diseño de conexiones totalmente atornilladas en campo logrando además una eficiente solución de montaje.

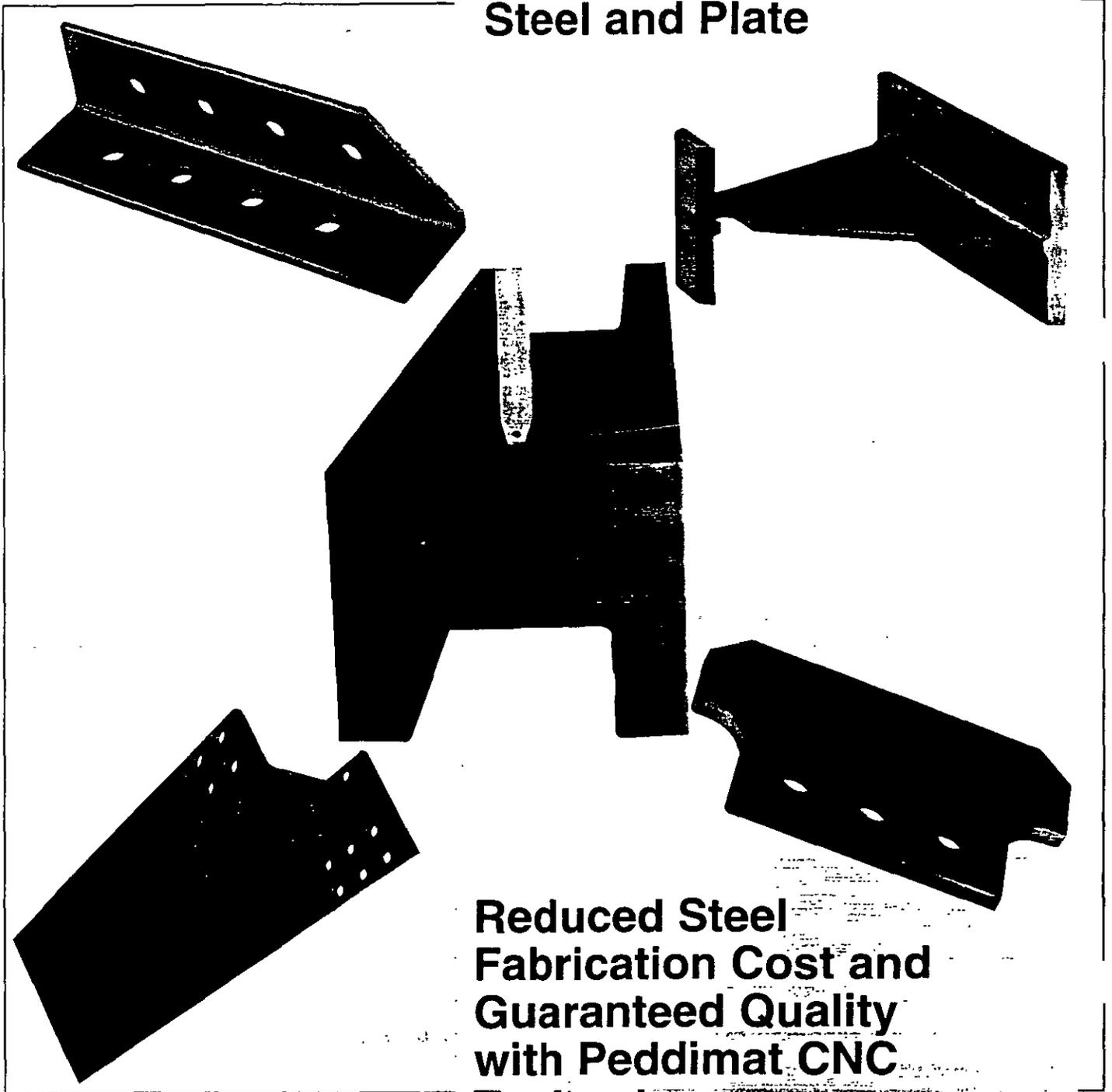
Aunado a lo anterior, el costo del acero estructural se ha visto reducido en los últimos años, factor que lo hace aún más competitivo frente a las estructuras de concreto. A pesar de todo lo anterior en nuestro país la estructura metálica no es tan frecuentemente utilizada como en otras naciones. Tal vez esto se deba a una falta de información tanto de los dueños de los inmuebles como de los constructores de los mismos. Es labor del Ingeniero Estructurista convencer tanto a los inversionistas como a los arquitectos de las ventajas que ofrece la estructura metálica y entre otras podemos mencionar las siguientes:

1. Claros más grandes: Las estructuras de acero estructural permiten construir fácilmente espacios de hasta 12 m x 12 m y aún más grandes, lo cual le proporciona flexibilidad al propietario para la disposición de oficinas.
2. Columnas más pequeñas: Las columnas de acero son más pequeñas que las de concreto. Esto posibilita el uso más eficiente del espacio disponible y obstruye menos la visibilidad.



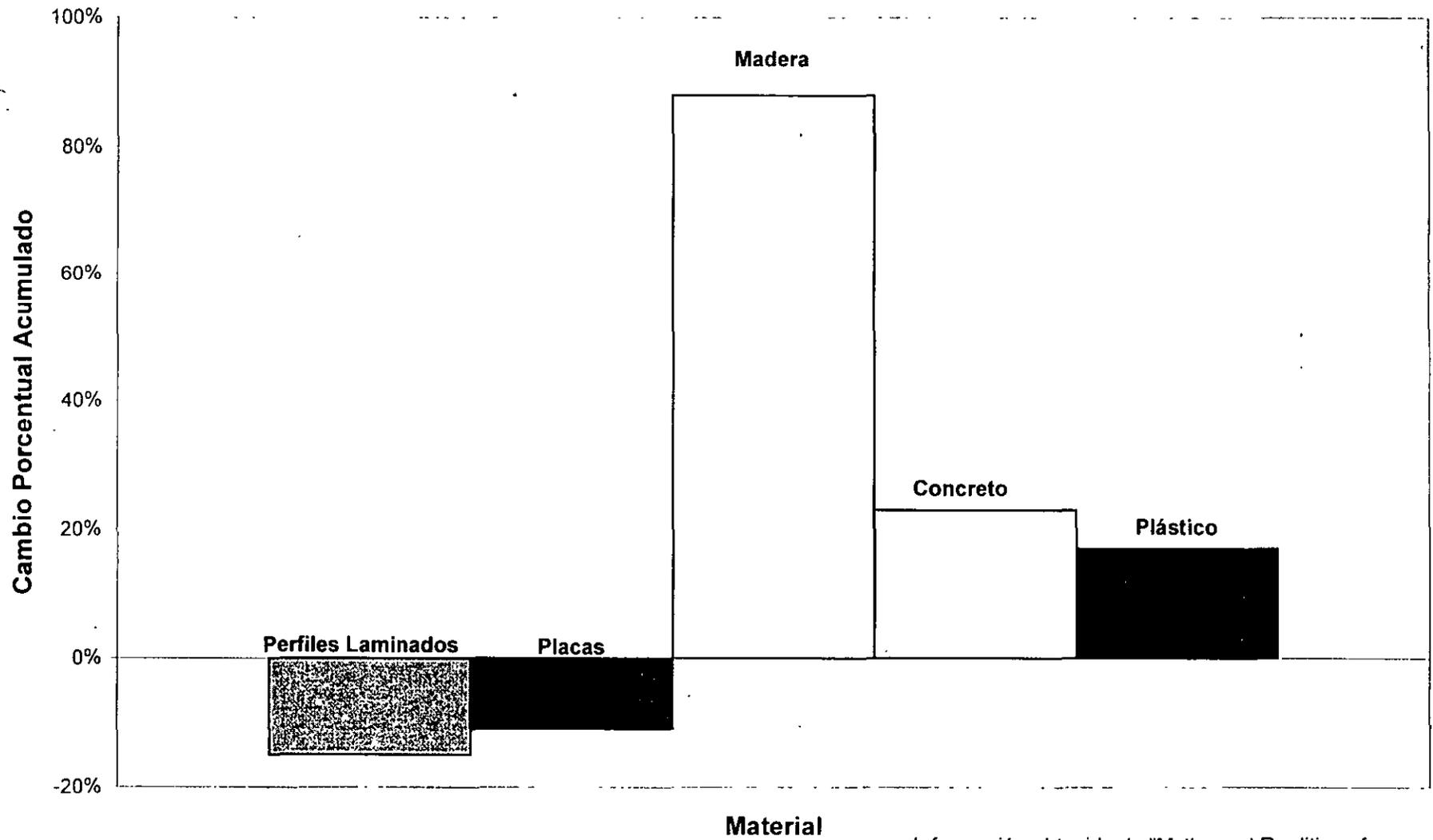
ISOMETRICO DE MONTAJE
AGENCIA PEUGEOT

**The Peddimat Family
of CNC Systems for the
Fabrication of Structural
Steel and Plate**



**Reduced Steel
Fabrication Cost and
Guaranteed Quality
with Peddimat CNC
Technology**

Comparación de Precios entre 1982 y 1995



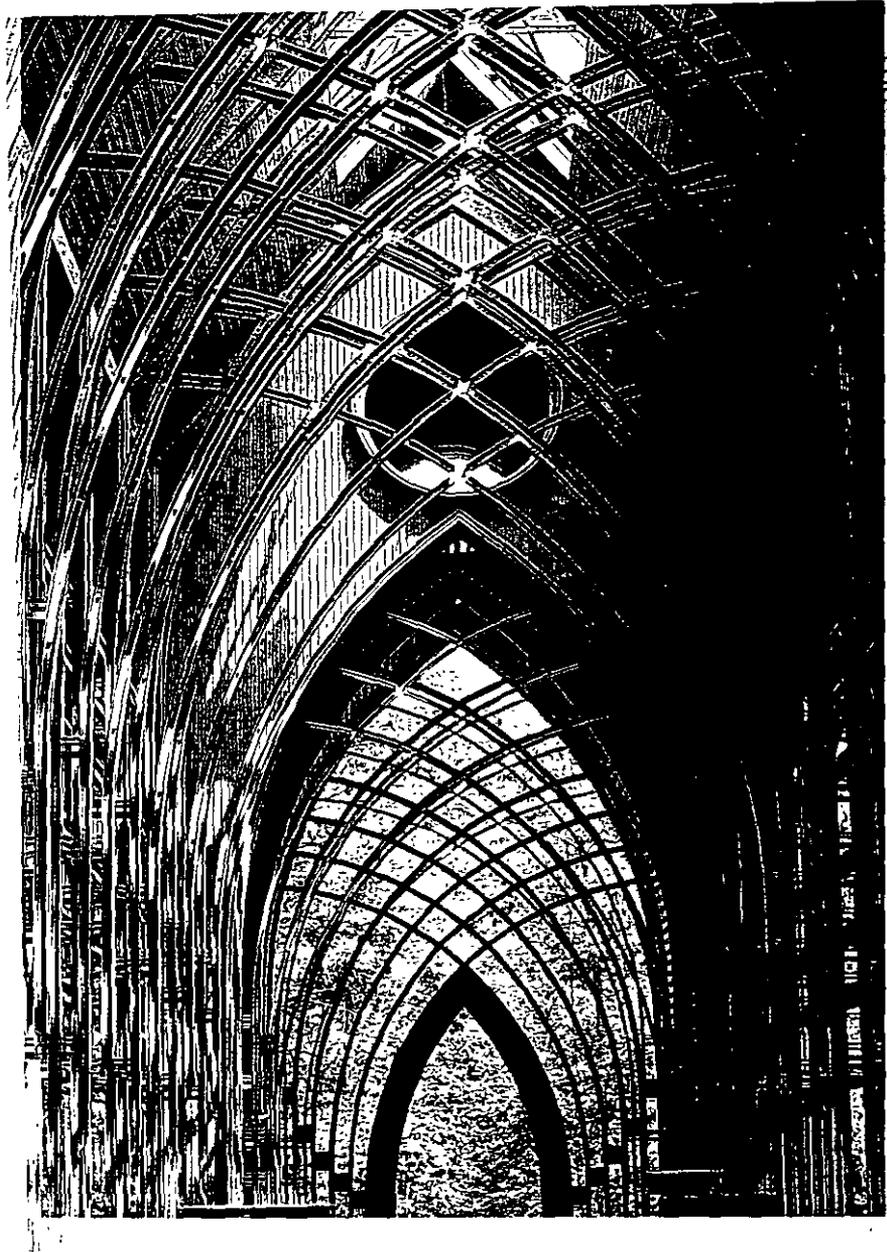
Información obtenida de "Myths and Realities of Steel Buildings" publicado por el AISC.

3. Requerimientos mínimos para muros de carga o arriostramientos diagonales: Las estructuras de marcos resistentes a momento eliminan la necesidad de arriostramiento por un costo mínimo en edificios de baja a mediana altura. Esto trae como consecuencia mayor flexibilidad para el uso del espacio y menos limitaciones para la colocación de ventanas y puertas.
4. Flexibilidad de diseño económico: claros grandes, vigas voladizas, paredes oblicuas, aberturas en el piso, características estéticas especiales y cargas inusuales pueden acomodarse sin inconveniente utilizando acero.
5. Facilidad para la modificación y renovación: Si en el futuro se añaden cargas adicionales a la estructura, el acero puede reforzarse fácilmente para que soporte el peso adicional. De la misma manera se puede construir nuevas aberturas en el piso para elevadores, escaleras y otros requerimientos mecánicos y arquitectónicos.
6. Tiempo reducido de construcción: Las estructuras de acero pueden adquirirse, fabricarse y levantarse rápidamente. La facilidad con la que se puede diseñar y construir con perfiles de acero se presta para la construcción acelerada.
7. Reducción de los costos de los cimientos: El menor peso de acero requiere de cimientos más pequeños y menos costosos.
8. Reducción de los costos de financiamiento: En vista de que las estructuras de acero pueden erigirse más rápidamente, el edificio podrá ser ocupado más pronto lo cual reduce los costos generados por el pago de intereses. Además si existen oficinas de alquiler en el proyecto, el flujo de ingresos por tal concepto empezará más pronto.
9. Desempeño superior durante movimientos sísmicos: La ductilidad que caracteriza el acero lo convierte en el material más adecuado y económico para resistir terremotos. El propietario debe tomar en cuenta cuán segura es la estructura y que porcentaje de ella es recuperable después de un terremoto. Las estructuras de acero maximizan estos dos factores.
10. Completo reciclaje: La mayor parte del acero que se vende hoy en día ha sido reciclado, y prácticamente todo el acero obtenido de demoliciones es reciclable en un 100%.

II. Criterio de Diseño:

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de agosto de 1993 (RCDF'93) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-EM) consideran como criterio de diseño el de "Estados Límite" tal y como se señala en el Art. 182 que especifica que: "Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- i) Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo **estado límite de falla** posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que que puedan presentarse durante su vida esperada, y
- ii) No rebasar ningún **estado límite de servicio** ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.



Capilla Cooper
en Belle Vista, Arkansas
de la publicación: (AISC)
Structural Steel Today

Se define como **estado límite de falla** al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura. Para verificar que no se llegue al estado límite de falla en algún elemento estructural se debe cumplir con la siguiente expresión:

$$F_R \times R_{es} > F_c \times F_{act}$$

Donde :

F_R = Factor de Reducción de la Resistencia

R_{es} = Resistencia de Diseño

F_c = Factor de Carga

F_{act} = Fuerza o Momento actuante.

Se define como **estado límite de servicio** a la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

El Art. 184 del RCDF '93 señala que para efectos de deformaciones no se deberán exceder los valores siguientes:

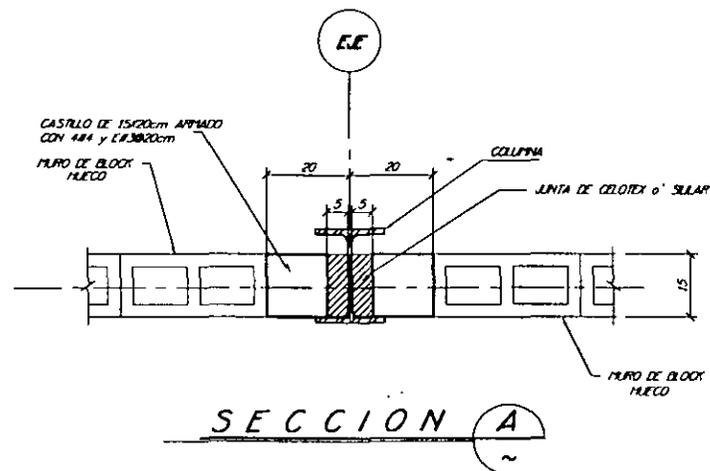
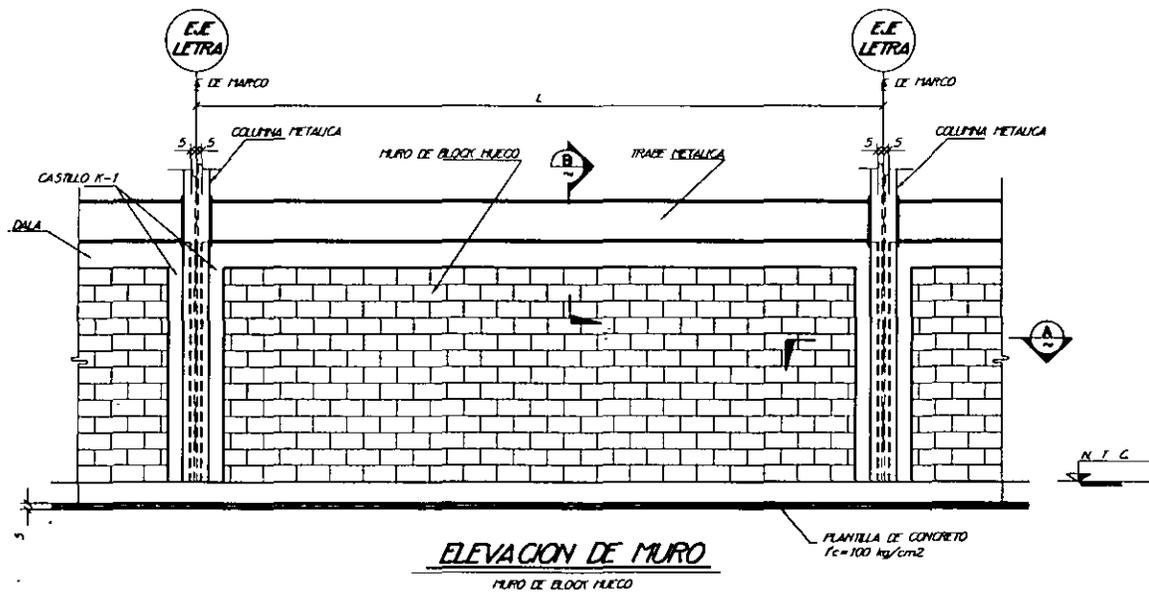
- a) Para flecha vertical (fracción I del Art. 184): "Una flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo, igual al claro entre 240, más 0.5 cm."
- b) Para deflexión horizontal (fracción II del Art. 184): "para diseño sísmico se observará lo dispuesto en los artículos 209 a 211 de este Reglamento."

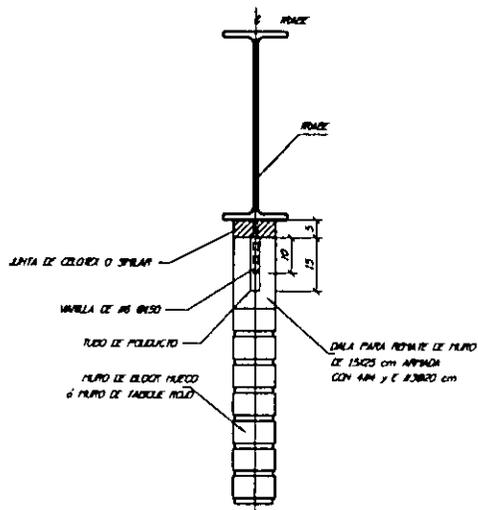
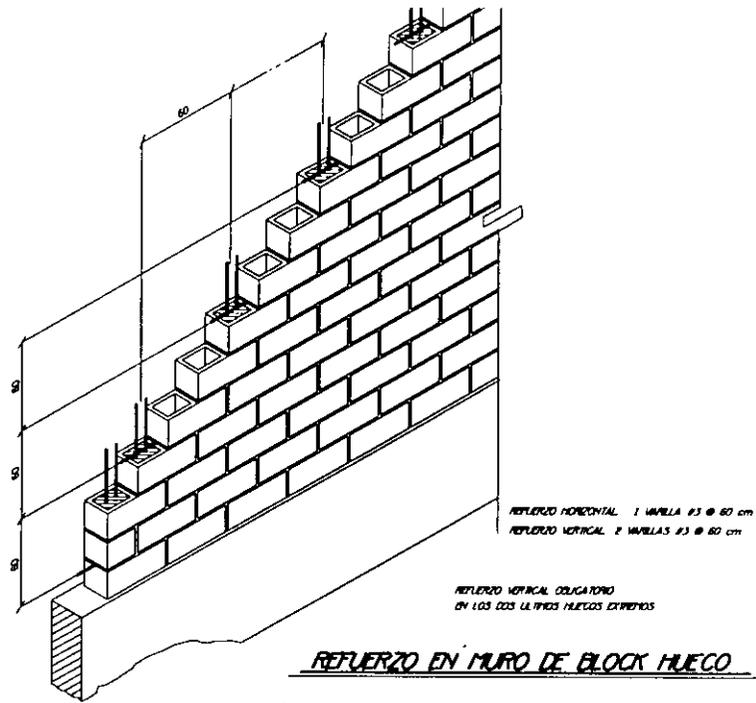
A su vez el Art. 209 del RCDF '93 especifica que los desplazamientos laterales "no excederán de 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En tal caso el límite en cuestión será de 0.012."

Además las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en su sección 4.1 señala que: "Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las cuásadas por las fuerzas sísmicas reducidas cuando se emplee el método estático de análisis..."

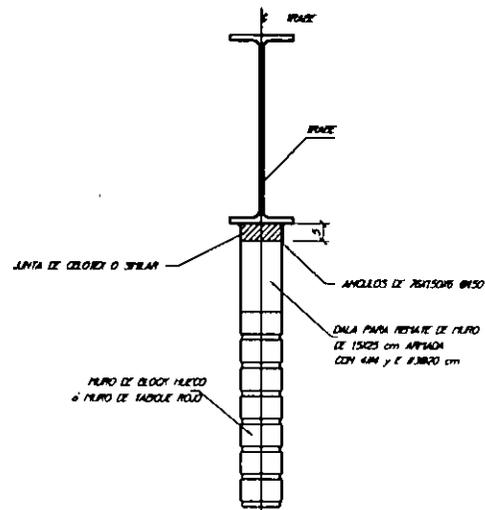
El RCDF '93 permite el uso de otros criterios de diseño como se señala en su Art. 195 en donde se especifica lo siguiente: "Se podrán emplear criterios de diseño diferentes de los especificados en este capítulo y en las Normas Técnicas Complementarias si se justifica, a satisfacción del Departamento, que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtengan empleando los previstos en este Ordenamiento, tal justificación deberá realizarse previamente a la solicitud de la licencia.

En Estados Unidos de Norteamérica existen dos Reglamentos que son los más usados para el diseño de estructuras metálicas; estos son los siguientes:





SECCION B
SELECCION LA FORMA DE MURO
OPCION CON VARILLAS



SECCION B
SELECCION LA FORMA DE MURO
OPCION CON ANILLOS

- a) "Load and Resistance Factor Design" (L.R.F.D.): que podría traducirse como diseño con carga y resistencia factorizada que sigue el mismo criterio de diseño del RCDF'93 aunque con diferentes factores. Para este Reglamento también es aplicable la siguiente expresión para la revisión de los estados límite de falla:

$$F_R \times R_{es} > F_c \times F_{act}$$

- b) "Allowable Stress Design" (A.S.D.): que podría traducirse como diseño por esfuerzos admisibles que se podría explicar con la siguiente expresión:

$$f_{adm} > f_{act}$$

Donde:

f_{adm} = Esfuerzo admisible

f_{act} = Esfuerzo actuante

Cabe mencionar que este Reglamento A.S.D. da un diseño más conservador que con el L.R.F.D. En la actualidad, de los dos Reglamentos antes mencionados el que se utiliza con más frecuencia en Estados Unidos es el L.R.F.D.

III. Clasificación de las Construcciones:

El Art. 174 del RCDF'93 hace distinción entre los diferentes grupos de construcciones de acuerdo a su importancia:

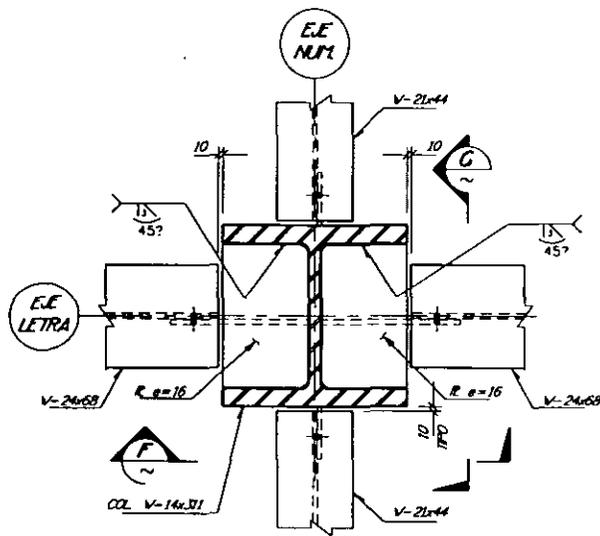
- i) Grupo A: "Edificaciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana..."
- ii) Grupo B: "Edificaciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:"

a) Subgrupo B1: Edificaciones con altura $h \geq 30$ m, y área $A \geq 6000$ m², para zona I y II o con altura $h \geq 15$ m, y área $A \geq 3000$ m², para zona III.

b) Subgrupo B2: Las demás de este grupo.

A su vez las NTC-EM hace una categorización de las edificaciones en el capítulo 1.3 de acuerdo a su tipo de estructuración:

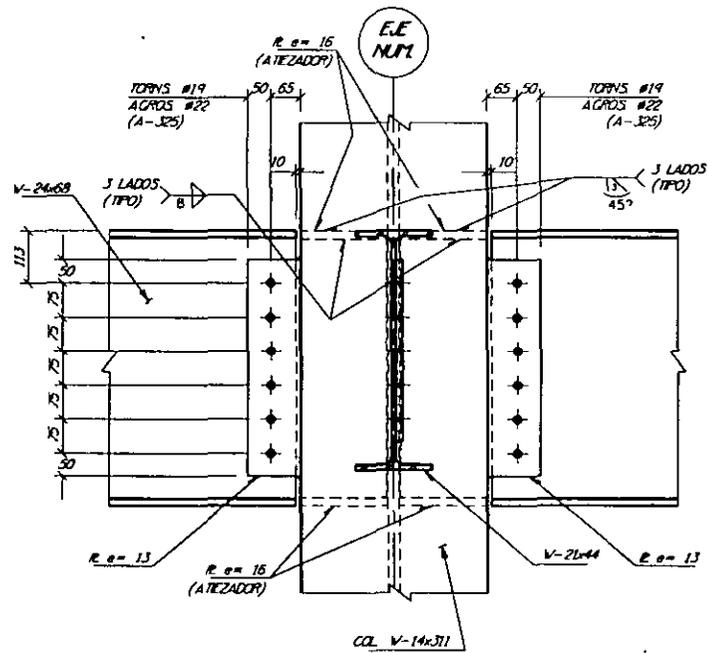
- i) Estructuras tipo 1: Marcos rígidos o estructuras continuas con conexiones rígidas.



DETALLE

6

VER PLANTAS



SECCION

F

ii) Estructuras tipo 2: Estructuras con conexiones que permiten rotaciones relativas.

IV. Acciones:

- a) Permanentes
- b) Variables
- a) Accidentales

Tipos de Carga:

C.M. = Carga Muerta
C.V. = Carga Viva Máxima
C.V.R. = Carga Viva Reducida
SIS = Sismo
VIE = Viento
GRA = Granizo
NIE = Nieve

Factores de Carga:

1.4 Carga Gravitacional 1.4 (C.M. + C.V.)
1.5 Grupo A
1.1 Cargas Sísmicas 1.1 (C.M. + C.V.R. + SIS)
0.9 Viento

V. Cargas por sismo:

Artículo 203: Análisis bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneas.

Artículo 205: Zonas Sísmicas.

Tipo I: Terreno Firme
Tipo II: Suelo de baja rigidez
Tipo III: Arcillas blandas

VI. Análisis del Edificio Prototipo:

Análisis estructural con el programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems).



MIEMBROS EN TENSION

1.1- Introducción:

Un elemento a tensión es el que trabaja en forma más eficiente y de diseño más sencillo. La fuerza axial (tensión) produce en el miembro esfuerzos constantes en todo el material de manera que todo puede trabajar al esfuerzo máximo permisible, además de que los elementos en tensión no se pandean.

El diseño consiste en comparar el esfuerzo, igual al cociente de la fuerza de trabajo entre el área, constante, de las secciones transversales, con el permisible, o la resistencia, producto del área por el esfuerzo de fluencia o de ruptura, con la acción factorizada de diseño.

1.2- Uso de Miembros en Tensión.

1.3- Secciones

1.4- Comportamiento de Elementos en Tensión.

1.5- Estados Límite

1.6- Resistencia de Diseño

1.7- Relaciones de Esbeltez

1.8- Areas de las Secciones Transversales

1.8.1- Area Neta

1.8.2- Area Neta Efectiva

1.9- Resistencia a la Ruptura por Cortante y Tensión Combinadas

Grado	Designación	% Carbono Máx.	% Manganeso Máx.	Límite Elongación Máx. (KSR)	Resistencia a la Tracción (Mpa/ksi)	% Alargamiento Elong.	Rango de Dimensiones	Usos Principales
M-12N-B	AAR	0.25	1.50	50	81	16 (8%)	3	Alta resistencia para carnos (tanque).
ARSA, B, D, E	ABS	0.23	1.55	54	58	21 (8%)	2	Estructural de mediana resistencia para fabricación de barcos.
LGESM	AHMSA	0.06	0.35	-	-	-	2	Fabricación de palas
AH-50	AHMSA	0.20	1.50	50	65	18 (8%)	3	Estructural alta resistencia baja aleación
AH-50C	AHMSA	0.20	1.50	50	65	18 (8%)	3	
AH-55-TM	AHMSA	0.10	1.35	55	70	18 (8%)	3	
AH-55	AHMSA	0.20	1.50	55	70	18 (8%)	3	
AHMSA ALLOY	AHMSA	0.28	1.75	60	75	-	3	
AH-RCA-65	AHMSA	0.16	1.35	65	80	14 (8%)	3	Piezas de desgaste, resistente a la abrasión
SLX-GRADO B	API	0.18	1.15	35	60	31 (2%)	3	Estructural, resistente a la corrosión atmosférica.
SLX-GRADO +2	API	0.18	1.25	42	60	33 (2%)	3	Tubería de línea para conducción de fluidos en general, de baja, mediana y alta resistencia.
SLX-GRADO 46	API	0.15	1.20	46	64	33 (2%)	3	
SLX-GRADO 52	API	0.15	1.35	52	66	32 (2%)	3	
SLX-GRADO 52-GA	API/TSA	0.10	1.35	52	60	32 (2%)	3	
SLX-GRADO 56	API	0.15	1.35	56	71	33 (2%)	3	
SLX-GRADO 60	API	0.15	1.35	60	75	33 (2%)	3	
SLX-GRADO 65	API	0.14	1.40	65	77	28 (2%)	3	
SLX-GRADO 60-GA	API/TSA	0.10	1.35	60	75	33 (2%)	3	
SLX-GRADO 70	API	0.15	1.60	74	85	32 (2%)	3	
A-50	ASTM	0.29	1.30	46	58	20 (8%)	2	
A-56-Ca	ASTM	0.29	1.40	46	58	20 (8%)	2	Estructural resistente a la corrosión atmosférica.
A-111 A, B, D + F	ASTM	0.21	1.35	53	58	21 (8%)	2	Estructural de mediana resistencia para fabricación de barcos
A-131 A11-56	ASTM	0.18	1.60	51	71	19 (8%)	3	Estructural alta resistencia para barcos
A-202-B	ASTM	0.25	1.40	47	85	15 (8%)	3	Recipientes a presión
A-242-T1	ASTM	0.15	1.00	50	70	18 (8%)	3	Alta resistencia, resistente a la corrosión atmosférica.
A-242-T2	ASTM	0.2	1.35	50	70	18 (8%)	3	Estructural baja y mediana resistencia.
A-285-A	ASTM	0.14	0.90	24	45	27 (8%)	1	
A-285-B	ASTM	0.17	0.90	27	50	25 (8%)	1	
A-285-C	ASTM	0.21	0.90	30	55	22 (8%)	1	
A-285-D	ASTM	0.27	0.90	33	60	20 (8%)	1	
A-285-E	ASTM	0.28	0.90	30	55	21 (8%)	1	Baja y mediana resistencia para recipientes a presión
A-299	ASTM	0.40	1.50	42	75	16 (8%)	2	Recipientes a presión al C-Mn-Si
A-455	ASTM	0.33	1.20	35	70	15 (8%)	2	Alta resistencia para recipientes a presión a baja temperatura.
A-515-55	ASTM	0.28	0.90	40	55	23 (8%)	2	Recipientes a presión operados a temperatura intermedia y alta.
A-515-70	ASTM	0.25	1.20	38	70	17 (8%)	2	Recipientes a presión operados a moderada y baja temperatura.
A-516-60	ASTM	0.27	0.90	32	62	21 (8%)	2	
A-516-70	ASTM	0.31	1.20	38	70	17 (8%)	2	Recipientes a presión. Alta resistencia con garantía de normalizado
A-537	ASTM	0.21	1.60	50	70	18 (8%)	3	
A-572-50	ASTM	0.23	1.35	50	65	18 (8%)	3	Estructural alta resistencia baja aleación
A-572-60	ASTM	0.26	1.35	60	75	16 (8%)	3	
A-572-65	ASTM	0.23	1.65	65	80	15 (8%)	3	
A-588-A	ASTM	0.19	1.25	50	70	18 (8%)	3	
A-612	ASTM	0.29	1.50	50	81	16 (8%)	3	
A-612-Ca	ASTM	0.29	1.50	50	81	16 (8%)	3	Alta resist. para recipientes a presión moderada y baja temperatura
BS-460-50B	B.S.	0.25	1.60	40	64	20 (8%)	2	Alta resist. para recipientes a presión moderada y baja temperatura
BS-460-50W	B.S.	0.20	1.50	50	71	18 (8%)	2	Estructural alta resistencia baja aleación.
BS-460-55	C.S.A.	0.22	1.50	44	65	20 (8%)	2	Estructural mediana resistencia.
BS-460-55W	C.S.A.	0.23	1.50	50	65	19 (8%)	3	Recipientes a presión no-portátiles para gas I p
B-951	D.G.N.	0.20	0.90	30	55	25 (8%)	2	
B-9311	D.G.N.	0.27	0.80	32	66	21 (8%)	2	Alta resistencia para recipientes a presión.
B-9311	D.G.N.	0.30	1.40	36	76	18 (8%)	2	
B-475	D.G.N.	0.20	1.60	54	77	17 (8%)	3	Componentes estructurales atornillados, soldados o remachados
BST-17	D.I.N.	0.20	1.60	55	50	24 (8%)	2	
BST-34	D.I.N.	0.22	1.60	40	60	20 (8%)	2	Estructural mediana y alta resistencia para: puentes, tanques y buques.
BS-57-52	D.I.N.	0.21	1.60	52	71	20 (8%)	3	Estructural para construcción de barcos
CL	C.L.	0.21	0.80	34	58	18 (8%)	2	
G-3101-SS41	J.I.S.	-	-	46	58	21 (8%)	2	Estructural para puentes, edificios y aplicaciones generales.
G-3101-SS40	J.I.S.	-	-	51	71	18 (8%)	3	Estructural de mediana resistencia para barcos
LLN/DPS	LLN/DPS	0.24	1.15	33	58	21 (8%)	2	
1006	S.A.E.	0.06	0.45	-	-	-	2	Estructurales comerciales y partes automotrices.
1008	S.A.E.	0.10	0.50	-	-	-	2	
1010	S.A.E.	0.15	0.60	-	-	-	2	
1012	S.A.E.	0.15	0.60	-	-	-	2	
1015	S.A.E.	0.18	0.60	-	-	-	2	
1018	S.A.E.	0.20	0.90	-	-	-	2	
1020	S.A.E.	0.25	0.60	-	-	-	2	
1025	S.A.E.	0.28	0.60	-	-	-	2	
1030	S.A.E.	0.31	0.90	-	-	-	2	
1035	S.A.E.	0.38	0.90	-	-	-	2	
1045	S.A.E.	0.50	0.90	-	-	-	2	
1045-N	AHMSA	0.50	0.90	-	-	-	2	
1050	S.A.E.	0.55	0.90	-	-	-	2	
1060	S.A.E.	0.66	0.90	-	-	-	2	
1065	S.A.E.	0.70	0.90	-	-	-	2	
1070	S.A.E.	0.76	0.90	-	-	-	3	
1072-CT	AHMSA	0.75	1.40	-	-	-	3	Disenos para arado, herramientas y piezas agrícolas
1085-W	AHMSA	0.95	1.00	-	-	-	3	
1140	S.A.E.	0.45	1.10	-	-	-	3	Piezas de maquinaria, engranes, poleas, piones, herramientas.
5128	S.A.E.	0.22	0.90	-	-	-	3	

TABLE 2.1.1 PROPERTIES OF STEELS USED FOR BUILDINGS AND BRIDGES

ASTM [†] designation	F_y Minimum yield stress ksi (MPa) [‡]	F_u Tensile strength ksi (MPa) [‡]	Maximum thickness for plates in. (mm)	ASTM A6 groups* for shapes
A36	32 (220)	58-80 (400-550)	Over 8 (200)	—
	36 (250)	58-80 (400-550)	To 8 (200)	All
A53 Grade B	35 (240)	60 (415)		
A242	42 (290)	63 (435)	Over 1½ to 4 (40 to 200)	4.5
	46 (315)	67 (460)	Over ¼ to 1½ (20 to 40)	3
	50 (345)	70 (480)	To ¼ (20)	1.2
A441 Discontinued 1989; replaced by A572				
A500 Grade A	33 (228)	45 (310)	Round	
Grade B	42 (290)	58 (400)	Round	
Grade C	46 (317)	62 (427)	Round	
Grade A	39 (269)	45 (310)	Shaped	
Grade B	46 (317)	58 (400)	Shaped	
Grade C	50 (345)	62 (427)	Shaped	
A501	36 (250)	58 (400)		
A514	90 (620)	100-130 (690-895)	Over 2½ to 6 (65 to 150)	
	100 (690)	110-130 (760-895)	To 2½ (65)	
A529	42 (290)	60-85 (414-586)	To ½ (13)	1
A570 Grade 40	40 (275)	55 (380)		
Grade 45	45 (310)	60 (415)		
Grade 50	50 (345)	65 (450)		
A572 Grade 42	42 (290)	60 (415)	To 6 (150)	All
Grade 50	50 (345)	65 (450)	To 4 (100)	All
Grade 60	60 (415)	75 (520)	To 1½ (32)	1.2
Grade 65	65 (450)	80 (550)	To 1½ (32)	1
A588	42 (290)	63 (435)	Over 5 to 8 (125 to 200)	—
	46 (315)	67 (460)	Over 4 to 5 (100 to 125)	—
	50 (345)	70 (485)	To 4 (100)	All
A606	45 (310)	65 (450)		
	50 (345)	70 (480)		



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

APLICACIÓN DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MEXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

TEMA

**MIEMBROS EN COMPRESION
(LA COLUMNA AISLADA)**

**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VAZQUEZ MARTINEZ
PALACIO DE MINERIA
JUNIO DEL 2001**

CAPITULO 2. MIEMBROS EN COMPRESION (LA COLUMNA AISLADA)

2.1	Introducción	5
2.2	Uso de miembros en compresión	7
2.3	Elementos que se emplean para trabajar en compresión	8
2.4	Comportamiento de barras comprimidas	10
2.4.1	Comportamiento de columnas de diferentes longitudes que fallan por pandeo por flexión	10
2.5	Pandeo elástico	14
2.5.1	Caso general	14
2.5.2	Secciones con un eje de simetría	16
2.5.3	Secciones con dos ejes de simetría	20
2.6	Pandeo por flexión	23
2.6.1	Pandeo elástico	23
2.6.1.1	Determinación de la carga crítica	26
2.6.1.2	Esfuerzo crítico	28
2.6.1.3	Longitud efectiva	28
2.6.2	Pandeo inelástico	31
2.6.2.1	Teoría del módulo tangente	33
2.6.2.2	Teoría del módulo reducido	34
2.6.2.3	La contribución de Shanley	36
2.6.3	Esfuerzos residuales	36
2.6.3.1	Influencia de los esfuerzos residuales en la resistencia de las columnas de acero estructural	40
2.6.3.2	Esfuerzo crítico de columnas con esfuerzos residuales	41
2.6.4	Curvas múltiples.	47
2.6.5	Resistencia de diseño	49
2.6.6	Pandeo en el intervalo de endurecimiento por deformación	54
2.6.7	Fórmulas para diseño	57

2.6.7.1	Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas	57
2.6.7.2	Especificaciones AISC para diseño por factores de carga y resistencia	58
2.6.7.3	Especificaciones AISC para diseño por esfuerzos permisibles	59
2.6.7.4	Normas Canadienses	60
2.6.7.5	Tablas de esfuerzos de diseño	61
2.7	Pandeo por flexotorsión.	78
2.7.1	Resistencia de diseño	78
2.7.1.1	Especificaciones AISC para diseño por factores de carga y resistencia.	78
2.8	Diseño de columnas de paredes delgadas	80
2.8.1	Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas	81
2.8.1.1	Cálculo del coeficiente Q	81
2.8.2	Especificaciones AISC	84
2.8.3	Especificaciones AISI	85
2.8.3.1	Diseño por factores de carga y resistencia	85
2.9	Angulos aislados comprimidos	88
2.10	Referencias	98

CAPÍTULO 2. MIEMBROS EN COMPRESIÓN (LA COLUMNA AISLADA)

2.1 INTRODUCCIÓN

Para los fines de este capítulo, una columna puede definirse como una pieza recta en la que actúa una fuerza axial que produce compresión pura.

Para que una barra de sección transversal constante trabaje en compresión pura, debe ser perfectamente recta, las fuerzas que obran sobre ella tienen que estar aplicadas en los centros de gravedad de las secciones extremas, y sus líneas de acción han de coincidir con el eje de la barra. En esas condiciones, mientras la carga es menor que la crítica, no hay flexión de ningún tipo.

Las secciones transversales de las columnas que se usan en estructuras suelen tener dos ejes de simetría; cuando es así, para que no haya flexión el material ha de ser homogéneo e isótropo y, si no lo es, por la existencia de esfuerzos residuales, éstos tienen que ser, también, simétricos respecto a los dos ejes.

Las columnas reales no están casi nunca aisladas, sino ligadas a otros elementos estructurales, de manera que su comportamiento depende, en gran parte, del de la estructura en conjunto; tampoco están sometidas a compresión pura, pues las condiciones anteriores no se cumplen, nunca, por completo. Sin embargo, un estudio de la columna aislada cargada axialmente constituye un antecedente necesario para resolver el problema, mucho más complejo, de la columna como parte de una estructura, por lo que en todos los códigos modernos la columna aislada es la base del diseño de las piezas comprimidas y flexocomprimidas. Además, si los momentos flexionantes son pequeños, se ignoran, y la pieza se dimensiona en compresión pura, como suele hacerse al diseñar los elementos comprimidos de las armaduras.

Para el ingeniero estructural, una columna es un miembro que transmite una fuerza de compresión de un punto a otro; las excentricidades en la aplicación de las cargas y los inevitables defectos geométricos, que deben estar dentro de límites admisibles, no se incluyen explícitamente en el dimensionamiento, sino se toman en cuenta con las fórmulas de diseño o con los factores de seguridad asociados a ellas.

En muchos problemas de diseño estructural, el equilibrio entre las fuerzas interiores y exteriores es estable para cualquier valor de las cargas, mientras no haya fracturas; pequeños incrementos en las solicitaciones no ocasionan aumentos desproporcionados de las deformaciones, los cálculos se basan en la forma y dimensiones iniciales, y es aplicable el principio de superposición de causas y efectos. El diseño consiste en dimensionar los miembros que componen la estructura de manera que la resistencia de sus secciones transversales no sea menor que las acciones factorizadas; si se utilizan métodos elásticos, los esfuerzos

máximos no sobrepasarán un cierto valor, generalmente un porcentaje del esfuerzo de fluencia.

No es este el caso cuando el elemento estructural es una columna esbelta; el diseño ya no se basa en el cálculo de esfuerzos, sino en la investigación de su estado de equilibrio, que puede llegar a ser inestable, para valores quizá reducidos de las cargas. La resistencia de una barra comprimida no depende de la magnitud de los esfuerzos, sino de las condiciones que originan el equilibrio inestable, caracterizado porque pequeños incrementos de las cargas producen aumentos muy grandes de las deformaciones. (El pandeo puede definirse como la pérdida repentina y total de rigidez de un elemento estructural, o de una estructura completa, que acompaña el paso del equilibrio estable al inestable; se caracteriza por la pérdida de resistencia y la aparición de fuertes deformaciones, de naturaleza diferente de las que existían antes de que se iniciase el fenómeno).

El estudio de las columnas se inició hace varios siglos. Los aspectos principales del cálculo de la resistencia de piezas comprimidas aisladas, que se pandean en el intervalo elástico, fueron resueltos por Euler, en 1744; sin embargo, a pesar de que su solución es correcta cuando las columnas fallan por pandeo, por flexión en un plano principal de inercia, bajo esfuerzos de compresión menores que el límite de proporcionalidad del material, sus resultados no fueron aceptados de inmediato, pues las columnas de aquella época, de madera o piedra, eran muy robustas, por lo que fallaban por aplastamiento, bajo cargas mucho menores que las predichas por la teoría.

La aparente discrepancia entre los resultados teóricos y los experimentales fue aclarada por Lamarle, en 1845, al establecer el límite de proporcionalidad como límite de aplicación de la fórmula de Euler.

Engesser, Considère y von Karman extendieron la teoría al intervalo inelástico, en trabajos realizados a fines del siglo XIX y principios del XX, y los últimos puntos dudosos fueron aclarados por Shanley, en 1947. En la actualidad, después de 250 años de estudio, el problema teórico de la columna aislada perfecta está resuelto en forma definitiva, pero quedan todavía muchos aspectos por resolver, relativos a columnas reales que forman parte de estructuras.

El empleo de aceros de altas resistencias y de otros materiales, como el aluminio, y la utilización de nuevas formas y sistemas constructivos, han hecho que las estructuras modernas sean, en general, esbeltas, por lo que los fenómenos de inestabilidad adquieren una enorme importancia que hace aumentar la trascendencia del problema del pandeo de columnas, que puede considerarse la base del estudio de todos los casos de inestabilidad.

2.2 USO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN

Las barras comprimidas axialmente no existen en las estructuras reales; sin embargo, se tratan como tales algunas piezas flexocomprimidas en las que la flexión es poco significativa.

Entre los elementos que suelen diseñarse como si trabajasen en compresión pura están las cuerdas, diagonales y montantes de armaduras, cuando no hay cargas exteriores aplicadas fuera de los nudos (Fig. 1.5); excepto en armaduras muy robustas, en las que puede ser significativa, se ignora la flexión producida por la continuidad en los nudos y por el peso propio de los elementos.

También se diseñan en compresión axial los puntales de contraventeo de techos y paredes de bodegas y estructuras industriales (Fig. 1.1) y, a veces, las diagonales de los contraventeos verticales de edificios (Fig. 2.1a), cuando se unen con el resto de la estructura de manera que la transmisión de momentos sea mínima.

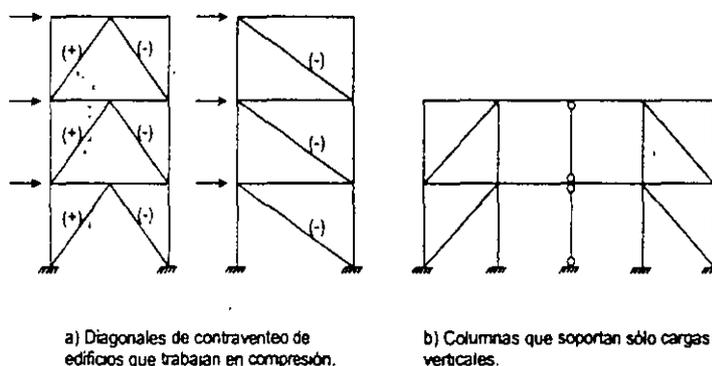


Fig. 2.1 Miembros en compresión.

Otros casos frecuentes son las plumas de gruas y las torres atirantadas para transmisión de energía eléctrica, que suelen hacerse con ángulos o tubos (Fig. 1.6); además de que, en conjunto, trabajan como columnas, muchos de los elementos que las forman son piezas comprimidas. También hay barras comprimidas en las torres de transmisión autosoportadas (Fig. 1.6).

Algunas columnas de edificios se diseñan para resistir sólo cargas verticales; tienen una rigidez mucho menor que la del resto, o están ligadas a la estructura con uniones que no transmiten momento; pueden considerarse en compresión axial (Fig. 2.1b).

Son comunes las columnas que, bajo carga vertical, trabajan en compresión pura, porque los momentos que les transmiten las vigas se equilibran entre sí; sin embargo, la flexión aparece tan pronto como actúan sobre el edificio fuerzas horizontales, de viento o sismo, por lo que esas columnas han de diseñarse, en general, como elementos flexocomprimidos.

2.3 ELEMENTOS QUE SE EMPLEAN PARA TRABAJAR EN COMPRESIÓN

La resistencia de una columna de material y condiciones de apoyo definidos depende del área de las secciones transversales y de la esbeltez, cociente de la longitud libre de pandeo entre el radio de giro correspondiente de la sección transversal. Son una excepción las columnas muy cortas, en las que la capacidad de carga es función, sólo, del área y de las propiedades del acero.

En las columnas largas debe alejarse el material de los ejes de flexión para obtener, con un área dada, un radio de giro grande; además, en general conviene que los momentos de inercia que corresponden a los dos posibles ejes de flexión sean iguales, o tengan valores cercanos, puesto que el pandeo se presenta en el plano de menor rigidez. Teniendo en cuenta estos aspectos, la sección transversal ideal sería la circular hueca (tubular), de paredes delgadas, recordando que si el grueso se reduce demasiado, puede volverse crítico el pandeo local de las paredes.

Las secciones tubulares tienen el inconveniente de que las conexiones son difíciles de realizar, por lo que su uso no era frecuente hasta hace pocos años; hasta la fecha, no suelen emplearse para columnas de edificios. Sin embargo, gracias a desarrollos recientes en los procedimientos de fabricación, cortes y soldaduras, y en los métodos de diseño, en la actualidad se utilizan cada vez más, tanto en estructuras especiales, como las plataformas marítimas para explotación petrolera, como en otras más comunes, torres de transmisión y armaduras para cubiertas, muchas veces tridimensionales, en las que se obtienen ventajas adicionales, estéticas, de poca resistencia al flujo del agua o el aire, y facilidad para pintarlas y mantenerlas limpias.

En la Fig. 2.2 se muestra la gran variedad de secciones que se utilizan como columnas; no todas tienen las características mencionadas arriba, pero tienen alguna otra que las hace adecuadas para usos específicos.

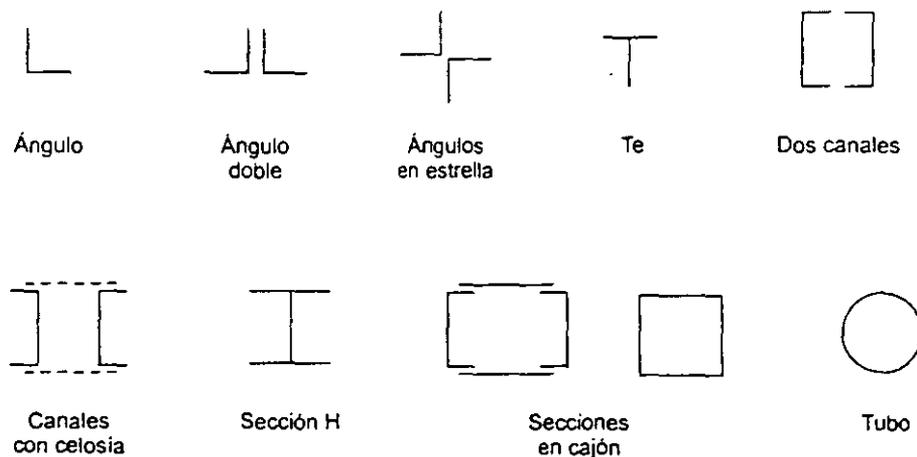


Fig. 2.2 Secciones transversales de miembros comprimidos.

Las secciones huecas, circulares, cuadradas o rectangulares, laminadas o hechas con placas soldadas, son muy eficientes, pero difíciles de conectar (Fig. 2.2a); las H, de patines de ancho semejante al peralte de la sección, para que el radio de giro mínimo no sea demasiado pequeño, son las que más se usan en columnas de edificios (Fig. 2.2b).

Los ángulos se emplean principalmente en armaduras y puntales: sencillos en diagonales o montantes con fuerzas pequeñas, espalda con espalda, o en cajón, para compresiones mayores y para cuerdas, en estrella para puntales de contraventeo en techos y paredes (Fig. 2.2c).

También se utilizan secciones T en cuerdas de armaduras (Fig. 2.2e), pues se facilita la unión de diagonales y montantes, soldándolos al alma, y una gran variedad de secciones compuestas, formadas por dos o más perfiles unidos entre sí con soldadura o tornillos; algunas de estas secciones se muestran en la Fig. 2.2f.

2.4 COMPORTAMIENTO DE BARRAS COMPRIMIDAS

El comportamiento de las columnas depende, en buena medida, de su esbeltez, es decir, de la relación entre su longitud y las dimensiones de las secciones transversales. Desde este punto de vista pueden clasificarse en cortas, intermedias y largas. (Se está suponiendo, por ahora, que el pandeo local no es crítico).

Las columnas cortas resisten la fuerza que ocasiona su plastificación completa, $P_v = A_v F_v$; su capacidad de carga no es afectada por ninguna forma de inestabilidad; la resistencia máxima depende sólo del área total, A_v , de sus secciones transversales, y del esfuerzo de fluencia F_v del acero; la falla es por aplastamiento.

El colapso de columnas más largas se presenta acompañado por un rápido aumento de las deflexiones laterales o torsionales, o por una combinación de ambas; es una falla por inestabilidad.

La inestabilidad de las columnas largas se inicia en el intervalo elástico; los esfuerzos totales, incluyendo los residuales de compresión, no llegan todavía al límite de proporcionalidad, en ningún punto, en el instante en que empieza el pandeo. La resistencia máxima es función de las rigideces en flexión, EI_x y EI_y , y en torsión, EC_s y GJ ; no depende del esfuerzo de fluencia del material.

Las columnas intermedias, las más comunes en las estructuras, tienen un comportamiento más complejo que las anteriores. Fallan también por inestabilidad, pero su rigidez es suficiente para posponer la iniciación del fenómeno hasta que parte del material que las compone está plastificado; la falla es por inestabilidad inelástica. La resistencia depende tanto de la rigidez del miembro como del esfuerzo de fluencia del material, así como de la forma y dimensiones de sus secciones transversales y de la magnitud y distribución de los esfuerzos residuales.

2.4.1 Comportamiento de columnas de diferentes longitudes que fallan por pandeo por flexión

El comportamiento de las columnas se describe con las curvas fuerza axial-deformación longitudinal y fuerza axial-deflexión lateral (Ref. 2.1). El comportamiento y las curvas correspondientes, que se muestran esquemáticamente en la Fig. 2.3, varían cuando cambia la longitud de la columna. (Las curvas son para pandeo por flexión en uno de los planos principales; la discusión que sigue está limitada a ese caso).

La Fig. 2.3a es de una columna muy corta, en la que no hay pandeo, que falla por aplastamiento cuando la carga alcanza el valor de fluencia $P_v = A_v F_v$. (Bajo ciertas

condiciones el material puede endurecerse por deformación; la carga de aplastamiento sobrepasa en esos casos a $A_1 F_y$). Los desplazamientos laterales de los puntos del eje son nulos durante todo el proceso, y la curva $P-w$ es la gráfica carga axial-deformación longitudinal de un perfil completo, en la que se refleja la influencia de los esfuerzos residuales y de la variación del límite de fluencia en los distintos puntos del perfil.

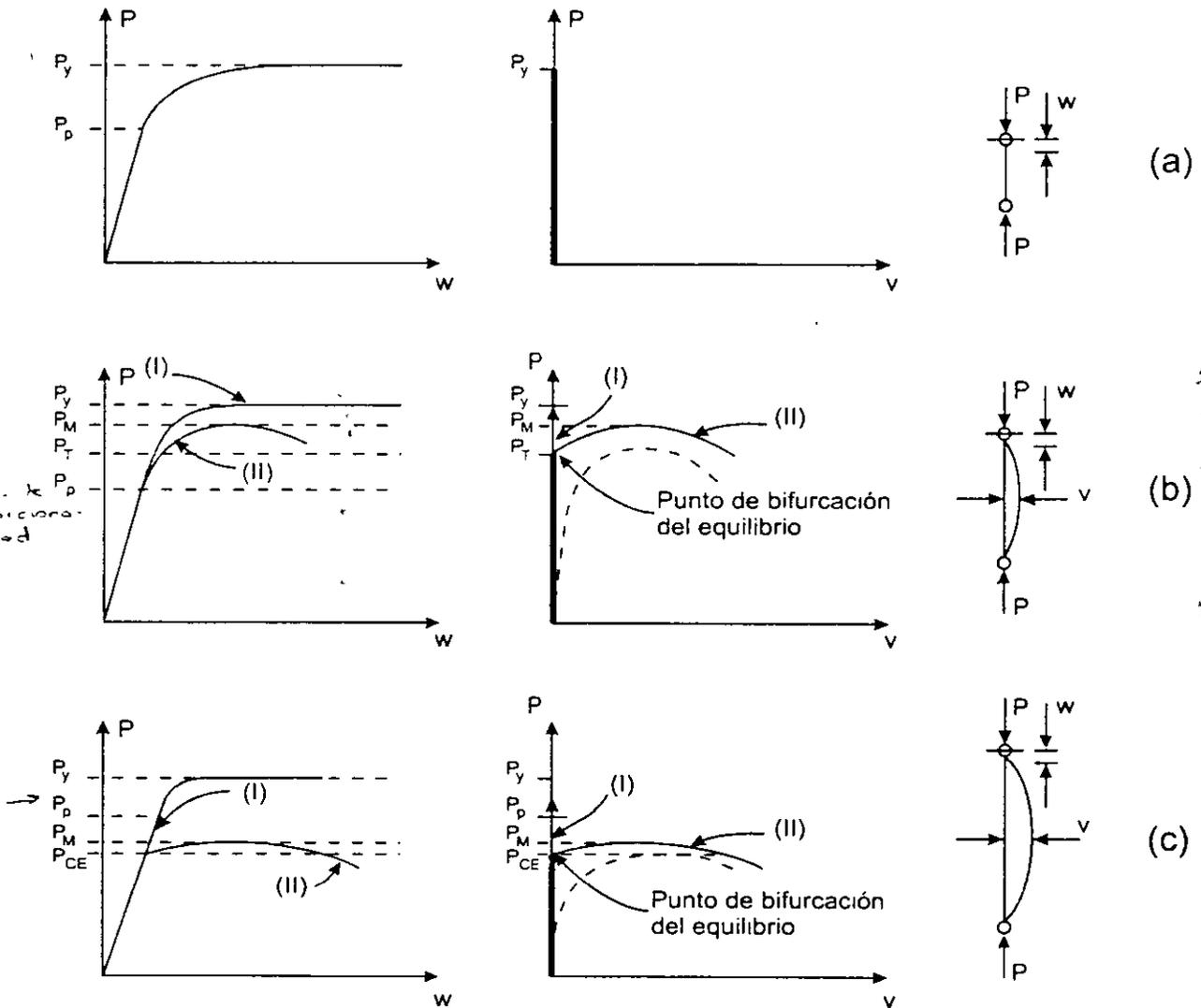


Fig. 2.3 Comportamiento de columnas de diferentes longitudes.

Las curvas de la Fig. 2.3b corresponden a una columna de longitud intermedia: el pandeo se inicia cuando los esfuerzos normales máximos han sobrepasado el límite de proporcionalidad, pero antes de que lleguen al punto de fluencia, es decir, en el intervalo inelástico. Como se verá más adelante, el pandeo comienza cuando la carga alcanza el valor predicho por la teoría del módulo tangente, P_t , y la columna

puede soportar un incremento adicional de carga, generalmente pequeño, sin llegar a P_y .

Por último, las columnas largas se pandean en el intervalo elástico; el fenómeno empieza bajo esfuerzos menores que el límite de proporcionalidad, y la carga crítica P_{CE} es menor que P_y (Fig. 2.3c). Si la columna es muy larga, la carga crítica de pandeo puede ser una fracción reducida de la fuerza que ocasionaría la plastificación total.

Tanto las columnas intermedias como las largas pueden, en teoría, permanecer rectas o deformarse lateralmente cuando la carga llega al valor crítico; en el primer caso los desplazamientos longitudinales w se deben al acortamiento de la barra, y no hay deflexiones laterales (curvas I, Figs. 2.3b y 2.3c); en el segundo (curvas II), la columna se deforma lateralmente, lo que ocasiona un rápido aumento de los desplazamientos w . La carga de colapso, P_M , es muy poco mayor que la de pandeo.

En las Figs. 2.3b y 2.3c, para columnas intermedias y largas, se han dibujado con línea punteada las curvas carga axial-deflexión que se obtendrían si hubiese imperfecciones iniciales (las curvas trazadas con línea llena describen el comportamiento de columnas perfectas); en ese caso no hay pandeo propiamente dicho, sino las deformaciones laterales que existen desde que se inicia el proceso de carga, crecen primero lentamente y después en forma rápida, hasta que se produce la falla de la pieza.

En la Fig. 2.4 se muestran, cualitativamente, las cargas de falla de columnas rectas perfectas, que fallan por aplastamiento o por pandeo por flexión, en función de sus relaciones de esbeltez.

El tramo AB representa la falla por aplastamiento; su amplitud se determina con métodos experimentales (para el acero A36, el punto B corresponde a una relación L/r de alrededor de 20).

Las columnas muy cortas pueden resistir cargas mayores que P_y , pues es posible que se endurezcan por deformación antes de fallar (curva BE, Fig. 2.4), pero esa sobrerresistencia no se considera nunca en el diseño.

El tramo CD describe el comportamiento de columnas esbeltas, que se pandean en el intervalo elástico; su resistencia se determina con la fórmula de Euler.

La ordenada del punto C depende, principalmente, de la amplitud de los esfuerzos residuales existentes en la columna.

Por último, el tramo BC representa el comportamiento de columnas intermedias, que fallan por pandeo inelástico.

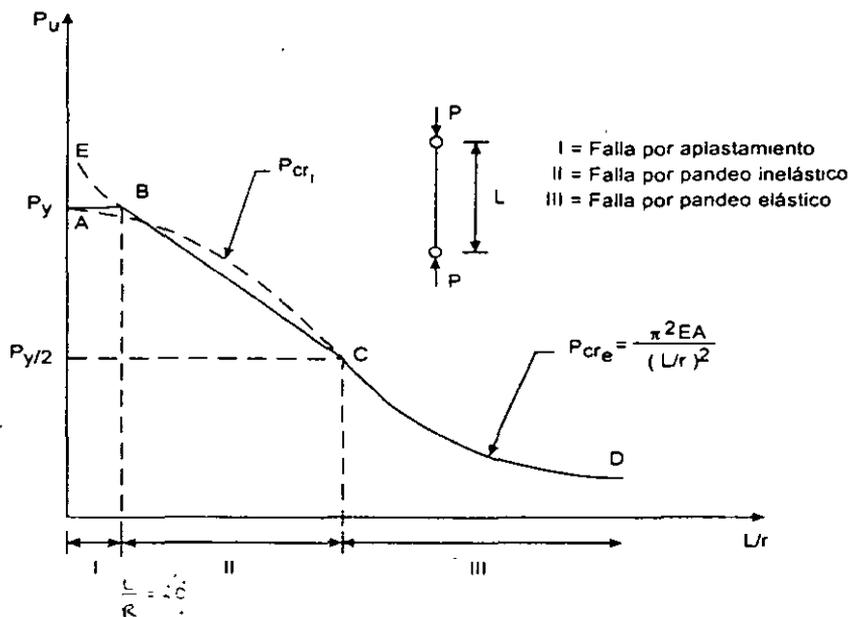


Fig. 2.4 Relación entre la carga de falla y la esbeltez de las columnas. Pandeo por flexión.

La determinación de la carga crítica de pandeo elástico es un problema resuelto, si se conocen las condiciones de apoyo de la columna; se cuenta con fórmulas "exactas" para determinarla; la posición del punto B se conoce también con buena precisión.

Los métodos para determinar la carga crítica de pandeo inelástico son, en cambio, laboriosos y poco precisos; sin embargo, la curva que relaciona esas cargas con la esbeltez de la columna tiene que pasar por los puntos B y C: el diseño de las columnas que fallan por pandeo inelástico se basa en una curva semiempírica que une esos dos puntos; en algunos casos se utiliza la curva más sencilla, que es la recta BC.

Una de las ecuaciones de la ref. 2.2 es la de una parábola tangente a la hipérbola de Euler en el punto C, de ordenada $P_y/2$, que proporciona una carga de falla igual a P_y cuando la esbeltez de la columna es nula; no aparece el tramo horizontal AB, pero la curva coincide prácticamente con él.

En la ref. 2.3 se emplean ecuaciones análogas, escritas en términos de esfuerzos permisibles en vez de resistencias últimas.

2.5 PANDEO ELÁSTICO

2.5.1 Caso general

Las ecuaciones diferenciales de equilibrio de segundo orden de una columna prismática con secciones transversales asimétricas (Fig. 2.5), que se encuentra en una configuración ligeramente deformada lateralmente y retorcida, correspondiente a un estado de equilibrio indiferente, y en la cual los esfuerzos no sobrepasan, en ningún punto, el límite de proporcionalidad del material, son (refs. 2.1, 2.4 y 2.5):

$$EI_x v'''' + Pv'' - Px_0 \phi'' = 0 \quad (2.1)$$

$$EI_y u'''' + Pu'' + Py_0 \phi'' = 0 \quad (2.2)$$

$$EC_a \phi'' - (GJ - Pr_0^2) \phi'' + Py_0 u'' - Px_0 v'' = 0 \quad (2.3)$$

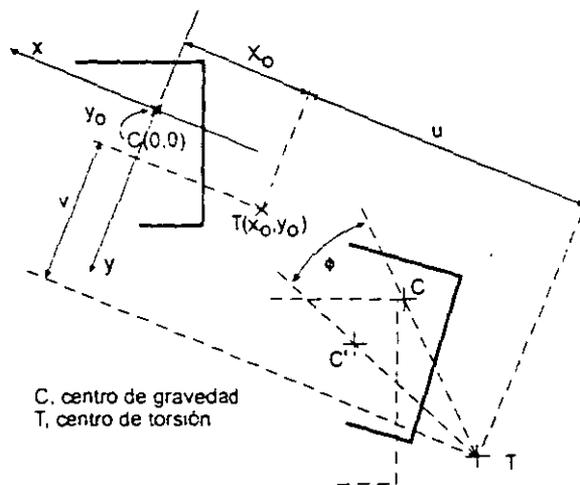


Fig. 2.5 Desplazamiento de secciones transversales de columnas que no tienen ningún eje de simetría.

P es la fuerza de compresión en la columna, y los demás símbolos tienen los significados siguientes:

- EI_x, EI_y : rigideces por flexión alrededor de los ejes centroidales y principales de las secciones transversales, constantes, de la columna.
- GJ : rigidez por torsión de Saint Venant.
- EC_a : rigidez a la torsión por alabeo.
- u, v : desplazamientos del centro de torsión de las secciones transversales, paralelos a los ejes centroidales y principales x, y (Fig. 2.5).
- ϕ : rotación alrededor del eje longitudinal z (Fig. 2.5).

x_0, y_0 : distancia entre los centros de gravedad y de torsión de la sección medidas paralelamente a los ejes correspondientes (Fig. 2.5).

$$r_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + (I_x + I_y)/A = x_0^2 + y_0^2 + r_x^2 + r_y^2$$

I_x, I_y, A : momentos centroidales y principales y área de la sección.

r_x, r_y : radios de giro respecto a los ejes centroidales y principales.

r_0 : radio polar de giro, respecto al centro de torsión.

E : módulo de elasticidad.

G : módulo de elasticidad al esfuerzo cortante.

Todas las derivadas son respecto a z , que se mide a lo largo del eje longitudinal.

Teniendo en cuenta las condiciones de frontera, las ecuaciones 2.1 a 2.3 llevan a la ecuación característica siguiente, cuyas raíces son las cargas críticas de pandeo elástico (ref. 2.1):

$$r_0^2(P_E - P_{crx})(P_E - P_{cry})(P_E - P_{crz}) - y_0^2 P_E^2 (P_E - P_{crx}) - x_0^2 P_E^2 (P_E - P_{cry}) = 0 \quad (2.4)$$

donde:

$$P_{crx} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} : \text{carga crítica de Euler para pandeo por flexión alrededor de x.} \quad (2.5)$$

$$P_{cry} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} : \text{carga crítica de Euler para pandeo por flexión alrededor de y.} \quad (2.6)$$

$$P_{crz} = \left[\frac{\pi^2 EC_a}{(K_t L_t)^2} + GJ \right] \frac{1}{r_0^2} : \text{carga crítica de pandeo elástico por torsión (alrededor del eje } z \text{).} \quad (2.7)$$

KL : Longitud efectiva de la columna.

Cada uno de los tres valores de P_E que se obtienen al resolver la ec. 2.4 es una función de P_{crx} , P_{cry} y P_{crz} , lo que indica que las columnas con secciones transversales asimétricas, no se pandean por flexión o torsión puras; cualquiera de los tres modos posibles es por flexión y torsión combinadas. El pandeo por flexotorsión es una combinación de tres modos de pandeo, que sólo podrían presentarse por separado si las condiciones fuesen adecuadas, es decir, si en cada caso se impidiesen los otros dos modos.

Puede demostrarse que la menor de las tres cargas críticas obtenidas al resolver la ec. 2.4, que corresponde a una interacción de los tres modos de pandeo, y es la que realmente ocasiona la falla de la columna, es siempre menor que la más pequeña de las cargas críticas individuales P_{crx} , P_{cry} y P_{crz} .

Las columnas con secciones transversales asimétricas son poco comunes en las estructuras; sin embargo, de la solución general obtenida para ellas pueden deducirse resultados aplicables a las secciones usuales, que tienen uno o dos ejes de simetría.

2.5.2 Secciones con un eje de simetría

Son frecuentes en las estructuras fabricadas con perfiles laminados, con placas soldadas y en las hechas con perfiles de lámina delgada; entre ellas se cuentan las canales, las térs, los ángulos espalda con espalda, y una gran variedad de secciones de lámina delgada (Fig. 2.6).



Fig. 2.6 Secciones con un eje de simetría.

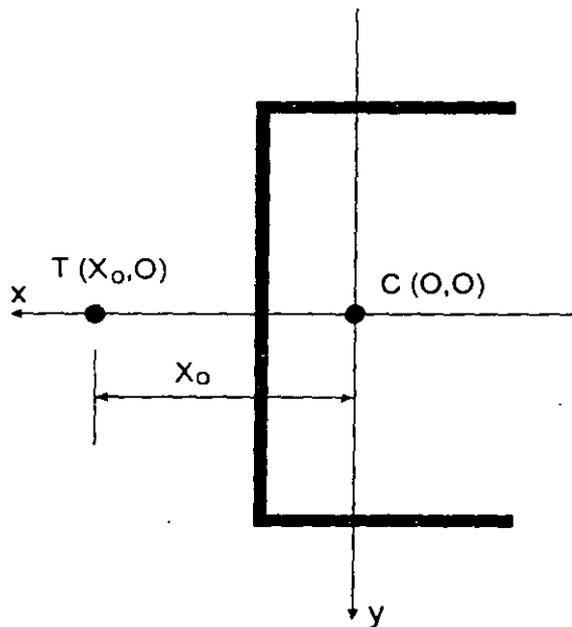


Fig. 2.7 Sección con un eje de simetría.

Si el eje de simetría es el x (Fig. 2.7), $y_0 = 0$, y la ecuación característica se reduce a:

$$r_0^2 (P_E - P_{crx}) (P_E - P_{cry}) (P_E - P_{crz}) - x_0^2 P_E^2 (P_E - P_{cry}) = 0$$

que puede escribirse en la forma:

$$(P_E - P_{crz}) \left[r_0^2 (P_E - P_{crx}) (P_E - P_{crz}) - P_E^2 x_0^2 \right] = 0 \quad (2.8)$$

Esta ecuación tiene tres soluciones; la primera, $P_E = P_{crz}$, corresponde a flexión alrededor del eje normal al de simetría, que en este caso es el y , lo que indica que una de las formas de pandeo es por flexión, sin que la columna se salga del plano de simetría, ni se retuerza (este es el problema resuelto por Euler). Si los extremos están articulados, la carga crítica se calcula con la fórmula de Euler para pandeo por flexión alrededor del eje y (Ec. 2.6):

$$P_{crz} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$$

Las otras dos soluciones son las raíces de la ecuación de segundo grado que se obtiene al igualar a cero la expresión contenida en el paréntesis rectangular; son dos cargas críticas de pandeo por flexotorsión; la menor de ellas, que es siempre más pequeña que P_{crx} y P_{crz} , pero puede ser mayor o menor que P_{crz} , se calcula con la ec. (2.9):

$$P_{FT} = \frac{1}{2H} \left[(P_{crx} + P_{crz}) - \sqrt{(P_{crx} + P_{crz})^2 - 4HP_{crx}P_{crz}} \right] \quad (2.9)$$

donde $H = 1 - (x_0/r_0)^2$ y P_{FT} es la menor de las cargas críticas de pandeo por flexotorsión.

Una columna con secciones transversales con un solo eje de simetría puede pandearse por flexión alrededor del eje normal al de simetría, o por flexotorsión, flexionándose alrededor del otro eje centroidal y principal, y retorciéndose; que sea crítica una u otra forma de pandeo depende de las dimensiones y forma de las secciones transversales y de la longitud y condiciones de apoyo de la columna.

EJEMPLO 2.1 Calcule las cargas críticas de pandeo elástico de tres columnas, de 3.00 m, 6.00 m y 1.50 m de longitud, articuladas en los extremos; las tres tienen la sección transversal que se muestra en la Fig. E2.1-1¹. Suponga, sin demostrarlo, que el pandeo local no es crítico.

Propiedades geométricas

$$A = (a + 2B')t = (28.0 + 2 \times 10)1.0 = 48 \text{ cm}^2$$

¹ Las esquinas de los perfiles hechos con lámina doblada en frío, que constituyen una buena parte de las columnas en las que debe revisarse la posible falla por pandeo por flexotorsión, son siempre redondeadas, lo que ha de tenerse en cuenta en el cálculo de las propiedades geométricas. En este ejemplo se han considerado en ángulo recto para simplificar los cálculos numéricos.

Distancia entre el centro de gravedad y el eje del alma:

$$2 \times 10 \times 4.5 = 48.0 \bar{x} \quad \therefore \bar{X} = 1.88 \text{ cm}$$

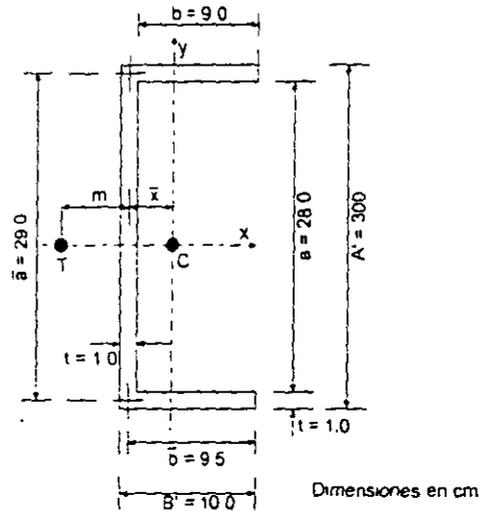


Fig. E2.1-1 Sección transversal de la columna.

Distancia entre el eje del alma y el centro de torsión:

$$m = \frac{3B'^2}{6B' + \bar{a}} = \frac{3 \times 10^2}{6 \times 10 + 29.0} = 3.37 \text{ cm}$$

Distancia entre los centros de gravedad y torsión:

$$X_0 = \bar{X} + m = 5.25 \text{ cm}$$

Momentos de inercia:

$$I_x = \frac{1 \times 28^3}{12} + 2 \times 10.0 \times 14.5^2 = 6034 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 28.0 \times 1.0 \times 1.88^2 + 2 \left[1.0 \times \frac{10.0^3}{12} + 1 \times 10.0 (4.5 - 1.88)^2 \right] = 402.9 \text{ cm}^4$$

No se han incluido los términos $B't^3/12$ y $at^3/12$ porque su contribución es siempre muy pequeña en secciones de paredes delgadas.

Constante de torsión de Saint Venant:

$$J = \frac{t^3}{3} (2B' + a) = \frac{1.0^3}{3} (2 \times 10.0 + 28.0) = 16.0 \text{ cm}^4$$

Constante de torsión por alabeo:

$$C_a = \frac{tB'^3\bar{a}^2}{12} \frac{3B' + 2\bar{a}}{6B' + \bar{a}} = \frac{1.0 \times 10.0^3 \times 29.0^2}{12} \frac{3 \times 10.0 + 2 \times 29.0}{6 \times 10.0 + 29.0} = 69,296 \text{ cm}^4$$

Las expresiones para m , J y C_a se han tomado de la ref. 2.2.

Radios de giro:

$$r_x = \sqrt{I_x/A} = \sqrt{6034/48.0} = 11.21 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{402.9/48.0} = 2.90 \text{ cm}$$

$$r_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A} = 5.25^2 + 0^2 + \frac{6034 + 402.9}{48.0} = 161.7 \text{ cm}^2$$

$$H = 1 - (x_0/r_0)^2 = 1 - 5.25^2/161.7 = 0.83$$

Cargas críticas. Como sus secciones transversales tienen un eje de simetría, la columna puede pandearse por flexión, alrededor del otro eje, o por flexotorsión.

$L=3.0 \text{ m}$

Carga crítica de pandeo por flexión (alrededor del eje y).

$$P_{crv} = \pi^2 EI_y / (K_y L_y)^2 = (402.9 \pi^2 E / (1 \times 300)^2) 10^{-3} = 90.1 \text{ ton}$$

Ec. 2.6

Carga crítica de pandeo por flexotorsión.

$$P_{crx} = \pi^2 EI_x / (K_x L_x)^2 = (6034 \pi^2 E / (1.0 \times 300)^2) 10^{-3} = 1349.2 \text{ ton}$$

Ec. 2.5

$$P_{crz} = \left[\frac{\pi^2 EC_a}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{1}{r_0^2} = \left[\frac{69296 \pi^2 E}{(1 \times 300)^2} + 787500 \times 16.0 \right] \frac{10^{-3}}{161.7} = 173.8 \text{ ton}$$

Ec. 2.7

$$P_{Fl} = \frac{1}{2H} \left[(P_{crx} + P_{crz}) - \sqrt{(P_{crx} + P_{crz})^2 - 4HP_{crx}P_{crz}} \right]$$

$$= \frac{1}{2 \times 0.83} \left[(1349.2 + 173.8) - \sqrt{(1349.2 + 173.8)^2 - 4 \times 0.83 \times 1349.2 \times 173.8} \right]$$

$$= 169.7 \text{ ton}$$

Ec. 2.9

Esta fuerza es mayor que P_{crv} , lo que indica que el pandeo por flexotorsión no es crítico; la columna falla por pandeo de Euler alrededor del eje y .

$L=6.0\text{ m}$

$$P_{crx} = 22.5\text{ ton}$$

$$P_{crx} = 337.3\text{ ton}; P_{cry} = 101.9\text{ ton}; P_{FT} = 97.3\text{ ton}$$

También en este caso es crítico el pandeo por flexión alrededor de y .

$L=1.5\text{ m}$

$$P_{crx} = 360.4\text{ ton}$$

$$P_{crx} = 5396.8\text{ ton}; P_{cry} = 461.2\text{ Ton}; P_{FT} = 454.1\text{ ton}$$

Sigue siendo crítico el pandeo por flexión alrededor de y . Cuando la longitud disminuye, P_{FT} se acerca a P_{cry} ; las barras muy cortas fallan por pandeo por flexotorsión. Sin embargo, esa condición no tiene importancia práctica en columnas como la de este ejemplo, pues es poco probable que una sección como la de la Fig. E2.1-1 se utilice en miembros de longitud bastante menor que 1.50 m.

La carga crítica calculada para la columna de 6.00 m es, seguramente, la real, pues dada su esbeltez, fallaría en el intervalo elástico. Sin embargo, los resultados obtenidos para las columnas más cortas deben corregirse por inelasticidad, para obtener su resistencia real. (La esbeltez que separa el comportamiento elástico del inelástico depende del tipo de acero, que no se conoce en este ejemplo).

2.5.3 Secciones con dos ejes de simetría

Son las más utilizadas en estructuras: secciones I, H, en cajón, tubulares (Fig. 2.2), y muchas de lámina delgada (Fig. 2.8).

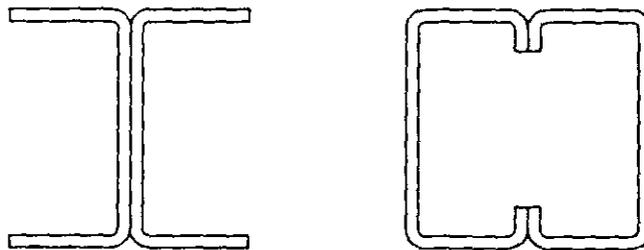


Fig. 2.8 Secciones de lámina delgada con dos ejes de simetría.

Los centros de gravedad y de torsión coinciden, $x_0 = y_0 = 0$, y como r_0 es diferente de cero, la ec. 2.4 se reduce a:

$$(P_E - P_{crx})(P_E - P_{cry})(P_E - P_{crz}) = 0 \tag{2.10}$$

Las tres cargas críticas son $P_{cr1} = P_{crx}$, $P_{cr2} = P_{cry}$ y $P_{cr3} = P_{crz}$; el modo de pandeo queda determinado por la menor de ellas. No hay interacción; la columna falla por pandeo por flexión o torsión puras.

El uso casi exclusivo de la fórmula de Euler (con la que se determinan P_{crx} y P_{cry} , pero no P_{crz}) para columnas de acero laminado en caliente, de sección I o H, o en cajón, laminadas o formados por placas soldadas, proviene de que en ellas P_{crx} y P_{cry} son casi siempre menores que P_{crz} y, en el peor de los casos, la menor de las dos está muy cerca de ella (ref. 2.6). Sin embargo, el pandeo por torsión puede controlar la resistencia de columnas de baja resistencia a la torsión, como las secciones en cruz, o de paredes muy delgadas; por este motivo, las especificaciones del Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI, por sus iniciales en inglés), que se refieren al diseño de estructuras hechas con lámina delgada han incluido, desde 1968, la revisión de esos dos modos (ref. 2.7), mientras que las del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), que cubren, principalmente, el diseño de estructuras de acero laminado en caliente, no han tenido en cuenta el problema hasta 1986 (ref. 2.8).

EJEMPLO 2.2 Calcule las cargas críticas de pandeo elástico de dos columnas, de 4.00 y 7.00 m de longitud, articuladas en los extremos, que tienen la sección transversal que se muestra en la Fig. E2.2-1. Suponga que el pandeo local no es crítico.

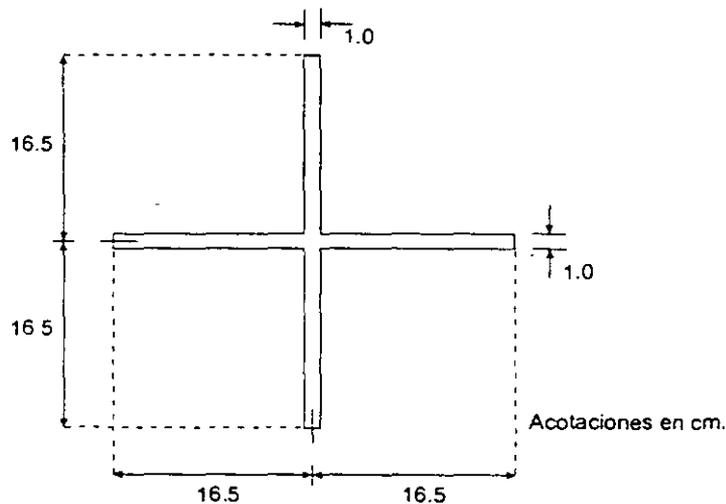


Fig. E2.2-1 Sección transversal de las columnas.

Propiedades geométricas.

$$A = 65.0 \text{ cm}^2; \quad I_x = I_y = 2997.4 \text{ cm}^4; \quad r_x = r_y = 6.79 \text{ cm}$$

$x_0 = y_0 = 0$ (Coinciden los centros de gravedad y de torsión).

$$r_0^2 = (I_x + I_y) / A = 2 \times 2997.4 / 65 = 92.2 \text{ cm}^2$$

$$J = \frac{1}{3} (33.0 \times 1^3 + 2 \times 16.0 \times 1^3) = 21.7 \text{ cm}^4$$

$C_a = 0$ (La rigidez al alabeo de las secciones cruciformes es despreciable).

Cargas críticas. Como las secciones transversales tienen dos ejes de simetría, la columna falla por pandeo por flexión o torsión puras. Puesto que $(KL)_x = (KL)_y$, e $I_x = I_y$, las dos cargas críticas de pandeo por flexión son iguales.

$$\underline{L = 4.00 \text{ m}} \quad (L/r = 58.9).$$

$$\text{Pandeo por flexión:} \quad P_{crx} = P_{cry} = \frac{2997.4 \pi^2 E}{400^2} \times 10^{-3} = 377.0 \text{ ton.}$$

$$\text{Pandeo por torsión:} \quad P_{crz} = \frac{GJ}{r_0^2} = \frac{787500 \times 21.7}{92.2} \times 10^{-3} = 185.3 \text{ ton.}$$

En la ecuación para calcular P_{crz} desaparece el término correspondiente al efecto de alabeo. La falla es por pandeo por torsión; la carga crítica de pandeo elástico es $P_{crz} = 185.3 \text{ ton.}$

$$\underline{L = 7.00 \text{ m}} \quad (L/r = 103.1).$$

$$\text{Pandeo por flexión:} \quad P_{crx} = P_{cry} = 123.1 \text{ ton.}$$

$$\text{Pandeo por torsión:} \quad P_{crz} = 185.3 \text{ ton.}$$

Como $C_a = 0$, P_{crz} es independiente de la longitud de la columna.

Ahora la falla es por pandeo por flexión: $P_{cr} = P_{crx} = P_{cry} = 123.1 \text{ ton.}$

Los resultados de este ejemplo muestran que debe considerarse la posibilidad de falla por pandeo por torsión en columnas de secciones transversales especiales, sobre todo cuando su resistencia a la torsión por alabeo es baja y están formadas por placas de paredes delgadas; en este ejemplo, una columna con esbeltez $L/r = 59$ falla por torsión (en la ref. 2. muestra que para la sección estudiada el pandeo por torsión es crítico $\mu_c \approx 0 \leq L/r \leq 82$, aproximadamente).

2.6 PANDEO POR FLEXIÓN

El pandeo por flexión, alrededor de uno de los ejes centroidales y principales, de columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, es el que reviste mayor interés en el diseño de estructuras.

2.6.1 Pandeo elástico

Se tiene una columna esbelta de sección transversal constante doblemente simétrica, articulada en un extremo y con un apoyo guiado que permite rotaciones y desplazamientos lineales a lo largo de su eje en el otro, sujeta a la acción de fuerzas axiales de compresión P . Se supone que la columna es perfectamente recta, que el material de que está compuesta es homogéneo y elástico, y que en las articulaciones no hay ninguna fricción (Fig. 2.9a).

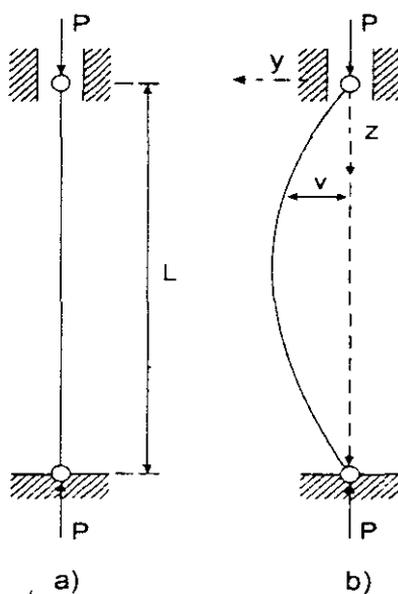


Fig. 2.9 Columna esbelta doblemente articulada.

En esas condiciones la forma recta corresponde a un estado de equilibrio entre las fuerzas exteriores e interiores, puesto que en cualquier sección transversal hay un conjunto de fuerzas interiores, uniformemente distribuidas, cuya resultante tiene la misma intensidad y línea de acción que P .

Para averiguar si el equilibrio es estable, inestable o indiferente, se aplica en la sección central de la columna una fuerza lateral pequeña que la coloca en una posición ligeramente deformada, y se observa si al quitarla recupera la forma recta, aumenta la deflexión lateral del eje, o se conserva la configuración deformada, sin modificarse.

En la discusión que sigue, la columna se flexiona en el plano "yoz".

La Fig. 2.9b muestra la columna con una configuración ligeramente flexionada; la fuerza exterior P , cuya línea de acción no pasa ya por los centros de gravedad de las secciones transversales, ocasiona momentos flexionantes, de magnitud Pv , que tienden a aumentar la curvatura del eje.

En cada sección transversal aparecen fuerzas interiores equivalentes a un par, que se superponen con las uniformes iniciales, y tratan de hacer que la columna vuelva a la forma recta original. El par interior EI/R es función de la curvatura $1/R$ del eje de la pieza en la sección, o sea de la magnitud de la deformación de la columna, pero no depende de la intensidad de la fuerza P .

En cada sección transversal hay dos momentos, uno exterior, Pv , función de la geometría del eje deformado y de la fuerza P , y otro interior, EI/R , que depende sólo de la configuración del eje de la pieza, de manera que al llevarla a una posición flexionada infinitamente cercana a la recta original puede presentarse cualquiera de los tres casos siguientes, según la magnitud de la fuerza exterior:

$$\begin{array}{ll} \text{Si } P \text{ es pequeña,} & Pv < EI/R \\ \text{Si } P \text{ es grande,} & Pv > EI/R \\ \text{Para un cierto valor intermedio de } P, & Pv = EI/R \end{array}$$

En el primer caso, el momento que trata que la columna regrese a la forma recta es mayor que el que tiende a deformarla, y al suprimir la fuerza lateral la pieza se endereza: el equilibrio es estable; en el segundo se invierte la relación entre los momentos, lo que indica que la curvatura crece aún después de quitar la fuerza lateral, condición característica de un estado de equilibrio inestable; en el tercero los dos momentos son iguales: el equilibrio es indiferente, y son posibles configuraciones equilibradas curvas de flecha indeterminada, pero siempre muy pequeña, además de la forma recta; la fuerza axial que ocasiona la condición de equilibrio indiferente es la carga crítica P_{cr} .

Interesa, precisamente, el equilibrio indiferente, porque marca la terminación de un estado deseable y la iniciación de un fenómeno que debe evitarse siempre: la flexión espontánea, o pandeo de la pieza.

El pandeo de las piezas rectas comprimidas no se debe a imperfecciones en la columna y en la aplicación de la carga (las que, si existen, hacen que la flexión empiece a manifestarse para valores pequeños de P y aumente con ella); se presenta cuando no hay ninguna imperfección, ya que al alcanzar la carga el valor crítico la forma recta de equilibrio se vuelve inestable. (Para que haya pandeo la columna ha de ser inicialmente recta y la fuerza de compresión perfectamente axial, de manera que se mantenga recta en las primeras etapas, hasta que P alcance el

valor crítico; si hay deformaciones iniciales o excentricidades en la aplicación de la carga la columna no se pandea, sino empieza a flexionarse desde un principio y llega eventualmente a un estado de equilibrio inestable, en forma gradual, a diferencia del pandeo, que es un fenómeno instantáneo). Esto no quiere decir que la columna se flexione necesariamente, pero a semejanza de lo que sucede en todos los casos de equilibrio inestable es improbable que permanezca recta; en la práctica, además, las imperfecciones inevitables, aún siendo muy pequeñas, hacen que la flexión se inicie bajo cargas de poca intensidad.

Cuando empieza la flexión bastan incrementos muy pequeños de la fuerza axial para que las deformaciones crezcan rápidamente, con el consiguiente rápido aumento de los esfuerzos, que alcanzan pronto los valores de falla, por lo que la iniciación del fenómeno de inestabilidad equivale a la desaparición completa de la resistencia, o sea al colapso de la columna.

Mientras el equilibrio es estable los incrementos de la carga P ocasionan sólo deformaciones longitudinales de la columna, que está sujeta a esfuerzos uniformes de compresión; el pandeo se manifiesta al aparecer una nueva deformación, la flexión, que provoca otra sollicitación, el momento flexionante.

En la Fig. 2.3c se muestran las curvas $P-v$ (fuerza axial-deflexión) de dos columnas, una recta y cargada axialmente (representada con línea llena), la otra con imperfecciones iniciales (línea interrumpida). La primera es una recta vertical, que coincide con el eje de las ordenadas; cuando la fuerza P llega al valor crítico se presentan dos posibilidades: que P siga creciendo sin que la columna se flexione (la gráfica sigue coincidiendo con el eje de las ordenadas), o que se inicien las deformaciones laterales, que aumentan rápidamente con incrementos pequeños de P hasta llegar, poco después, a la carga máxima que puede soportar la columna, P_M . En la segunda curva las deformaciones laterales crecen desde un principio, en forma gradual, hasta que la carga alcanza el valor de colapso. La curva trazada con línea llena representa una falla por pandeo, mientras que la interrumpida corresponde a colapso por inestabilidad ocasionada por exceso de deformación, sin que haya pandeo propiamente dicho: la compresión alcanza su intensidad máxima sin pasar por un valor crítico, que se caracteriza (curva con línea llena) por una "bifurcación del equilibrio". (Cuando la carga alcanza el valor crítico se llega a un punto de bifurcación del equilibrio; a partir de él, la barra perfecta puede mantenerse recta, deformándose sólo por compresión, o adoptar otras configuraciones en equilibrio, cercanas a la recta, que se caracterizan por la aparición de una nueva deformación, la flexión. Un hecho análogo caracteriza todos los fenómenos de pandeo).

2.6.1.1 Determinación de la carga crítica

La carga crítica se calcula igualando el momento exterior en una sección transversal cualquiera de la columna deformada, ocasionado por la fuerza P , con el momento resistente interior en esa misma sección, y resolviendo la ecuación diferencial correspondiente; por ejemplo, si la columna se flexiona en el plano yz (alrededor de los ejes x) se tiene $Pv = EI_x/R$, y si se supone que los desplazamientos del eje son suficientemente pequeños para que la curvatura $1/R$ pueda considerarse igual a $d^2v/dz^2 = v''$, se llega a:

$$EI_x v'' + Pv = 0$$

que es la ecuación de equilibrio de la columna ligeramente deformada; su solución proporciona los valores de las cargas que pueden mantenerla en equilibrio en esas condiciones, es decir, las cargas críticas de pandeo elástico:

$$P_{crx} = \frac{n^2 \pi^2 EI_x}{L^2}$$

n es un número positivo cualquiera.

El eje de la columna deformada es una senoide; el número de ondas queda definido por n . Si $n = 1$, la columna se pandea en una semionda, en dos si $n = 2$, etc.; a cada modo superior de pandeo le corresponde una carga crítica más elevada.

La carga crítica más pequeña es la única que tiene interés práctico (a menos que se obligue a la columna a pandearse en alguno de los modos superiores, evitando el desplazamiento lateral de una o más de sus secciones transversales, por medio de restricciones exteriores), de manera que puede escribirse:

$$P_{crx} = \frac{\pi^2 EI_x}{L^2}$$

P_{crx} es la carga crítica de Euler para pandeo alrededor del eje x .

Como la columna se pandea siempre en el plano de menor resistencia a la flexión, si no hay restricciones exteriores que lo impidan, la ecuación anterior puede escribirse en una forma más general:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2.11)$$

donde I es el momento de inercia mínimo de la sección transversal constante de la columna.

La carga crítica de Euler marca el punto en que la columna elástica perfecta se vuelve inestable; no se alcanza nunca en columnas reales, que no son absolutamente rectas, ni con cargas aplicadas exactamente a lo largo de su eje centroidal, como se supone en la teoría. Sin embargo, en ensayos cuidadosos especímenes pequeños, en los que se eliminan al máximo las excentricidades y las

curvaturas, se han observado cargas tan cercanas a las teóricas que el error experimental resulta insignificante.

La ecuación del eje de la columna deformada, en el instante en que se inicia el pandeo, es (ref. 2.6):

$$v = C_1 \text{sen} \lambda_r z = C_1 \text{sen} \frac{n\pi}{L} z$$

donde

$$\lambda_r = \sqrt{P_{cr}/EI} = \sqrt{(n^2 \pi^2 EI/L^2)/EI} = n\pi/L$$

Haciendo $n = 1$ y tomando $z = L/2$ se obtiene la flecha máxima, en el centro de la columna:

$$v_{\text{máx}} = C_1 \text{sen} \frac{\pi L}{L 2} = C_1 \text{sen} \frac{\pi}{2} = C_1$$

La deflexión lateral es indeterminada, pues C_1 es una constante arbitraria, lo que indica que la teoría desarrollada hasta ahora permite obtener la carga para la que se inicia el pandeo, pero no predice el comportamiento posterior, ya que con ella no se pueden calcular los desplazamientos laterales del eje, que permanecen indeterminados.

La limitación anterior se origina en el empleo de la fórmula $1/R = d^2 y/dz^2$, que es suficientemente precisa para desplazamientos pequeños, pero deja de serlo cuando aumentan; si se desea ampliar la teoría del pandeo elástico de columnas, para que tenga en cuenta desplazamientos laterales grandes, es preciso emplear la expresión matemática exacta de la curvatura.

Los dos caminos conducen a resultados análogos pues el segundo, basado en la expresión correcta de la curvatura, indica que el equilibrio sigue siendo estable para cargas mayores que la crítica, pero sólo para incrementos muy pequeños, después de los cuales se produce la falla por pandeo inelástico.

La falla se presenta, en todos los casos, cuando se forman en la columna articulaciones plásticas suficientes para que se convierta en un mecanismo; en la barra articulada en los dos extremos basta con una sola, que aparece en la sección de momento máximo (la sección central) cuando se agota su resistencia bajo la acción combinada de la fuerza axial y del momento ocasionado por el desplazamiento lateral que caracteriza al pandeo, o sea cuando $M_{\text{máx}} = P v_{\text{máx}} = M_{pc}$, donde M_{pc} es el momento plástico resistente de la sección transversal, reducido por efecto de la fuerza axial. La carga de colapso es muy poco mayor que la crítica, pues el rápido crecimiento de los esfuerzos hace que la sección central se plastifique inmediatamente después de iniciarse el pandeo. (El colapso tiene lugar siempre en el intervalo plástico, independientemente de que el pandeo se inicie abajo o arriba del límite de proporcionalidad).

Una vez formada la articulación plástica el momento interno en la sección central es constante, y para que se conserve el equilibrio mientras aumentan los desplazamientos laterales ha de disminuir la carga que obra sobre la columna.

2.6.1.2 Esfuerzo crítico

Dividiendo los dos miembros de la ec. 2.11 entre el área A de la sección transversal, teniendo en cuenta que P_{cr}/A es el esfuerzo correspondiente a la iniciación del pandeo, sustituyendo el momento de inercia I por Ar^2 y efectuando simplificaciones, se obtiene la expresión:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (2.12)$$

en la que σ_{cr} es el esfuerzo crítico de Euler para pandeo elástico; el cociente L/r recibe el nombre de relación de esbeltez de la columna. r es el radio de giro de las secciones transversales respecto al eje de flexión.

2.6.1.3 Longitud efectiva

Como la fórmula de Euler se deduce suponiendo que los dos extremos de la columna están articulados, sólo proporciona la carga o el esfuerzo crítico de columnas con esas condiciones de apoyo; si cambian las restricciones en los extremos, se modifica su capacidad para resistir fuerza axial.

La columna doblemente articulada no existe en las estructuras reales y sólo se obtiene en experimentos de laboratorio muy cuidadosos; su importancia estriba en que a partir de los resultados obtenidos para ella pueden deducirse las cargas o esfuerzos críticos correspondientes a cualquier otra condición de apoyo, por lo que se le da el nombre de *caso fundamental*.

Si la columna está aislada y tiene condiciones de apoyo bien definidas, su carga crítica, y la configuración del eje deformado, pueden determinarse utilizando la ecuación de equilibrio de segundo orden, en la que se introducen las condiciones de frontera propias del tipo de apoyo.

Por ejemplo, si los dos extremos están empotrados (las rotaciones y los desplazamientos laterales están impedidos, pero un extremo puede acercarse al otro), aparecen momentos en ellos, cuando se inicia el pandeo. La solución matemática del problema (ver, por ejemplo, la ref. 2.9) demuestra que hay dos cargas críticas, que corresponden a los dos modos de pandeo de la Fig. 2.10: $P_{cr} = 4\pi^2 EI/L^2$, para el modo simétrico, y $P_{cr} = 80.766 EI/L^2$, para el antisimétrico. Puesto que la carga crítica del primer modo es menor que la del segundo, la

columna se pandea en la forma simétrica, a menos que se impida el desplazamiento lateral de su punto medio, y puede escribirse:

$$P_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2}$$

Los momentos en los extremos y las fuerzas axiales equivalen a las cargas P aplicadas excéntricamente (Fig. 2.10a). Los puntos de inflexión, de momento nulo, localizados en las intersecciones de la línea de acción de P con el eje deformado, dividen la barra en tres secciones; la central, comprendida entre ellos, de longitud $L/2$ (ref. 2.9), se encuentra en las mismas condiciones que el caso fundamental.

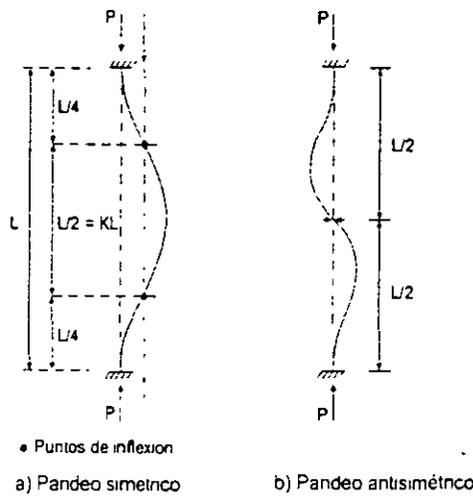


Fig. 2.10 Pandeo de una columna empotrada en los dos extremos.

La carga crítica de pandeo de la columna doblemente empotrada se puede determinar utilizando la fórmula deducida para la articulada en ambos extremos, pero empleando al aplicarla la longitud del tramo que se encuentra en las mismas condiciones que el caso fundamental, en vez de la longitud real:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(L/2)^2} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2}$$

Utilizando directamente la ecuación de equilibrio de la columna deformada se llega a este mismo resultado.

De manera análoga, la fórmula de Euler puede emplearse para calcular la carga o el esfuerzo crítico de pandeo de columnas con otras condiciones de apoyo, por lo que conviene escribirla en la forma general siguiente:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \tag{2.13}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \tag{2.14}$$

KL es la *longitud efectiva* de la columna, que se define como la longitud de una columna equivalente, articulada en los dos extremos, que tiene la misma carga crítica que la columna restringida real; es igual a la distancia entre los dos puntos de inflexión, reales o imaginarios, del eje deformado. Vale 1.0 para extremos articulados y $\frac{1}{2}$ para extremos empotrados, y tiene valores intermedios para restricciones elásticas comprendidas entre esos límites; si un extremo de la columna puede desplazarse linealmente respecto al otro, en dirección perpendicular al eje original, K puede crecer indefinidamente.

En la Fig. 2.11 se dan los valores de K para varias condiciones de apoyo idealizadas, en las que las restricciones que impiden las rotaciones y traslaciones de los extremos son nulas o cien por ciento efectivas.

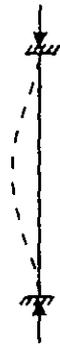
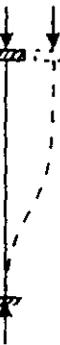
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
La línea punteada indica la forma de la columna pandeada						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores de diseño recomendados cuando se tienen condiciones cercanas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones en los extremos	 Rotación impedida y traslación impedida  Rotación libre y traslación impedida  Rotación impedida y traslación libre  Rotación libre y traslación libre					

Fig. 2.11 Valores del coeficiente K para columnas aisladas con diversas condiciones de apoyo.

Puede suponerse que se presenta una condición de empotramiento perfecto la base (casos a, b, c y e, Fig. 2.11) cuando la columna está ligada a una cimentación rígida, cuyas rotaciones son despreciables, por medio de una conexión diseñada

para resistir el momento de empotramiento, obtenida con una placa de base y anclas, o ahogando la columna en el cimiento una longitud adecuada; si el comportamiento del extremo inferior es incierto, respecto a la existencia de rotaciones, debe suponerse articulado (casos d y f).

Las rotaciones del extremo superior se consideran impedidas cuando la columna se une rigidamente a una trabe de gran peralte, de rigidez muchas veces mayor que la suya propia; si se impiden los desplazamientos lineales de la trabe, por medio de contraventeos o muros de rigidez, la columna se encuentra en el caso a, y cuando pueden presentarse esos desplazamientos está en el c o f.

La suposición de que hay articulaciones en los extremos superiores (casos b y d), puede deberse a que las trabes tengan una rigidez muy reducida o a la forma en que estén conectadas con las columnas.

Los valores de K recomendados para diseño son una modificación de los teóricos, que tiene en cuenta que tanto las articulaciones perfectas como los empotramientos absolutos son irrealizables.

Se requiere un cierto grado de juicio, por parte del ingeniero proyectista, para determinar cuál de los casos de la Fig. 2.11 se acerca más al problema que está resolviendo; si se tienen dudas, usará una aproximación que sobrestime la esbeltez de la columna y, por consiguiente, subestime su resistencia.

Cuando la columna es parte de una estructura más compleja, y el grado de restricción en los apoyos no está claramente definido, su longitud efectiva se determina con métodos más elaborados.

La ec. 2.13 puede escribirse en la forma:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{P_E}{K^2},$$

donde P_E es la carga crítica de Euler de una columna, articulada en los dos extremos, de longitud igual a la de la columna restringida real.

El *factor de longitud efectiva* K de una columna con condiciones de apoyo diferentes de las del caso fundamental se evalúa directamente con la expresión:

$$K = \sqrt{\frac{P_E}{P_{cr}}}$$

2.6.2 Pandeo inelástico

La fórmula de Euler, con la que se calcula la carga crítica de piezas rectas comprimidas axialmente, se basa en la suposición de que la pieza se comporta

elásticamente hasta la iniciación del pandeo, por lo que en la ecuación de equilibrio aparece el módulo de elasticidad E , que se conserva en las fórmulas finales; como una consecuencia, la teoría de Euler, y las ecuaciones obtenidas con ella (ecs. 2.13 y 2.14), no son aplicables a columnas cortas o de longitud intermedia, en las que se alcanza el límite de proporcionalidad antes que el esfuerzo crítico de pandeo elástico.

La fórmula $\sigma_{cr} = \pi^2 E / (L/r)^2$ es válida para los valores de la relación de esbeltez a los que corresponden esfuerzos críticos no mayores que el límite de proporcionalidad ($\sigma_{cr} \leq \sigma_{LP}$) o sea hasta que:

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

Despejando L/r se obtiene:

$$\frac{L}{r} = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{LP}}} \quad (2.15)$$

σ_{LP} es el esfuerzo en el límite de proporcionalidad.

Con la ecuación 2.15 se calcula la relación de esbeltez mínima para la que es aplicable la fórmula de Euler; no lo es para esbelteces menores, puesto que para ellas $\sigma_{cr} > \sigma_{LP}$, el límite de proporcionalidad se sobrepasa antes de iniciarse el pandeo, y éste se inicia en el intervalo inelástico.

Durante varias décadas se consideró que la teoría de Euler era incorrecta, pues arrojaba resultados que no concordaban con los que se obtenían experimentalmente; esto se debía a que las columnas que se utilizaban entonces eran de esbeltez muy reducida y fallaban en el intervalo inelástico, bajo cargas mucho menores que las predichas por la fórmula de Euler. Por este motivo las columnas se diseñaron, durante largo tiempo, utilizando fórmulas empíricas, deducidas de información proporcionada por pruebas de laboratorio. Transcurrieron cien años hasta que Lamarle, en 1845, advirtió que el error no estaba en la fórmula, sino en su aplicación a casos para los que no es válida.

La teoría del pandeo elástico de columnas estaba bien establecida desde entonces, pero no se contaba con ningún procedimiento para predecir la carga crítica fuera de ese intervalo, por lo que se siguieron empleando fórmulas empíricas.

Engesser y Considère fueron los primeros en advertir la posibilidad de modificar la fórmula de Euler para calcular la carga crítica de pandeo inelástico, introduciendo en ella un módulo variable, función del esfuerzo crítico.

Engesser presentó su teoría del módulo tangente en 1889; de acuerdo con ella la resistencia máxima de una columna que empieza a pandearse en el intervalo inelástico se obtiene sustituyendo en la fórmula de Euler el módulo de elasticidad E

por el módulo tangente E_t . En el mismo año, Considère hizo notar que al comenzar la flexión de una columna cargada más allá del límite de proporcionalidad los esfuerzos en el lado cóncavo se incrementan, de acuerdo con el diagrama esfuerzo-deformación, pero los del lado convexo disminuyen, siguiendo la ley de Hooke, de manera que su resistencia máxima no es función ni del módulo de elasticidad E ni del tangente E_t , sino de un módulo \bar{E} comprendido entre los dos. Considère observó que \bar{E} es función del esfuerzo medio P/A , pero no propuso ningún procedimiento para calcularlo.

En 1895 Engesser reconoció el error que existía en su teoría original y presentó una nueva solución del problema, conocida con el nombre de teoría del módulo reducido o del módulo doble.

A partir de entonces se aceptó la teoría del módulo reducido como la solución correcta del problema del pandeo inelástico de columnas; desde el punto de vista del concepto clásico de inestabilidad es efectivamente correcta, puesto que proporciona la carga para la que una columna perfecta, recta y cargada axialmente, puede tener, además, otras configuraciones en equilibrio cercanas a la recta. Sin embargo, más adelante aparecieron dudas sobre ella, pues resultados experimentales cuidadosos, obtenidos con especímenes de secciones transversales de diversas formas, indicaron que las cargas de pandeo reales se encuentran entre las predichas por las dos teorías, del módulo tangente y del módulo reducido, más cerca casi siempre de las primeras que de las segundas.

El verdadero significado de las dos teorías fue aclarado finalmente por Shanley, en 1947.

En la discusión que se presenta en seguida se admiten las hipótesis siguientes:

1. Los desplazamientos laterales del eje de la columna son pequeños en comparación con las dimensiones de sus secciones transversales.
2. Las secciones transversales planas permanecen planas y normales al eje deformado, después de la flexión.
3. El diagrama esfuerzo-deformación del material de la columna proporciona la relación entre esfuerzo y deformación en cualquiera de sus fibras longitudinales.
4. El plano de flexión es un plano de simetría de todas las secciones transversales.

2.6.2.1 Teoría del módulo tangente

Se basa en la suposición de que cuando la columna tiene una relación de esbeltez tal que el esfuerzo crítico de pandeo $\sigma_c = P_c/A$ es mayor que el límite de

proporcionalidad, son posibles configuraciones deformadas en equilibrio indiferente para las que la deformación es controlada por el módulo de elasticidad tangente E_t , que es igual a la pendiente de la curva esfuerzo de compresión-deformación del material de la columna en el punto que corresponde al esfuerzo crítico (Refs. 2.4, 2.5, 2.6 y 2.10) (Fig. 2.12).

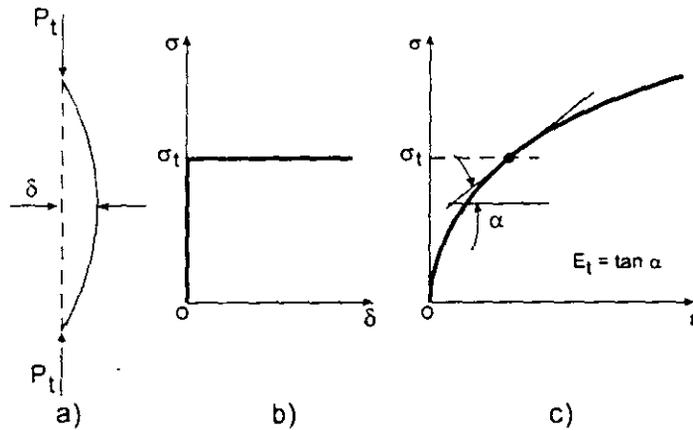


Fig. 2.12 Teoría del módulo tangente.

La ecuación diferencial del eje deformado es:

$$v'' + \frac{P_t}{E_t I} v = 0,$$

y, para una columna con extremos articulados, la carga y el esfuerzo crítico valen:

$$P_t = \frac{\pi^2 E_t I}{L^2} \quad (2.16)$$

$$\sigma_t = \frac{\pi^2 E_t}{(L/r)^2} \quad (2.17)$$

2.6.2.2 Teoría del módulo reducido

De acuerdo con esta teoría, la carga crítica de una columna de longitud intermedia, sobre la que obra una fuerza de compresión P_r , tal que $\sigma_r = P_r/A$ excede el límite de proporcionalidad, es:

$$P_r = \frac{\pi^2 E_r I}{L^2} \quad (2.18)$$

El esfuerzo crítico correspondiente es:

$$\sigma_r = \frac{\pi^2 E_r}{(L/r)^2} \quad (2.19)$$

Cuando la columna se flexiona, al iniciarse el pandeo, aparecen en sus secciones transversales momentos que incrementan los esfuerzos en el lado cóncavo, donde la compresión por flexión se suma con la directa, y los disminuyen en el convexo, en el que la flexión produce tensiones.

Si la curva OBC de la Fig. 2.13 representa el diagrama esfuerzo de compresión-deformación del material de la columna, y el punto C corresponde al esfuerzo crítico, los esfuerzos y deformaciones en el lado cóncavo están relacionados entre sí, durante pequeñas deformaciones, por el módulo tangente E_t (pendiente de la tangente CC'), y en el lado convexo, por el módulo de elasticidad ordinario, E , que es la pendiente de la recta CC'', paralela al tramo inicial, elástico, de la curva. El momento resistente es proporcional al módulo reducido E_r , que es función de E , E_t , y de la geometría de la sección transversal (refs. 2.4 y 2.6):

$$M_{int} = E_r I / R$$

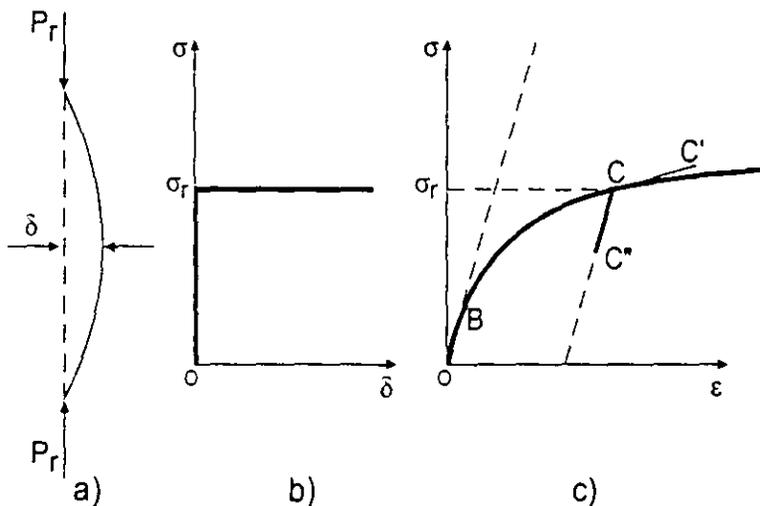


Fig. 2.13 Teoría del módulo reducido.

Las ecs. 2.18 y 2.19 se obtienen planteando la ecuación de equilibrio de la columna ligeramente deformada, y siguiendo el mismo camino que para deducir la fórmula de Euler.

Como E_r es siempre mayor que E_t , la teoría del módulo reducido proporciona cargas críticas algo más altas que la del módulo tangente.

Durante bastantes años se consideró que la teoría del módulo reducido era la más precisa, pues tiene en cuenta la reducción de esfuerzos en el lado convexo, producida por la flexión; sin embargo, las cargas críticas obtenidas experimentalmente se encuentran entre las predichas por las dos teorías, más

cerca, en general, de las que corresponden al módulo tangente que al reducido; por este motivo, se utilizó cada vez más la teoría del módulo tangente, a pesar de ser aparentemente incorrecta; tiene, además, las ventajas de proporcionar resultados del lado de la seguridad y ser más fácil de aplicar, pues E_t no depende de la forma de las secciones transversales.

Esta situación, aparentemente ilógica, existió hasta que Shanley aclaró el comportamiento de las columnas cargadas axialmente que se pandean en el intervalo inelástico.

2.6.2.3 La contribución de Shanley

Según la teoría del módulo tangente, la columna empieza a flexionarse cuando la carga vale $P_t = \pi^2 E_t I / L^2$, y son posibles configuraciones deformadas, en equilibrio indiferente, en las que esfuerzos y deformaciones están relacionados por el módulo E_t , en todos los puntos.

Para que esto sea cierto, el paso de la configuración recta a una deformada adyacente ha de presentarse sin que disminuyan los esfuerzos en ningún punto la sección, lo que sólo es posible si los desplazamientos laterales se inician cuando la carga axial aumenta todavía, de manera que la tendencia a que disminuyan los esfuerzos en el lado convexo se compensa por el incremento ocasionado por la fuerza axial adicional.

La carga P_t predicha por la teoría del módulo tangente no es la fuerza axial máxima que resiste la columna, puesto que las mismas suposiciones que llevan a su obtención implican un aumento en la capacidad de carga.

En resumen, la carga que corresponde al módulo tangente es un límite inferior de la resistencia de una columna; al alcanzarla, la barra recta se flexiona, mientras crece la fuerza que obra sobre ella. La predicha por la teoría del módulo reducido es el límite superior, pues es la compresión máxima que resistiría la columna si permaneciese recta hasta entonces. La resistencia máxima se encuentra entre los límites correspondientes a las dos teorías (Fig. 2.14).

2.6.3 Esfuerzos residuales

En los miembros de acero estructural laminados en caliente aparecen esfuerzos residuales, debidos a las deformaciones permanentes que se originan por el enfriamiento irregular desde la temperatura de laminación hasta la ambiente.

Los extremos de los patines y la parte central del alma de un perfil H se enfrían con mayor rapidez que las zonas de unión de alma y patines, por estar más expuestas que éstas a la temperatura ambiente (refs. 2.6, 2.11; en cualquiera de ellas hay una extensa lista de referencias adicionales). Cuando se enfrían las fibras longitudinales de las regiones mencionadas primero se contraen y pasan al estado elástico, mientras el material de las porciones centrales de los patines y de las zonas contiguas del alma está aún a una temperatura que le permite seguir esas contracciones sin ninguna restricción; cuando, posteriormente, se enfrían las porciones centrales, tratan de contraerse más, pero están restringidas por el metal que se encuentra ya en estado elástico, que no puede acortarse sustancialmente, e impide que las fibras que se enfrían al final se contraigan todo lo que requiere el descenso de temperatura. (El proceso de enfriamiento es continuo, aunque aquí se ha descrito, por simplicidad, como si se presentase por etapas).

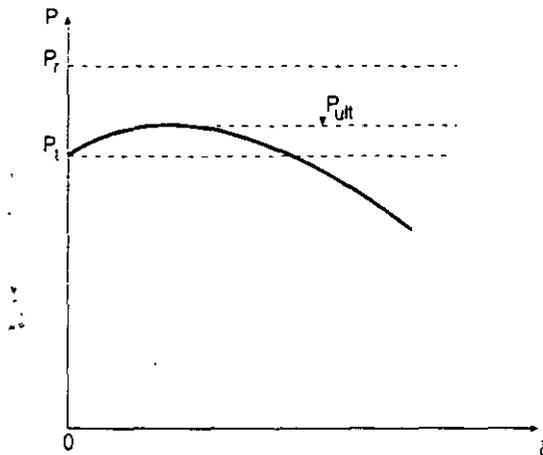


Fig. 2.14 Comparación de los resultados de las teorías del módulo tangente y del módulo reducido con la resistencia máxima de una columna.

Como una consecuencia de los fenómenos mencionados, cuando el perfil laminado llega a la temperatura ambiente, el material que ocupa la zona central de los patines y el alma adyacente queda sometido a fuerzas interiores de tensión, que ejercen sobre él los extremos de los patines y la zona central del alma que, a su vez, soportan compresiones a lo largo de los bordes; hay en el perfil esfuerzos iniciales, antes de que actúen las cargas exteriores, que generan un sistema de fuerzas interiores en equilibrio.

También producen esfuerzos residuales las deformaciones plásticas ocasionadas por operaciones efectuadas durante la fabricación de la estructura, como el enderezado de los perfiles, en frío o en caliente, y la soldadura, que genera esfuerzos residuales muy importantes, por el calentamiento y enfriamiento irregulares de los metales base y de aportación, desde la temperatura ambiente

hasta la de fusión; los cortes con soplete oxiacetilénico producen efectos semejantes a los de la soldadura.

Tanto en perfiles laminados en caliente como en miembros soldados, las partes que tardan más en enfriarse quedan, en general, en tensión, pues su longitud final es mayor que la que tendrían si se enfriasen libremente, y las que se enfrían primero, en compresión (Fig. 2.15a).

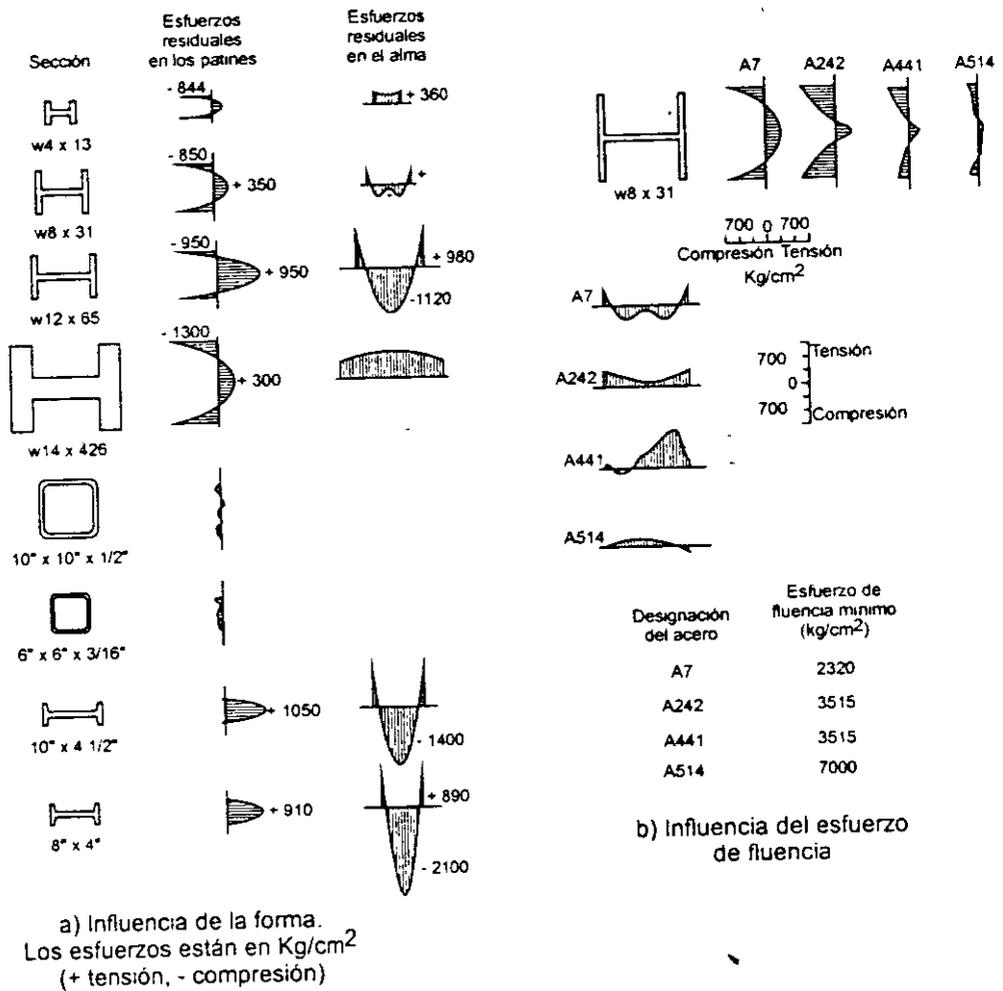


Fig. 2.15 Esfuerzos residuales en perfiles laminados.

En las secciones I y H los esfuerzos residuales máximos aparecen en los extremos de los patines; en perfiles laminados, su valor medio en esos puntos es de unos 900 Kg/cm², prácticamente independiente del esfuerzo de fluencia del acero, por lo que influyen menos en la capacidad de carga de columnas de acero de alta resistencia, pues constituyen un porcentaje menor de su esfuerzo de fluencia (Fig. 2.15b). En secciones I y H hechas con placas soldadas son, en general, más elevados y su magnitud y distribución dependen del tipo de placas que forman el alma y los

patines. Pueden eliminarse, casi por completo, por medio de tratamientos térmicos (Fig. 2.15b).

Los esfuerzos residuales de tensión en las soldaduras y en zonas angostas adyacentes a los bordes de placas cortadas con soplete exceden, con frecuencia, el límite de fluencia de las placas, pues aunque el metal base no resiste, inicialmente, esfuerzos mayores que F_y , los ciclos térmicos producidos por la soldadura y los cortes modifican sus propiedades, y elevan su resistencia (Fig. 2.16).

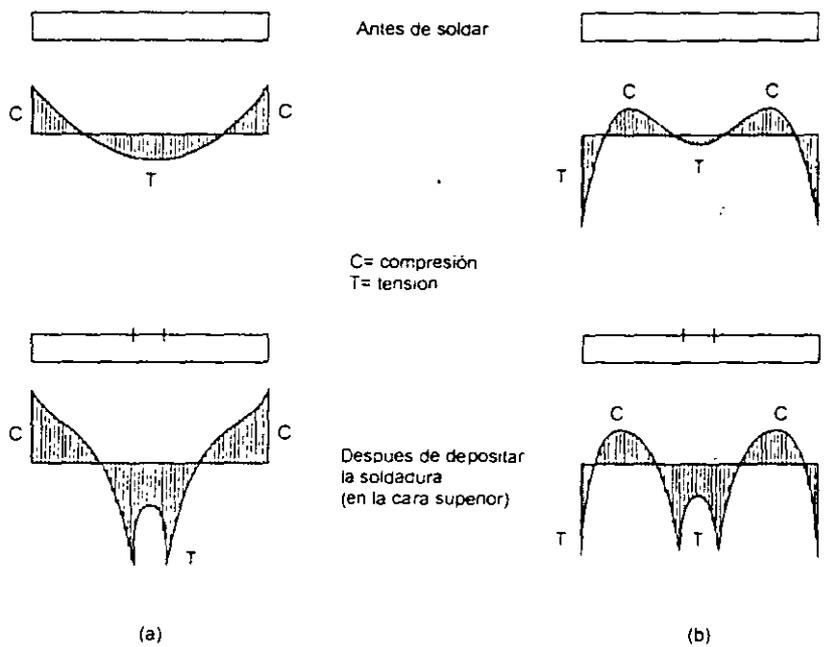


Fig. 2.16 Esfuerzos residuales en placas, antes y después de depositar un cordón de soldadura en su eje longitudinal. (a) Placas laminadas. (b) Placas cortadas con soplete.

La soldadura modifica los esfuerzos previos producidos por el enfriamiento o por los cortes con soplete. Las placas laminadas tienen esfuerzos residuales de compresión en los bordes, mientras que en placas cortadas con soplete esos esfuerzos son tensiones (Fig. 2.16). En secciones H soldadas, hechas con placas laminadas, la soldadura incrementa la compresión en los bordes de los patines y agranda la región comprimida, lo que afecta desfavorablemente la resistencia de la columna; en cambio, si las placas han sido cortadas con soplete, se forman esfuerzos residuales de tensión en los extremos de los patines, y aumenta la resistencia (Fig. 2.17).

Los esfuerzos residuales tienen distribuciones muy parecidas en todas las secciones en cajón, fabricadas con placas laminadas o cortadas con soplete, porque los que producen las soldaduras son mucho mayores que los que había antes (Fig. 2.18).

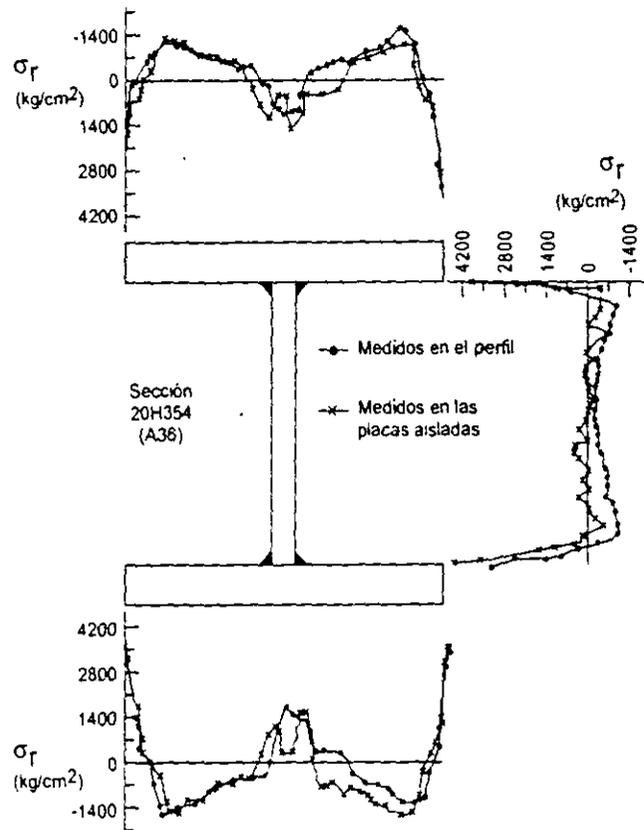


Fig. 2.17 Esfuerzos residuales en una sección H soldada, hecha con placas cortadas con soplete.

2.6.3.1 Influencia de los esfuerzos residuales en la resistencia de las columnas de acero estructural

Su efecto principal es hacer que descienda el límite de proporcionalidad del acero, a partir del cual su diagrama esfuerzo-deformación deja de ser recto; se llega a ese límite tan pronto como la suma de los esfuerzos residuales más los producidos por las cargas iguala a σ_y en algún punto de la sección. Si la barra está en tensión, el esfuerzo de fluencia aparece primero en el punto donde las tensiones residuales eran máximas; si está en compresión, se alcanza, por primera vez, en la zona de esfuerzos residuales de compresión de mayor intensidad.

Como las fuerzas residuales interiores están en equilibrio, los volúmenes de esfuerzos de tensión y compresión en cada sección transversal son iguales entre sí,

y están distribuidos de manera que las fuerzas interiores se equilibran mutuamente, por lo que no influyen en la resistencia última de las barras en tensión (en las zonas en que hay tensiones residuales se llega a σ_y antes que si no las hubiera, pero la plastificación se retrasa donde los esfuerzos residuales son compresiones) ni, por razones análogas, en la de barras comprimidas muy cortas, que fallan por aplastamiento.

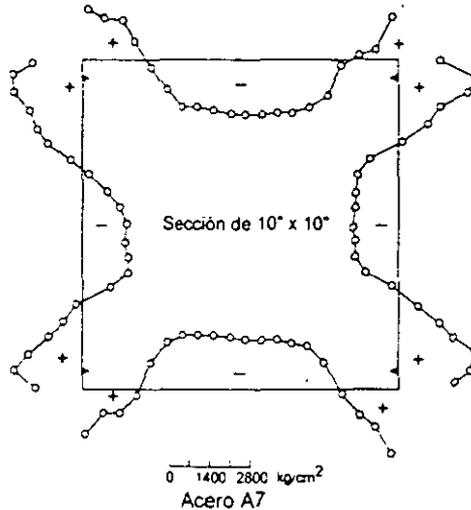


Fig. 2.18 Esfuerzos residuales en secciones cajón soldadas.

En la ref. 2.6 se ilustra el efecto de los esfuerzos residuales en el diagrama esfuerzo de compresión-deformación, estudiando el comportamiento de una columna corta, de sección transversal rectangular, con esfuerzos residuales idealizados (Fig. 2.19); se obtiene la gráfica de la Fig. 2.20. Para llegar a ella se utiliza la ley de Hooke, durante todo el proceso de carga, pero se tiene en cuenta que el área efectiva, en cualquier etapa, es sólo la de la porción de la sección que permanece en el intervalo elástico, pues el resto se deforma plásticamente bajo esfuerzo constante. Así, toda la sección es efectiva hasta que el esfuerzo producido por la carga exterior, P/A , alcanza el valor $\sigma_y - \sigma_{rc}$; a partir de ese instante, las dos porciones laterales de la columna se plastifican, y la resistencia adicional proviene, sólo, de la parte central, que sigue en el intervalo elástico.

2.6.3.2 Esfuerzo crítico de columnas con esfuerzos residuales

Cada fibra deja de contribuir a la rigidez de la columna cuando aparece en ella el esfuerzo σ_y , pues en esas condiciones se deforma libremente, bajo carga constante; por consiguiente, una vez que se han plastificado algunas porciones de la columna, al superponerse los esfuerzos producidos por las cargas exteriores con los residuales, se puede seguir utilizando la fórmula de Euler, pero debe considerarse sólo la porción de las secciones transversales que está aún en el intervalo elástico (refs. 2.12 y 2.13):

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_e}{L^2} = \frac{I_e}{I} P_E \tag{2.20}$$

I_e es el momento de inercia de la parte de la sección transversal que está en el intervalo elástico cuando se inicia el pandeo, y P_E es la carga crítica de Euler. Se supone que los esfuerzos residuales son iguales en todas las secciones transversales de la columna, de manera que I_e es constante.

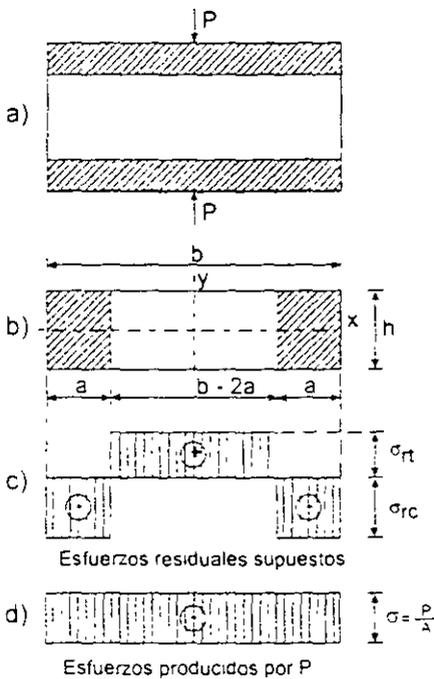


Fig. 2.19 Columna corta con esfuerzos residuales.

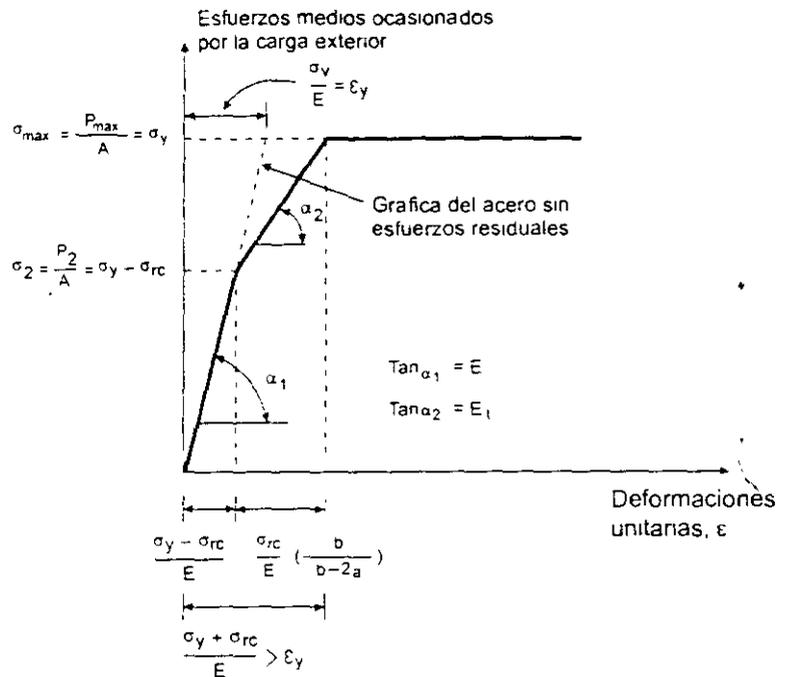


Fig. 2.20 Gráfica esfuerzo-deformación de la columna de la Fig. 2.19.

El esfuerzo crítico se obtiene dividiendo entre el área total A los dos miembros de la ecuación anterior:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI_e}{AL^2} = \frac{\pi^2 EI_e}{(I_e/r^2)L^2} = \frac{\pi^2 E(I_e/I)}{(L/r)^2} \tag{2.21}$$

σ_{cr} se calcula con la fórmula de Euler, sustituyendo E por el producto $E(I_e/I)$.

Sin la contribución de Shanley a la teoría del pandeo inelástico no se habría podido llegar a este resultado, pues se está tomando como carga crítica la que ocasiona la iniciación de la flexión lateral de la columna, y admitiendo que ésta empieza sin que se descargue ninguna fibra; de no ser así, volverían a intervenir en el momento de inercia efectivo las zonas plastificadas del lado convexo, que regresarían al campo elástico. Se acepta que la flexión se inicia acompañada por un incremento de carga, que produce aumentos de las deformaciones sin que disminuyan esfuerzos en ningún punto; se utiliza, pues, la teoría del módulo tangente corregida

por Shanley, modificada porque las secciones transversales de las columnas con esfuerzos residuales dejan de ser homogéneas cuando se plastifican parcialmente.

De acuerdo con las ecs. 2.20 y 2.21, la distribución de los esfuerzos residuales con respecto al eje de flexión influye muy significativamente en la magnitud de σ_{cr} , ya que I_e depende de ella, por lo que se obtienen resultados diferentes, para una misma sección, e igual esbeltez, cuando se pandea alrededor de uno u otro de los ejes centroidales y principales.

Si las dos porciones laterales de amplitud a de la Fig. 2.19b, en las que había una compresión residual, están plastificadas cuando se inicia el pandeo de una columna que tiene esa sección transversal, utilizando la gráfica de la Fig. 2.20 para evaluar el módulo tangente de la sección completa se llega a los resultados siguientes (ref. 2.6):

Flexión alrededor del eje x:

$$\frac{I_{ex}}{I_x} = \frac{E_t}{E} \quad \therefore \sigma_{crx} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_x)^2} \frac{E_t}{E} \quad (2.22)$$

Flexión alrededor del eje y:

$$\frac{I_{ey}}{I_y} = \left(\frac{E_t}{E}\right)^3 \quad \therefore \sigma_{cry} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_y)^2} \left(\frac{E_t}{E}\right)^3 \quad (2.23)$$

Si se conoce E_t para fuerzas de compresión crecientes, con las ecuaciones 2.22 y 2.23 pueden obtenerse gráficas para diseño de columnas de sección transversal rectangular, que se pandean alrededor de cualquiera de los ejes centroidales y principales, con las que se determina σ_{cr} , en función de la relación de esbeltez y teniendo en cuenta los esfuerzos residuales.

σ_{crx} se calcula aplicando directamente la teoría del módulo tangente (ec. 2.22), pero no sucede lo mismo con σ_{cry} , que no depende directamente de E_t , sino de una función del cociente E_t/E (ec. 2.23).

El módulo tangente de la sección transversal completa, E_t , puede determinarse analíticamente, partiendo de una distribución conocida de esfuerzos residuales, o experimentalmente, por medio de ensayos de compresión de perfiles completos, de poca longitud (ref. 2.11).

Las ecs. 2.22 y 2.23 son válidas también para columnas de sección H o I idealizadas como dos placas paralelas entre sí, despreciando el efecto del alma sobre la rigidez

(refs. 2.6, 2.14); corresponden, respectivamente, a pandeo por flexión alrededor de los ejes x y y .

En la Fig. 2.21 se han trazado las curvas esfuerzo medio-relación de esbeltez que se obtienen aplicando las dos ecuaciones a una columna de sección H pandeada por flexión alrededor de los ejes de mayor y menor momento de inercia, suponiendo que tiene los esfuerzos residuales idealizados que se muestran, con valores máximos de $0.30\sigma_y$, en los extremos de los patines, y despreciando el efecto del alma ($0.30\sigma_y$ es un valor experimental promedio, determinado para secciones H laminadas, de tamaño pequeño o mediano).

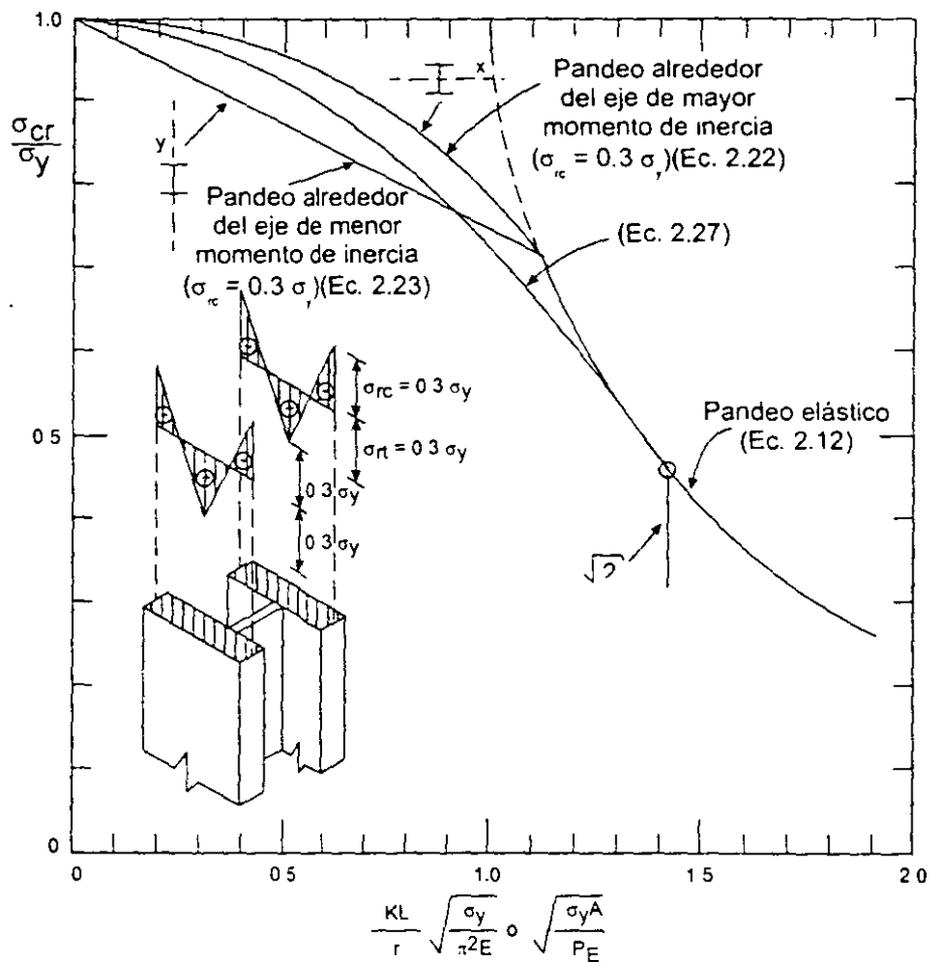


Fig. 2.21 Curvas esfuerzo crítico-relación de esbeltez para una columna I con esfuerzos residuales.

Cuando se obtuvieron las curvas anteriores, se pensó que para simplificar el diseño convenía sustituirlas por una sola, válida para pandeo en x o en y .

La resistencia de columnas que se pandean en el intervalo inelástico, por flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia, puede aproximarse con una curva de ecuación (ref. 2.5):

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_{LP}}{\pi^2 E} \left(\sigma_y - \sigma_{LP} \right) \left(\frac{L}{r} \right)^2 \quad (2.24)$$

Como la gráfica esfuerzo-deformación deja de ser una línea recta cuando el esfuerzo total (residual de compresión más el debido a la carga exterior) llega a σ_y , en algún punto, el límite de proporcionalidad σ_{LP} se substituye por:

$$\sigma_{LP} = \sigma_y - \sigma_{rc} \quad (2.25)$$

La ec. 2.24 se transforma en:

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_{rc}}{\pi^2 E} \left(\sigma_y - \sigma_{rc} \right) \left(\frac{L}{r} \right)^2 \quad (2.26)$$

Si los esfuerzos residuales máximos de compresión se toman, arbitrariamente, iguales a $\sigma_y/2$, la ec. 2.26 se reduce a la 2.27, que proporciona resultados intermedios entre los de las ecs. 2.22 y 2.23, aceptables para flexión en cualquiera de los planos principales; su representación gráfica es una curva tangente a la de Euler en el punto en que $\sigma_{cr} = \sigma_y/2$.

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_y^2}{4\pi^2 E} \left(\frac{L}{r} \right)^2 \quad (2.27)$$

$\sigma_y/2$ es un valor cercano al máximo que se ha medido en perfiles H laminados.

La ecuación 2.27 puede escribirse en la forma

$$\sigma_{cr} = \sigma_y \left(1 - \frac{\sigma_y}{4\pi^2 E / (L/r)^2} \right) = \sigma_y \left(1 - \frac{\sigma_y}{4\sigma_{cre}} \right) \quad (2.28)$$

σ_{cre} es la carga crítica de pandeo elástico de la columna; con la ec. 2.28 se corrige ese valor, cuando el pandeo se inicia fuera del intervalo elástico.

Al suponer que $\sigma_{rc} = \sigma_y/2$, de la ec. 2.25 se obtiene, $\sigma_{LP} = \sigma_y/2$, de manera que la ec. 2.27 (o la 2.28) es aplicable a columnas de relación de esbeltez para la que el esfuerzo crítico de pandeo es mayor que la mitad del de fluencia; en caso contrario, el pandeo se inicia en el intervalo elástico, y se utiliza la fórmula de Euler.

La ec. 2.27 (Fig. 2.21) fue recomendada en 1960 (ref. 2.14) como adecuada para obtener la resistencia al pandeo inelástico de columnas de acero estructural, y sirvió de base para las fórmulas contenidas en las especificaciones del AISC de 1961, que siguen en vigor, después de varias revisiones, en las normas para diseño por

esfuerzos permisibles (ref. 2.3); se utiliza también en el Reglamento de Construcciones para el D.F. (ref. 2.2), para algunos tipos de columnas. Es particularmente aplicable a perfiles H o I de acero estructural, laminados en caliente, pero pierde exactitud cuando se emplea para diseñar columnas hechas con placas soldadas, en las que el efecto de los esfuerzos residuales suele ser mayor que en las laminadas, o para columnas de acero de alta resistencia en las que, en cambio, los esfuerzos residuales son de menor importancia. Tampoco es muy precisa cuando se aplica a columnas de otros perfiles, como ángulos, canales, tubos o secciones en cajón.

En la Fig. 2.22 se muestran resultados experimentales obtenidos ensayando columnas de distintas formas, con esfuerzos de fluencia diferentes y fabricadas por procedimientos diversos, sometidas a compresión axial. Las abscisas son las relaciones de esbeltez escritas en forma adimensional, $\lambda = KL/(KL)_{\sigma_e = \sigma_y} = (KL/r)\sqrt{\sigma_y/\pi^2 E}$, y las ordenadas los esfuerzos críticos, divididos entre σ_y , para reducirlos también a una forma adimensional, que permita comparar los resultados. $(KL)_{\sigma_e = \sigma_y}$ es la relación de esbeltez para la que el esfuerzo crítico elástico es igual a σ_y .

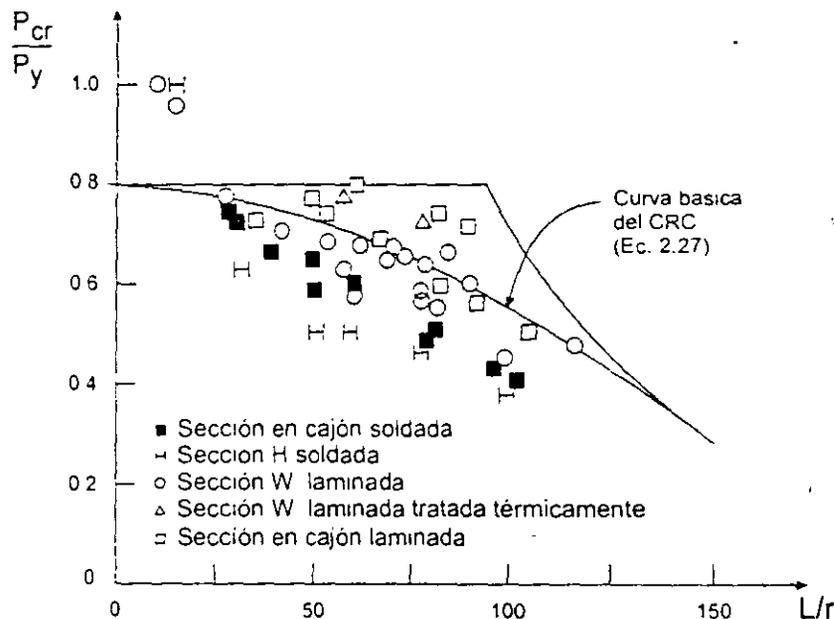


Fig. 2.22 Comparación de resultados experimentales con la ecuación 2.27.

Todos los especímenes se ensayaron en la condición en que se encontraban al terminar la fabricación, sin someterlos a ninguna operación de enderezado.

Con fines comparativos, aparece también en la figura la curva básica para diseño de columnas cargadas axialmente propuesta por el "Column Research Council" (CRC) en 1960 (ref. 2.14), ec. 2.27.

La mayoría de los puntos que representan perfiles H laminados, ensayados en su estado normal, se encuentra cerca de la curva, mientras que los de esos mismos perfiles tratados térmicamente, y de secciones en cajón laminadas, están en la curva o por encima de ella. En cambio, todas las columnas compuestas por placas soldadas están debajo, lo que indica que tienen resistencias menores que las predichas.

Estos resultados comprueban la importancia de los esfuerzos residuales en la resistencia de las columnas, tanto desde el punto de vista de su magnitud como de la manera en que están distribuidos en la sección. La resistencia aumenta cuando crece el esfuerzo de fluencia del acero y cuando se eliminan los esfuerzos residuales por medio de tratamientos térmicos, y las secciones en cajón laminadas, en las que los esfuerzos son reducidos, tienen también una capacidad de carga elevada. En cambio, las columnas formadas por placas soldadas resisten menos que los perfiles laminados de igual geometría, y la resistencia de las secciones en cajón es mayor que la de las H, porque tienen una distribución de esfuerzos residuales más favorable.

La considerable dispersión de los resultados experimentales refleja la influencia de la forma de las secciones transversales, de las distribuciones de esfuerzos residuales, y de la variación de los esfuerzos de fluencia; también influyen las imperfecciones geométricas iniciales de las columnas.

Es discutible si deben especificarse curvas de diseño diferentes para situaciones diferentes (columnas laminadas, soldadas, de alta resistencia, etc.), o utilizar una curva única; en este caso, el grado de seguridad varía de unas columnas a otras, pues la curva es conservadora en algunas ocasiones y arroja resultados inseguros en otras.

2.6.4 Curvas múltiples

La gran dispersión de las resistencias máximas de las columnas, para valores dados de la esbeltez, se muestra en la Fig. 2.23, en la que se han trazado las curvas que limitan el espacio que contiene las gráficas resistencia-esbeltez determinadas analíticamente para 112 columnas, de perfiles y tipos muy variados (ref. 2.15, 2.20).

Cada curva se basa en una distribución real de esfuerzos residuales, medida experimentalmente, y en una deformación inicial supuesta del eje de la columna, $\delta_0 = 0.001L$, en la sección media. Las resistencias no se han determinado resolviendo un problema de valores característicos, método que sólo es aplicable a

columnas perfectamente rectas, sino trazando la gráfica acción-deflexión de todo el proceso de carga, hasta el colapso. La resistencia máxima es la ordenada del punto más alto de la gráfica.

En la fig. 2.23 se muestran las envolventes superior e inferior y la curva media aritmética; el ancho de la banda, es decir, la dispersión de resistencias, es máximo para relaciones de esbeltez intermedias, y disminuye hacia los extremos.

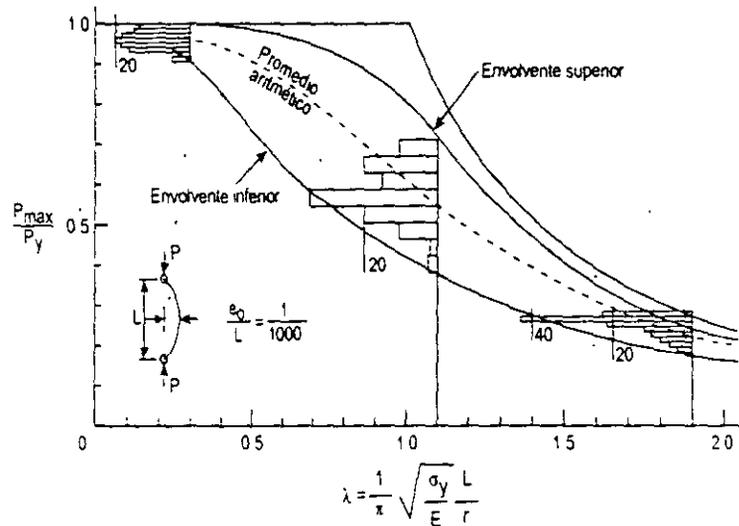


Fig. 2.23 Límites de las curvas de resistencia máxima de columnas (112 curvas).

Es evidente que una sola curva no representa adecuadamente la resistencia de todos los tipos de columnas.

Las incertidumbres pueden reducirse definiendo subgrupos, y representando cada uno con una curva media única, con lo que se obtiene un grupo de curvas múltiples para diseño.

Curvas europeas. Debido a la dispersión en las propiedades del material y en las imperfecciones de las columnas reales, las cargas de colapso obtenidas experimentalmente para una relación de esbeltez dada están repartidas en una faja de un cierto ancho. Conociendo un número suficiente de resultados experimentales, puede determinarse el valor probable de la carga de falla cuyo límite estadístico de tolerancia sea igual a una cifra dada. Adoptando este criterio, y utilizando los resultados de alrededor de 1100 ensayos llevados a cabo en siete países de Europa occidental, la Convención Europea de la Construcción Metálica (ref. 2.16) obtuvo una curva experimental, sin ecuación determinada, definida por parejas de valores $\sigma_{cr} - L/r$. Las piezas ensayadas, de diferentes relaciones de esbeltez, est hechas con perfiles de varios tipos, laminados en distintos países, y se probaron en seis laboratorios diferentes.

Pronto se hizo evidente que el empleo de una sola curva de pandeo es en detrimento de algunos perfiles usuales, por lo que se decidió establecer varias curvas de diseño, y referir a cada una de ellas las secciones correspondientes. Para obtenerlas se hicieron estudios de simulación, basados en valores supuestos de las imperfecciones de las columnas, y en los estudios experimentales previos. Se obtuvieron así las curvas a, b y c de la Fig. 2.27, en la que se indican los tipos de columnas a los que son aplicables. Se muestran también dos curvas tentativas, a^o y d.

Para facilitar el dimensionamiento de las columnas, la Convención Europea elaboró tablas $L/r - \sigma_u$ para los perfiles más utilizados y los aceros comunes en Europa (ref. 2.17), teniendo en cuenta los valores característicos del límite de elasticidad, en función del grueso del material. (Desde el punto de vista del pandeo de piezas comprimidas, la característica más importante es el límite de elasticidad de la parte más gruesa del perfil, que disminuye al aumentar el espesor). Posteriormente se han utilizado expresiones analíticas que aproximan los resultados proporcionados por las curvas (ref. 2.18).

2.6.5 Resistencia de diseño

Como las columnas reales tienen imperfecciones iniciales, aparecen, desde un principio, deflexiones laterales y momentos flexionantes, que crecen con más rapidez que la carga y ocasionan, eventualmente, la falla del miembro por la acción combinada de compresión y flexión. Sin embargo, durante muchos años el problema se trató como si las columnas fuesen perfectas y fallasen por pandeo, conservándose rectas hasta que se agota su rigidez lateral (ref. 2.12). Las especificaciones del AISC para el diseño por esfuerzos permisibles de columnas en compresión axial siguen basadas, hasta la fecha, en este criterio (ref. 2.3).

En la actualidad se cuenta con dos métodos para determinar la resistencia máxima de las columnas que fallan por pandeo por flexión (ref. 2.15 y 2.19); de acuerdo con uno, es la menor de las cargas críticas de pandeo, elástico o inelástico, de la columna perfecta; según el otro, es igual a la resistencia última de columnas con imperfecciones iniciales, que se introducen en el problema suponiendo que su eje no es recto inicialmente. Cuando se utiliza el primer criterio se calcula la carga crítica, que corresponde a un estado de bifurcación del equilibrio; debe resolverse un problema de valores característicos; si se emplea el segundo, se tiene un problema de inestabilidad, que se resuelve trazando una curva acción-desplazamiento y determinando la carga correspondiente a su punto más alto.

Los dos métodos son aplicables, en teoría, a cualquier forma de falla, pero sólo se cuenta con la información necesaria para utilizar el segundo, más preciso, en el caso más común, la falla por flexión alrededor de alguno de los ejes centroidales y principales de columnas con secciones transversales de simetría doble.

Ante la imposibilidad de considerar, de manera explícita, todos los factores que influyen en la resistencia de las columnas, sólo se incluyen en cada método los más importantes, y los restantes se tienen en cuenta introduciendo en el diseño un factor de seguridad adecuado, en forma de factores de carga y resistencia apropiados, cuando el diseño se hace por estados límite.

En los dos métodos se incluyen los efectos de los esfuerzos residuales que se originan durante la laminación y la fabricación de la estructura.

La resistencia de las columnas y la forma de la curva que la relaciona con la esbeltez son función de factores geométricos (forma y tamaño de las secciones transversales, desviaciones del eje respecto a la línea recta que une los centroides de las secciones extremas, excentricidades en la aplicación de la carga, eje de las secciones transversales alrededor del que se presenta la flexión durante el pandeo), de factores que dependen del material (tipo de acero, caracterizado por el esfuerzo de fluencia y la gráfica esfuerzo-deformación, magnitud y distribución de los esfuerzos residuales) y del proceso de fabricación (columnas laminadas en caliente, fabricadas con placas soldadas, o formadas en frío, métodos empleados para enderezarlas). Todos estos factores se tienen en cuenta cuando la curva de diseño se determina experimentalmente, puesto que se ensayan columnas reales, pero es difícil incluirlos en modelos analíticos por lo que, como se mencionó arriba, sólo los más importantes se consideran de manera explícita.

El número y la variedad de los factores que intervienen en el problema hacen que no sea conveniente utilizar una sola curva resistencia-esbeltez para todas las columnas, pues al hacerlo se penalizan las secciones más eficientes, o se diseñan las menos eficientes con una seguridad inadecuada. Para obtener un nivel de seguridad uniforme han de utilizarse varias curvas de diseño, que correspondan a grupos de columnas de características similares; se llega así al concepto de las curvas múltiples (refs. 2.11, 2.15, 2.19, 2.20).

Se han determinado analíticamente las curvas para columnas de diversos tipos; en su obtención se han tenido en cuenta la forma de la sección transversal, las propiedades mecánicas del acero, el procedimiento de fabricación, el tamaño de los perfiles, y el eje de flexión; además, se han considerado esfuerzos residuales con valores y distribuciones medidos experimentalmente, y curvaturas iniciales definidas por la forma del eje de la columna y la deflexión máxima, en el centro.

El eje de las columnas reales se representa convenientemente con una senoide, pero hay diferentes opiniones acerca del valor más adecuado de la deflexión e en el centro de la barra.

La magnitud de e está limitada por los requisitos que deben satisfacer, por especificación, los elementos de acero que se utilizan en las estructuras; de acuerdo con la práctica estadounidense, el eje de los miembros de sección H no puede separarse de la recta teórica que une sus extremos más de 1/8" por cada 10 pies de

longitud, o sea un novecientos sesentavo de la longitud L del miembro, lo que se considera, en general, como $L/1000$.

Sin embargo, como las bases de la teoría de confiabilidad utilizada para el desarrollo de los métodos de diseño basados en factores de carga y resistencia son los valores medios y las desviaciones estándar de los parámetros que intervienen en el problema, parece razonable usar el valor medio de e , y su variabilidad, para evaluar la resistencia de las columnas, lo que lleva a tomar e igual a $L/1470$, que es el valor medio, obtenido estadísticamente, para perfiles H (refs. 2.11, 2.20).

Para reducir a límites aceptables las incertidumbres propias del uso de una sola curva de diseño, pero sin complicar demasiado la solución del problema, como sucedería si se utilizase un número excesivo de curvas, el Consejo de Investigación sobre Estabilidad Estructural ("Structural Stability Research Council", SSRC) ha propuesto el uso de tres curvas (refs. 2.11, 2.15), que corresponden a grupos que incluyen columnas de sección H laminadas en caliente y enderezadas en frío, barras de sección transversal circular, maciza o hueca, y miembros hechos con placas soldadas, de sección H y en cajón. Para las curvas originales (Fig. 2.24 a 2.26) se consideró $e = L/1000$, mientras que en la deducción de las designadas con la letra P (de "probabilístico") se tomó el valor medio, $L/1470$; cada una de las curvas P está, siempre, ligeramente arriba de la curva "determinística" correspondiente (Fig. 2.28).

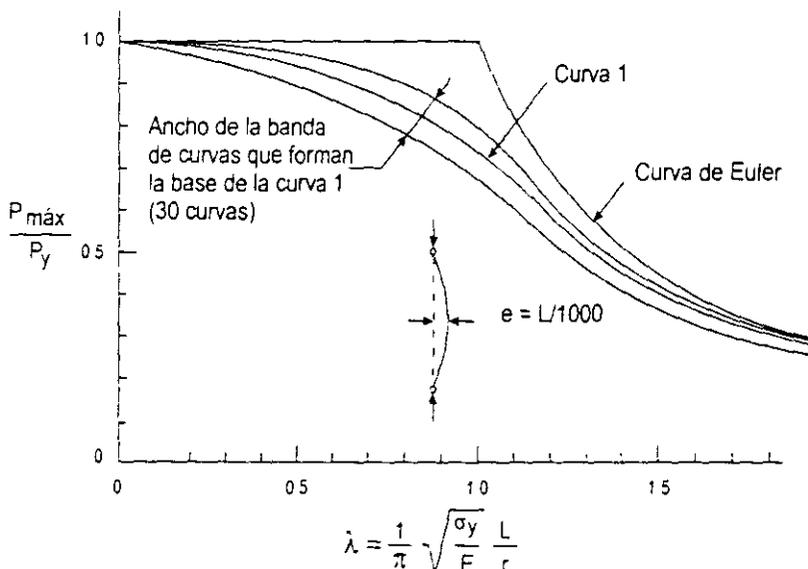


Fig. 2.24 Curva No. 1 para columnas de acero estructural.

Las ecuaciones que reproducen analíticamente los resultados de las curvas múltiples son bastante complejas (refs. 2.11, 2.15, 2.19); por ello, se ha propuesto el uso de expresiones simplificadas, con las que se obtienen, de manera mucho más sencilla, resultados suficientemente cercanos a los proporcionados por las curvas (refs. 2.9, 2.21, 2.22); de este tipo son las ecuaciones de las Normas Técnicas

Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F. (ref. 2.2), y de las especificaciones Canadienses (ref. 2.23), para el diseño de columnas de sección transversal H o en cajón. Aunque de poca utilidad para tabular la resistencia de las columnas en función de su esbeltez, las ecuaciones simplificadas son convenientes cuando se emplean directamente en los cálculos y cuando se incluyen en programas de computadora.

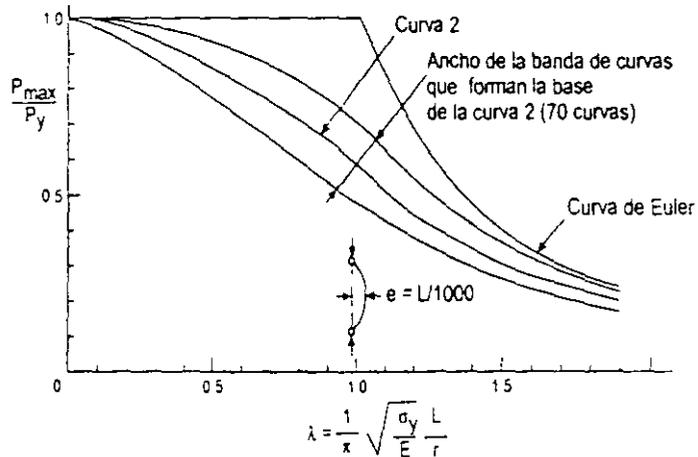


Fig. 2.25 Curva No. 2 para columnas de acero estructural.

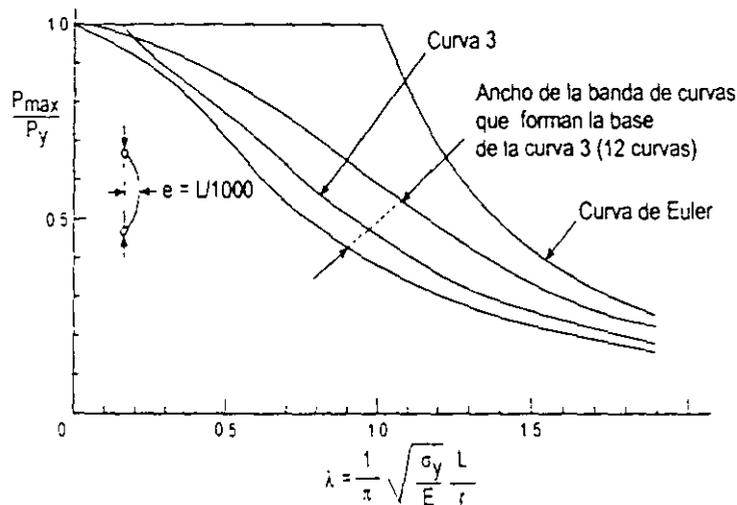
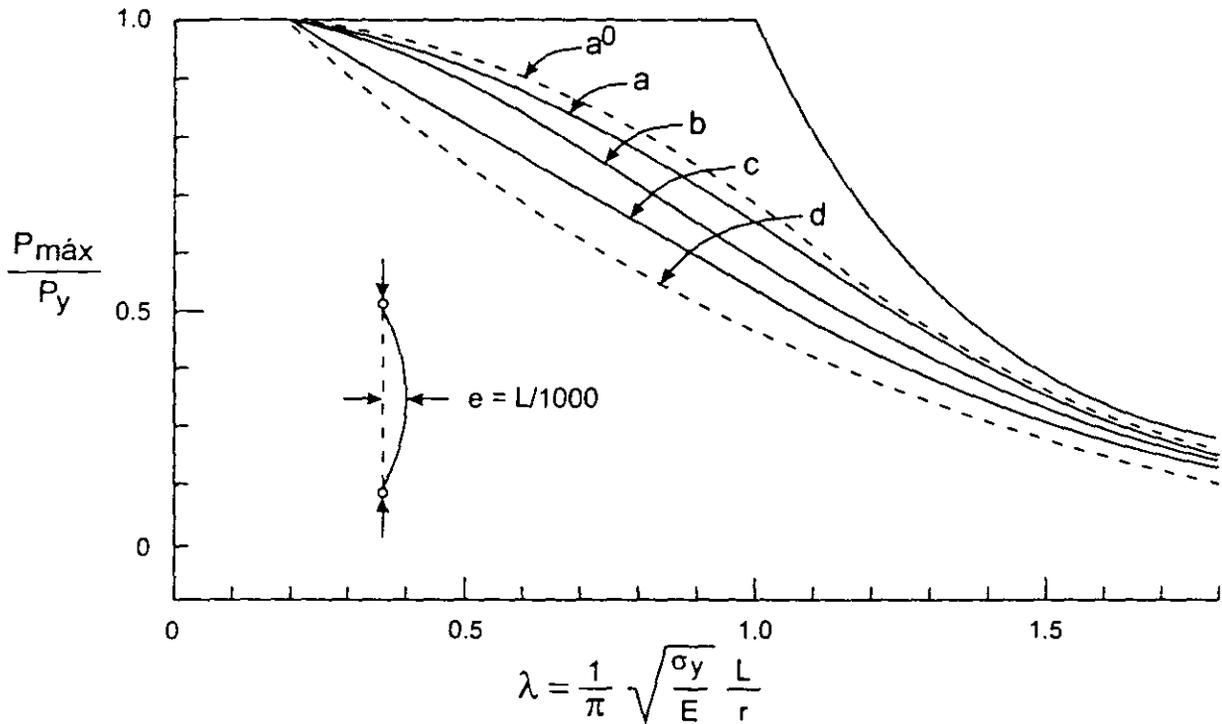


Fig. 2.26 Curva No. 3 para columnas de acero estructural.

Las ecuaciones recomendadas en la ref. 2.24 corresponden a la curva 2P (refs. 2.11, 2.20). A pesar de que esta curva es, en teoría, aplicable solamente a las secciones para las que fue deducida, de acuerdo con la ref. 2.24 se utiliza para columnas con secciones transversales de cualquier forma, incluyendo los sencillos o dobles.



Curva a

- □ Tubos formados en caliente
- ⋮ Laminada, $h/b > 1.2$
- ⋮ Laminada, con cubreplacas soldadas
- ⋮ Soldada, relevada de esfuerzos
- ⋮ Relevada de esfuerzos

Curva c

- ⋮ Laminada, $h/b \leq 1.2$
- ⋮ Soldada, placas laminadas
- ⋮ Te
- ⋮ Canal
- □ Tubos acabados en caliente, con paredes de grueso no mayor de 6 mm

Curva a⁰ (tentativa)

Aceros de alta resistencia

Curva b

- ⋮ Cajón soldado
- ⋮ Laminada, $h/b > 1.2$
- ⋮ Laminada; $h/b \leq 1.2$
- ⋮ Soldada, placas cortadas con soplete
- ⋮ Soldada, placas laminadas
- ⋮ Laminada, con cubreplacas soldadas
- ⋮ Laminada, relevada de esfuerzos

Curva d (tentativa)

Perfiles pesados

Fig. 2.27 Curvas múltiples europeas.

Cuando se emplean varias curvas de diseño, con la tabla 2.1 se determina la que debe usarse en cada caso (refs. 2.4 y 2.20).

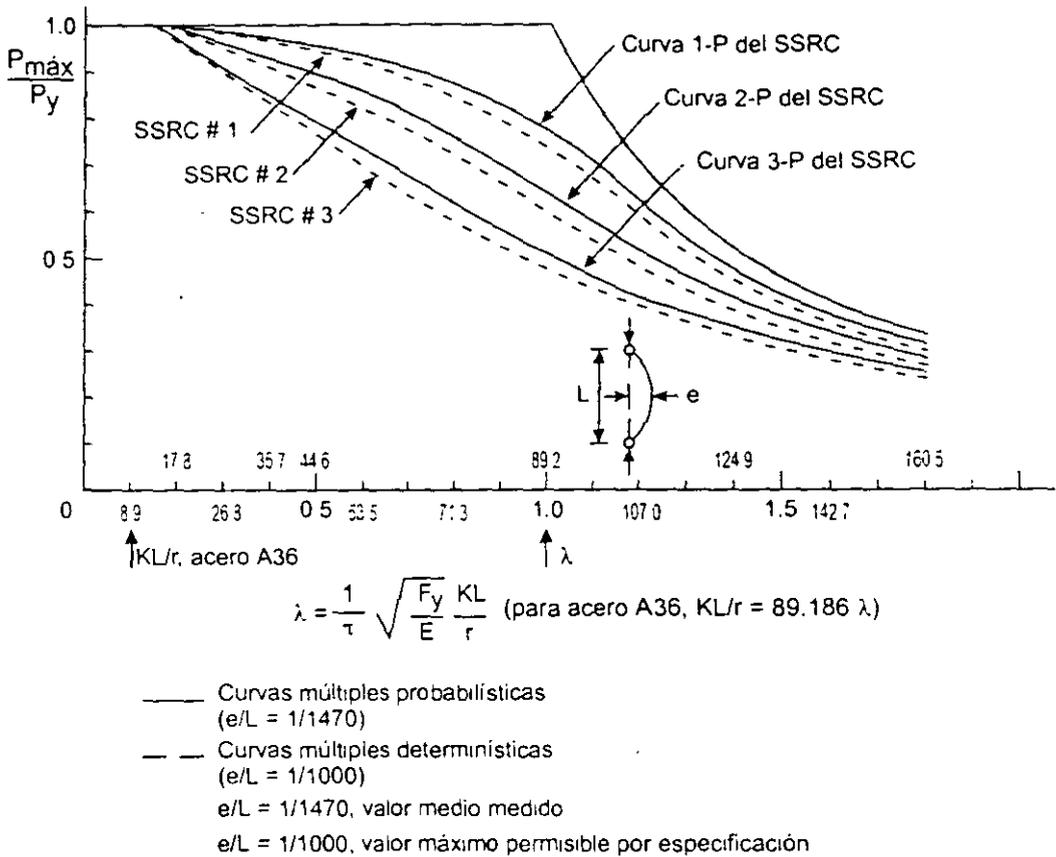


Fig. 2.28 Conjuntos de curvas múltiples para el diseño de columnas (SSRC y SSRC-P).

2.6.6 Pandeo en el intervalo de endurecimiento por deformación

En la mayor parte de la literatura sobre pandeo inelástico de columnas en compresión axial, se acepta que se pandean cuando el esfuerzo llega al límite de fluencia, y el módulo de elasticidad tangente se reduce a cero. Esto se refleja en las curvas y fórmulas para diseño, con las que se obtiene un esfuerzo crítico máximo (o un esfuerzo último, si se tienen en cuenta las imperfecciones iniciales), correspondiente a longitudes nulas, igual a σ_y . (Figs. 2.21 y 2.24 a 2.26, ec. 2.27).

Aparentemente sería imposible llevar los elementos comprimidos de acero estructural al intervalo de comportamiento plástico, en el que las deformaciones unitarias son mayores que ϵ_y , sin que se pandeasen, lo que invalidaría la hipótesis principal del análisis y diseño plástico, pues los patines de las barras en flexión se pandearían localmente cuando la compresión fuese en ellos $A_p \sigma_y$, y no se podría plastificarse la sección completa, ni formarse articulaciones plásticas.

Tabla 2.1. Selección de curvas para el diseño de columnas*

Proceso de fabricación		Eje de flexión	Esfuerzo de fluencia mínimo (Kg/cm ²)				
			<2530	2600 a 3450	3500 a 4150	4200 a 6250	P6300 **
Perfiles H laminados en caliente	Perfiles H ligeros y medios	Mayor momento de inercia	2	2	1	1	1
		Menor momento de inercia	2	2	2	1	1
	Perfiles H pesados (Patines de más de 5 cm de grueso)	Mayor	3	2	2	2	2
		Menor	3	3	2	2	2
Secciones H hechas con placas soldadas	Placas cortadas con sopléte	Mayor	2	2	2	1	1
		Menor	2	2	2	2	1
	Placas laminadas	Mayor	3	3	2	2	2
		Menor	3	3	3	2	2
Secciones en cajón soldadas	Placas cortadas con soplete o laminadas	Mayor	2	2	2	1	1
		Menor	2	2	2	1	1
	Formadas en frío	Mayor	N/A	2	2	2	2
		Menor	N/A	2	2	2	2
Tubos cuadrados o rectangulares	Formados en caliente o formados en frío y tratados térmicamente	Mayor	1	1	1	1	1
		Menor	1	1	1	1	1
Tubos circulares	Formados en frío		2	2	2	2	2
	Formados en caliente		1	1	1	1	1
Todos los perfiles que hayan sido relevados de esfuerzos		Mayor o Menor	1	1	1	1	1

Notas:

* Para uso con las curvas 1, 2 y 3 del SSRC (Cap. 3, ref. 2.11).

** Aceros tratados térmicamente.

La conclusión anterior no concuerda ni con los resultados de gran número de pruebas de laboratorio ni con el comportamiento de las estructuras reales, pues piezas pequeñas y robustas de acero, comprimidas axialmente, admiten deformaciones mayores que ϵ_y , sin pandearse e incluso, si su relación de esbeltez es menor que un cierto límite, el pandeo se pospone hasta que todo el material está endurecido por deformación, y se inicia bajo esfuerzos mayores que el de fluencia (refs. 2.26 a 2.28). Las teorías clásicas describen correctamente el fenómeno en el intervalo elástico y en el inelástico entre el límite de proporcionalidad y el esfuerzo de fluencia, hasta que la deformación unitaria vale ϵ_y , pero son inaplicables más allá de este punto.

En la Fig. 2.29 se muestra, en forma ligeramente simplificada, la primera parte de la curva esfuerzo-deformación unitaria de una probeta de acero A36, en tensión o compresión.

Al llegar el esfuerzo a σ_y , se inicia el flujo plástico, de manera brusca, sin la curva de transición de los perfiles completos, pues ésta se debe a los esfuerzos residuales que desaparecen en las probetas; las deformaciones crecen bajo esfuerzo constante, y el módulo tangente E_t parece reducirse a cero. Sin embargo, ϵ es una deformación media, obtenida midiendo el alargamiento o el acortamiento total de la probeta y, en realidad, no hay ningún material cuya deformación unitaria esté comprendida entre la iniciación del flujo plástico ϵ_y y el comienzo del endurecimiento por deformación ϵ_{ed} , pues el acero fluye de manera discontinua en pequeñas fajas inclinadas, orientadas según los planos de esfuerzo cortante máximo, en las que la deformación local pasa instantáneamente de ϵ_y a ϵ_{ed} (refs. 2.26, 2.27, 2.29). E_t no se anula nunca porque cuando parte del material está aún en el intervalo elástico, el resto ha entrado ya en el endurecimiento por deformación.

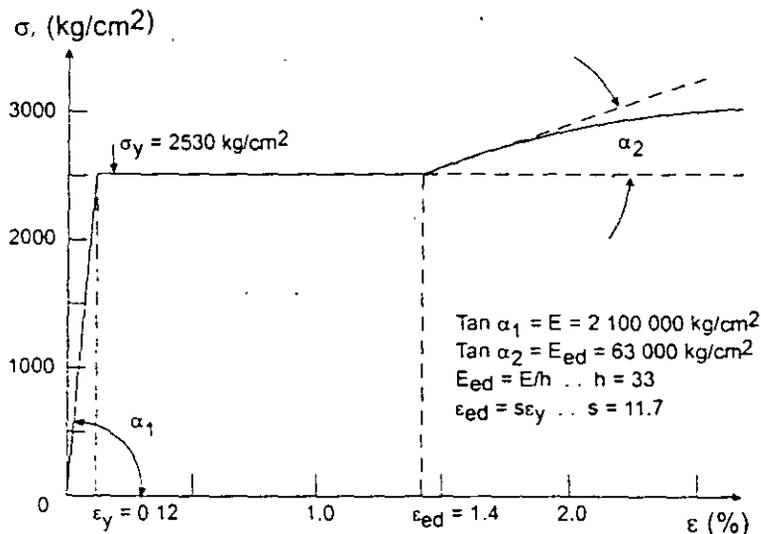


Fig. 2.29 Curva esfuerzo-deformación unitaria de una probeta de acero A 36.

ϵ_{ed} es unas 12 veces mayor que ϵ_y (Fig. 2.29).

Se ha demostrado experimentalmente que los esfuerzos de pandeo de piezas comprimidas de acero A7 o A36, en relación con esbeltez menor de 20, exceden el límite de fluencia y entran en el endurecimiento por deformación; los valores experimentales están entre los predichos por las teorías del módulo tangente y del módulo reducido (refs. 2.6, 2.30).

2.6.7 Fórmulas para diseño

A continuación se presentan las ecuaciones para diseño de columnas en compresión axial recomendadas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en las dos especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero, y en las normas canadienses.

2.6.7.1 Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (ref. 2.2)

La resistencia de diseño R_c de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial, que falla por pandeo por flexión, y en el que el pandeo local no es crítico, se determina con alguna de las ecs. 2.29 a 2.31. Tomando A_t en cm^2 y F_y en kg/cm^2 , R_c se obtiene en kg.

a) Miembros de sección transversal H, I, o rectangular hueca.

$$F_R = 0.9$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R \quad (2.29)$$

A_t es el área total de la sección transversal de la columna.

$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$, donde KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna.

n es un coeficiente adimensional, que tiene alguno de los valores siguientes:

- Columnas de sección transversal H o I, laminadas o hechas con tres placas soldadas, obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas: $n = 1.4$.
- Columnas de sección transversal H o I, hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí: $n = 1.0$.

$n = 1$
 H - I
 con
 3
 placas
 soldadas
 o
 con
 4
 placas
 soldadas
 con
 3
 placas
 laminadas

La ec. 2.29 es una representación analítica simplificada de las curvas múltiples del SSRC; los valores de n , 2.0, 1.4 y 1.0, corresponden, respectivamente, a las curvas 1, 2 y 3 (ref. 2.22).

En las Normas Técnicas se utilizan sólo las curvas 2 y 3, es decir, n igual a 1.4 y 1.0, para aceros con límite de fluencia no mayor de 2530 Kg/cm^2 , pero se permiten otros valores de n si se demuestra que su empleo está justificado.

La tendencia actual es hacia el uso de aceros de resistencias más elevadas que los tradicionales; así, en Estados Unidos se emplean cada vez más, aceros con esfuerzo de fluencia de 50 Kips/pulg² (3515 kg/cm²), sustituyendo al acero A36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$); en Canadá y en Europa la situación es semejante.

En México es ya muy común el uso de materiales con $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$; cuando es así, puede emplearse la ec. 2.29, con $n = 2.0$, en los casos en que la Tabla 2.1 señala que debe utilizarse la curva 1.

b) Miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluida en a)

$$\underline{F_R = 0.85}$$

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c, \quad R_c = \frac{20,120,000}{(KL/r)^2} A_t F_R \quad (2.30)$$

$$\text{Si } KL/r \leq (KL/r)_c, \quad R_c = A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R \quad (2.31)$$

$$\underline{(KL/r)_c = 6340/\sqrt{F_y}}$$

KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna, y $(KL/r)_c = \sqrt{2\pi^2 E/F_y} \approx 6340/\sqrt{F_y}$ es la esbeltez que separa el pandeo elástico del inelástico. Se obtiene igualando a $F_y/2$ el esfuerzo crítico elástico, dado por la fórmula de Euler y despejando KL/r .

Las ecs. 2.30 y 2.31 proporcionan la carga crítica de la columna, de pandeo elástico (la fórmula de Euler, ec. 2.30) o inelástico (la ec. 2.31 es la 2.28, en la que se ha introducido $(KL/r)_c$, multiplicada por $A_t F_R$). Estas ecuaciones, que se conservan de normas anteriores, se aplican a ángulos, canales y tes en compresión y, en general, a todos los tipos de columnas que no han sido objeto de investigaciones especiales, como las que llevaron a la obtención de las curvas múltiples. Por este motivo, para su diseño se recomienda un factor de resistencia menor.

2.6.7.2 Especificaciones AISC para diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.24)

De acuerdo con las especificaciones del AISC para edificios de acero estructural basadas en diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.24), la resistencia de diseño en compresión de columnas cargadas axialmente que no fallan por pandeo local ni por pandeo por torsión a flexotorsión, es igual a $F_R P_n$, donde:

$$F_R = 0.85$$

$$P_n = \text{resistencia nominal en compresión axial} = A_t F_{cr} \quad (2.32)$$

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1.5, F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (2.33)$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1.5, F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (2.34)$$

F_{cr} es el esfuerzo crítico de pandeo en compresión; λ_c es el parámetro λ definido en el artículo 2.6.7.1, donde también se ha definido A_t .

Las fórmulas 2.33 y 2.34 pueden expresarse en términos de la relación de esbeltez KL/r (Comentario de la ref. 2.8); para ello, se escribe la fórmula 2.33 en forma exponencial:

$$F_{cr} = (\exp(-0.419\lambda_c^2)) F_y$$

y se sustituye λ_c por su valor, con lo que se obtiene:

$$\text{Para } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, F_{cr} = \left[\exp \left[-0.424 \frac{F_y}{E} \left(\frac{KL}{r} \right)^2 \right] \right] F_y \quad (2.35)$$

$$\text{Para } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, F_{cr} = \frac{0.877\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (2.36)$$

$\exp(x)$ tiene el mismo significado que e^x , donde e es la base de los logaritmos naturales.

Las ecs. 2.33 y 2.34 (o 2.35 y 2.36) son una representación analítica de la curva 2P. Es decir, el AISC utiliza una sola curva, la intermedia, para el diseño de todos los miembros en compresión axial, cualquiera que sea la forma de su sección transversal o el procedimiento de fabricación.

La ec. 2.34 (o la 2.36) es la fórmula de Euler multiplicada por 0.877, lo que indica que para esbelteces grandes (mayores que 133.7, si el acero es A36) la resistencia de las columnas con imperfecciones iniciales ($e = L/1470$) es aproximadamente igual al 88 por ciento de la predicha por la fórmula de Euler (F_{cr} , calculado con cualquiera de las ecuaciones anteriores, no es realmente un esfuerzo crítico de pandeo, puesto que las curvas múltiples, de una de las cuales provienen esas ecuaciones, no proporcionan esfuerzos críticos, sino resistencias máximas de columnas con imperfecciones iniciales).

2.6.7.3 Especificaciones AISC para diseño por esfuerzos permisibles (ref. 2.3)

En las normas de 1989 para diseño basado en esfuerzos permisibles (ref. 2.3), el AISC conserva las fórmulas para miembros comprimidos axialmente que han

formado parte de sus especificaciones desde 1961. Las recomendaciones de diseño son las siguientes:

El esfuerzo permisible en la sección transversal total de miembros comprimidos axialmente que no fallan prematuramente por pandeo local, en los que la relación de esbeltez máxima del tramo en estudio, KL/r , no excede de C_c , es:

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2}\right) F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3KL/r}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}} \quad (2.37)$$

donde:

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

Cuando KL/r excede de C_c , el esfuerzo permisible es:

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(KL/r)^2} \quad (2.38)$$

C_c es la relación de esbeltez que separa las dos formas de pandeo, elástico e inelástico; corresponde a la relación de esbeltez KL/r de la ref. 2.2 (art. 2.6.7.1).

La ec. 2.38 es la fórmula de Euler con un coeficiente de seguridad de $23/12 = 1.92$; proporciona el esfuerzo crítico de las columnas esbeltas, que fallan por pandeo elástico. El numerador de la ec. 2.37 es el esfuerzo crítico de pandeo inelástico de columnas cortas e intermedias (es la ec. 2.27, en la que se ha introducido el coeficiente C_c), y el denominador el factor de seguridad, que varía de 1.67 para columnas de esbeltez nula a 1.92 cuando $KL/r = (KL/r)_c$.

2.6.7.4 Normas Canadienses (ref. 2.23)

La resistencia factorizada (o resistencia de diseño), C_r , de un miembro de sección transversal clase 1, 2 o 3 (que no falla por pandeo local), en compresión axial, se calcula con la expresión:

$$C_r = \phi A F_y (1 + \lambda^{2n})^{-1/n} \quad (2.39)$$

que puede escribirse en la forma:

$$C_r = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n})^{1/n}} \phi A$$

n vale 2.24, 1.34 o 0.98, dependiendo de las características de la columna; cada valor corresponde a una de las tres curvas propuestas.

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

ϕ = factor de resistencia = 0.9.

Las secciones que tengan sólo un eje de simetría, o ninguno, y las cruciformes, deben satisfacer requisitos adicionales.

En el cuerpo de la norma aparecen únicamente los dos primeros valores de n ; el tercero (0.98) se recomienda, en el Comentario, para secciones laminadas pesadas y secciones soldadas fabricadas con placas laminadas.

La ec. 2.39 es muy parecida a la 2.29; también son muy semejantes los valores del exponente n . Esto no es de extrañar puesto que ambas provienen de las mismas curvas.

2.6.7.5 Tablas de esfuerzos de diseño

En las hojas siguientes se presentan varias tablas que proporcionan los esfuerzos de diseño en función de las relaciones de esbeltez de las columnas; corresponden a las refs. 2.2 y 2.24. En la Fig. 2.30 se comparan algunas curvas esfuerzo de diseño-relación de esbeltez para aceros Grado 50 ($F_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$); la del Reglamento del D.F., con $n=1.4$, coincide casi con la del AISC, pues ambas provienen de la segunda curva del SSRC; la diferencia para relaciones L/r pequeñas, se debe a que los factores de resistencia no son iguales.

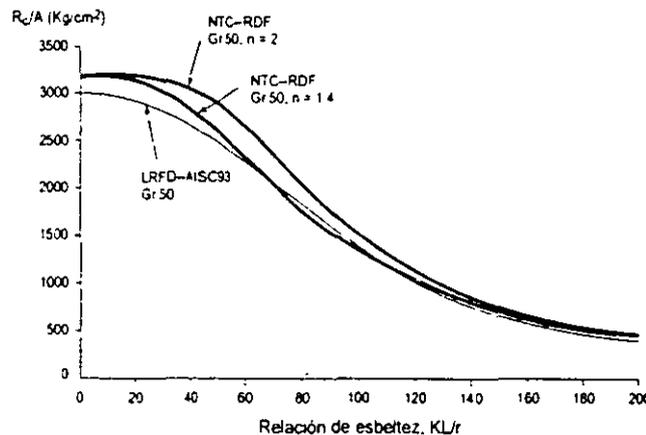


Fig. 2.30 Curvas esfuerzo de diseño – relación de esbeltez ($R_c/A - KL/r$).

TABLA 2.2 Miembros en Compresión Axial, NTC del RDF

Esfuerzo de Diseño R_c/A_c $F_R=0.9$, $n=1.0$, $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$

KL/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	2277	51	1746	101	1008	151	592
2	2277	52	1728	102	996	152	587
3	2277	53	1711	103	985	153	581
4	2277	54	1694	104	974	154	575
5	2277	55	1677	105	963	155	570
6	2277	56	1660	106	953	156	564
7	2277	57	1643	107	942	157	559
8	2277	58	1626	108	932	158	553
9	2277	59	1609	109	921	159	548
10	2277	60	1592	110	911	160	543
11	2277	61	1575	111	901	161	537
12	2277	62	1559	112	891	162	532
13	2277	63	1542	113	882	163	527
14	2272	64	1526	114	872	164	522
15	2264	65	1509	115	862	165	517
16	2255	66	1493	116	853	166	513
17	2246	67	1477	117	844	167	508
18	2236	68	1461	118	835	168	503
19	2226	69	1445	119	826	169	498
20	2215	70	1429	120	817	170	494
21	2204	71	1413	121	808	171	489
22	2193	72	1398	122	799	172	485
23	2181	73	1382	123	791	173	480
24	2169	74	1367	124	782	174	476
25	2156	75	1352	125	774	175	472
26	2143	76	1337	126	766	176	467
27	2130	77	1322	127	758	177	463
28	2116	78	1307	128	750	178	459
29	2102	79	1292	129	742	179	455
30	2088	80	1278	130	734	180	451
31	2073	81	1263	131	726	181	447
32	2058	82	1249	132	719	182	443
33	2043	83	1235	133	711	183	439
34	2028	84	1221	134	704	184	435
35	2012	85	1207	135	697	185	431
36	1997	86	1194	136	689	186	427
37	1981	87	1180	137	682	187	424
38	1965	88	1167	138	675	188	420
39	1948	89	1154	139	668	189	416
40	1932	90	1141	140	662	190	413
41	1915	91	1128	141	655	191	409
42	1899	92	1115	142	648	192	406
43	1882	93	1103	143	642	193	402
44	1865	94	1090	144	635	194	399
45	1848	95	1078	145	629	195	395
46	1831	96	1066	146	623	196	392
47	1814	97	1054	147	616	197	389
48	1797	98	1042	148	610	198	386
49	1780	99	1030	149	604	199	382
50	1763	100	1019	150	598	200	379

TABLA 2.3 Miembros en Compresion Axial, NTC del RDF

Esfuerzo de Diseño R_c/A_c

$F_R=0.9$, $n=1.4$, $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$

KL/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	2277	51	1994	101	1214	151	686
2	2277	52	1980	102	1200	152	679
3	2277	53	1966	103	1186	153	671
4	2277	54	1952	104	1172	154	664
5	2277	55	1938	105	1159	155	657
6	2277	56	1923	106	1145	156	650
7	2277	57	1908	107	1132	157	643
8	2277	58	1893	108	1119	158	637
9	2277	59	1878	109	1106	159	630
10	2277	60	1863	110	1093	160	623
11	2277	61	1847	111	1080	161	617
12	2277	62	1832	112	1068	162	611
13	2277	63	1816	113	1055	163	604
14	2276	64	1800	114	1043	164	598
15	2274	65	1784	115	1031	165	592
16	2272	66	1768	116	1019	166	586
17	2269	67	1751	117	1007	167	580
18	2267	68	1735	118	995	168	574
19	2264	69	1719	119	984	169	568
20	2260	70	1702	120	972	170	562
21	2257	71	1686	121	961	171	557
22	2253	72	1669	122	950	172	551
23	2249	73	1653	123	939	173	546
24	2244	74	1636	124	928	174	540
25	2240	75	1620	125	918	175	535
26	2234	76	1603	126	907	176	530
27	2229	77	1587	127	897	177	524
28	2223	78	1570	128	887	178	519
29	2217	79	1554	129	877	179	514
30	2210	80	1538	130	867	180	509
31	2204	81	1521	131	857	181	504
32	2196	82	1505	132	847	182	499
33	2189	83	1489	133	837	183	495
34	2181	84	1473	134	828	184	490
35	2173	85	1457	135	819	185	485
36	2164	86	1441	136	810	186	481
37	2155	87	1425	137	800	187	476
38	2146	88	1409	138	792	188	472
39	2136	89	1393	139	783	189	467
40	2126	90	1378	140	774	190	463
41	2115	91	1362	141	765	191	458
42	2105	92	1347	142	757	192	454
43	2094	93	1332	143	749	193	450
44	2082	94	1316	144	740	194	446
45	2071	95	1301	145	732	195	442
46	2058	96	1287	146	724	196	438
47	2046	97	1272	147	716	197	434
48	2034	98	1257	148	709	198	430
49	2021	99	1243	149	701	199	426
50	2007	100	1228	150	693	200	422

TABLA 2.4 Miembros en Compresión Axial, NTC del RDF,

Esfuerzo de Diseño R_c/A_c $F_R=0.9$, $n=1.4$, $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$

KL/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	3164	51	2585	101	1366	151	722
2	3164	52	2560	102	1348	152	713
3	3164	53	2534	103	1329	153	705
4	3164	54	2508	104	1311	154	697
5	3164	55	2482	105	1293	155	689
6	3164	56	2456	106	1276	156	681
7	3164	57	2429	107	1259	157	674
8	3164	58	2402	108	1242	158	666
9	3164	59	2376	109	1225	159	659
10	3164	60	2349	110	1209	160	652
11	3164	61	2322	111	1192	161	644
12	3162	62	2295	112	1177	162	637
13	3158	63	2268	113	1161	163	630
14	3155	64	2241	114	1146	164	623
15	3150	65	2214	115	1130	165	617
16	3146	66	2187	116	1115	166	610
17	3140	67	2160	117	1101	167	603
18	3134	68	2133	118	1086	168	597
19	3128	69	2106	119	1072	169	591
20	3121	70	2079	120	1058	170	584
21	3113	71	2053	121	1045	171	578
22	3105	72	2027	122	1031	172	572
23	3096	73	2000	123	1018	173	566
24	3086	74	1974	124	1005	174	560
25	3076	75	1949	125	992	175	554
26	3065	76	1923	126	979	176	548
27	3053	77	1898	127	967	177	543
28	3041	78	1872	128	954	178	537
29	3028	79	1847	129	942	179	532
30	3014	80	1823	130	931	180	526
31	3000	81	1798	131	919	181	521
32	2985	82	1774	132	907	182	516
33	2969	83	1750	133	896	183	511
34	2952	84	1726	134	885	184	505
35	2935	85	1703	135	874	185	500
36	2917	86	1680	136	863	186	495
37	2899	87	1657	137	853	187	491
38	2880	88	1634	138	842	188	486
39	2860	89	1612	139	832	189	481
40	2840	90	1590	140	822	190	476
41	2819	91	1568	141	812	191	472
42	2798	92	1546	142	803	192	467
43	2776	93	1525	143	793	193	463
44	2754	94	1504	144	784	194	458
45	2731	95	1484	145	774	195	454
46	2708	96	1463	146	765	196	449
47	2684	97	1443	147	756	197	445
48	2660	98	1424	148	747	198	441
49	2635	99	1404	149	739	199	437
50	2611	100	1385	150	730	200	433

TABLA 2.5 Miembros en Compresion Axial, NTC del RDF_c

Esfuerzo de Diseño R_c/A_c

$F_R=0.9$, $n=2.0$, $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$

KL/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	3164	51	2881	101	1548	151	770
2	3164	52	2861	102	1525	152	761
3	3164	53	2841	103	1502	153	752
4	3164	54	2819	104	1480	154	742
5	3164	55	2798	105	1458	155	733
6	3164	56	2775	106	1436	156	724
7	3164	57	2752	107	1415	157	716
8	3164	58	2728	108	1394	158	707
9	3164	59	2704	109	1373	159	699
10	3164	60	2679	110	1353	160	690
11	3164	61	2653	111	1333	161	682
12	3163	62	2627	112	1314	162	674
13	3163	63	2600	113	1294	163	666
14	3162	64	2573	114	1275	164	659
15	3162	65	2546	115	1257	165	651
16	3161	66	2518	116	1239	166	644
17	3160	67	2490	117	1221	167	636
18	3159	68	2461	118	1203	168	629
19	3158	69	2433	119	1186	169	622
20	3157	70	2404	120	1169	170	615
21	3155	71	2375	121	1152	171	608
22	3153	72	2345	122	1136	172	601
23	3151	73	2316	123	1120	173	594
24	3148	74	2286	124	1104	174	588
25	3146	75	2257	125	1088	175	581
26	3142	76	2227	126	1073	176	575
27	3139	77	2198	127	1058	177	569
28	3135	78	2168	128	1044	178	563
29	3131	79	2139	129	1029	179	556
30	3126	80	2109	130	1015	180	550
31	3121	81	2080	131	1001	181	545
32	3115	82	2051	132	988	182	539
33	3109	83	2022	133	974	183	533
34	3102	84	1993	134	961	184	527
35	3094	85	1965	135	948	185	522
36	3086	86	1937	136	935	186	516
37	3077	87	1909	137	923	187	511
38	3068	88	1881	138	911	188	506
39	3058	89	1853	139	899	189	501
40	3047	90	1826	140	887	190	496
41	3036	91	1799	141	875	191	490
42	3024	92	1773	142	864	192	485
43	3011	93	1746	143	853	193	481
44	2997	94	1720	144	842	194	476
45	2983	95	1695	145	831	195	471
46	2968	96	1669	146	821	196	466
47	2952	97	1645	147	810	197	462
48	2935	98	1620	148	800	198	457
49	2918	99	1596	149	790	199	453
50	2900	100	1572	150	780	200	448

TABLA 2.6 Miembros en Compresión Axial, LRFD-AISC93
 Esfuerzo de Diseño R_c/A_c

$F_R=0.85$, $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$

KL/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	2150	51	1875	101	1257	151	658
2	2150	52	1865	102	1244	152	649
3	2149	53	1855	103	1231	153	641
4	2149	54	1845	104	1217	154	633
5	2148	55	1834	105	1204	155	624
6	2146	56	1823	106	1191	156	616
7	2145	57	1813	107	1177	157	609
8	2143	58	1802	108	1164	158	601
9	2141	59	1791	109	1151	159	593
10	2139	60	1779	110	1138	160	586
11	2137	61	1768	111	1125	161	579
12	2134	62	1757	112	1111	162	572
13	2131	63	1745	113	1098	163	565
14	2128	64	1734	114	1085	164	558
15	2125	65	1722	115	1072	165	551
16	2122	66	1710	116	1059	166	544
17	2118	67	1698	117	1046	167	538
18	2114	68	1686	118	1034	168	532
19	2110	69	1674	119	1021	169	525
20	2106	70	1662	120	1008	170	519
21	2101	71	1649	121	995	171	513
22	2096	72	1637	122	983	172	507
23	2091	73	1625	123	970	173	501
24	2086	74	1612	124	958	174	495
25	2081	75	1600	125	945	175	490
26	2075	76	1587	126	933	176	484
27	2070	77	1574	127	920	177	479
28	2064	78	1561	128	908	178	473
29	2057	79	1549	129	896	179	468
30	2051	80	1536	130	884	180	463
31	2044	81	1523	131	872	181	458
32	2038	82	1510	132	860	182	453
33	2031	83	1497	133	848	183	448
34	2024	84	1484	134	835	184	443
35	2016	85	1470	135	823	185	438
36	2009	86	1457	136	811	186	434
37	2001	87	1444	137	799	187	429
38	1993	88	1431	138	788	188	424
39	1985	89	1418	139	776	189	420
40	1977	90	1404	140	765	190	416
41	1968	91	1391	141	755	191	411
42	1960	92	1378	142	744	192	407
43	1951	93	1364	143	734	193	403
44	1942	94	1351	144	723	194	399
45	1933	95	1338	145	714	195	395
46	1924	96	1324	146	704	196	391
47	1915	97	1311	147	694	197	387
48	1905	98	1297	148	685	198	383
49	1895	99	1284	149	676	199	379
50	1885	100	1271	150	667	200	375

TABLA 2.7 Miembros en Compresión Axial. LRFD-AISC93

Esfuerzo de Diseño R_c/A_c

$F_R=0.85$, $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$

KL/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	2988	51	2470	101	1417	151	658
2	2987	52	2452	102	1396	152	649
3	2986	53	2433	103	1376	153	641
4	2984	54	2414	104	1355	154	633
5	2982	55	2395	105	1334	155	624
6	2980	56	2376	106	1314	156	616
7	2977	57	2356	107	1294	157	609
8	2974	58	2336	108	1274	158	601
9	2970	59	2316	109	1254	159	593
10	2966	60	2296	110	1234	160	586
11	2961	61	2276	111	1214	161	579
12	2956	62	2256	112	1194	162	572
13	2951	63	2235	113	1175	163	565
14	2945	64	2215	114	1154	164	558
15	2939	65	2194	115	1134	165	551
16	2932	66	2173	116	1115	166	544
17	2925	67	2152	117	1096	167	538
18	2918	68	2131	118	1077	168	532
19	2910	69	2110	119	1059	169	525
20	2902	70	2088	120	1042	170	519
21	2893	71	2067	121	1025	171	513
22	2884	72	2045	122	1008	172	507
23	2874	73	2024	123	992	173	501
24	2865	74	2002	124	976	174	495
25	2854	75	1980	125	960	175	490
26	2844	76	1959	126	945	176	484
27	2833	77	1937	127	930	177	479
28	2821	78	1915	128	916	178	473
29	2810	79	1893	129	901	179	468
30	2797	80	1871	130	888	180	463
31	2785	81	1849	131	874	181	458
32	2772	82	1828	132	861	182	453
33	2759	83	1806	133	848	183	448
34	2746	84	1784	134	835	184	443
35	2732	85	1762	135	823	185	438
36	2718	86	1740	136	811	186	434
37	2703	87	1718	137	799	187	429
38	2688	88	1696	138	788	188	424
39	2673	89	1674	139	776	189	420
40	2658	90	1653	140	765	190	416
41	2642	91	1631	141	755	191	411
42	2626	92	1609	142	744	192	407
43	2610	93	1588	143	734	193	403
44	2593	94	1566	144	723	194	399
45	2577	95	1545	145	714	195	395
46	2560	96	1523	146	704	196	391
47	2542	97	1502	147	694	197	387
48	2525	98	1481	148	685	198	383
49	2507	99	1459	149	676	199	379
50	2489	100	1438	150	667	200	375

EJEMPLO 2.3² Una columna de 5 m de longitud, con extremos articulados ($K = 1.0$), debe resistir una compresión, producida por cargas muertas y vivas de trabajo, de 130 ton. La columna forma parte de una construcción del grupo B (ref. 2.37). Escoja una sección H formada por tres placas soldadas. El acero tiene un límite de fluencia $F_v = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

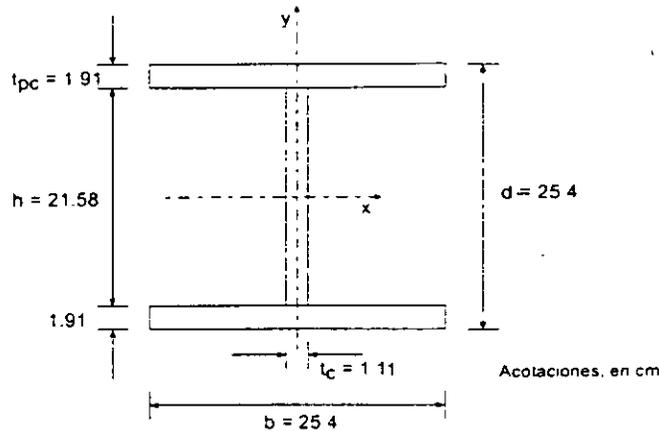


Fig. E2.3-1 Columna del ejemplo 2.3.

Se ensayará una sección H de 25.4 cm x 25.4 cm x 95 Kg/m, que tiene las dimensiones que se muestran en la fig. E.2.3-1, y las propiedades geométricas siguientes: $A_s = 120.77 \text{ cm}^2$, $r_{\min} = r_y = 6.57 \text{ cm}$.

Acción de diseño: $P_u = 130 \times 1.4 = 182.0 \text{ ton}$.

1.4 es el factor de carga que se especifica en la ref. 2.37 para construcciones del grupo B, bajo cargas muertas y vivas combinadas.

Normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F. (ref. 2.2).

Clasificación de la sección (tabla 2.3.1, ref. 2.2).

$$\text{Patines: } b/2t_{pc} = 25.4/(2 \times 1.91) = 6.65 < 830/\sqrt{2530} = 16.5$$

$$\text{Alma: } h/t_c = 21.58/1.11 = 19.44 < 2100/\sqrt{2530} = 41.8$$

La sección es tipo 1, 2 o 3. El pandeo local no es crítico.

² En este ejemplo, y en los que siguen, al estudiar columnas de paredes delgadas se hace referencia a tablas y ecuaciones de la ref. 2.2. Su origen se estudia en el capítulo 3.

Resistencia de diseño

El estado límite es de inestabilidad por flexión, y como la sección transversal de la columna es H, la resistencia de diseño se evalúa con la ec. 2.29:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = \frac{1.0 \times 500}{6.57} \sqrt{\frac{2530}{2039000\pi^2}} = 0.853$$

a) Las placas que componen la columna se obtienen cortándolas con oxígeno de placas más anchas: el coeficiente n de la ec. 2.29 vale 1.4.

$$R_c = \frac{F_y A_t F_R}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} = \frac{2530 \times 120.77 \times 0.90 \times 10^{-3}}{(1 + 0.853^{2.8} - 0.15^{2.8})^{1/1.4}} = 193.5 \text{ ton}$$

$$F_y A_t F_R = 2530 \times 120.77 \times 0.9 \times 10^{-3} = 275.0 \text{ ton} > 193.5$$

Por consiguiente:

$$R_c = 193.5 \text{ ton} > P_u = 182.0 \text{ ton}$$

La resistencia de diseño, R_c , es 6.3 por ciento mayor que la acción de diseño P_u ; la sección ensayada es correcta ($R_c/P_u = 193.5/182.0 = 1.063$).

R_c puede obtenerse también con la tabla 2.3, que proporciona las resistencias de diseño por unidad de área, R_c/A_t , para relaciones de esbeltez comprendidas entre 1 y 200, con $F_R = 0.9$, para acero con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ y $n = 1.4$.

$$KL/r = 1.0 \times 500/6.57 = 76$$

$$\frac{R_c}{A_t} = 1.603 \text{ ton/cm}^2, \quad R_c = 1.603 \times 120.77 = 193.6 \text{ ton}$$

La pequeña diferencia en los dos valores de la resistencia de diseño se debe a que se entró en la tabla con $KL/r = 76$, y la esbeltez real es 76.1.

b) La columna está formada por tres placas laminadas: $n = 1.0$.

$$R_c = \frac{2530}{1 + 0.853 - 0.15} \times 120.77 \times 0.90 \times 10^{-3} = 161.5 \text{ ton}$$

(De la tabla 2.2, para $KL/r = 76$, $R_c/A_t = 1337 \text{ kg/cm}^2$, $R_c = 1337 \times 120.77 \times 10^{-3} = 161.5 \text{ ton}$).

En este caso, $R_c = 161.5 \text{ ton} < P_u = 182.0 \text{ ton}$.

La sección no es adecuada ($161.5/182.0 = 0.887$).

La resistencia de la columna hecha con placas laminadas es 16.5 por ciento menor que la de la compuesta por placas cortadas con soplete ($161.5/193.5 = 0.835$).

Normas AISC-LRFD 93 (ref. 2.24).

Clasificación de la sección.

$$\text{Patines: } b/2t_{pc} = 6.65 < \lambda_r = 797/\sqrt{2530} \doteq 15.8$$

$$\text{Alma: } h/t_c = 19.44 < \lambda_r = 2121/\sqrt{2530} = 42.2$$

La sección es "no compacta"; no hay pandeo local prematuro.

Resistencia de diseño.

$$\lambda_c = 0.853 < 1.5 \quad \therefore R_c = \phi_c A_g (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = 0.85 \times 120.77 \times 0.658^{0.853^2} \times 2.53 \\ = 191.5 \text{ ton} > P_u = 182.0 \text{ ton}$$

La sección ensayada es correcta.

$\phi_c = 0.85$ es el factor de resistencia.

La resistencia de diseño es casi igual a la que se obtiene con las normas de la ref. 2.2 en el caso a, que corresponde a placas cortadas con oxígeno. Esto es así porque la ecuación de la ref. 2.2 con $n = 1.4$ proviene de la curva 2 del SSRC, y las ecuaciones de la ref. 2.24 de la 2P, que es muy parecida.

El problema puede resolverse también utilizando la tabla 2.6.

En la ref. 2.24 se tratan igual las columnas hechas con placas cortadas con oxígeno que las formadas por placas laminadas.

Normas AISC-ASD 89 (ref. 2.3).

Con estas normas se obtiene la capacidad de carga de la columna en condiciones de trabajo, no su resistencia de diseño. También se tratan igual los dos tipos de columnas de este ejemplo.

$$(KL/r)_{\text{máx}} = 76 \text{ (se obtuvo arriba).}$$

Relación de esbeltez que separa el pandeo elástico del inelástico:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{2530}} = 126.1$$

Como $KL/r = 76 < 126.1$, el pandeo se inicia en el intervalo inelástico, y el esfuerzo permisible se determina con la ec. 2.37:

$$F_{cr} = \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y = \left[1 - \frac{76^2}{2 \times 126.1^2} \right] 2530 = 2070 \text{ kg/cm}^2$$

$$CS = \frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3} = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 76}{8 \times 126.1} - \frac{76^3}{8 \times 126.1^3} = 1.87$$

$F_a = 2070/1.87 = 1107 \text{ kg/cm}^2$. Este valor puede obtenerse directamente de una tabla $F_a - L/r$ (ref. 2.3).

Resistencia de la columna, en condiciones de trabajo = $AF_a = 120.77 \times 1.11 = 134.1 \text{ ton}$.

Para comparar las normas AISC-ASD (ref. 2.3) con las dos que se emplearon antes, se determina la carga crítica, con el esfuerzo crítico calculado arriba (sin coeficiente de seguridad):

$$P_{cr} = AF_{cr} = 120.77 \times 2.07 = 250.0 \text{ ton}$$

Esta carga crítica es bastante mayor que las resistencias de diseño determinadas con los otros dos métodos, porque la curva correspondiente a la ec. 2.37, sin coeficiente de seguridad, se acerca a la curva 1 del SSRC.

Aplicando la ec. 2.29 (ref. 2.2) con $n = 2$, con lo que se obtiene la curva 1 del SSRC, se llega a $R_c = 222.4 \text{ ton}$, que se aproxima a las 250 ton determinadas arriba, pero sigue siendo menor ($222.4/250.0 = 0.890$).

Este es un ejemplo de cómo la curva única de las normas AISC para diseño por esfuerzos permisibles puede llevar a resultados que están claramente del lado de la inseguridad.

EJEMPLO 2.4 Determine la resistencia en compresión de las columnas de la Fig. E2.4-1, utilizando las especificaciones de las refs. 2.2 y 2.24. Todas las columnas tienen la misma sección transversal y carecen de soportes laterales intermedios. Considere dos aceros, A 36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$) y grado 50 (F_y

= 3515 kg/cm²), y dos tipos de perfiles, laminados y soldados, hechos con placas laminadas. Suponga, sin demostrarlo, que el pandeo local no es crítico en ningún caso.

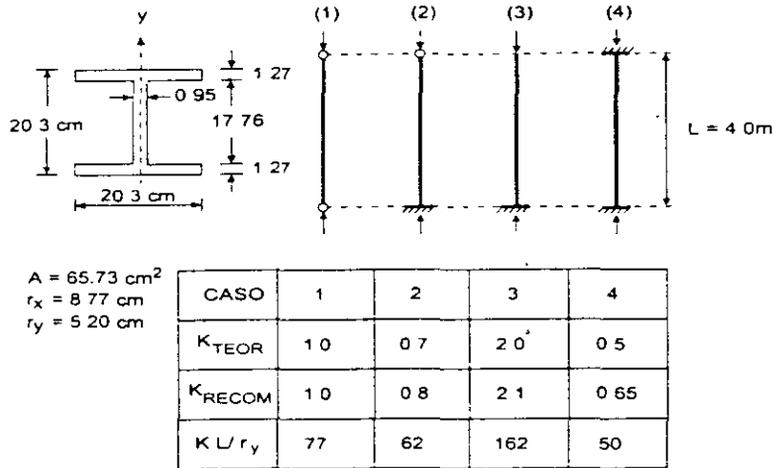


Fig. E2.4-1 Sección transversal y condiciones de apoyo de las columnas del ejemplo 2.4.

Como $r_x < r_y$ y la longitud libre es la misma en las dos direcciones, el pandeo se presenta, siempre, por flexión alrededor del eje y .

En la Fig. E2.4-1 se han anotado los coeficientes de longitud efectiva K teóricos y recomendados para diseño (Fig. 2.11), y las relaciones de esbeltez críticas, calculadas con los valores recomendados.

La tabla siguiente contiene las resistencias de diseño calculadas, en ton.

Caso	Ref. 2.2				Ref. 2.24	
	A36		Gr. 50		A36	Gr. 50
	Lam. ¹	Sold. ²	Lam. ¹	Sold. ²		
1	104.3	86.9	124.7	111.3	103.5	127.3
2	120.4	102.5	150.9	124.6	115.5	148.3
3	40.2	35.0	41.9	69.5	37.6	37.6
4	132.0	115.9	171.6	137.6	124.0	163.6

Notas:

1 Perfil laminado.

2 Perfil hecho con tres placas soldadas.

En las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D. F. (ref. 2.2) se proporcionan ecuaciones diferentes para los dos tipos de columnas; en la ref. 2.24 se emplea una sola fórmula para todas las columnas, cualquiera que

sea la forma de sus secciones transversales y el método que se haya seguido para fabricarlas.

Las dos referencias arrojan resultados muy parecidos cuando se aplican a perfiles laminados, para los dos aceros; esto es natural porque las ecuaciones de ambas provienen de la curva 2 del SSRC. En cambio, la ref. 2.32 sobrestima de manera importante la resistencia de las columnas hechas con placas soldadas.

EJEMPLO 2.5 Determinar la resistencia de diseño en compresión axial de una columna de 6.00 m de longitud, cuya sección transversal se muestra en la fig. E2.5-1. Los extremos de la columna pueden considerarse articulados para flexión alrededor del eje "y" y empotrados respecto al eje "x". El esfuerzo de fluencia del acero es $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$.

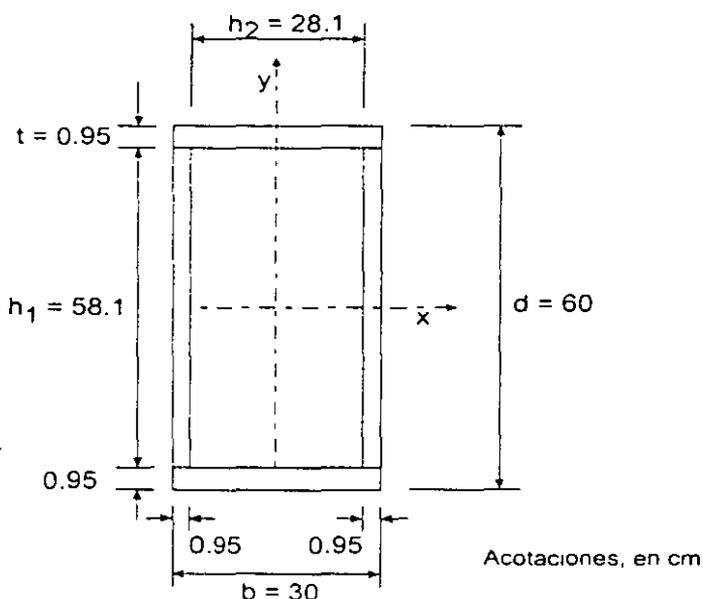


Fig. E2.5-1 Sección transversal de la columna del ejemplo 2.5.

a) *Diseño con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D.F. (ref. 2.2)*

Clasificación de la sección (Tabla 2.3.1, ref. 2.2)

Placas horizontales: $h_2/t = 28.1/0.95 = 29.6 < 2100/\sqrt{F_y} = 35.5$

Placas verticales: $h_1/t = 58.1/0.95 = 61.2 > 35.5$

Como no se sabe cómo es la soldadura utilizada para formar la sección, los anchos de las placas se han tomado, de manera conservadora, iguales a las dimensiones libres teóricas.

Puesto que las relaciones ancho/groeso de las placas verticales exceden el límite correspondiente a las secciones tipo 3, la columna es tipo 4. Como todos los elementos planos están apoyados en sus dos bordes (son atiesados) el diseño debe hacerse teniendo en cuenta las recomendaciones del art. 2.3.6.2 de la ref. 2.2.

Las características geométricas de la sección transversal total son:

$$A_t = 167.39 \text{ cm}^2, \quad I_x = 80,745 \text{ cm}^4, \quad I_y = 27.573 \text{ cm}^4, \quad r_x = 22.0 \text{ cm}, \quad r_y = 12.8 \text{ cm}$$

Modo de pandeo. El pandeo es por flexión o torsión puras; no hay interacción (art. 2.5.3).

Como la sección transversal de la columna es en cajón, de paredes no muy delgadas, es casi seguro que su forma crítica de pandeo es por flexión, alrededor del eje centroidal y principal al que corresponde la mayor relación de esbeltez; sin embargo, con fines ilustrativos se estudia la posibilidad de que el pandeo sea por torsión (este caso no está incluido en la ref. 2.2).

$$J = \frac{4A_t^2 t}{S} = \frac{4(29.05 \times 59.05)^2 (0.95)}{2(29.05 + 59.05)} = 63,460 \text{ cm}^4$$

La contribución de la resistencia al alabeo es despreciable en secciones en cajón.

$$\text{Ec. 2.5:} \quad P_{crx} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{80745 \pi^2 E}{(0.5 \times 600)^2} \times 10^{-3} = 18,055 \text{ ton}$$

empotrada

$$\text{Ec. 2.6:} \quad P_{cry} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{27573 \pi^2 E}{(1 \times 600)^2} \times 10^{-3} = 1541 \text{ ton} > \frac{P_y}{2} = \frac{167.39 \times 3500}{2}$$

articulada

$$\times 10^{-3} = 292.9 \text{ ton}$$

$$\text{Ec. 2.7:} \quad P_{crz} = \left[\frac{\pi^2 EC_a}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{1}{r_a^2} \approx \frac{GJ}{(I_x + I_y)/A} = \frac{63460 \times G \times 167.39 \times 10^{-3}}{80745 + 27573}$$

$$= 76908 \text{ ton}$$

Es crítico el pandeo por flexión alrededor del eje y. Como se esperaba, F_{cr} es mucho mayor que P_{crx} y P_{cry} .

Las cargas críticas calculadas son de pandeo elástico.

Relación de esbeltez crítica

$K_x = 0.5$ (extremos empotrados), $K_y = 1.0$ (extremos articulados). Se han tomado los valores teóricos de los factores de longitud efectiva.

$$(KL/r)_x = 0.5 \times 600 / 22.0 = 14$$

$$(KL/r)_y = 1.0 \times 600 / 12.8 = 47$$

Es crítica la esbeltez alrededor del eje y . Esto se sabía desde que se determinó que la columna se pandea por flexión alrededor de ese eje.

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO

La sección transversal de la columna es tipo 4; en la determinación de su resistencia deben tenerse en cuenta los estados límite de inestabilidad por flexión y por flexión y pandeo local.

Obtención del factor de pandeo local Q . La sección está compuesta exclusivamente por elementos planos atiesados; por consiguiente, $Q_x = 1.0$ y $Q_y = Q_x$, que se calcula de acuerdo con el art. 2.8.1.1.

Anchos efectivos

Placas horizontales. Su relación ancho/grueso no excede de la correspondiente a las secciones tipo 3, de manera que $b_e = b = 28.1 \text{ cm}$.

$$\text{Placas verticales. } b_e = \frac{2734t}{\sqrt{f}} \left(1 - \frac{544}{(b/t)\sqrt{f}} \right) \leq b$$

En la ref. 2.2 aparece esta misma ecuación, con los coeficientes ligeramente redondeados; en ella se indica que es aplicable a patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas, pero, en realidad, lo es a cualquier placa atiesada uniformemente comprimida.

Al calcular el ancho efectivo de placas que forman parte de columnas en compresión axial, para revisar el estado límite de pandeo local y pandeo por flexión combinados, el esfuerzo f de la ecuación anterior se sustituye por el esfuerzo de fluencia F_y del material.

$$b_e = \frac{2734 \times 0.95}{\sqrt{3500}} \left(1 - \frac{544}{61.2 \sqrt{3500}} \right) = 37.3 \text{ cm} < 58.1$$

$$A_{ef} = A_t - \sum (b - b_e)t = 167.3 - 2(58.1 - 37.3) \times 0.95 = 127.87 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = A_{ef} / A_t = 127.87 / 167.39 = 0.764, \quad Q = Q_a = 0.764$$

$$(KL/r)_c^* = 6340 / \sqrt{QF_y} = 6340 / \sqrt{0.764 \times 3500} = 122.6$$

$(KL/r)_{max} = 47 < (KL/r)_c^* = 122.6 \quad \therefore$ La resistencia de diseño se determina con la ec. 2.47, art. 2.8.1:

$$\begin{aligned} R_c &= Q A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^{*2}} \right] F_R \\ &= 0.764 \times 167.39 \times 3500 \left[1 - \frac{47^2}{2 \times 122.6^2} \right] \times 0.75 \times 10^{-3} \\ &= 311.0 \text{ ton} \end{aligned}$$

La resistencia de diseño en compresión axial de la columna es $R_c = 311.0 \text{ ton}$.

b) Diseño con las especificaciones AISI 91 (ref. 2.31 y art. 2.8.3).

La sección no está sujeta a pandeo por torsión o flexotorsión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)_c^2} = \frac{\pi^2 E}{47^2} = 9110 \text{ Kg/cm}^2 > \frac{F_y}{2}$$

Este valor es igual al que se obtiene dividiendo P_{cr} , calculada arriba, entre el área de la sección transversal de la columna.

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{1541 \times 10^3}{167.39} = 9206 \text{ kg/cm}^2$$

La diferencia proviene del redondeo de los resultados³.

$$F_n = F_y \left(1 - F_y / 4F_e \right) = 3500 \left(1 - 3500 / 4 \times 9110 \right) = 3164 \text{ Kg/cm}^2$$

El área efectiva es la correspondiente a una compresión $f = 3164 \text{ kg/cm}^2$.

³ En las normas AISI de 1996 (ref. 2.39) la ecuación siguiente ha sido sustituida por la ec. 2.33, art. 2.6.7.2

$$\text{Placas horizontales: } \lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4.0}} \times 29.6 \sqrt{\frac{3164}{E}} = 0.613 < 0.673.$$

Las placas horizontales son completamente efectivas.

$$\text{Placas verticales: } \lambda = \frac{1.052}{\sqrt{4.0}} \times 61.2 \sqrt{\frac{3164}{E}} = 1.268 > 0.673.$$

$$\rho = \frac{1 - 0.22/\lambda}{\lambda} = \frac{1 - 0.22/1.268}{1.268} = 0.652$$

$$b_e = \rho b = 0.652 \times 58.1 = 37.87 \text{ cm}$$

$$A_e = 167.39 - 2(58.1 - 37.87)0.95 = 128.95 \text{ cm}^2$$

Este valor es muy parecido al que se obtuvo arriba.

Las expresiones para calcular el ancho efectivo b_e se estudian en el Capítulo 3.

$$P_n = A_e F_n = 128.95 \times 3164 \times 10^{-3} = 408.0 \text{ Ton}$$

$$R_c = F_R P_n = 0.75 \times 408.0 = 306.0 \text{ ton}$$

Se ha tomado $F_R = 0.75$ para comparar los resultados con el obtenido con la ref. 2.2 (en la ref. 2.27 se especifica un factor de resistencia $\phi = 0.85$).

Los dos procedimientos llevan a valores de la resistencia de diseño muy parecidos ($306/311 = 0.984$).

2.7 PANDEO POR FLEXOTORSIÓN

2.7.1 Resistencia de Diseño

Las columnas de sección transversal asimétrica o con un eje de simetría, como los ángulos y las secciones T, y las columnas con dos ejes de simetría, pero baja resistencia a torsión, como las secciones en cruz, pueden fallar por pandeo por torsión o flexotorsión (art. 2.5).

Estos estados límite no se tratan en la ref. 2.2; en las refs. 2.23 y 2.24 se cubren en sendos apéndices.

2.7.1.1 Especificaciones AISC para diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.24)

La resistencia de miembros comprimidos determinada por los estados límite de pandeo por torsión o flexotorsión es $\phi_c P_n$, donde:

ϕ_c = factor de reducción de la resistencia = 0.85.

P_n = resistencia nominal en compresión = $A_t F_{cr}$ (2.40)

A_t = área total de la sección transversal.

El esfuerzo crítico nominal F_{cr} se determina como sigue:

$$\text{a) Para } \lambda_e \sqrt{Q} \leq 1.5, F_{cr} = Q(0.658^{Q\lambda_e^2}) F_y \quad (2.41)$$

$$\text{b) Para } \lambda_e \sqrt{Q} > 1.5, F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right) F_y \quad (2.42)$$

En las expresiones anteriores,

$$\lambda_e = \sqrt{F_y / F_e} \quad (2.43)$$

Q es igual a 1.0 en secciones cuyos elementos planos son tipo 1 a 3 (ref. 2.24), y se calcula como se indica en el inciso 2.8.1.1 cuando alguno, o algunos, de ellos, son tipo 4.

El esfuerzo crítico de pandeo elástico por torsión o flexotorsión, F_e , se determina con las ecuaciones:

- Secciones con dos ejes de simetría: Ec. 2.63.
- Secciones con un eje de simetría (se ha supuesto que es el x): Ec. 2.60.
- Secciones asimétricas: el esfuerzo crítico de pandeo elástico por flexotorsión F_e , es igual a la menor de las raíces de la ecuación cúbica:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{x_0}{r_0}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_0}{r_0}\right)^2 = 0 \quad (2.44)$$

Esta es la ec. 2.4 escrita en términos de esfuerzos.

En el art. 2.8.3.1 se dan los significados de todas las literales que aparecen en estas ecuaciones. F y σ se han utilizado indistintamente para representar los esfuerzos.

2.8 DISEÑO DE COLUMNAS DE PAREDES DELGADAS⁴

Cuando uno o varios de los elementos planos que forman una columna tienen una relación ancho/grueso elevada (es del tipo 4, Cap. 3), no es razonable basar el diseño en la iniciación del pandeo local que se presenta, en general, bajo cargas menores que la crítica de la columna y la de colapso de las placas, por lo que para obtener diseños económicos ha de tenerse en cuenta la resistencia posterior al pandeo de los elementos planos esbeltos. La interacción del pandeo local de las placas y el de conjunto de la columna ocasiona una reducción de la resistencia de la barra comprimida.

Uno de los procedimientos para resolver el problema se basa en las ecs. 2.12 y 2.27, para pandeo elástico e inelástico, respectivamente.

De acuerdo con la ec. 2.27, el esfuerzo crítico de conjunto tiende hacia σ_y cuando disminuye la relación de esbeltez, y para $L/r = 0$, σ_{cr} es igual a σ_y . Sin embargo, el pandeo local hace que las columnas muy cortas, compuestas por placas delgadas, fallen bajo esfuerzos medios menores que σ_y ; su esfuerzo medio crítico, para una relación de esbeltez muy pequeña, puede expresarse como $Q\sigma_y$, donde Q es un coeficiente menor que 1.0, que representa la influencia desfavorable del pandeo local; depende del esfuerzo de fluencia del material, de las relaciones b/t de las placas que componen el perfil, y de sus condiciones de apoyo.

Siguiendo el mismo camino que con los perfiles laminados, el pandeo inelástico se representa con una curva de transición parabólica que se inicia en $\sigma_{cr} = Q\sigma_y$, para $L/r = 0$, y es tangente a la hipérbola de Euler en el punto cuya ordenada es la mitad de ese esfuerzo; la ec. 2.27 se transforma en:

$$\sigma_{cr} = Q\sigma_y - \frac{(Q\sigma_y)^2}{4\pi^2 E} \left(\frac{L}{r}\right)^2 \quad (2.45)$$

El esfuerzo de fluencia σ_y se ha sustituido por $Q\sigma_y$.

Haciendo σ_{cr} igual a $Q\sigma_y/2$ y despejando la relación de esbeltez, se obtiene la abscisa del punto de tangencia con la curva de pandeo elástico:

$$\frac{L}{r} = \left(\frac{L}{r}\right)_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Q\sigma_y}} \approx \frac{6340}{\sqrt{Q\sigma_y}} \quad (2.46)$$

⁴ Algunos aspectos de este artículo requieren información contenida en el Capítulo 3, en el que se trata el diseño de placas esbeltas comprimidas basado en la resistencia posterior a la iniciación del pandeo.

La ec. 2.12 no se modifica, pues es aplicable a columnas de esbeltez elevada, que se pandean en el intervalo elástico bajo esfuerzos suficientemente pequeños para que no haya inestabilidad local prematura, aunque estén hechas con lámina delgada.

2.8.1 Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (ref. 2.2)

Cuando el pandeo de conjunto se inicia en el intervalo elástico, el esfuerzo crítico se calcula con la ec. 2.30; en el intervalo inelástico, la ec. 2.47 sustituye a la 2.31. Por consiguiente, la resistencia de diseño que corresponde al estado límite de flexión y pandeo local combinados (ref. 2.2) se determina con las ecuaciones:

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c, \quad R_c = \frac{20,120,000}{(KL/r)^2} A_s F_R \quad (2.30)$$

$$\text{Si } KL/r < (KL/r)_c, \quad R_c = Q A_s F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R \quad (2.47)$$

$$(KL/r)_c = 6340 / \sqrt{Q F_y}; \quad F_R = 0.75.$$

El área A_s , y el radio de giro, r , de las ecuaciones anteriores, son los de la sección transversal completa de la columna; $(KL/r)_c$ es la relación de esbeltez que separa el pandeo elástico del inelástico (ec. 2.46).

2.8.1.1 Cálculo del coeficiente Q

La determinación de Q depende de la manera en que las placas que constituyen la columna estén apoyadas en sus bordes longitudinales; se utilizan tres procedimientos diferentes, según que todas estén atiesadas, es decir, soportadas en los dos bordes, que no lo esté ninguna, o que la sección esté formada por placas de los dos tipos, unas atiesadas y otras no.

(a) Todas las placas son atiesadas

En la Fig. 2.31a se muestra la sección transversal de una columna en cajón, formada exclusivamente por elementos planos apoyados en los dos bordes.

Una pieza muy corta formada por placas compactas, comprimida axialmente, falla cuando el esfuerzo uniforme en sus secciones transversales llega al punto de fluencia, σ_y ; su capacidad máxima de carga es:

$$P_{m\acute{a}x} = A \sigma_y$$

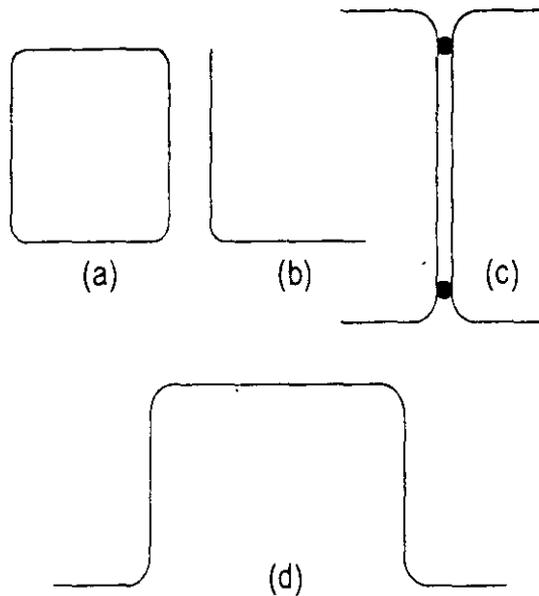


Fig. 2.31 Ejemplos de secciones transversales de paredes delgadas

En cambio, una columna corta de paredes delgadas puede fallar por pandeo local bajo esfuerzos menores que el de fluencia; introduciendo el factor Q , su resistencia máxima se expresa como⁵:

$$\underline{P_{max} = QA\sigma_v} \quad (2.48)$$

Por otro lado, la carga de colapso de una placa atiesada corta es igual al producto del esfuerzo de fluencia por el área efectiva correspondiente a ese esfuerzo, de manera que la carga total que puede soportar una columna corta formada exclusivamente por elementos planos atiesados es:

$$P_{max} = A_{ef}\sigma_v \quad (2.49)$$

donde A_{ef} es la suma de las áreas efectivas de todas las placas que componen la sección.

Igualando los segundos miembros de las ecuaciones 2.48 y 2.49 se obtiene:

$$QA\sigma_v = A_{ef}\sigma_v \quad \therefore Q = Q_o = \frac{A_{ef}}{A} \quad (2.50)$$

Q_o depende de las características geométricas de la sección de paredes delgadas, por lo que recibe el nombre de *factor de forma*.

⁵ La ecuación 2.48 es válida para cualquier columna corta de paredes delgadas, independientemente de que los elementos planos que la forman estén atiesados o no; lo que varía de un caso a otro es la manera como se calcula el factor Q

(b) Ninguna placa es atiesada

La falla por pandeo local de columnas cortas formadas únicamente por elementos planos no atiesados (secciones transversales en ángulo o en T, Fig. 2.31b) se presenta bajo una carga axial de intensidad:

$$P_{m\acute{a}x} = \sigma_{cr} A$$

donde σ_{cr} es el esfuerzo de pandeo del elemento de relación ancho/grueso más elevada.

Igualando el segundo miembro de la ecuación anterior con el de la 2.48 se llega a:

$$A \sigma_{cr} = Q A \sigma_y \quad \therefore Q = Q_s = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} \quad (2.51)$$

σ_{cr} se calcula con las ecuaciones correspondientes del Capítulo 3.

(c) Unas placas están atiesadas y otras no

La capacidad máxima de carga de un miembro de este tipo, comprimido axialmente (ver ejemplos en la Fig. 2.31c y d) se alcanza cuando se pandea la placa no atiesada más débil, bajo un esfuerzo σ_{cr} . En ese instante, el área efectiva A_{ef} es la suma de las áreas totales de todos los elementos no atiesados, más las áreas efectivas (reducidas) de los atiesados, calculadas con el esfuerzo de pandeo de la placa no atiesada más débil, es decir, con σ_{cr} .

La carga máxima que pueden soportar las columnas de este tipo es:

$$P_{max} = \sigma_{cr} A_{ef}$$

Dividiendo sus dos miembros entre el área total A , y multiplicando y dividiendo el segundo por σ_y , la ecuación anterior toma la forma:

$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{A} = \frac{A_{ef}}{A} \sigma_{cr} \frac{\sigma_y}{\sigma_y} = \frac{A_{ef}}{A} \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} \sigma_y$$

Introduciendo Q_a y Q_s (ecs. 2.50 y 2.51) se obtiene, finalmente,

$$P_{max} = Q_a Q_s A \sigma_y = Q A \sigma_y$$

donde

$$Q = Q_a Q_s \quad (2.52)$$

En resumen, el coeficiente Q se determina de alguna de las maneras siguientes:

1. En miembros compuestos exclusivamente por elementos planos atiesados, Q se obtiene dividiendo el área efectiva de diseño, determinada con los anchos

- efectivos de diseño de esos elementos, entre el área de la sección transversal. El área efectiva es la que corresponde al esfuerzo de fluencia σ_y . Los anchos efectivos se calculan como se indica en el Capítulo 3. Q se designa, en este caso, Q_a .
2. En miembros compuestos exclusivamente por elementos planos no atiesados, Q se calcula dividiendo el esfuerzo crítico en compresión, σ_{cr} , del elemento más débil de la sección transversal (el que tiene la relación ancho/grueso mayor), entre el esfuerzo de fluencia σ_y . Los cálculos se hacen de acuerdo con el Capítulo 3. Al coeficiente Q se le llama Q_a . (En el art. 2.9 se presentan expresiones de Q , para el diseño de ángulos aislados comprimidos).
 3. En miembros que contienen algunos elementos planos atiesados y otros no atiesados, el coeficiente Q es el producto de un factor de esfuerzo, Q_e , calculado como se indica en 2, multiplicado por un factor de área, Q_a , obtenido como en 1, pero utilizando, en lugar de σ_y , el esfuerzo con el que se determinó Q , e incluyendo en el área efectiva el área total de todos los elementos no atiesados.

2.8.2 Especificaciones AISC (refs. 2.3 y 2.24)

Tanto si se emplean esfuerzos permisibles (ref. 2.3) como factores de carga y resistencia (ref. 2.24), las columnas de paredes delgadas se dimensionan con los criterios del artículo anterior. En la ref. 2.24 cambian las expresiones para pandeo de las columnas.

Las ecuaciones que se recomiendan en la ref. 2.24 para calcular los esfuerzos críticos son:

$$(a) \text{ Para } \lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5: F_{cr} = Q(0.658^{Q_c}) F_y \quad (2.53)$$

$$(b) \text{ Para } \lambda_c \sqrt{Q} > 1.5: F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (2.54)$$

La ec. 2.53, para pandeo inelástico, proviene de la ec. 2.33, en la que se ha introducido el factor Q ; la segunda, que proporciona el esfuerzo crítico de pandeo elástico, es la ec. 2.34 sin cambio. Se modifica, también, el valor del parámetro λ , que separa las dos formas de pandeo.

Para determinar la resistencia de diseño se utilizan el área total de la sección transversal de la columna y las propiedades geométricas correspondientes a ella.

Las recomendaciones de las refs. 2.2, 2.3 y 2.24 son adecuadas para diseñar columnas de paredes delgadas que fallan por pandeo por flexión; sin embargo, cuando el estado límite es el de pandeo por torsión o por flexotorsión (columnas con dos ejes de simetría de paredes muy delgadas, o columnas con un solo o ningún eje de simetría) es preferible emplear las especificaciones del AISI que se reproducen, en sus aspectos principales, en el artículo siguiente. También es aplicable el método del art. 2.7.

2.8.3 Especificaciones AISI (ref. 2.39)

Aunque el método basado en el factor Q se ha utilizado con éxito para diseñar miembros comprimidos de paredes delgadas, investigaciones recientes han mostrado que puede sustituirse por un procedimiento más preciso (ref. 2.34). Partiendo de resultados analíticos y experimentales, se ha demostrado que el empleo de Q puede proporcionar resultados inseguros para miembros formados por elementos planos atiesados, sobre todo cuando la relación de esbeltez de la columna está cerca de 100, mientras que es muy conservador para secciones I con patines no atiesados, en columnas de relación de esbeltez pequeña. Esto ha hecho que, a partir de 1986, el método haya desaparecido de las normas del AISI.

Para tener en cuenta la interacción pandeo de conjunto-pandeo local en el diseño de miembros en compresión axial, en la ref. 2.39 se procede como sigue:

1. Se determina el esfuerzo crítico de conjunto de la columna, con las dimensiones de su sección transversal completa.
2. Se calcula el área neta efectiva de la sección, utilizando el esfuerzo obtenido en 1.
3. Se determina la resistencia de diseño multiplicando el esfuerzo del paso 1 por el área neta calculada en 2.

Cuando el diseño se hace por esfuerzos permisibles se sigue un camino análogo.

2.8.3.1 Diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.39)

A continuación se reproducen, con algunos comentarios, los aspectos principales del diseño de columnas de lámina delgada comprimidas axialmente, hecho de acuerdo con la ref. 2.39; son aplicables a miembros en los que la resultante de todas las acciones es una fuerza de compresión axial que pasa por el centroide de la sección efectiva, determinada con el esfuerzo F_n que se define más adelante.

La resistencia de diseño en compresión axial, $\phi_c P_n$, se calcula como sigue:

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_e F_n \tag{2.55}$$

donde:

ϕ_c = factor de disminución de la resistencia.

A_e = área efectiva correspondiente al esfuerzo F_n .

F_n es igual a⁶:

$$\text{Si } \lambda_c \leq 1.5, \quad F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (2.56)$$

$$\text{Si } \lambda_c > 1.5, \quad F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (2.57)$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (2.58)$$

F_e es el menor de los esfuerzos críticos de pandeo elástico por flexión, torsión o flexotorsión, determinados como se indica más adelante.

Columnas que no pueden fallar por pandeo por torsión o flexotorsión

En columnas de sección transversal cerrada, o con dos ejes de simetría, o con otra forma cualquiera para la que pueda demostrarse que no están sujetas a pandeo por torsión o flexotorsión, el esfuerzo crítico de pandeo elástico, F_e , se calcula con la expresión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (2.59)$$

Esta es la fórmula de Euler escrita en términos de esfuerzos (ec. 2.12).

Columnas de sección transversal con dos o un eje de simetría, sujetas a pandeo por torsión o flexotorsión

En este caso, F_e es igual al menor de los valores dados por las ecs. 2.59 y 2.60.

$$F_e = \frac{1}{2H} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4H\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \quad (2.60)$$

Alternativamente, puede obtenerse una estimación conservadora de F_e con la ecuación:

$$F_e = \frac{\sigma_{ex}\sigma_t}{\sigma_{ex} + \sigma_t} \quad (2.61)$$

⁶ En sus especificaciones de 1996 (ref. 2.39) el AISI adoptó las fórmulas del AISC (ref. 2.24) para calcular los esfuerzos críticos de pandeo de columnas.

En las ecuaciones anteriores:

r_0^2 = radio polar de giro de la sección transversal alrededor del centro de

$$\text{torsión, elevado al cuadrado} = r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 = \frac{I_x + I_y}{A} + x_0^2$$

x_0 = distancia entre los centros de gravedad y de torsión, medida a lo largo del eje principal x.

$$H = 1 - (x_0/r_0)^2$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (2.62)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left(GJ + \frac{\pi^2 EC_a}{(K_t L_t)^2} \right) \quad (2.63)$$

En secciones con un solo eje de simetría, en las ecuaciones anteriores se ha supuesto que es el x.

Todas las propiedades anteriores corresponden a la sección transversal completa de la columna.

Si la sección tiene dos ejes de simetría el pandeo es por flexión alrededor de alguno de los ejes centroidales y principales, o por torsión. En ese caso, $x_0=0$, $H=1$, y la ec. 2.60 se reduce a la 2.63, que proporciona el esfuerzo crítico de pandeo por torsión.

Las ecuaciones anteriores (excepto la 2.61) son las del artículo 2.5, escritas en términos de esfuerzos críticos, en lugar de cargas críticas.

En el inciso 3.10.1.2.3 del Capítulo 3, se indica cómo calcular las áreas netas efectivas.

2.9 ÁNGULOS AISLADOS COMPRIMIDOS

En las refs. 2.35 y 2.36⁷ se dan recomendaciones para el diseño de ángulos aislados en compresión. Aquí se reproducen las de la segunda referencia.

La resistencia de diseño es $\phi_c P_n$, donde:

$$\phi_c = 0.90$$

$$P_n = A_t F_{cr}$$

a) Para $\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5$:

$$F_{cr} = Q(0.658^{2\lambda_c^2}) F_y \quad (2.64)$$

b) Para $\lambda_c \sqrt{Q} > 1.5$:

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (2.65)$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero, y Q el factor de reducción por pandeo local, que tiene alguno de los valores siguientes:

$$\text{Si } \frac{b}{t} \leq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : \quad Q = 1.0 \quad (2.66)$$

$$\text{Si } 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 0.910 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : \quad Q = 1.340 - 0.761 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (2.67)$$

$$\text{Si } \frac{b}{t} > 0.910 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : \quad Q = \frac{0.534E}{F_y (b/t)^2} \quad (2.68)$$

b es el ancho total del ala más grande del ángulo y t su grueso.

Con las expresiones anteriores para el cálculo del esfuerzo crítico de compresión se revisan los tres estados límite que pueden regir el diseño de ángulos comprimidos: pandeo por flexión general de la columna, pandeo local de alas delgadas o pandeo general por flexotorsión.

El factor Q tiene en cuenta el posible pandeo local; el origen de las expresiones para calcularlo (ecs. 2.66 a 2.68) se explica en el Capítulo 3. Aquí se han escrito en forma adimensional.

⁷ En el art. 1 12, Capítulo 1, se hace referencia a las normas para diseño de ángulos aislados.

En ángulos de alas esbeltas, el estado límite de pandeo por flexotorsión se aproxima con el factor de reducción Q , y aunque en columnas relativamente cortas de sección no esbelta, en las que $Q=1.0$, ese estado límite puede ser crítico, se ha demostrado que el error que se comete al ignorarlo no es significativo, por lo que ese efecto no se incluye en las recomendaciones para diseño de ángulos sencillos.

El criterio para diseñar ángulos aislados comprimidos de paredes delgadas es el mismo que recomienda el AISC en sus especificaciones generales (ref. 2.24) para columnas de paredes delgadas; de hecho las ecs. 2.64 y 2.65 son la 2.41 y 2.42, y también son iguales las expresiones para calcular el factor Q .

EJEMPLO 2.6 Calcule la resistencia de diseño en compresión del ángulo de 10.2 x 0.95 cm (4" x 3/8"), que se muestra en la Fig. E2.6.1, para dos longitudes, 4 m y 2 m. Suponga que las fuerzas están aplicadas en los centros de gravedad de las secciones extremas. El acero es A36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$). La barra está articulada en los dos extremos.

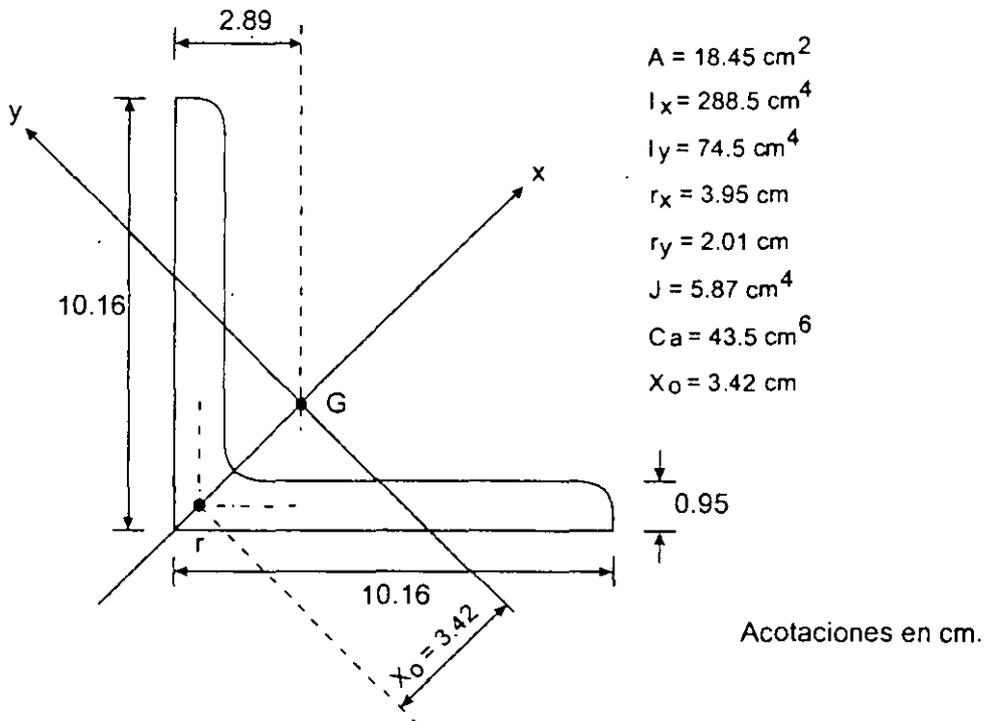


Fig. E2.6-1 Sección transversal y propiedades geométricas de la columna del ejemplo 2.6.

Clasificación de la sección

$$b/t = 10.16/0.95 = 10.7 < 640/\sqrt{F_y} = 12.7$$

La sección es tipo 3; no hay problemas de pandeo local.

a) $L_x = L_y = L_z = 4.00 \text{ m}$

Como la sección tiene un solo eje de simetría (el x), el esfuerzo crítico de pandeo elástico, F_e , es el menor de los esfuerzos críticos de pandeo por flexión alrededor del eje y, y de pandeo por flexotorsión.

$$r_o = \sqrt{x_o^2 + r_x^2 + r_y^2} = \sqrt{3.42^2 + 3.95^2 + 2.01^2} = 5.60 \text{ cm}$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 = 1 - \left(\frac{3.42}{5.60}\right)^2 = 0.627$$

$$KL/r_x = 400/3.95 = 101; \quad KL/r_y = 400/2.01 = 199$$

Ec. 2.62: $\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_x)^2} = \frac{\pi^2 E}{101^2} = 1973 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_y)^2} = 508 \text{ kg/cm}^2$$

Ec. 2.63: $\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_a}{(K_t L_t)^2} \right] = \frac{1}{18.45 \times 5.60^2} \left[784200 \times 5.87 + \frac{43.5\pi^2 E}{(1 \times 400)^2} \right]$
 $= 7965 \text{ kg/cm}^2$

La contribución de la resistencia a la torsión por alabeo es muy pequeña; si se tuviese en cuenta, se obtendría $\sigma_t = 7956 \text{ kg/cm}^2$.

Ec. 2.60:

$$\sigma_e = \frac{1}{2H} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4H\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$= \frac{1}{2 \times 0.627} \left[(1973 + 7965) - \sqrt{(1973 + 7965)^2 - 4 \times 0.627 \times 1973 \times 7965} \right]$$

$$= 1782 \text{ kg/cm}^2$$

Es crítico el pandeo por flexión alrededor del eje y.

Ref. 2.24:

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_y} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1.0 \times 400}{2.01\pi} \sqrt{\frac{2530}{E}} = 2.231 > 1.5$$

$$F_{\sigma} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y = \left(\frac{0.877}{2.231^2} \right) 2530 = 446 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.34}$$

$$\text{Resistencia de diseño} = \phi_c A F_{\sigma} = 0.85 \times 18.45 \times 446 \times 10^{-3} = 6.99 \text{ ton}$$

Ref. 2.2:

$$(KL/r)_c = 6340/\sqrt{F_y} = 126 < KL/r_y = 199$$

Resistencia de diseño (ec. 2.30):

$$R_c = \frac{20,120,000}{(KL/r_y)^2} AF_R = \frac{20,120,000}{199^2} \times 18.45 \times 0.85 \times 10^{-3} = 7.97 \text{ Ton}$$

b) $L_x = L_y = L_z = 2.00 \text{ m}$

$$KL/r_x = 200/3.95 = 51; \quad KL/r_y = 200/2.01 = 100$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{51^2} = 7737 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{100^2} = 2012 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{1}{18.45 \times 5.60^2} \left(784200 \times 5.87 + \frac{\pi^2 E \times 43.5}{200^2} \right) = 7994 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{1}{2 \times 0.627} \left[(7737 + 7994) - \sqrt{(7737 + 7994)^2 - 4 \times 0.627 \times 7737 \times 7994} \right] \\ = 4881 \text{ kg/cm}^2$$

Sigue siendo crítico el pandeo por flexión alrededor de y.

Al disminuir la longitud de la columna de 4 m a 2 m, el esfuerzo σ_{ey} se multiplica por cuatro, y σ_e por 2.7; el incremento en resistencia al pandeo por flexotorsión es menor que al pandeo por flexión.

Ref. 2.24:

$$\lambda_c = \frac{100}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 1.121 < 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{1.121^2}) 2530 = 1495 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.33}$$

$$\phi_c AF_{cr} = 0.85 \times 18.45 \times 1495 \times 10^{-3} = 23.45 \text{ ton}$$

Ref. 2.2:

$$KL/r_y = 100 < (KL/r)_c = 126$$

$$\therefore R_c = AF_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R$$

$$= 18.45 \times 2530 \left[1 - \frac{100^2}{2 \times 126^2} \right] 0.85 \times 10^{-3} = 27.18 \text{ ton} \quad \text{Ec. 2.31}$$

El pandeo por flexotorsión puede ser crítico en columnas de ángulo r cortas, pero aún en esos casos no es significativo el error que se comete ignorarlo. Por esta razón, en las especificaciones de diseño de ángulos en compresión, que no sean de paredes delgadas, no se considera explícitamente ese efecto (ref. 2.36).

EJEMPLO 2.7 Calcule la resistencia de diseño de una columna biarticulada ($K_r = K_v = 1.0$) de 2 m de longitud, cuya sección transversal se muestra en la Fig. E2.7.1. El límite de fluencia del acero es de 3515 kg/cm^2 . Utilice las especificaciones AISI para diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.39) y las del AISC para diseño de ángulos aislados (ref. 2.36).

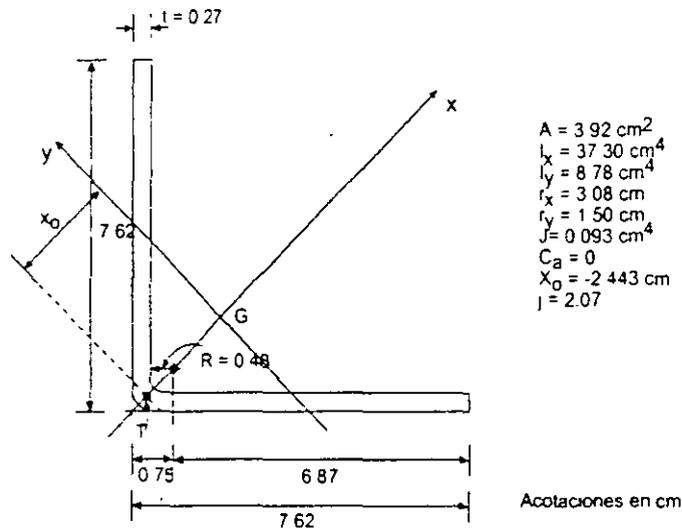


Fig. E2.7-1 Sección transversal y propiedades geométricas de la columna del ejemplo 2.7.

Ref. 2.39:

Determinación de F_e

Como la sección tiene un solo eje de simetría (el x), F_e es el menor de los esfuerzos críticos de pandeo por flexión alrededor de y o de pandeo por flexotorsión, que se calculan, respectivamente, con la fórmula de Euler y con la ec. 2.60.

$$r_0 = \sqrt{x_0^2 + r_x^2 + r_y^2} = \sqrt{2.443^2 + 3.08^2 + 1.50^2} = 4.21 \text{ cm}$$

$$H = 1 - (x_0/r_0)^2 = 1 - (2.443/4.21)^2 = 0.663$$

$$KL/r_x = 200/3.08 = 65; \quad KL/r_y = 100/1.5 = 133$$

$$\sigma_{ax} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_x)^2} = \frac{\pi^2 E}{65^2} = 4763 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.62}$$

$$\sigma_{ay} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_y)^2} = \frac{\pi^2 E}{133^2} = 1138 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{GJ}{Ar_0^2} = \frac{0.093E}{2.6 \times 3.92 \times 4.21^2} = 1050 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.63}$$

La ec. 2.63 se simplifica porque $C_a = 0$.

$$\begin{aligned} \sigma_e &= \frac{1}{2H} \left[(\sigma_{ax} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ax} + \sigma_t)^2 - 4H\sigma_{ax}\sigma_t} \right] \\ &= \frac{1}{2 \times 0.663} \left[(4763 + 1050) - \sqrt{(4763 + 1050)^2 - 4 \times 0.663 \times 4763 \times 1050} \right] \\ &= 967 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.60} \end{aligned}$$

Puesto que σ_e (ec. 2.60) es menor que σ_{ay} , la forma crítica de pandeo es por flexotorsión, y $F_e = 967 \text{ kg/cm}^2$.

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3515}{967}} = 1.907 > 1.5$$

$$\therefore F_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y = \left(\frac{0.877}{1.907^2} \right) 3515 = 848 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.57}$$

Área efectiva. Es la que corresponde a $F_n = 848 \text{ kg/cm}^2$.

$$\lambda = \frac{1.052 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{f}}{\sqrt{k}} \sqrt{\frac{E}{F_n}} = \frac{1.052 \left(\frac{6.87}{0.27} \right) \sqrt{848}}{\sqrt{0.43}} \sqrt{\frac{E}{E}} = 0.832 > 0.673; \therefore b_e = \rho b$$

$$\rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda = (1 - 0.22/0.832)/0.832 = 0.884$$

Ancho efectivo de cada ala: $b_e = 0.884 \times 6.87 = 6.07 \text{ cm}$.

Área efectiva:

$$A_e = A_t - \sum (b - b_e)t = 3.92 - 2(6.87 - 6.07)0.27 = 3.49 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal.

$$P_{n1} = A_e F_n = 3.49 \times 848 \times 10^{-3} = 2.96 \text{ ton} \quad \text{Ec. 2.56}$$

Resistencia de diseño: $\phi_c P_n = 0.85 \times 2.96 = 2.52 \text{ ton}$.

Ref. 2.36:

$$\frac{b}{t} = \frac{6.87}{0.27} = 25.4 > 0.910 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 21.9$$

Q se determina con la ec. 2.68:

$$Q = \frac{0.534E}{F_y (b/t)^2} = \frac{0.534E}{3515 \times 25.4^2} = 0.480$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{200}{1.50\pi} \sqrt{\frac{3515}{E}} = 1.762$$

r es el radio de giro mínimo del ángulo (Fig. E2.6.1).

$$\lambda_c \sqrt{Q} = 1.221 < 1.5$$

$$\begin{aligned} \therefore F_{cr} &= Q(0.658^{2\lambda_c^2}) F_y = 0.480(0.658^{(0.480 \times 1.762^2)}) 3515 \\ &= 904 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Ec. 2.64

Resistencia de diseño: $\phi_c A_c F_{cr} = 0.90 \times 3.92 \times 904 \times 10^{-3} = 3.19 \text{ ton.}$

La resistencia es 27% mayor que la obtenida con la ref. 2.39 ($3.19/2.52=1.27$).

EJEMPLO 2.8 Calcular la resistencia de diseño de la columna de la Fig. E2.8.1⁸. El acero tiene un límite de fluencia $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$. La columna puede considerarse articulada en los dos extremos, para flexión alrededor de los ejes x , y , y para torsión.

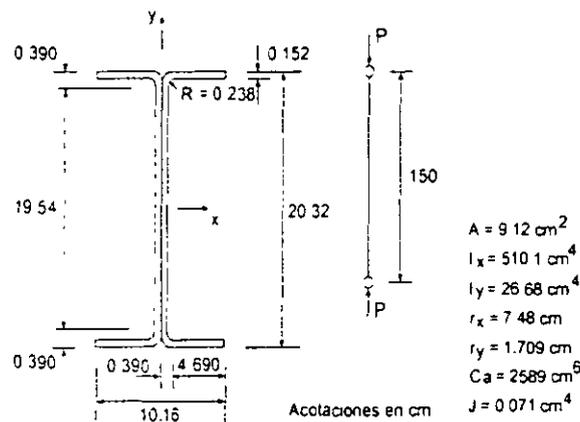


Fig. E2.8-1 Sección transversal y propiedades geométricas de la columna del ejemplo 2.8.

⁸ En estructuras reales no se utilizan secciones como la de la figura para trabajar en compresión, emplea aquí para ilustrar algunos aspectos del diseño de columnas de paredes delgadas.

Clasificación de la sección (tabla 2.3.1, ref. 2.2)

Patines: $b/t = 4.69/0.152 = 30.86 > 830/\sqrt{F_y} = 14.0$

Alma: $h_c/t = 19.54/0.152 = 128.55 > 2100/\sqrt{F_y} = 35.42$

La sección es tipo 4; tanto en los patines como en el alma se excede la relación ancho/grueso correspondiente a las tipo 3.

a) Especificaciones AISI para diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.39)

Determinación de F_n . La relación de esbeltez crítica para pandeo por flexión es:

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1 \times 150}{1.709} = 87.8$$

Como las secciones transversales de la columna tienen dos ejes de simetría, el esfuerzo crítico de pandeo elástico es el menor de los valores dados por las ecs. 2.59, con $KL/r = K_y L_y / r_y$, y 2.63.

Pandeo por flexión:

$$F_{ev} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_y)^2} = \frac{\pi^2 E}{87.8^2} = 2611 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.59}$$

Pandeo por torsión:

$$\begin{aligned} F_{et} &= \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_a}{(K_y L_y)^2} \right] \frac{1}{I_x + I_y} \\ &= \left[748000 \times 0.071 + \frac{2589 \pi^2 E}{(1 \times 150)^2} \right] \frac{1}{510.1 + 26.68} \\ &= 4418 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.63} \end{aligned}$$

El pandeo por torsión no es crítico.

$$F_e = F_{ev} = 2611 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3515}{2611}} = 1.160 < 1.5$$

$$\therefore F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{1.160^2}) 3515 = 2001 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.56}$$

Anchos efectivos

Los anchos efectivos de almas y patines se determinan como se indica en el Capítulo 3.

Almas

Se tratan como dos placas independientes, pues sólo están unidas entre sí en los bordes superior e inferior.

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4.0}} \left(\frac{19.54}{0.152} \right) \sqrt{\frac{2001}{E}} = 2.118$$

Se toma $k = 4.0$, para placas apoyadas en los dos bordes, y se sustituye f por $F_n = 2001 \text{ kg/cm}^2$.

Como $\lambda = 2.118 > 0.673$, $b_e = \rho b$.

$$\rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda = (1 - 0.22/2.118)/2.118 = 0.423$$

$$b_e = 0.423 \times 19.54 = 8.27 \text{ cm}$$

Patines

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{4.69}{0.152} \right) \sqrt{\frac{2001}{E}} = 1.551 > 0.673$$

Ahora k es igual a 0.43, para placas apoyadas en un borde.

$$\rho = (1 - 0.22/1.551)/1.551 = 0.553$$

$$b_e = 0.553 \times 4.69 = 2.60 \text{ cm}$$

Área efectiva

$$\begin{aligned} A_e &= A_t - \sum (b - b_e) t \\ &= 9.12 - [2(19.54 - 8.27) + 4(4.69 - 2.60)] 0.152 \\ &= 9.12 - 4.42 = 4.70 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Resistencia nominal:

$$P_{n1} = A_e F_n = 4.70 \times 2001 \times 10^{-3} = 9.40 \text{ ton} \quad \text{Ec. 2.55}$$

Esta resistencia corresponde a pandeo por flexión de la columna.

Resistencia de diseño:

$$\phi_c P_n = 0.85 \times 9.40 = 7.99 \text{ ton}$$

b) Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D.F. (ref. 2.2)

Como la falla es por pandeo por flexión y pandeo local combinados (no hay pandeo por torsión) la resistencia de diseño puede determinarse también siguiendo las indicaciones de la ref. 2.2 (art. 2.8.1), como se hace a continuación.

Factor de pandeo local Q

Se utilizan las ecuaciones del art. 2.3.6 de la ref. 2.2.

Q_s . Se determina para los patines, que son elementos planos no atiesados.

$$b/t = 4.69/0.152 = 30.86 > 1470/\sqrt{F_y} = 24.79$$

$$\therefore Q_s = \frac{1,400,000}{F_y (b/t)^2} = \frac{1,400,000}{3515 \times 30.86^2} = 0.418$$

Q_a . El esfuerzo f que se utiliza para calcular el ancho efectivo del alma es el esfuerzo crítico de pandeo local de los patines, $F_{cr} = Q_s F_y = 0.418 \times 3515 = 1470 \text{ kg/cm}^2$.

$$b_e = \frac{2730 \times 0.152}{\sqrt{1470}} \left(1 - \frac{480}{128.55 \sqrt{1470}} \right) = 9.77 \text{ cm}$$

$$A_e = 9.12 - 2(19.54 - 9.77)0.152 = 6.15 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = 6.15/9.12 = 0.674$$

$$Q = Q_s Q_a = 0.418 \times 0.674 = 0.282$$

$$(KL/r)_c = 6340/\sqrt{QF_y} = 6340/\sqrt{0.282 \times 3515} = 201.4$$

$$(KL/r)_y = 87.8 < 201.4$$

$$\begin{aligned} \therefore R_c &= Q A_e F_y \left(1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right) F_R \\ &= 0.282 \times 9.12 \times 3515 \left(1 - \frac{87.8^2}{2 \times 201.4^2} \right) 0.75 \\ &= 6136 \text{ kg} \approx 6.14 \text{ ton} \end{aligned}$$

Ec. 2.47

Este resultado es menor que el obtenido con las especificaciones AISC ($6.14/7.99=0.769$); si se utilizase el mismo factor de resistencia, 0.85, el método de la ref. 2.2 arrojaría un valor sólo 13 por ciento menor que el de la ref. 2.39 ($6.14 \times 0.85 / (0.75 \times 7.99) = 5.22/5.99 = 0.87$).

2.10 REFERENCIAS

- 2.1 Galambos, T.V., "Structural Members and Frames", Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1968.
- 2.2 "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México D.F., diciembre de 1987.
- 2.3 "Specification for Structural Steel Buildings. Allowable Stress Design and Plastic Design" (incluye comentario), American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill., junio de 1989.
- 2.4 Timoshenko, S.P., y J.M. Gere, "Theory of Elastic Stability", McGraw-Hill Book Company, Nueva York, 1961.
- 2.5 Bleich, F., "Buckling Strength of Metal Structures", McGraw-Hill Book Company, Nueva York, 1952.
- 2.6 De Buen, O., "Estructuras de Acero, Comportamiento y Diseño", Limusa, México, D.F., enero de 1980.
- 2.7 "Specification for the Design of Light Gage Cold-Formed Structural Members", Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., 1968.
- 2.8 "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings" (incluye comentario), American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill., septiembre de 1986.
- 2.9 Chen, W.F., y E.M. Lui, "Structural Stability. Theory and Implementation", Elsevier Science Publishing Co., Inc., Nueva York, 1987.
- 2.10 Shanley, F.R., "Strength of Materials", McGraw-Hill Book Co. Inc., Nueva York, 1957.
- 2.11 Galambos, T.V., Editor, "Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures", 4a. ed., John Wiley & Sons, Nueva York, 1988.
- 2.12 Johnston, B.G., Editor, "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members", 2a. ed., John Wiley & Sons, Nueva York, 1966.
- 2.13 Beedle, L.S., y L. Tall, "Basic Column Strength", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 86, ST7, julio de 1960.

- 2.14 "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members", 1a. ed., Column Research Council, Engineering Foundation, 1960.
- 2.15 Johnston, B.G., Editor, "Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures", 3a. ed., John Wiley & Sons, Nueva York, 1976.
- 2.16 "European Recommendations for Steel Construction", European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), 1978.
- 2.17 Beedle, L.S., Editor, "Stability of Metal Structures. A World View", 2a. Ed., Structural Stability Research Council, 1991.
- 2.18 "Recommandations pour l'etude et l'execution des constructions métalliques", Convention Européenne de la Construction Métallique, enero de 1977.
- 2.19 Chen, W.F., y T. Atsuta, "Theory of Beam-Columns, Vol. 1: In-plane Behavior and Design", McGraw-Hill Book Co., Nueva York, 1976.
- 2.20 Bjorhovde, R., "Columns: From Theory to Practice", Engineering Journal, Vol. 25, No. 1, AISC, Chicago, Ill., 1988.
- 2.21 Rondal, J., y R. Maquoi, "Single Equation for SSRC Column-Strength Curves", J. Str. Div., ASCE, Vol. 105, No. ST1, enero de 1979.
- 2.22 Allen, D., "Merchant-Rankine Approach to Member Stability", J. Str. Div., ASCE, Vol. 104, No. ST12, diciembre de 1978 (ver también la discusión de este artículo por R. Maquoi y J. Rondal, J. Str. Div., ASCE, noviembre de 1979).
- 2.23 "Limit States Design of Steel Structures" (incluye comentario), Canadian Standards Association, CAN/CSA-S16.1-M94, Rexdale, Ontario, Canadá, diciembre de 1994.
- 2.24 "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings" (incluye comentario), AISC, Chicago, Ill., diciembre de 1993.
- 2.25 Chen, W.F., "End Restraint and Column Stability", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 106, ST11, noviembre de 1980.
- 2.26 Thürlimann, B., "New Aspects Concerning Inelastic Instability of Steel Structures", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 86, ST1, enero de 1960.
- 2.27 Haaijer, G., "Plate Buckling in Strain-Hardening Range", Trans. ASCE, Vol. 124, 1959.
- 2.28 De Buen, O., "Pandeo de Placas Comprimidas", Ingeniería, Vol. XXXIV, No. 8, México D.F., 1964.

- 2.29 Lay, M.G., "Yielding of Uniformly Loaded Steel Members", J. Str. Div., Trans. ASCE, Vol. 91, ST6, diciembre de 1965.
- 2.30 Haaijer, G., y B. Thürlimann, "Inelastic Buckling in Steel", Trans. ASCE, Vol. 125, Parte I, 1960.
- 2.31 "Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members", Edición de agosto de 1986, con suplemento de diciembre de 1989, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., enero de 1991.
- 2.32 "Load and Resistance Factor Design Specification for Cold-Formed Steel Structural Members", American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., marzo de 1991.
- 2.33 "ASD/LRFD Design Specification for Cold-Formed Steel Structural Members", versión preliminar, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., julio de 1995.
- 2.34 Yu, W.W., "Cold-Formed Steel Design", 2a. ed., John Wiley, Nueva York, 1991.
- 2.35 "Specification for Allowable Stress Design of Single-Angle Members" (incluye comentario), Manual of Steel Construction "Allowable Stress Design", 9a. ed., Chicago, Ill., 1989.
- 2.36 "Specification for Load and Resistance Factor Design of Single-Angle Members" (incluye comentario), AISI, Chicago, Ill., diciembre de 1993.
- 2.37 "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F., agosto de 1993.
- 2.38 "Manual para Constructores", Compañía Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey, S.A., México, D.F., 1965.
- 2.39 "Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members", Edición de 1996, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., junio de 1997.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

APLICACIÓN DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MEXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

TEMA

MIEMBROS EN TENSION

**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VAZQUEZ MARTINEZ
PALACIO DE MINERIA
JUNIO DEL 2001**

CAPÍTULO 1. MIEMBROS EN TENSIÓN.

ÍNDICE:

- 1.1 Introducción.
- 1.2 Uso de miembros en tensión.
- 1.3 Secciones.
- 1.4 Comportamiento de elementos en tensión.
- 1.5 Estados límite.
- 1.6 Resistencia de diseño.
- 1.7 Relaciones de esbeltez.
- 1.8 Áreas de las secciones transversales.
 - 1.8.1 Área neta.
 - 1.8.2 Área neta efectiva
- 1.9 Resistencia a la ruptura por cortante y tensión combinadas ("*block shear rupture strength*").
- 1.10 Placas de nudo.
- 1.11 Resistencia de diseño de elementos de conexión.
- 1.12 Ángulos aislados en tensión.
- 1.13 Elementos de lámina delgada.
- 1.14 Referencias.

CAPÍTULO 1. MIEMBROS EN TENSION.

1.1 INTRODUCCIÓN.

Un miembro que transmite una fuerza de tensión entre dos puntos de una estructura es el elemento estructural más eficiente y de diseño más sencillo. Su eficiencia se debe a que la fuerza axial produce esfuerzos constantes en todo el material que lo compone, de manera que todo puede trabajar al esfuerzo máximo permisible y, además, que las barras en tensión no se pandean, por lo que no hay fenómenos de inestabilidad que son críticos, con frecuencia, en elementos estructurales de acero con otras condiciones de carga. El diseño consiste en comparar el esfuerzo, igual al cociente de la fuerza de trabajo entre el área, constante, de las secciones transversales, con el permisible, o la resistencia, producto del área por el esfuerzo de fluencia o de ruptura, con la acción factorizada de diseño.

A las barras que trabajan en tensión se les da el nombre de tirantes.

El diseño se complica, sin embargo, en buena parte de los casos de interés práctico, porque las conexiones con el resto de la estructura suelen introducir excentricidades en las cargas, de manera que los tirantes trabajan, realmente, en flexotensión, y porque los elementos estructurales reales tienen imperfecciones geométricas, esfuerzos residuales, agujeros, que hacen que las fuerzas interiores no se distribuyan de manera uniforme en las secciones transversales.

La elección de las conexiones constituye uno de los aspectos más importantes en el diseño de estructuras de acero, puesto que definen cómo se transmitirán las acciones de unos miembros a otros, lo que influye de manera decisiva en su forma de trabajo y en las dimensiones que se requieren para acomodar los elementos de unión, soldaduras o tornillos. Los detalles de las conexiones gobiernan, con frecuencia, el diseño de los miembros en tensión, por lo que son uno de los criterios más importantes en la elección del tipo de sección adecuada.

Las conexiones entre miembros, y entre los elementos que componen a algunos de ellos, se escogen en las primeras etapas del diseño, para evitar uniones difíciles de realizar, caras y poco eficientes, o modificaciones en el diseño, que pueden ser de mucha importancia.

El párrafo anterior no se refiere sólo a los miembros en tensión sino, en general a estructuras de acero de todos los tipos.

1.2 USO DE MIEMBROS EN TENSION.

Los elementos en tensión se utilizan en bodegas y estructuras industriales como parte del contraventeo de las vigas y columnas de la cubierta y las paredes, con el doble

objeto de dar soporte lateral a secciones transversales escogidas y de resistir las fuerzas horizontales producidas por viento o sismo (Fig. 1.1), y como tirantes de largueros, que ayudan a alinearlos durante el montaje, y resisten la componente de la carga vertical paralela a la cubierta o la carga vertical total en las paredes, transmitiéndola a miembros horizontales de resistencia adecuada, al mismo tiempo que proporcionan soporte lateral a los largueros (Figs. 1.2 y 1.3). En estructuras ligeras se emplean barras de sección transversal circular maciza que, por su gran esbeltez, no tienen resistencia en compresión, por lo que cuando las fuerzas en los contraventeos pueden cambiar de sentido se colocan dos tirantes cruzados, de manera que siempre haya uno que trabaje en tensión.

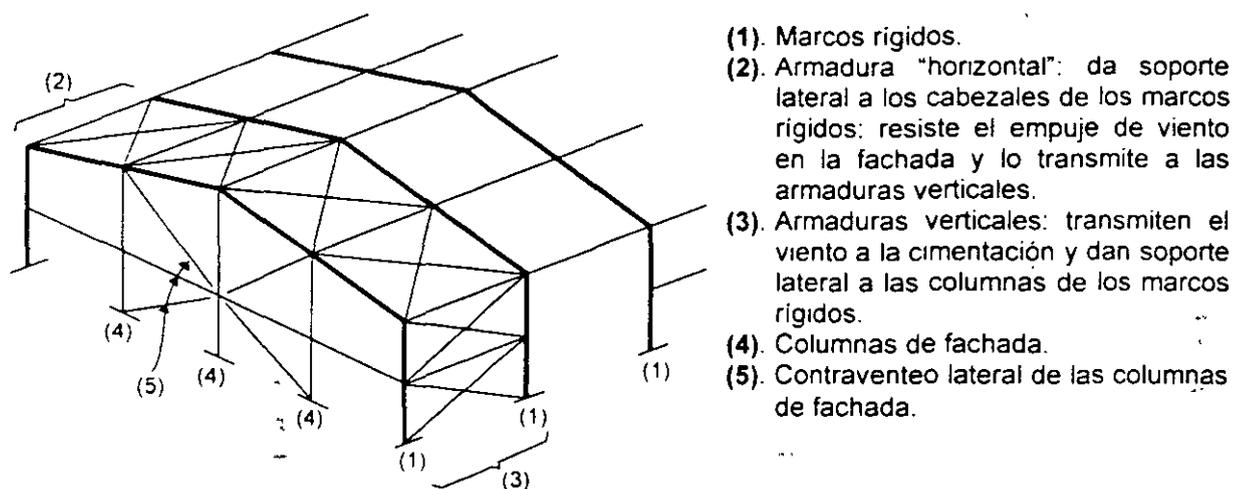


Fig. 1.1 Contraventeo de una estructura industrial.

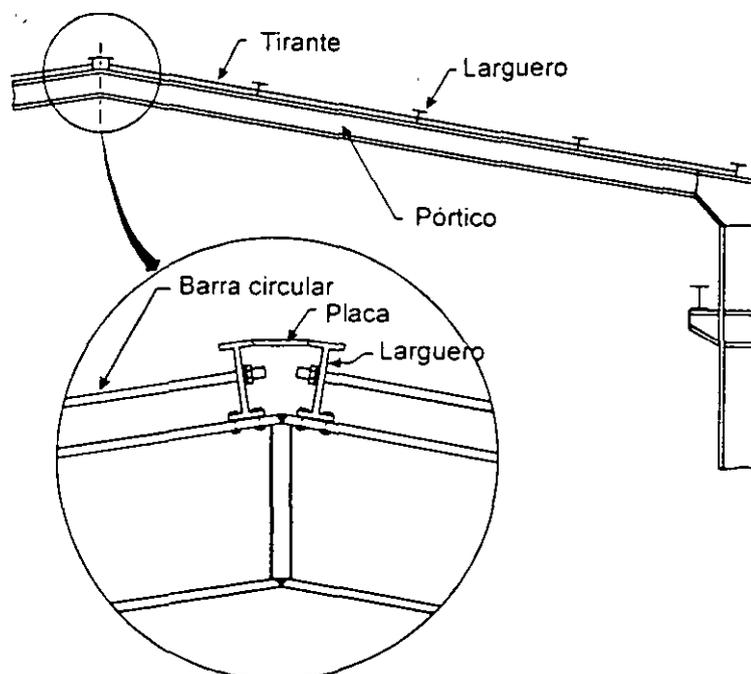


Fig. 1.2 Empleo de tirantes en los techos inclinados de edificios industriales.

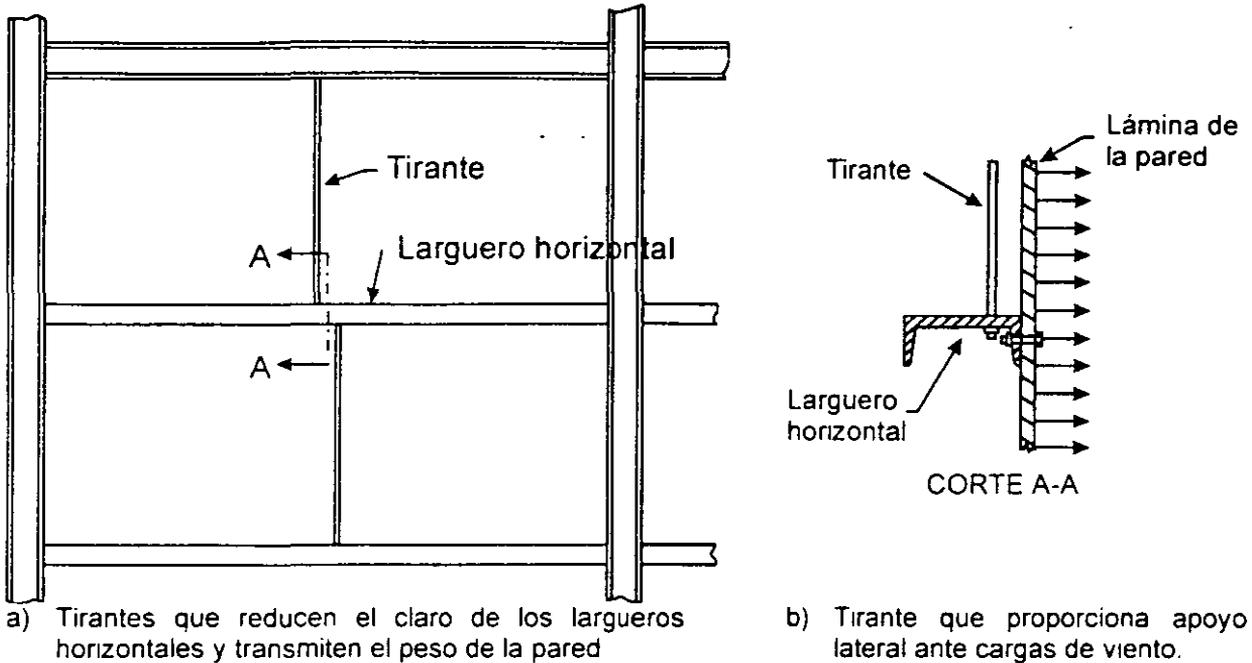


Fig. 1.3 Empleo de tirantes en las fachadas de edificios industriales.

En edificios urbanos se emplean también, con frecuencia, contraventeos verticales, para evitar posibles problemas de pandeo de entrepiso o de la estructura completa, y para resistir fuerzas horizontales. Si la construcción tiene cierta altura y, sobre todo, si está situada en una zona sísmica, no conviene que sólo trabajen las diagonales que están en tensión, por lo que, si el contraventeo es en "X" o en "V", los dos elementos que lo componen se diseñan para que resistan, entre los dos, la fuerza horizontal. Es decir, trabajan en tensión y compresión alternadas. En esas condiciones las diagonales resultan bastante robustas, y su diseño queda regido por la fuerza de compresión (Fig. 1.4). Lo mismo sucede cuando se usan diagonales sencillas.

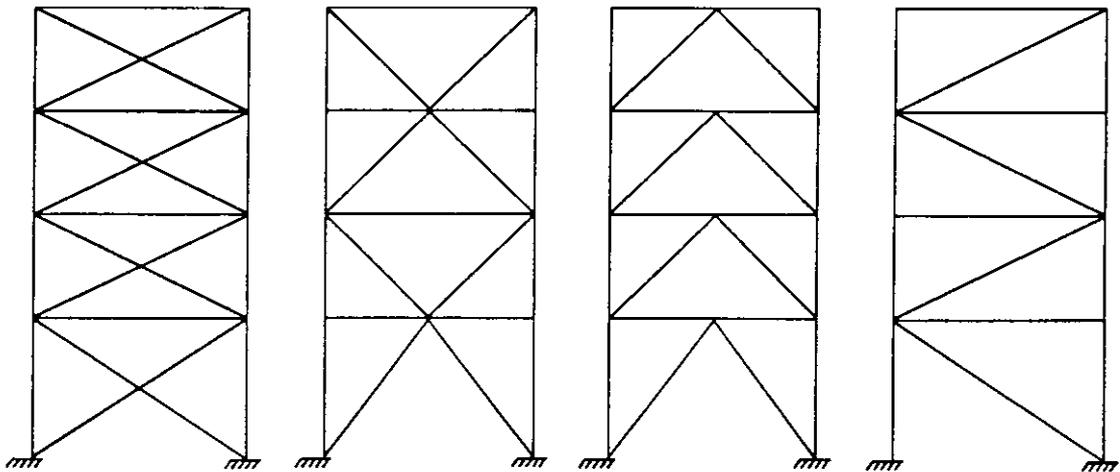


Fig. 1.4 Ejemplos de contraventeos verticales en edificios de varios pisos.

Las barras en tensión se emplean también en cuerdas, diagonales y montantes de armaduras para puentes, techos de bodegas y fábricas, y vigas de alma abierta en

edificios urbanos (Fig. 1.5), así como en torres de transmisión de energía eléctrica (Fig. 1.6). En armaduras ligeras es común el uso de ángulos, generalmente en pares, pero en estructuras robustas se emplean barras de cualquier sección transversal.

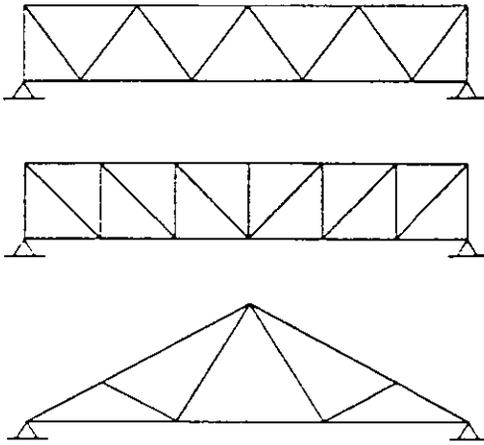


Fig. 1.5 Armaduras para puentes y edificios urbanos o industriales.

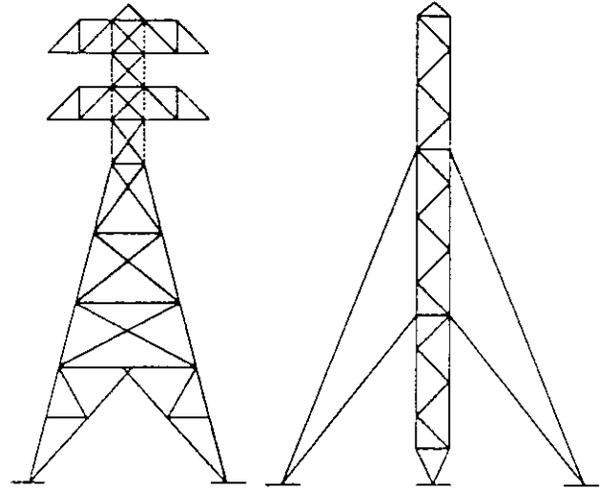


Fig. 1.6 Torres de transmisión de energía eléctrica y de comunicaciones.

También se usan elementos en tensión, con frecuencia cables, en puentes colgantes y atirantados, en cubiertas colgantes, y para resistir los coceos de arcos y marcos rígidos (Fig. 1.7).

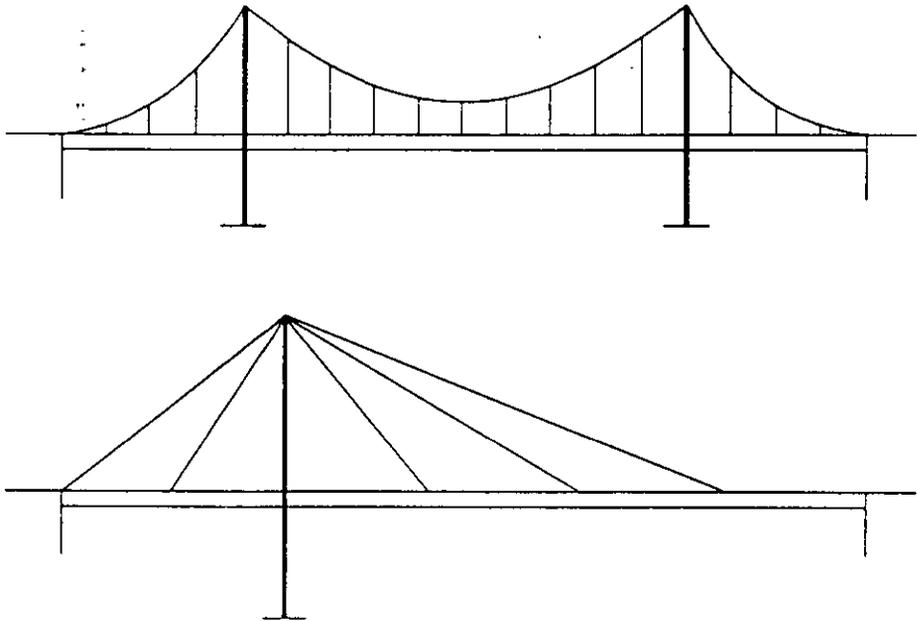


Fig. 1.7 Puentes colgantes y atirantados.

1.3 SECCIONES.

Para un acero dado, la resistencia de una barra en tensión axial depende sólo del área de sus secciones transversales; las propiedades geométricas restantes carecen de

importancia. Los criterios que determinan la elección del perfil son la magnitud de las fuerzas que ha de resistir y la mayor o menor facilidad con que pueda unirse al resto de la estructura.

Casi todos los perfiles existentes se usan como tirantes (Fig. 1.8): varillas en contraventeos de estructuras ligeras y largueros de techo o pared, ángulos sencillos o dobles, tés, canales aisladas o en pares, secciones H, laminadas o formadas por placas, en armaduras de distintos tipos, cables en puentes colgantes y atirantados y en cubiertas colgantes, perfiles de lámina delgada de diversas características geométricas.

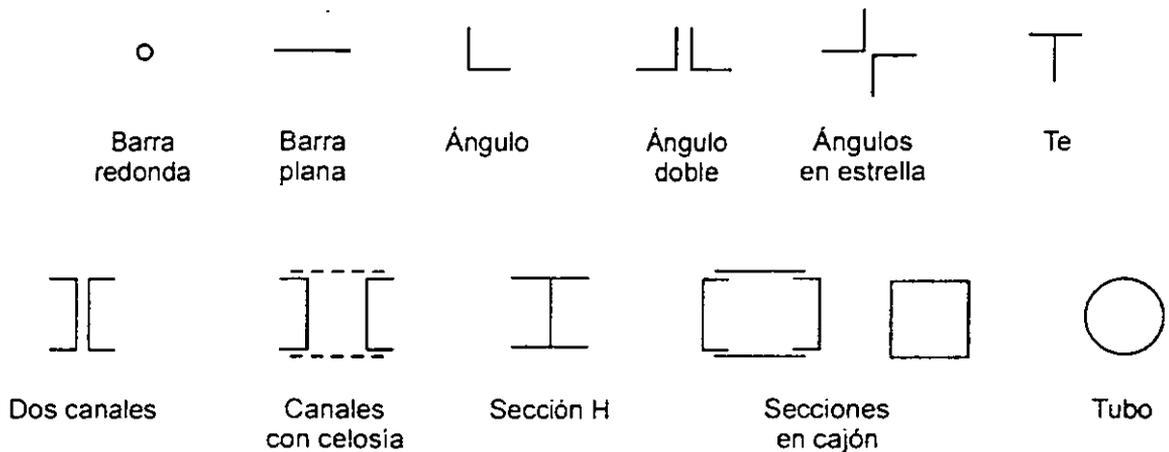


Fig. 1.8 Secciones transversales de miembros en tensión.

También se emplean secciones circulares, cuadradas o rectangulares huecas, laminadas o hechas con placas, y miembros formados por dos o más perfiles unidos entre sí; los elementos en cajón y los compuestos suelen ser difíciles de conectar (Fig. 1.8).

1.4 COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS EN TENSION.

El comportamiento de una barra en tensión se describe con una gráfica acción-deformación, que relaciona la acción más significativa con un parámetro representativo de las deformaciones; la gráfica se traza para cargas crecientes, hasta la falla. La curva de interés relaciona los esfuerzos (o las fuerzas) con los alargamientos.

La gráfica esfuerzo (o fuerza)-alargamiento de un miembro en tensión es parecida a la de una probeta; sin embargo, hay diferencias importantes entre las dos. En la Fig. 1.9 se muestra la gráfica de una probeta y la parte inicial, agrandada, de la curva correspondiente a un miembro. La parte inicial muestra que, para solicitaciones pequeñas, la respuesta es elástica: si el miembro se descarga recupera la forma y dimensiones iniciales. El flujo plástico en zonas localizadas se inicia antes de que se alcance el límite de fluencia determinado con la probeta, debido a excentricidades inevitables en las cargas, variaciones en las dimensiones de las secciones transversales, agujeros o defectos que ocasionan concentraciones de esfuerzos, y esfuerzos residuales de laminación o creados durante la fabricación de la estructura;

comienza una zona de "flujo plástico restringido", que termina cuando todo el material fluye plásticamente. A partir de aquí, los alargamientos crecen bajo carga constante, hasta que las fibras empiezan a endurecerse por deformación, y la resistencia vuelve a aumentar. La región de "flujo plástico no restringido" define un límite de utilidad estructural del miembro, pero éste tiene una capacidad adicional de carga considerable. El otro estado límite de carga corresponde a la resistencia máxima.

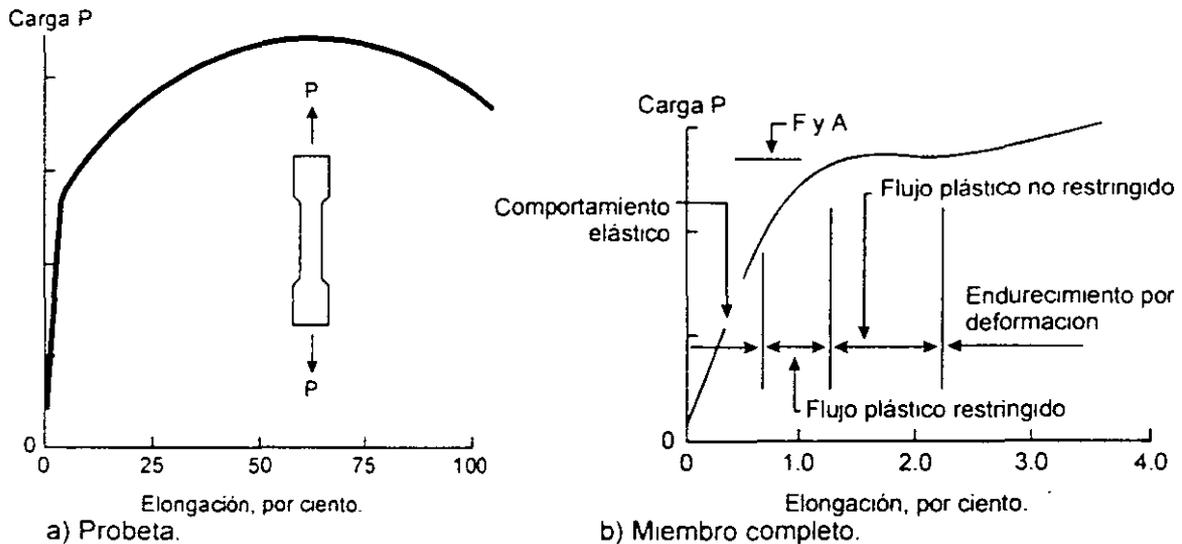


Fig. 1.9 Gráfica fuerza-deformación de una probeta y un miembro en tensión.

Un miembro en tensión sin agujeros alcanza el límite de utilidad estructural cuando entra en la región de flujo plástico no restringido, pues experimenta alargamientos inadmisibles, al deformarse plásticamente todo el material que lo compone. Este modo de falla es dúctil.

Si la barra está atornillada al resto de la estructura, los agujeros para los tornillos producen concentraciones de esfuerzos, pero la ductilidad de los aceros estructurales comunes es tal que, bajo carga estática y a temperaturas ordinarias, las concentraciones desaparecen, por redistribución plástica de esfuerzos, antes de que se alcance la resistencia última; el efecto de los agujeros se reduce a la pérdida de área que ocasionan en algunas secciones transversales.

Cuando la carga excede la que produce el flujo plástico en la sección neta (descontados los agujeros), el material fluye plásticamente, pero en una longitud muy pequeña, por lo que se llega al endurecimiento por deformación sin que el alargamiento de la barra sea excesivo. A menos que el miembro falle antes por flujo plástico en la sección total, la resistencia se agota cuando se rompe la sección neta crítica, bajo esfuerzos cercanos a la resistencia última en tensión del material. La falla es frágil.

1.5 ESTADOS LÍMITE.

De acuerdo con la filosofía del diseño elástico, la aparición del esfuerzo de fluencia en un punto cualquiera de una sección transversal constituye el límite de utilidad estructural de una barra en tensión. Sin embargo, si el comportamiento es dúctil, la iniciación del flujo plástico en una zona de concentración de esfuerzos ocasionada, por ejemplo, por un agujero, tiene poco significado en la resistencia real del miembro, mientras que la fuerza que produce su plastificación total sí constituye un límite de utilidad estructural, pues ocasiona elongaciones grandes e incontrolables que, además, pueden precipitar la falla del sistema del que forma parte la barra. Así, aunque la resistencia a la ruptura suele ser mayor que el producto del área de la sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material, a causa principalmente del endurecimiento por deformación que precede a la ruptura, el flujo plástico general del miembro constituye un estado límite de falla.

Por otro lado, si la barra en tensión se une al resto de la estructura con remaches o tornillos, sus extremos se debilitan por los agujeros que se requieren para colocarlos y, dependiendo de la reducción de área ocasionada y de las características mecánicas del acero, el miembro puede fallar por fractura en el área neta bajo una fuerza menor que la que ocasionaría el flujo plástico de la sección total. La fractura en la sección neta constituye un segundo estado límite de falla. Se presenta una situación semejante cuando el miembro en tensión está conectado al resto de la estructura a través de algunas de las partes que lo componen, pero no de todas, aunque la conexión sea soldada.

Los agujeros no se tienen en cuenta cuando se revisa el flujo plástico generalizado porque, por las pequeñas dimensiones de la parte del miembro en la que están situados, influyen poco en él. Además, en esa zona se llega pronto al endurecimiento por deformación, por lo que el flujo plástico del área neta no constituye tampoco un estado límite de interés.

1.6 RESISTENCIA DE DISEÑO (refs. 1.1, 1.3).

La resistencia de diseño R_t de un elemento estructural en tensión es el menor de los valores que corresponden a los estados límite de flujo plástico en la sección total y de fractura en el área neta.

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total:

$$\begin{aligned} F_R &= 0.90 \\ R_t &= A_t F_y F_R \end{aligned} \quad (1.1)$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$\begin{aligned} F_R &= 0.75 \\ R_t &= A_e F_u F_R \end{aligned} \quad (1.2)$$

A_t es el área total de la sección transversal del miembro, A_e el área neta efectiva, F_y el esfuerzo de fluencia mínimo garantizado del material y F_u su esfuerzo mínimo de ruptura en tensión. Tomando A_t y A_e en cm^2 , y F_y y F_u en kg/cm^2 , R_t se obtiene en kg.

La diferencia entre los factores de resistencia F_R especificados para las dos formas de falla refleja la tendencia general, en el diseño de estructuras, de contar con factores de seguridad mayores contra las fallas de tipo frágil que contra las dúctiles.

El modo de falla depende de la relación entre el área neta efectiva y el área total y de las propiedades mecánicas del acero. La frontera entre los modos queda definida por la condición $0.90A_tF_y = 0.75A_eF_u$ (los miembros de la igualdad son las resistencias correspondientes a los dos estados límite, ecs. 1.1 y 1.2). Cuando $A_e/A_t \geq 1.2F_y/F_u$, la falla es por flujo plástico general, mientras que si $A_e/A_t < 1.2F_y/F_u$ el estado límite es el de fractura en la sección neta.

Los dos estados límite mencionados corresponden a barras que tienen un comportamiento dúctil hasta la falla; la situación cambia por completo cuando se pierde la ductilidad, lo que puede suceder si el miembro trabaja a temperaturas muy bajas, bajo cargas que producen impacto, o queda sometido a un número muy elevado de ciclos de carga y descarga que ocasionan una falla por fatiga.

En diseño por esfuerzos permisibles, el esfuerzo permisible no debe exceder de $0.60F_y$ en el área total ni de $0.50F_u$ en el área neta efectiva (ref. 1.2).

EJEMPLO 1.1 Determine la resistencia de diseño de la placa de 20 cm x 2.5 cm de la Fig. E1.1-1. Los esfuerzos de fluencia y de ruptura en tensión del acero son 2530 y 4100 Kg/cm^2 , respectivamente. Los tornillos tienen un diámetro de 2.22 cm (7/8"), y los agujeros son punzonados.

$$\text{Área total: } A_t = 20 \times 2.5 = 50.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área neta: } A_e = 50.0 - 2(2.22 + 0.3)2.5 = 37.4 \text{ cm}^2$$

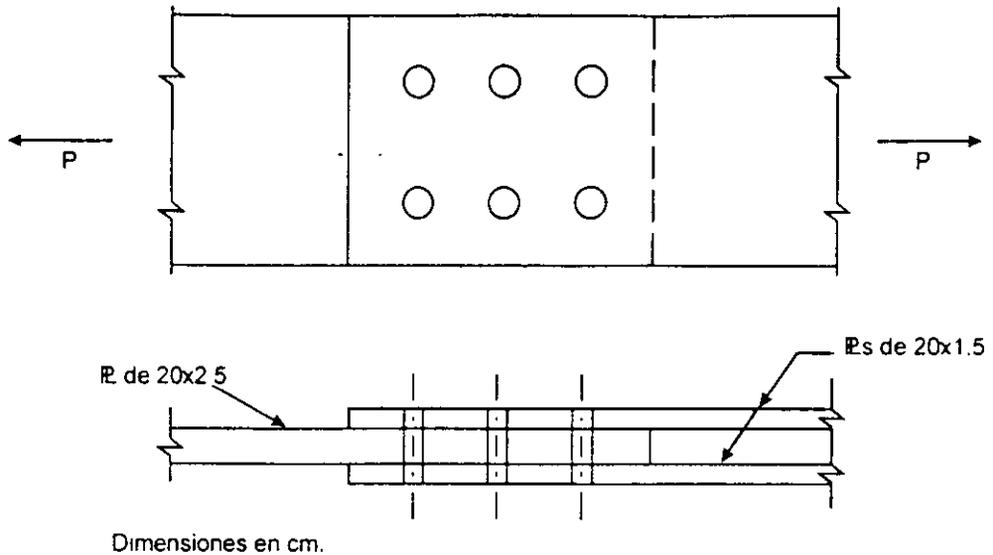


Fig. E1.1-1 Placa en tensión.

En el cálculo del área neta se considera que los agujeros tienen un diámetro 3 mm mayor que el de los tornillos (sec. 1.8.1).

El área neta efectiva A_e es igual a A_n en este caso (sec. 1.8.2).

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total (ec. 1.1):

$$R_t = A_t F_y F_R = 50.0 \times 2530 \times 0.9 \times 10^{-3} = 113.9 \text{ Ton}$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta (ec. 1.2):

$$R_t = A_e F_u F_R = 37.4 \times 4100 \times 0.75 \times 10^{-3} = 115.0 \text{ Ton}$$

La resistencia de diseño es de 113.9 Ton; es crítico el estado límite de flujo plástico en la sección total.

Como primer paso en la solución del problema podría determinarse el modo de falla, y después se utilizaría sólo la ecuación correspondiente:

$$A_e/A_t = 37.4/50.0 = 0.75; \quad 1.20 F_y/F_u = 1.2 \times 2530/4100 = 0.74$$

Como $A_e/A_t > 1.20 F_y/F_u$, el estado límite es el de flujo plástico en la sección total.

En problemas de diseño se suelen calcular las dos resistencias, y se toma la menor como resistencia de diseño.

1.7 RELACIONES DE ESBELTEZ.

La esbeltez no influye en la resistencia de los miembros en tensión por lo que, desde ese punto de vista, no es necesario imponer ningún límite; si el elemento es una varilla o un cable, puede tener una esbeltez cualquiera. En miembros de otros tipos conviene no exceder un límite superior, para obtener cierta rigidez, que facilite su manejo y

ayude a evitar movimientos laterales o vibraciones indeseables bajo solicitaciones variables, como las inducidas por viento, sismo o, en estructuras industriales, por el movimiento de grúas u otros equipos.

En la ref. 1.1 se indica que la relación de esbeltez L/r de miembros en tensión puede tener cualquier valor, pero conviene que no pase de 240 en miembros principales ni de 300 en contraventeos y otros miembros secundarios, especialmente cuando estén sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones. Las tres referencias 1.2, 1.3 y 1.4 fijan el mismo límite, 300, pero en las dos primeras se proporciona únicamente como una recomendación, mientras que de acuerdo con la última es obligatorio, a menos que se utilicen otros medios para controlar la flexibilidad, las vibraciones y las deformaciones transversales de una manera compatible con las condiciones de servicio, o se demuestre que esos factores no influyen en el comportamiento de la estructura o del conjunto del que forma parte el miembro en consideración.

A los cables y a las varillas se les suele dar una pretensión, para evitar vibraciones y deflexiones excesivas.

En miembros cuyo diseño está regido por solicitaciones sísmicas pueden ser necesarias restricciones más severas en las relaciones de esbeltez, que dependerán de los requisitos de ductilidad que deba cumplir el sistema estructural que resista las fuerzas horizontales:

1.8 ÁREAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES.

El área total de un miembro, A_t , es el área completa de su sección transversal, igual a la suma de los productos del grueso por el ancho de todos los elementos (patines, almas, alas, placas) que componen la sección, medidos en un plano perpendicular al eje del miembro. En ángulos, el ancho se toma igual a la suma de los anchos de las dos alas, menos el grueso.

Aunque la definición anterior es la que se usa en las refs. 1.1 a 1.4, no es del todo correcta cuando se aplica a perfiles laminados (a diferencia de los formados por placas soldadas), pues ignora el grueso variable de algunos elementos planos, las zonas curvas entre ellos, y sus bordes redondeados.

1.8.1 Área neta.

La presencia de un agujero, aunque esté ocupado por un remache o tornillo, incrementa los esfuerzos en un elemento en tensión, pues disminuye el área en la que se distribuye la carga, y ocasiona concentraciones de esfuerzos en sus bordes (Las uniones con tornillos de alta resistencia diseñadas por fricción son una excepción). Este efecto no se manifiesta en elementos comprimidos, en los que la fuerza se transmite por contacto directo con los remaches o tornillos.

El incremento de esfuerzos en los bordes del agujero, en el intervalo elástico, puede ser varias veces mayor que el esfuerzo medio; sin embargo, se supone que en la cercanía de la falla la fuerza se distribuye uniformemente en el área neta (es decir, en la que queda cuando se descuenta la que se pierde por el agujero), lo que es correcto en materiales dúctiles, como los aceros estructurales, por la redistribución de esfuerzos que precede a la ruptura.

La discusión anterior sólo es válida para miembros sujetos a cargas casi estáticas. Bajo condiciones que propicien fallas por fatiga, o cuando las cargas se aplican casi instantáneamente, como sucede durante un evento sísmico, el elemento puede romperse sin redistribución de esfuerzos; en esos casos han de tomarse todas las medidas posibles para minimizar las concentraciones de esfuerzos, además de disminuir los esfuerzos de diseño o la amplitud de sus variaciones; sin embargo, tampoco se calculan los incrementos de los esfuerzos en la cercanía del agujero.

El área neta de la sección transversal de un elemento en tensión, o simplemente, el "área neta", es igual al área total de la sección menos la que se pierde por los agujeros. Se obtiene sumando los productos del grueso de cada una de las partes por su ancho neto, que se determina como sigue:

- El ancho de los agujeros para remaches o tornillos se toma 1.5 mm mayor que el tamaño nominal del agujero, medido normalmente a la dirección de los esfuerzos.
- Cuando hay varios agujeros en una normal al eje de la pieza, el ancho neto de cada parte de la sección se obtiene restando al ancho total la suma de los anchos de los agujeros.
- Cuando los agujeros están dispuestos en una línea diagonal respecto al eje de la pieza, o en zigzag, deben estudiarse todas las trayectorias de falla posibles, para determinar a cuál le corresponde el ancho neto menor, que es el que se utiliza para calcular el área neta. El ancho neto de cada parte, correspondiente a cada trayectoria, se obtiene restando del ancho total la suma de los anchos de todos los agujeros que se encuentran en la trayectoria escogida, y sumando, para cada espacio entre agujeros consecutivos, la cantidad $s^2/4g$, donde s es la separación longitudinal, centro a centro, entre los dos agujeros considerados (paso) y g es la separación transversal, centro a centro, entre ellos (gramil).

El ancho total de ángulos se toma igual a la suma de los anchos de las dos alas menos el grueso. La distancia transversal entre agujeros situados en alas opuestas es igual a la suma de los dos gramiles, medidos desde los bordes exteriores del ángulo, menos el grueso.

Al determinar el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura no se tiene en cuenta el metal de aportación.

Cuando los agujeros están colocados sobre rectas normales al eje de la pieza la sección neta crítica es la que pasa a través de ellos; por ejemplo, en la placa de la Fig. 1.10a es la sección AB.

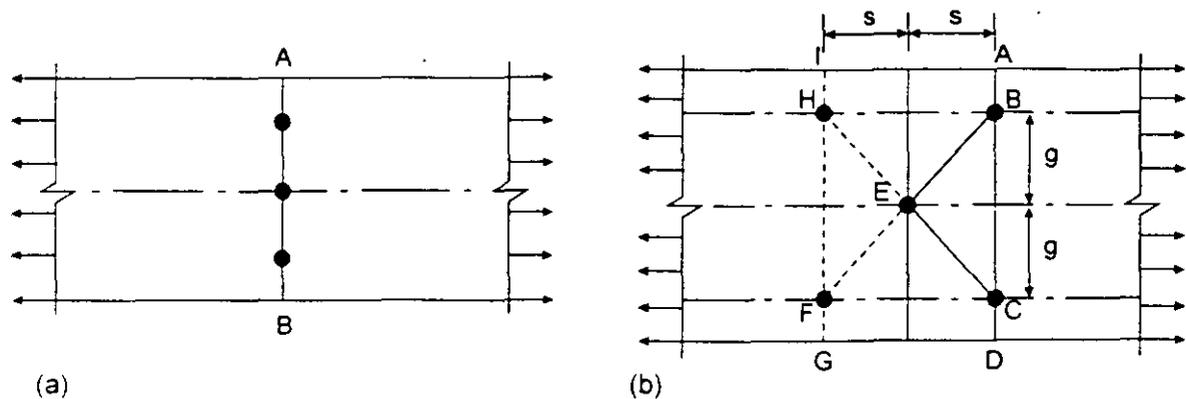


Fig. 1.10 Posibles trayectorias de falla en una placa agujerada en tensión.

En cambio, cuando están dispuestos en diagonal o en zigzag hay varias líneas de falla posibles y, en general, a simple vista no se sabe cual es la crítica, por lo que se determina el ancho neto correspondiente a cada una de ellas y se utiliza el menor para calcular el área neta.

En la Fig. 1.10b se muestran todas las trayectorias de falla posibles de una placa con cinco agujeros; basta estudiar dos, la ABCD, normal a la línea de acción de las fuerzas de tensión, y la ABECD, en zigzag, pues todas las demás se reducen a alguna de ellas.

Los métodos prácticos que se utilizan para incluir el efecto de agujeros en zigzag en el diseño de piezas en tensión son empíricos; el que se recomienda en el párrafo 1.8.1c, propuesto en 1922 y revisado en varias ocasiones posteriores (ref. 1.5), es un procedimiento sencillo cuyos resultados concuerdan aceptablemente con los obtenidos en pruebas de laboratorio. Se recomienda en las refs. 1.1 a 1.4.

Por las razones mencionadas arriba, suelen despreciarse las concentraciones de esfuerzos que se originan en la vecindad de los agujeros.

El procedimiento empleado para hacer las perforaciones constituye uno de los aspectos críticos de las estructuras remachadas o atornilladas; el material que rodea a los agujeros punzonados pierde ductilidad y puede contener grietas diminutas, que constituyen puntos potenciales de iniciación de fallas; ese material endurecido debe eliminarse cuando puedan presentarse fracturas de tipo frágil o por fatiga bajo cargas de servicio.

Cuando las cargas son predominantemente estáticas, el efecto mencionado en el párrafo anterior se toma en cuenta calculando el área neta de las piezas en tensión con la suposición de que el ancho de los agujeros es 1.5 mm mayor que el nominal, medido normalmente a la dirección de los esfuerzos. Por consiguiente, en el cálculo de áreas netas se supone que los agujeros estándar tienen un diámetro 3 mm mayor que el de los remaches o tornillos, puesto que el diámetro real de los agujeros es 1.5 mm más grande que el del sujetador.

Si el grueso del material es mucho mayor que el diámetro del tornillo, es difícil punzonar agujeros del tamaño necesario sin deformar excesivamente el acero que los rodea, por lo que suelen subpunzonarse, con un diámetro 5 mm menor que el requerido, y taladrarse después al tamaño final, con las piezas que van a unirse ensambladas. En estos casos, así como cuando los agujeros se taladran desde un principio, es muy poco el material que se daña, por lo que no es necesario sustraer los 1.5 mm correspondientes a deterioro de los bordes.

EJEMPLO 1.2 Determine el área neta crítica de la placa de la Fig. E1.2-1. La placa es de 2.0 cm de grueso, y los tornillos de 1.9 cm (3/4") de diámetro. Los agujeros son punzonados.

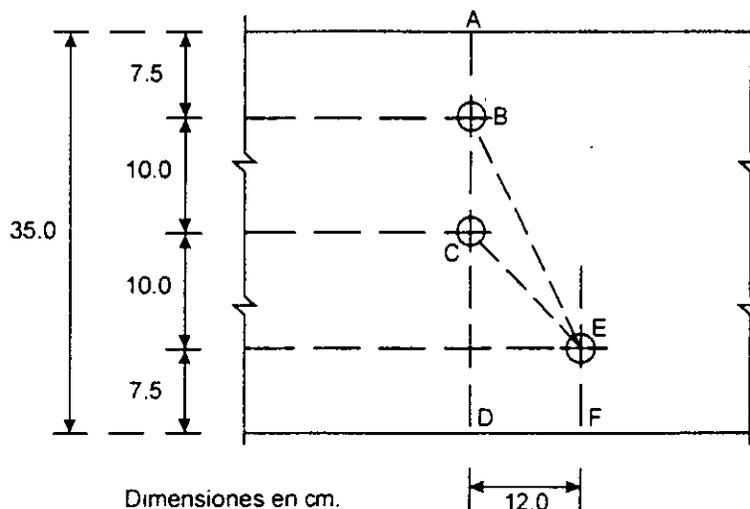


Fig. E.1.2-1 Placa del ejemplo 1.2.

Hay tres posibles trayectorias de falla: ABCD, ABCEF y ABEF.

Los agujeros deben considerarse de un diámetro igual a $1.9 + 0.3 = 2.2$ cm.

Los anchos netos correspondientes a los tres casos son:

$$ABCD: \quad 35 - 2 \times 2.2 = \quad \quad \quad 30.60 \text{ cm}$$

$$ABCEF: \quad 35 - 3 \times 2.2 + 12^2 / (4 \times 10) = \quad \quad \quad 32.00 \text{ cm}$$

$$ABEF: \quad 35 - 2 \times 2.2 + 12^2 / (4 \times 20) = \quad \quad \quad 32.40 \text{ cm}$$

La trayectoria crítica es la ABCD, luego:

$$A_n = 30.60 \times 2.0 = 61.2 \text{ cm}^2$$

Por simple inspección se advierte que la trayectoria ABEF no es crítica en este caso, pues es más larga que la ABCD, y en las dos se restan dos agujeros.

EJEMPLO 1.3 El ángulo de la Fig. E.1.3-1 es de 15.2 x 2.2 cm (6" x 7/8"), y los tornillos son de 2.2 cm (7/8") de diámetro, colocados en agujeros punzonados. Determine el área neta crítica.

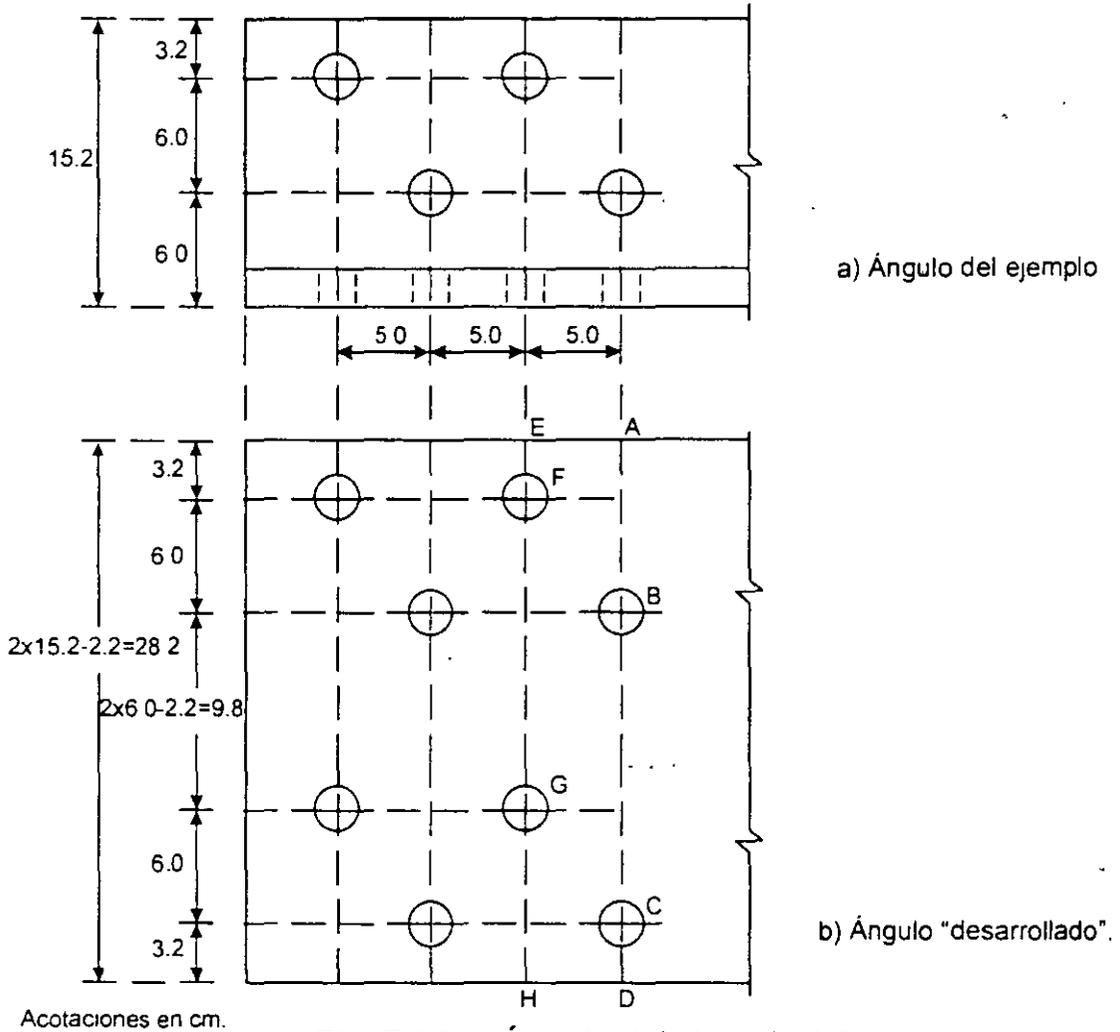


Fig. E.1.3-1 Ángulo del ejemplo 1.3.

Las posibles trayectorias de falla son ABCD, EFBCD y EFBGCD. EFBGH no puede ser crítica, porque en ella se descuentan tres agujeros, y es más larga que la EFBCD, en la que también se descuentan tres agujeros.

El ancho del ángulo desarrollado es: $15.2 \times 2 - 2.2 = 28.2$ cm.

El diámetro de cada agujero se toma igual a $2.2 + 0.3 = 2.5$ cm.

Anchos netos:

$$ABCD: \quad 28.2 - 2 \times 2.5 = \quad \quad \quad 23.20 \text{ cm}$$

$$EFBCD: \quad 28.2 - 3 \times 2.5 + \frac{5^2}{4 \times 6.0} = \quad \quad \quad 21.74 \text{ cm}$$

$$EFBGCD: \quad 28.2 - 4 \times 2.5 + 2 \times \frac{5^2}{4 \times 6.0} + \frac{5^2}{4 \times 9.8} = 20.92 \text{ cm}$$

La trayectoria crítica es la EFBGCD:

$$A_n = 20.92 \times 2.2 = 46.03 \text{ cm}^2$$

1.8.2 Área neta efectiva.

No todos los miembros que trabajan en tensión pueden desarrollar un esfuerzo medio en la sección neta igual a la resistencia a la ruptura del acero. Las reducciones en resistencia pueden expresarse en términos de la eficiencia de la sección neta, definida como la relación entre el esfuerzo medio en el instante de la fractura y el esfuerzo de ruptura obtenido ensayando una probeta del material.

Los factores principales de los que depende la eficiencia de la sección neta son la ductilidad del metal, el método que se emplee para hacer los agujeros, el cociente del gramil, g , entre el diámetro, d , del tornillo o remache, la relación entre el área neta y el área de apoyo sobre el sujetador y, sobre todo, la distribución del material de la sección transversal de la barra, con respecto a las placas de unión, u otros elementos que se utilicen para conectarla (ref. 1.5).

La mayor parte de los aspectos anteriores se tienen en cuenta de una manera implícita; por ejemplo, los aceros que se emplean en construcción son suficientemente dúctiles para que su eficiencia, respecto a esta propiedad, sea del 100 por ciento, y los esfuerzos permisibles de contacto entre el material y los sujetadores se escogen de manera que ese fenómeno tampoco influya en la eficiencia de la sección neta.

El último factor, que es el más importante, si se considera explícitamente en las especificaciones para diseño (refs. 1.1 a 1.4); la posición de los planos de corte de los tornillos o remaches respecto a la sección transversal del miembro influye significativamente en la eficiencia.

La importancia de este factor se ha demostrado experimentalmente ensayando miembros de acero en tensión, del tipo de los que se usan en diagonales y montantes de armaduras, como el que se muestra en la Fig. 1.11 (refs. 1.6 y 1.7; la ref. 1.5 contiene un resumen de las investigaciones reportadas en ellas). La sección "H" está unida al resto de la estructura a través de los patines.

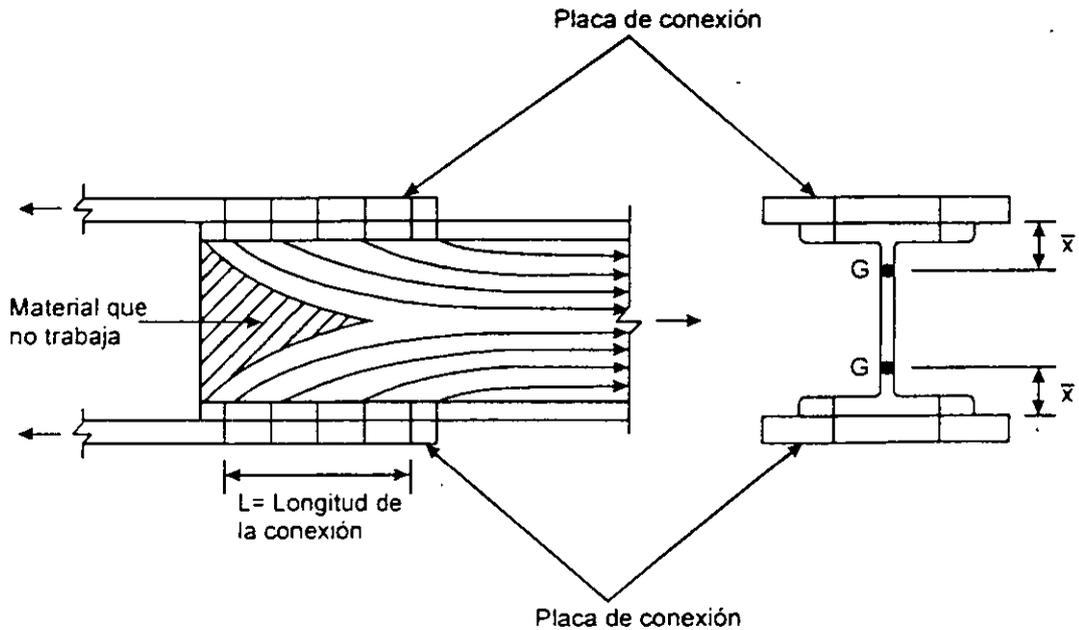


Fig. 1.11 Distribución de esfuerzos en una sección "H" conectada por los patines.

A una cierta distancia de la conexión los esfuerzos son uniformes, pero como no todas las partes del miembro están unidas a las placas, a las que llega, eventualmente, la fuerza total, se originan concentraciones de esfuerzos en las partes conectadas (los patines, en la Fig. 1.11) y disminuciones de los mismos en las que no están unidas directamente (los esfuerzos en el alma disminuyen; hasta anularse en el extremo).

La distribución no uniforme de esfuerzos puede ocasionar una disminución en la eficiencia de la sección neta, ya que algunas de las partes que componen el miembro (las conectadas directamente) tienden a alcanzar su resistencia última antes de que se desarrolle la de la sección completa; la importancia de este fenómeno depende de la geometría de la junta y de las características del material.

Un fenómeno semejante se presenta en ángulos atornillados a una placa (Fig. 1.12).

Hasta ahora sólo se han mencionado conexiones remachadas o atornilladas; sin embargo, también en uniones soldadas los esfuerzos están distribuidos de manera no uniforme cuando la transmisión de fuerzas se efectúa a través de algunas de las partes que componen la barra; la diferencia entre los dos tipos de conexiones está en los agujeros, que no existen en las soldadas.

La pérdida de eficiencia en la sección neta está relacionada con el cociente de la longitud L de la conexión entre la distancia \bar{x} del centro de gravedad de la sección transversal de la barra conectada a la cara en contacto con la placa de unión (Fig. 1.12) (refs. 1.6 y 1.7). En secciones simétricas unidas a dos placas \bar{x} se determina como si estuviesen formadas por dos partes iguales, conectadas a cada placa (Fig. 1.11).

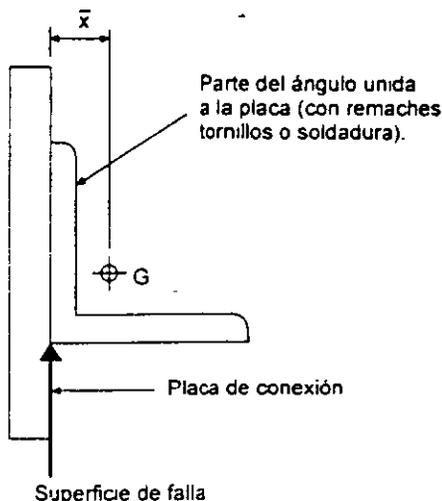


Fig. 1.12 Ángulo conectado en una sola ala.

En las refs. 1.6 y 1.7 se recomienda que la pérdida de eficiencia de la sección neta se tenga en cuenta reduciéndola a una sección neta efectiva, cuya área se determina con la expresión empírica:

$$\text{Área neta efectiva} = A_e = A_n \left(1 - \frac{\bar{x}}{L} \right)$$

A_n es el área neta del miembro, L la longitud de la junta y \bar{x} la distancia entre el plano de cortante y el eje centroidal del elemento conectado.

El factor de reducción del área neta es:

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \leq 0.9 \quad (1.3)$$

La eficiencia aumenta cuando disminuye la excentricidad \bar{x} o crece la longitud de la conexión L .

En las especificaciones AISC de 1986 (ref. 1.8) esta fórmula aparecía en el Comentario, y no incluía el límite superior de 0.9; en 1993 (ref. 1.3) la ec. 1.3 está en el cuerpo de la norma. El límite superior se propone en la ref. 1.9, en vista de que en los estudios experimentales que se han realizado (refs. 1.6 y 1.7) pocas veces se han observado eficiencias mayores de 0.9.

De acuerdo con lo anterior, el área neta efectiva, A_e , de los miembros en tensión se calcula como sigue:

1. Cuando los remaches, tornillos o soldaduras transmiten la fuerza de tensión a cada uno de los elementos que constituyen la sección transversal del miembro, proporcionalmente a sus áreas respectivas, el área neta efectiva A_e es igual al área neta A_n .

2. Cuando los remaches, tornillos o soldaduras transmiten la fuerza de tensión a través de algunos de los elementos que constituyen la sección transversal del miembro, pero no de todos, el área neta efectiva A_e es:

$$A_e = AU \quad (1.4)$$

En esta expresión,

A = Área que se define más adelante.

U = Coeficiente de reducción = $1 - (\bar{x}/L) \leq 0.9$, o como se indica en c ó d.

\bar{x} = Excentricidad de la conexión.

L = Longitud de la conexión en la dirección de la carga.

Se pueden utilizar valores mayores de U si se justifican experimentalmente o con otro criterio racional.

- a) Cuando la fuerza de tensión se transmite con remaches o tornillos:

$A = A_n$ = área neta del miembro.

- b) Cuando la fuerza de tensión se transmite con soldaduras longitudinales a un elemento estructural que no sea una placa, o con soldaduras longitudinales y transversales combinadas:

$A = A_t$ = área total del miembro.

- c) Cuando la transmisión se hace sólo con soldaduras transversales:

A = área de los elementos conectados directamente.

$U = 1.0$

Esta condición sólo es aplicable cuando se usan soldaduras de penetración completa o parcial, pues si son de filete rige su resistencia al corte, aunque se empleen filetes del mayor tamaño posible (el grueso de la placa), cualquiera que sea el tipo de acero o la resistencia del electrodo (ref. 1.9).

- d) Cuando la fuerza de tensión se transmite a una placa por medio de soldaduras longitudinales colocadas a lo largo de los dos bordes y del extremo de la placa, si $L \geq w$:

A = área de la placa.

Si $L \geq 2w$ $U = 1.00$

Si $2w > L \geq 1.5w$ $U = 0.87$

Si $1.5w > L \geq w$ $U = 0.75$

L es la longitud de la soldadura y w el ancho de la placa (distancia entre cordones de soldadura).

En un perfil dado, conectado de una manera determinada, \bar{x} es una propiedad geométrica; es igual a la distancia entre el plano de conexión, que es una cara del miembro, y el centroide de éste (Fig. 1.13); en casos particulares, el "miembro" puede ser una porción de la sección transversal. La longitud de la conexión, L , depende del número de sujetadores mecánicos, o de la longitud de la soldadura, que se requieran para transmitir la fuerza de tensión. En uniones remachadas o atornilladas L es la distancia, paralela a la línea de acción de la fuerza, entre el primero y el último de los sujetadores colocados en la hilera que tenga el número mayor de remaches o tornillos; cuando estén en tresbolillo, se toma la dimensión exterior (Fig. 1.14). En conexiones

soldadas L es la longitud del miembro que esté soldado, medida paralelamente a la línea de acción de la fuerza; su valor no cambia si se coloca una soldadura transversal además de las longitudinales, pues la resistencia a la ruptura no se modifica substancialmente (Fig. 1.15).

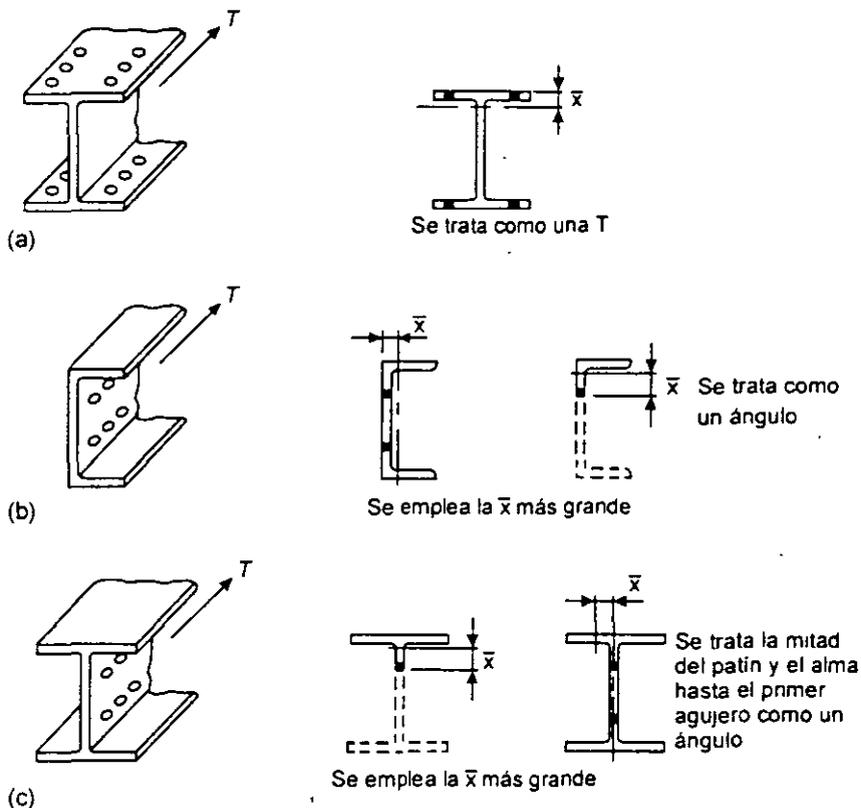


Fig. 1.13 Determinación de \bar{x} .

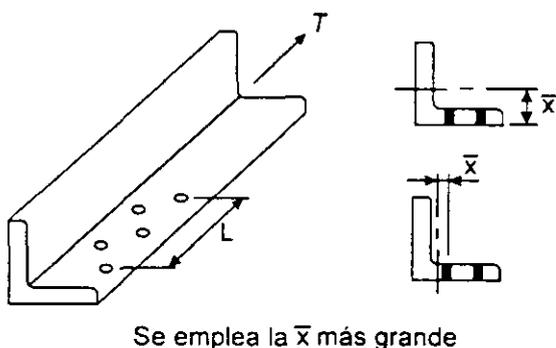


Fig. 1.14 Ángulo con agujeros en tresbolillo.

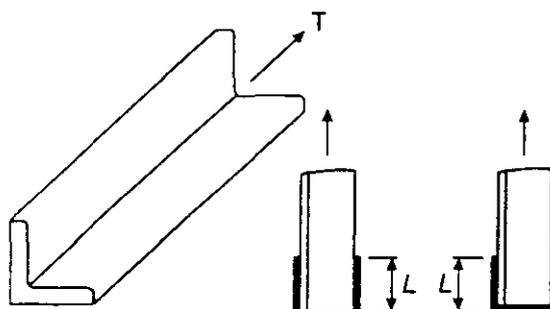


Fig. 1.15 Determinación de L en uniones soldadas.

En conexiones remachadas o atornilladas de secciones "H" o "I", y de tés obtenidas de ellas, se han propuesto valores aproximados del coeficiente U , que pueden utilizarse en lugar de los calculados con la ec. 1.3 (refs. 1.1, 1.3 y 1.8):

- a) Secciones laminadas o soldadas "H" o "I", con patines de ancho no menor que 2/3 del peralte, y tés estructurales obtenidas de ellas o formadas por dos placas

soldadas, conectadas por los patines, con tres o más conectores en cada línea en la dirección de la fuerza: $U = 0.90$.

- b) Secciones laminadas o soldadas "H" o "I" que no cumplan las condiciones del párrafo anterior, tés estructurales obtenidas de ellas o formadas por dos placas soldadas, y todas las secciones restantes, incluidas las hechas con varias placas, con tres o más conectores en cada línea en la dirección de la fuerza: $U = 0.85$.
- c) Todos los miembros que tengan sólo dos sujetadores en la dirección de la fuerza: $U = 0.75$.

No se tiene información suficiente para proponer un valor de U cuando todas las líneas tienen un solo tornillo o remache, pero es probablemente conservador tomar A_e igual al área neta del elemento conectado (ref. 1.3).

1.9 RESISTENCIA A LA RUPTURA POR CORTANTE Y TENSIÓN COMBINADAS ("*Block shear rupture strength*").

Esta posible forma de falla debe revisarse cuando se diseñan conexiones de miembros en tensión, placas de nudo de armaduras que reciben diagonales o montantes en tensión, y otros elementos estructurales en los que puede presentarse este estado límite.

El fenómeno se identificó por primera vez a mediados de la década de los 70, al estudiar experimentalmente el comportamiento de vigas despatinadas, conectadas, para transmitir fuerza cortante, por medio de tornillos y ángulos adosados al alma (ref. 1.10); en la Fig. 1.16a se muestra el extremo de una viga de ese tipo. La resistencia de la conexión proviene de una combinación de la capacidad para resistir tensión en un plano y cortante en otro, perpendicular al primero.

El modo de falla mencionado se ha vuelto más crítico desde 1978, pues en sus especificaciones de ese año el AISC incrementó considerablemente los valores permisibles de los esfuerzos de aplastamiento entre tornillos y placas, con lo que disminuye el número de tornillos y la longitud del alma a través de la que se transmite la fuerza cortante, a menos que se aumente la distancia entre centros de tornillos.

El problema no se limita a las vigas mencionadas arriba; el ángulo en tensión de la Fig. 1.16b, por ejemplo, o la placa a la que está conectado, también pueden fallar por cortante y tensión combinadas, lo mismo que cualquier miembro en tensión de una armadura y el elemento al que esté unido, sea una de las cuerdas o una placa de nudo.

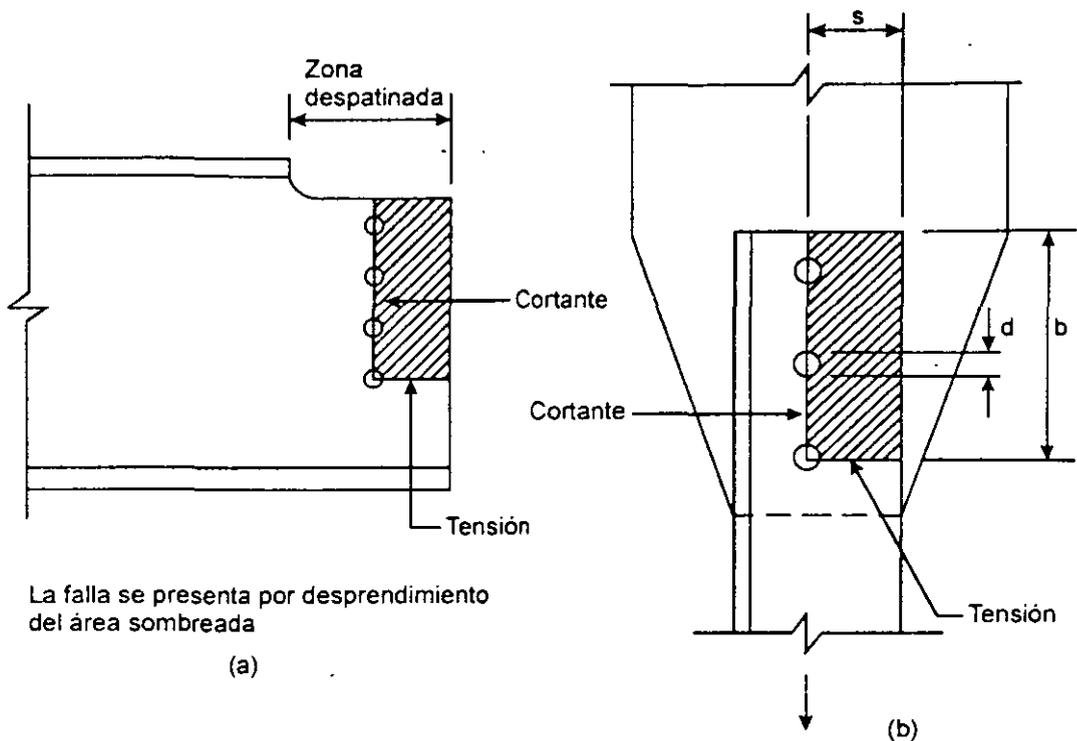


Fig. 1.16 Superficies de ruptura por cortante y tensión combinadas.

Al determinar la resistencia no debe suponerse que los dos planos se fracturan al mismo tiempo, uno en cortante y el otro en tensión, pues esto sucede sólo en casos excepcionales. Se obtiene un modelo analítico más conservador, y que concuerda de manera muy aceptable con resultados experimentales, sumando la resistencia al flujo en un plano con la de ruptura en el otro (refs. 1.3, 1.11 y 1.12); se calculan dos resistencias, una igual a la suma de las resistencias a la ruptura en el área neta en tensión y al flujo plástico por cortante en el área total del plano o planos en cortante, y la otra sumando las resistencias a la ruptura en el área o áreas netas en cortante y al flujo plástico en el área total en tensión.

La resistencia de diseño a la ruptura por cortante y tensión combinadas, se determina con las expresiones (ref. 1.3):

a) Cuando $F_u A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nc}$:

$$F_R (0.6 F_y A_{Tc} + F_u A_{nt}) \quad (1.5)$$

b) Cuando $0.6 F_u A_{nc} > F_u A_{nt}$:

$$F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_y A_{Tt}) \quad (1.6)$$

$$F_R = 0.75$$

A_{Tc} = Área total que trabaja en cortante = bt (Fig. 1.16b).

A_{Tt} = Área total que trabaja en tensión = st (Fig. 1.16b).

A_{nc} = Área neta en cortante.

A_{nt} = Área neta en tensión.

$0.6F_y$ es el esfuerzo de flujo en cortante; proviene de la teoría de Henky-Von Mises: $\tau_y = F_y/\sqrt{3} = 0.58F_y \approx 0.6F_y$. Se supone, además, que el esfuerzo de ruptura en cortante es aproximadamente igual a $0.60F_u$.

El estado límite de ruptura por cortante y tensión combinadas debe revisarse también en la periferia de las uniones soldadas; la resistencia se determina utilizando $F_R = 0.75$ y las áreas de los planos de fractura y flujo plástico.

Las expresiones 1.5 y 1.6 satisfacen la filosofía del diseño de miembros en tensión, en el que se emplea la sección total para revisar el estado límite de flujo plástico y la neta para el estado límite de fractura.

b y s son las longitudes que trabajan en cortante y tensión, respectivamente (Fig. 1.16b) y t es el grueso de la placa. Para calcular las áreas netas de la Fig. 1.16b deben descontarse 2.5 agujeros en la longitud de cortante y 0.5 en la de tensión. De acuerdo con la sección 1.8.1, se utiliza el diámetro nominal mas 1.5 mm.

La expresión que controla el diseño es la que proporciona la resistencia más elevada como se ve estudiando los dos casos extremos de la Fig. 1.17. En el caso (a) la fuerza P es resistida principalmente por cortante; debe considerarse la resistencia a la fractura en los planos de corte, por lo que se utiliza la expresión 1.6. En el caso (b), en cambio, la falla se presenta cuando se fractura el área en tensión, condición descrita por 1.5; si se emplease 1.6, que correspondería a fractura por cortante en el área pequeña y flujo plástico por tensión en la grande, se obtendría un valor menor de la resistencia, y algo semejante sucedería si se aplicase la expresión 1.5 al primer caso.

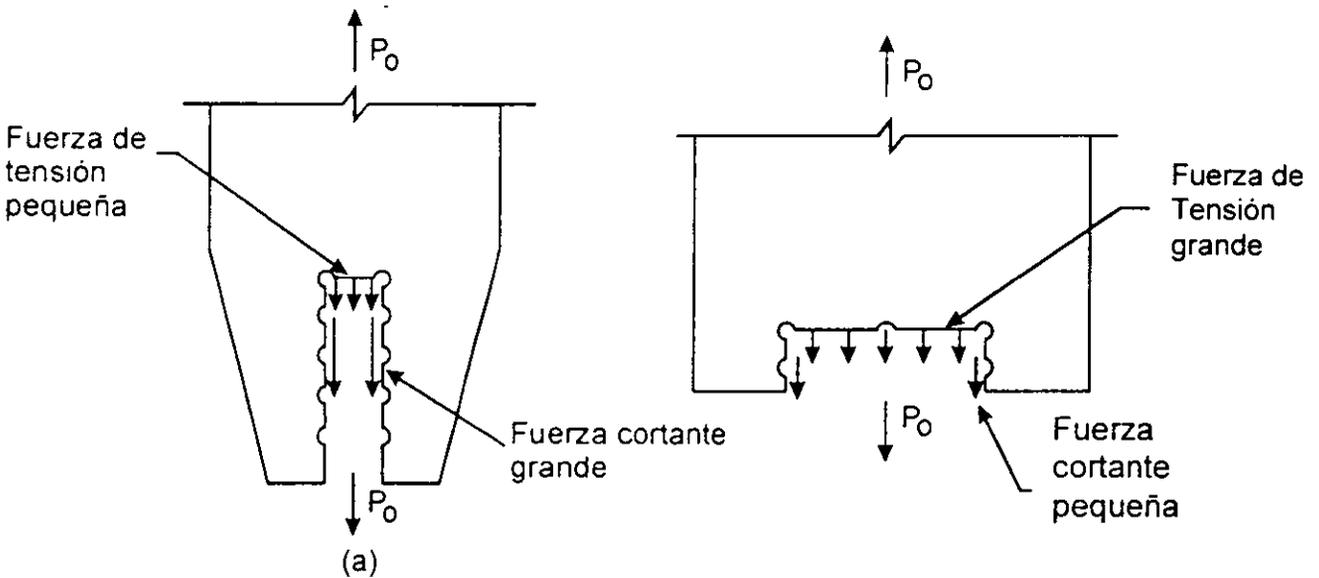


Fig. 1.17 Resistencia a la ruptura.

De hecho, cuando el área de cortante de la Fig. 1.17b tiende a cero, la ec. 1.6 proporciona una resistencia basada únicamente en el flujo plástico del área total en tensión. Sin embargo, la falla por cortante y tensión combinadas es un fenómeno de fractura, no un estado límite de flujo plástico, por lo que en cada caso debe emplearse la fórmula que tiene el término más grande correspondiente a la fractura.

EJEMPLO 1.4 Determine la resistencia de diseño en tensión del ángulo de la Fig. E1.4-1. Los esfuerzos de fluencia y de ruptura en tensión del acero son 2530 y 4100 Kg/cm², respectivamente. El ángulo es de 15.2 cm x 10.2 cm x 0.95 cm (6" x 4" x 3/8"), y los tornillos tienen un diámetro de 2.22 cm (7/8"). Los agujeros son punzonados.

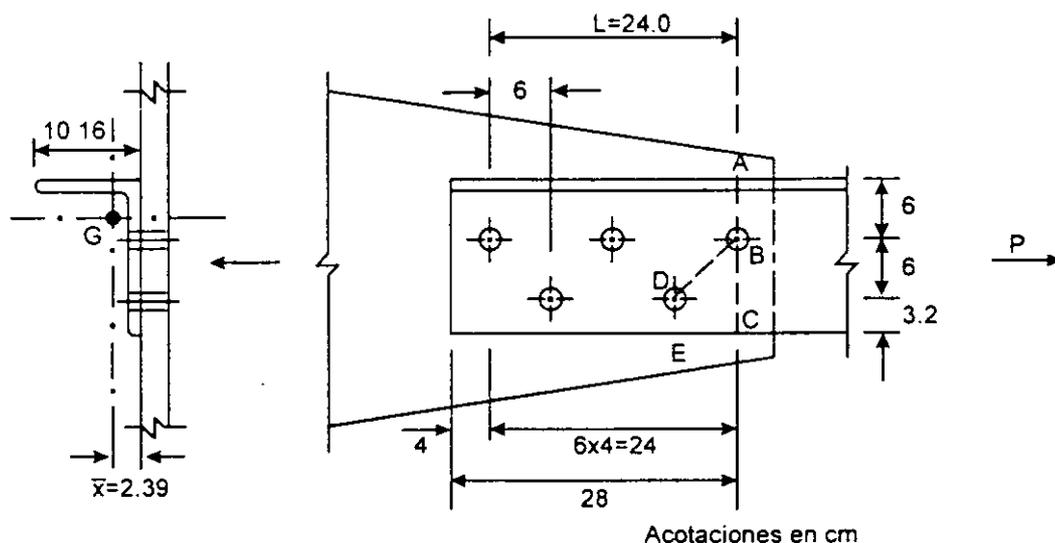


Fig. E.1.4-1 Ángulo en tensión del ejemplo 1.4.

Área total: $A_t = 23.29 \text{ cm}^2$

Cálculo del área neta efectiva: $A_e = UA_n$

Ec. 1.4

De la ec. 1.3: $U = 1 - \bar{x}/L = 1 - 2.39/24.0 = 0.90$

En la ref. 1.1 se indica que U es igual a 0.85, y en la ref. 1.18 se proporciona la ec. 1.4 para mejorar su valor. De acuerdo con el Comentario de la ref. 1.3, puede tomarse $U = 0.85$ en vez de calcularlo con la ec. 1.4.

Ancho de los agujeros = $2.22 + 0.15 \times 2 = 2.52 \text{ cm}$

El diámetro del agujero necesario para colocar un tornillo de 2.22 cm es $2.22 + 0.15$; para calcular el área neta, ese diámetro se aumenta en 0.15 cm adicionales.

$$\begin{aligned} \text{Trayectoria ABC: Ancho neto} &= (15.24 + 10.16 - 0.95) - 2.52 = 24.45 - 2.52 \\ &= 21.93 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Trayectoria ABDE: Ancho neto} = 24.45 - 2.52 \times 2 + 6.0^2 / (4 \times 6.0) = 20.91 \text{ cm}$$

$$\text{La trayectoria crítica es la ABDE. Área neta: } A_n = 20.91 \times 0.95 = 19.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área neta efectiva: } A_e = 0.90 \times 19.86 = 17.87 \text{ cm}^2 \quad \text{Ec. 1.4}$$

Resistencia de diseño

Estado límite de flujo plástico en la sección total:

$$R_t = 0.9 \times 23.29 \times 2.53 = 53.03 \text{ ton} \quad \text{Ec. 1.1}$$

Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_f = 0.75 \times 17.87 \times 4.10 = 54.95 \text{ ton} \quad \text{Ec. 1.2}$$

Cortante y tensión combinados

Haciendo la suposición usual de que la tensión se reparte de manera uniforme entre todos los tornillos, cada uno transmite 1/5 de la fuerza total.

Deben revisarse los tres casos que se muestran en la Fig. E1.4-2.

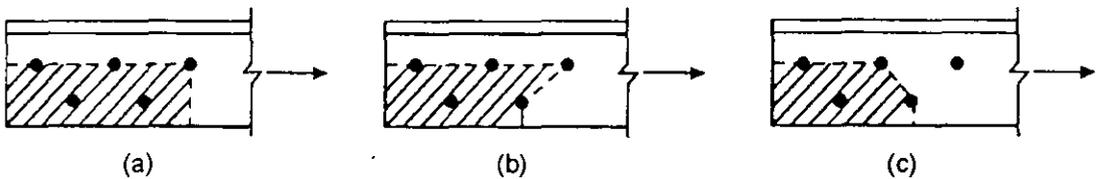


Fig. E.1.4-2 Revisión por cortante y tensión combinados.

En el caso c) la fuerza que puede ocasionar la falla es 4/5 de la total.

Caso a $A_{nt} = (6.0 + 3.2 - 0.5 \times 2.52) \times 0.95 = 7.54 \text{ cm}^2$. Este caso no es crítico, pues el área neta en tensión es mayor que en el caso b, y las áreas restantes son iguales.

$$\text{Caso b. } A_{nt} = (6.0 + 3.2 - 1.5 \times 2.52 + 6.0^2 / (4 \times 6.0)) \times 0.95 = 6.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{nc} = (28.0 - 2.5 \times 2.52) \times 0.95 = 20.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tt} = (6.0 + 3.2 + 6.0^2 / (4 \times 6.0)) \times 0.95 = 10.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tc} = 28.0 \times 0.95 = 26.60 \text{ cm}^2$$

$$F_u A_{nt} = 4.1 \times 6.57 = 26.94 \text{ Ton} < 0.6 F_u A_{nc} = 0.6 \times 4.1 \times 20.62 = 50.73 \text{ Ton}$$

Se aplica la ec. 1.6.

$$F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_y A_{Tt}) = 0.75 (0.6 \times 4.1 \times 20.62 + 2.53 \times 10.17) = 57.34 \text{ Ton}$$

Caso c. $A_{ni} = 6.57 \text{ cm}^2$

$$A_{nc} = (16.0 - 1.5 \times 2.52) \times 0.95 = 11.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ti} = 10.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tc} = 16.0 \times 0.95 = 15.20 \text{ cm}^2$$

$$F_u A_{ni} = 4.1 \times 6.57 = 26.94 \text{ cm}^2 < 0.6 F_u A_{nc} = 0.6 \times 4.1 \times 11.61 = 28.56 \text{ cm}^2$$

Rige la ec 1.6

$$F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_y A_{Ti}) = 0.75 (0.6 \times 4.1 \times 11.61 + 2.53 \times 10.17) = 40.72 \text{ Ton}$$

Para comparar esta resistencia con las de los casos a) y b) debe multiplicarse por 5/4: $40.72 \times 5/4 = 50.90 \text{ Ton}$.

La resistencia es $R_t = 50.90 \text{ Ton}$; queda regida por el caso c) de falla por cortante y tensión combinadas. Cuando esto sucede en un problema real, puede incrementarse la resistencia aumentando la separación entre agujeros o la distancia al borde del primero

EJEMPLO 1.5 Escoja una sección "H", soldada únicamente en los patines, con cordones de soldadura longitudinales de 20 cm, que resista las fuerzas de tensión siguientes:

Por cargas muertas y vivas: 100 ton. Por sismo: 30 ton. Los esfuerzos de fluencia y de ruptura en tensión del acero, F_y y F_u , son 2530 Kg/cm^2 y 4100 Kg/cm^2 , respectivamente. El miembro en estudio forma parte de la estructura de un edificio de departamentos. Utilice los factores de carga de la ref. 1.19

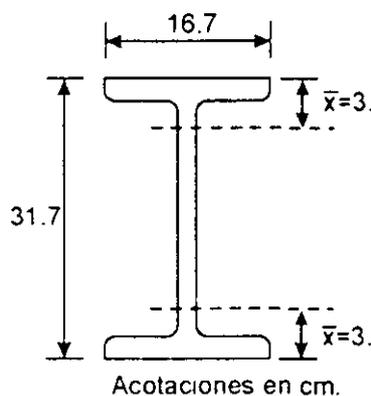


Fig. E.1.5-1 Elemento en tensión del ejemplo 1.5.

Acciones de diseño $P_{u1} = 1.4 \times 100 = 140.0 \text{ Ton}$

$$P_{u2} = 1.1(100 + 30) = 143.0 \text{ Ton}$$

Rige la combinación de cargas que incluye los efectos del sismo.

Se ensayará un perfil W12" x 35 lb/ft (30.5 cm x 52.1 Kg/m), tomado de la ref. 1.16, Vol. I, cuya sección transversal tiene un área total:

$$A_t = 66.5 \text{ cm}^2$$

Area neta efectiva. Como la sección es soldada,

$$A_e = UA_t$$

Para determinar \bar{x} , la sección se trata como dos tés (Fig. E1.5-1):

$$\bar{x} = 3.3 \text{ cm.}$$

De la ec. 1.3: $U = 1 - \bar{x}/L = 1 - 3.3/20 = 0.84 < 0.9$

$$A_e = 0.84 \times 66.5 = 55.53 \text{ cm}^2$$

Resistencia de diseño. (Sec. 1.6)

Estado límite de flujo plástico en la sección total (Ec. 1.1):

$$R_t = 0.9 \times 66.5 \times 2.53 = 151.4 \text{ ton}$$

Estado límite de fractura en la sección neta (Ec. 1.2):

$$R_f = 0.75 \times 55.53 \times 4.10 = 170.8 \text{ ton}$$

La resistencia de diseño es la menor de las dos:

$$R_d = 151.4 \text{ ton}$$

$R_d = 151.4 \text{ ton} > P_w = 143.0 \text{ ton}$ \therefore El perfil ensayado es correcto (Está sobrado en 5.9%).

Revisión de la esbeltez. Supóngase que el elemento en estudio tiene 6 m de longitud y que es un miembro principal.

$L/r_{\min} = 600/3.93 = 152.7 < 240$. De acuerdo con la ref. 1.1, la esbeltez es correcta.

1.10 PLACAS DE NUDO.

Las placas de nudo se emplean para conectar entre sí elementos estructurales que trabajan principalmente en tensión o compresión axial, como en los nudos de armaduras, remachadas, atornilladas o soldadas, cuando las dimensiones de los miembros impiden las uniones directas entre ellos, o en conexiones entre vigas, columnas y diagonales en edificios provistos de contraventeo vertical (Figs. 1.18 y 1.19).

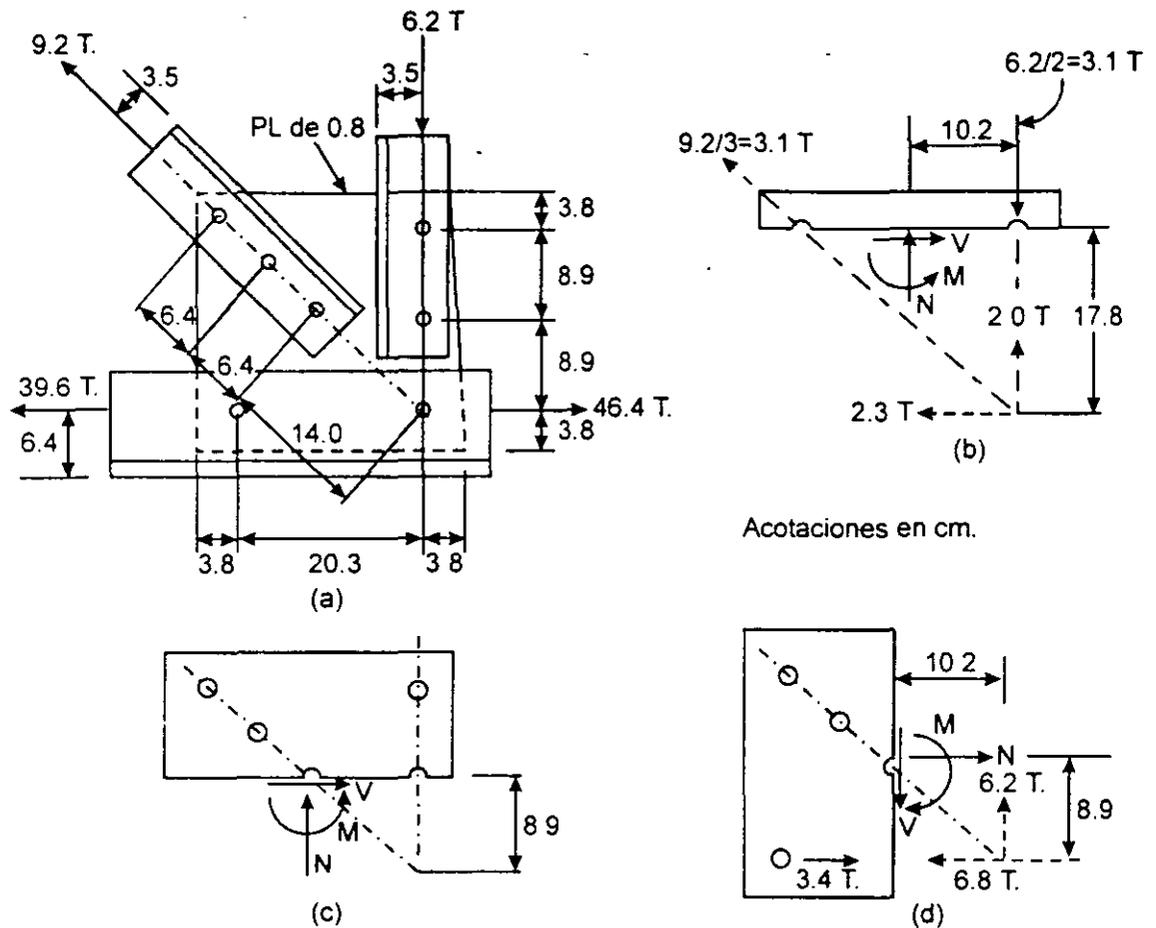


Fig. 1.18 Placa de nudo: secciones críticas.

Las dimensiones laterales de las placas son las necesarias para que puedan colocarse los tornillos o soldaduras que les transmiten las fuerzas de las barras, cumpliendo requisitos de separaciones entre agujeros, distancia al borde, holguras para colocar tornillos o soldaduras; en general, sólo el grueso se basa en consideraciones de resistencia. En armaduras ordinarias suele fijarse por experiencia; conviene que no sea menor que el de la placa conectada de mayor espesor.

Se cuenta con relativamente pocos estudios, analíticos o experimentales, sobre el comportamiento de las placas de nudo. El método de diseño empírico tradicional, que sigue empleándose en la actualidad, se basa en calcular los esfuerzos en todas las secciones de la placa que puedan ser críticas, sometidas a fuerzas normales y cortantes y a momentos flexionantes, utilizando la teoría ordinaria de la flexión de vigas, y en compararlos con esfuerzos permisibles (ref. 1.5 y Fig. 1.18); los resultados son de valor cuestionable, pues las placas de nudo no cumplen las condiciones necesarias para que esa teoría sea aplicable. Se obtienen soluciones que parecen ser conservadoras, pues no se ha reportado ninguna falla de placas diseñadas con este método; sin embargo, el factor de seguridad respecto a la ruptura es variable y desconocido.

Algunos estudios experimentales y numéricos recientes han permitido desarrollar un método semiempírico que se adapta mejor a la filosofía de diseño por estados límite (refs. 1.12, 1.13, 1.14); es aplicable, sobre todo, a placas de nudo que reciben piezas en tensión, atornilladas o soldadas; se tiene poca información cuando la fuerza es compresión.

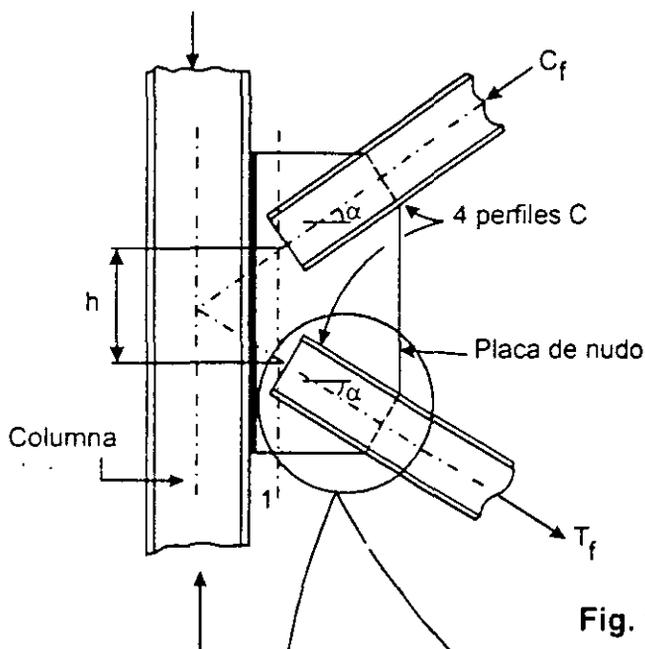


Fig. 1.19 Placa de nudo.

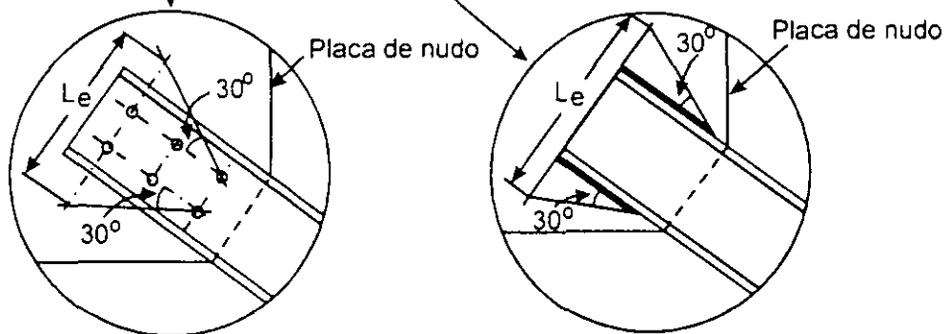


Fig. 1.20 Ancho efectivo, L_e ; hipótesis de Whitmore.

El grueso de la placa de nudo se determina efectuando tres verificaciones:

Aplastamiento de la placa contra los tornillos.

Esfuerzos máximos en la sección de Whitmore.

Falla por cortante y tensión combinadas.

Si la fuerza que se aplica a la placa es compresión, debe revisarse además la posible falla por pandeo.

En los cálculos se admite que las fuerzas se distribuyen de manera uniforme entre todos los tornillos o remaches que conectan a cada barra con la placa.

Para verificar los esfuerzos en la placa, en el extremo de una barra en tensión, se utiliza la hipótesis de Whitmore (ref. 1.15), según la cual los esfuerzos normales máximos en la placa de nudo se obtienen suponiendo que la fuerza en la pieza unida con ella se distribuye uniformemente en una superficie igual al producto del grueso de la placa, t , por un ancho efectivo, L_e , perpendicular al eje de la pieza, que se obtiene trazando dos rectas inclinadas 30° respecto a ese eje, que se inician en los agujeros extremos de la primera hilera de tornillos, o en los extremos de los cordones de soldadura, y terminan al cortar una normal al eje, que pase por el centro de los tornillos de la última hilera o por el extremo de la barra, si es soldada, suponiendo, como es usual, que los cordones llegan hasta él (Fig. 1.20).

La falla por cortante y tensión combinadas se estudia en la sección 1.9.

EJEMPLO 1.6. En la Fig. E1.6-1 se muestra una barra en tensión formada por dos ángulos de $10.2 \times 10.2 \times 1.27$ cm ($4'' \times 4'' \times \frac{1}{2}''$) conectada, mediante soldadura, a una placa. Obtenga la resistencia de diseño en tensión de la barra y determine el espesor mínimo de la placa necesario para transmitir esa fuerza; revise la posible falla por cortante y tensión combinadas y la tensión en la sección de Whitmore. $F_y = 3515$ kg/cm², $F_u = 4900$ kg/cm², para los ángulos, y 2530 y 4100 kg/cm², para la placa.

$$\text{Area total: } A_t = 2 \times 24.19 = 48.38 \text{ cm}^2$$

Area neta efectiva:

$$\text{Ec. 1.3: } U = 1 - x \quad L = 1 - 2.99/11.2 = 0.73$$

Se ha tomado como L el promedio de las longitudes de los dos cordones longitudinales de soldadura.

$$A_e = UA_t = 0.73 \times 48.38 = 35.3 \text{ cm}^2$$

Resistencia de diseño de los ángulos.

Flujo plástico en la sección total:

$$R_t = 0.9 \times 48.38 \times 3.515 = 153.05 \text{ ton} \quad \text{Ec. 1.1}$$

Fractura en la sección neta:

$$R_t = 0.75 \times 35.3 \times 4.9 = 129.73 \text{ ton} \quad \text{Ec. 1.2}$$

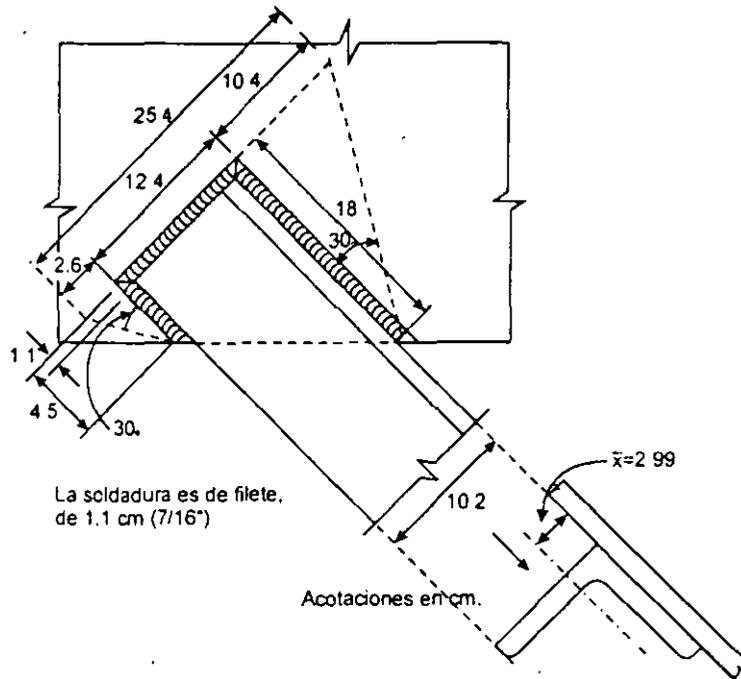


Fig. E.1.6-1 Barra en tensión del ejemplo 1.6.

La resistencia de diseño de los ángulos es $R_n = 129.73$ ton; queda regida por fractura en la sección neta.

Cortante y tensión combinadas. Puede considerarse que el bloque de falla está limitado por el borde exterior de los cordones de soldadura. Se escogerá el grueso t de la placa de manera que la resistencia por cortante y tensión combinadas no sea menor de 129.73 ton.

$$F_u A_{nt} = 4.1 \times 12.4t = 50.8t < 0.6F_u A_{nc} = 0.6 \times 4.1(18.0 + 4.5)t = 55.4t$$

$$\text{Ec. 1.6: } F_R (0.6F_u A_{nc} + F_y A_{Tt}) = 0.75(0.6 \times 4.1(18.0 + 4.5)t + 2.53 \times 12.4t) = 65.04t$$

El valor mínimo de t necesario para que la placa no falle por cortante y tensión combinadas se obtiene de la igualdad $129.73 = 65.04t \therefore t = 1.99$ cm. Se utilizaría una placa de 2.22 cm (7/8").

Tensión en la sección de Whitmore. La resistencia en la sección de Whitmore, igual al producto de su área por el esfuerzo de fluencia de la placa, no debe ser menor que la resistencia de diseño de los ángulos.

$$0.9 \times 2.53 \times 25.4t = 129.73 \therefore t = 2.24 \text{ cm}$$

Este grueso es mayor que el requerido por cortante y tensión combinadas, de manera que el diseño de la placa queda regido por flujo plástico en la sección de

Whitmore. Sin embargo, sigue siendo aceptable la placa de 2.22 cm de grues escogida arriba.

1.11 RESISTENCIA DE DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONEXIÓN.

En la ref. 1.3 se dan recomendaciones para el diseño de elementos de conexión del tipo de placas, placas de nudo, ángulos, ménsulas, y zonas comunes a viga y columna en uniones de marcos rígidos.

- a) Conexiones excéntricas. Los ejes de gravedad de los miembros cargados axialmente deben intersectarse en un punto; de no ser así, en el diseño han de incluirse los efectos de los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes debidas a la excentricidad.
- b) Resistencia de diseño de elementos de conexión en tensión. La resistencia de diseño, $R_t = F_R R_n$, de elementos de conexión soldados, remachados o atornillados, sometidos a cargas estáticas de tensión (placas de conexión y de nudo, por ejemplo), es igual al más pequeño de los valores correspondientes a los estados límite de flujo plástico, ruptura y ruptura por cortante y tensión combinados.

1. Flujo plástico en tensión del elemento de conexión:

$$\begin{aligned} F_R &= 0.9 \\ R_n &= A_t F_y \end{aligned} \quad (1.7)$$

En el diseño de placas de nudo, A_t se toma igual al área de la sección de Whitmore. Este aspecto se ilustra en el ejemplo 1.6.

2. Ruptura en tensión del elemento de conexión.

$$\begin{aligned} F_R &= 0.75 \\ R_n &= A_n F_u \end{aligned} \quad (1.8)$$

El valor máximo del área neta A_n que se utiliza en diseño es $0.85A_t$. Se reconoce así la capacidad limitada de deformación inelástica del elemento, y se proporciona una reserva de resistencia.

3. Ruptura del elemento de conexión en cortante y tensión combinadas: véase la sec. 1.9.

- c) Otros elementos de conexión. En todos los elementos de conexión restantes se evaluará la resistencia de diseño, $F_R R_n$, correspondiente al estado límite aplicable, para asegurarse de que es igual o mayor que la resistencia requerida; R_n es la resistencia nominal que corresponde a la geometría y tipo de carga del elemento de conexión. Para flujo plástico por cortante,

$$\begin{aligned} F_R &= 0.9 \\ R_n &= 0.60 A_v F_y \end{aligned} \quad (1.9)$$

Si el elemento está en compresión debe estudiarse el estado límite correspondiente, lo que puede hacerse, de manera aproximada, como se indica en las refs. 1.14 y 1.17. El esfuerzo crítico de pandeo de la placa de nudo es el de una faja de placa de ancho unitario y longitud igual al promedio de l_1 , l_2 y l_3 (Fig. 1.21), que se pandea en el plano perpendicular a la placa, y la resistencia se encuentra multiplicando ese esfuerzo por el área de la sección de Whitmore. Se recomienda que en el cálculo del esfuerzo crítico se tome un factor de longitud efectiva k comprendido entre 0.5 y 0.65.

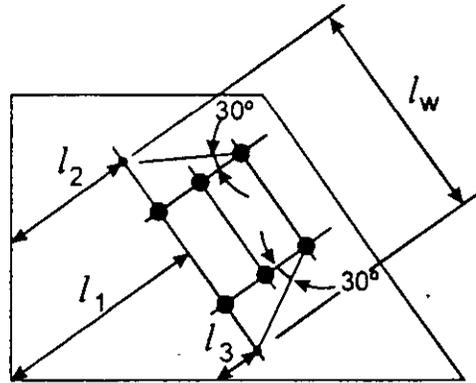


Fig. 1.21 Dimensiones para determinar la resistencia al pandeo de una placa de nudo.

1.12 ÁNGULOS AISLADOS EN TENSIÓN.

El AISC (ref. 1.20 y 1.21) ha publicado recomendaciones para miembros formados por un solo ángulo laminado, de alas iguales o desiguales, sometidos a solicitaciones de diversos tipos; su objeto es refinar el diseño de los ángulos sencillos, suprimiendo algunas simplificaciones y aproximaciones conservadoras incluidas en las especificaciones generales (refs. 1.2 y 1.3). Cuando hay diferencias entre ellos, los requisitos de las refs. 1.20 y 1.21 sustituyen a los de las refs. 1.2 y 1.3; éstos se conservan en todos los casos restantes.

En el diseño de ángulos en tensión se conservan, en general, las recomendaciones de las refs. 1.2 y 1.3, y se aclaran algunos aspectos relativos al cálculo de las áreas netas, como sigue:

Cuando la carga se transmite por medio de soldaduras longitudinales, o longitudinales y transversales, colocadas en una sola ala del ángulo, el área neta es:

$$\text{Ref. 1.20: } A_n = 0.85 A_g$$

$$\text{Ref. 1.21: } A_n = U A_g$$

Donde:

A_g = área total del ángulo.

$$U = 1 - \bar{x}/L \leq 0.9$$

Esta es la ec. 1.3.

x = excentricidad de la conexión (ver sec. 1.8.2).

L = longitud de la conexión en la dirección de la carga.

Cuando la transmisión se hace con soldaduras transversales colocadas en una sola ala:

Ref. 1.20: A_e es el área del ala conectada.

Ref. 1.21: A_e es el área del ala conectada y $U = 1.0$.

1.13 ELEMENTOS DE LÁMINA DELGADA.

Las diferencias entre el diseño de miembros de paredes relativamente gruesas y los de lámina delgada doblados en frío se deben, principalmente, a que éstos se pandean localmente bajo solicitaciones reducidas, y tienen una resistencia posterior al pandeo importante, que se utiliza en el diseño.

Como en elementos en tensión pura no se presenta ninguna forma de pandeo, los métodos de diseño son semejantes. Sin embargo, conviene consultar las refs. 1.22 y 1.23 cuando la barra en tensión es de lámina delgada.

1.14 REFERENCIAS.

- 1.1 "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F., diciembre de 1987.
- 1.2 "Specification for Structural Steel Buildings-Allowable Stress Design and Plastic Design" (incluye comentario), American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., junio de 1989.
- 1.3 "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings" (incluye comentario), American Institute of Steel Construction, Chicago IL., diciembre de 1993.
- 1.4 "Limit States Design of Steel Structures" (incluye comentario), CAN/CSA-S16.1-94, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canadá, diciembre de 1994.
- 1.5 Gaylord, E.H., Jr., C.N. Gaylord y J.E. Stallmeyer, "Design of Steel Structures", 3a. Ed., McGraw-Hill, Inc., Nueva York, 1992.
- 1.6 Munse, W.H., y E. Chesson, Jr., "Riveted and Bolted Joints: Net Section Design", J. Struct. Div., ASCE, febrero de 1963.
- 1.7 Chesson, E., y W.H. Munse, "Riveted and Bolted Joints: Truss-type Tensile Connections", J. Struct. Div., ASCE, febrero de 1963.

- 1.8 "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings" (incluye comentario), American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., septiembre de 1986.
- 1.9 Easterling, W.S., y L. González G., "Shear Lag Effects in Steel Tension Members", Eng. J., Vol. 30, No. 3, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., 3^{er} cuarto de 1993.
- 1.10 Birkemoe, P.C., y M.I. Gilmore, "Behavior of Bearing Critical Double-angle Beam Connections", Eng. J., Vol. 15, No. 4, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., 4^{to} cuarto de 1978.
- 1.11 Ricles, J.H., y J.A. Yura, "Strength of Double-row Bolted Web Connections", J. Struct. Div., Vol. 109, No. ST1, ASCE, Nueva York, enero de 1983.
- 1.12 Hardash, S.G., y R. Bjorhovde, "New Design Criteria for Gusset Plates in Tension", Eng. J., Vol. 22, No. 2, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., 2^o cuarto de 1985.
- 1.13 Kulak, G.L., J.W. Fisher, y J.H.A. Struik, "Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints", 2^a ed., John Wiley & Sons, Nueva York, 1987.
- 1.14 Gross, J.L., "Experimental Study of Gusseted Connections", Eng. J., Vol. 27, No. 3, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., 3^{er} cuarto de 1990.
- 1.15 Whitmore, R.E., "Experimental Investigation of Stresses in Gusset Plates", University of Tennessee, Eng. Exp. Station, Boletín 16, 1952.
- 1.16 "Manual of Steel Construction", American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., 1984.
- 1.17 "Engineering for Steel Construction", American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., 1984.
- 1.18 De Buen, O., "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, No. ES-3, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México, D.F., julio de 1993.
- 1.19 "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F., agosto de 1993.
- 1.20 "Specifications for Allowable Stress Design of Simple-angle Members" (incluye comentario), Manual of Steel Construction "Allowable Stress Design", 9^a ed., AISC, Chicago, IL., 1989.

- 1.21 "Specifications for Load and Resistance Factor Design of Single-angle Members" (incluye comentario), AISC, Chicago, IL., diciembre de 1993 (está incluida en la ref. 1.16).
- 1.22 "Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Elements", edición de 1986 (con suplemento de 1989), American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., enero de 1991.
- 1.23 "Load and Resistance Factor Design Specifications for Cold-Formed Steel Structural Members", edición de 1991, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., marzo de 1991.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

APLICACIÓN DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MEXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

TEMA

ANEXO

**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VAZQUEZ MARTINEZ
PALACIO DE MINERIA
JUNIO DEL 2001**

2.3.1; el pandeo lateral no es crítico en ningún caso.

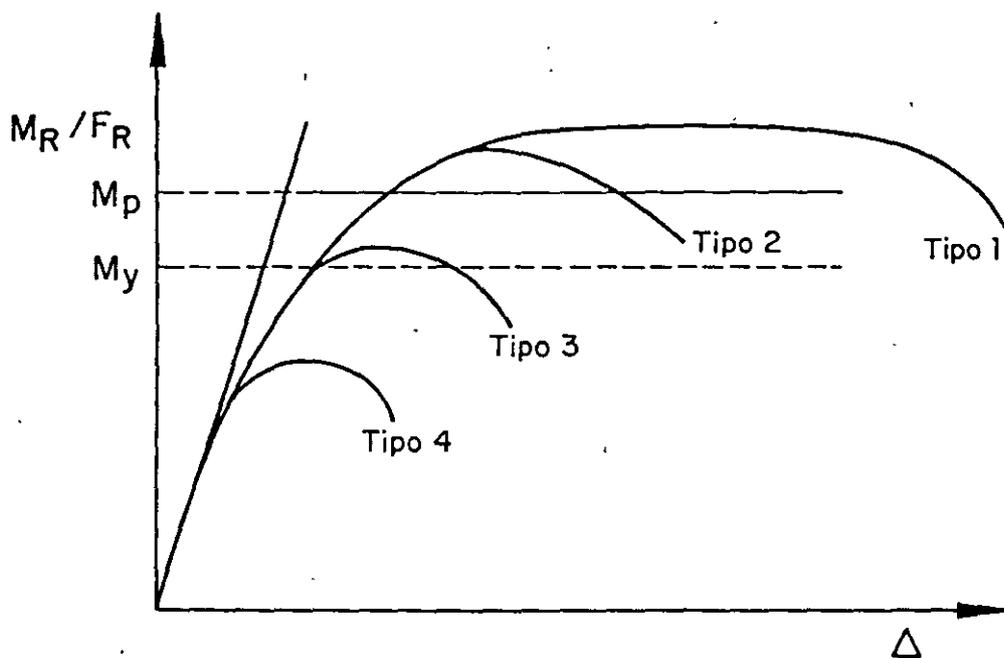


Fig 3.3.1 Relaciones momento-deflexión para vigas de diversos tipos. El pandeo lateral no es crítico.

TABLA 2.3.1 VALORES MAXIMOS ADMISIBLES DE LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO

DESCRIPCION DEL ELEMENTO	CLASIFICACION DE LAS SECCIONES		
	TIPO 1 (OTSEÑO PLASTICO)	TIPO 2 (CONTACTAS)	TIPO 3 (NO CONTACTAS)
ALAS DE ANGULOS SENCILLOS Y DE ANGULOS DOBLES CON SEPARADORES, EN COMPRESION; ELEMENTOS COMPRESIVOS SOPORTADOS A LO LARGO DE UNO SOLO DE LOS BORDES LONGITUDINALES	-----	-----	$640/\sqrt{F_y}$
ATIESADORES DE TRABES ARMADAS, SOPORTADOS A LO LARGO DE UN SOLO BORDE LONGITUDINAL	-----	-----	$800/\sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES T	-----	$540/\sqrt{F_y}$	$1100/\sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CAVALES, EN FLEXION	$460/\sqrt{F_y}$	$540/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CAVALES, EN COMPRESION PURA; PLACAS QUE SOBRESALEN DE MIEMBROS COMPRESIVOS (1)	$830/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$	$830/\sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES EN CAJON, LAMINADAS O SOLDADAS, EN FLEXION; CUBREPLACAS ENTRE LINEAS DE REMACHES, TORNILLOS O SOLDADURAS, ATIESADORES SOPORTADOS A LO LARGO DE LOS DOS BORDES PARALELOS A LA FUERZA	$1600/\sqrt{F_y}$	$1600/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES I O H Y PLACAS DE SECCIONES EN CAJON, EN COMPRESION PURA (1)	$2100/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$	$2100/\sqrt{F_y}$
ALMAS EN FLEXION	$3500/\sqrt{F_y}$	$5300/\sqrt{F_y}$	$8000/\sqrt{F_y}$
ALMAS FLEXIONCOMPRESIDAS	Si $P_u/P_y \leq 0.28$, (2) $\frac{3500}{\sqrt{F_y}} (1-1.4 P_u/P_y)$ Si $P_u/P_y > 0.28$, $\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$	Si $P_u/P_y \leq 0.15$, $\frac{5300}{\sqrt{F_y}} (1-2.7 P_u/P_y)$ Si $P_u/P_y > 0.15$, $\frac{3339}{\sqrt{F_y}} (1-0.371 P_u/P_y)$	Si $P_u/P_y \leq 0.15$, $\frac{8000}{\sqrt{F_y}} (1-2.7 P_u/P_y)$ Si $P_u/P_y > 0.15$, $\frac{5228}{\sqrt{F_y}} (1-0.598 P_u/P_y)$
SECCIONES CIRCULARES Y PLACAS EN COMPRESION AXIAL (3)	$132000/F_y$	$184000/F_y$	$235000/F_y$

(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.

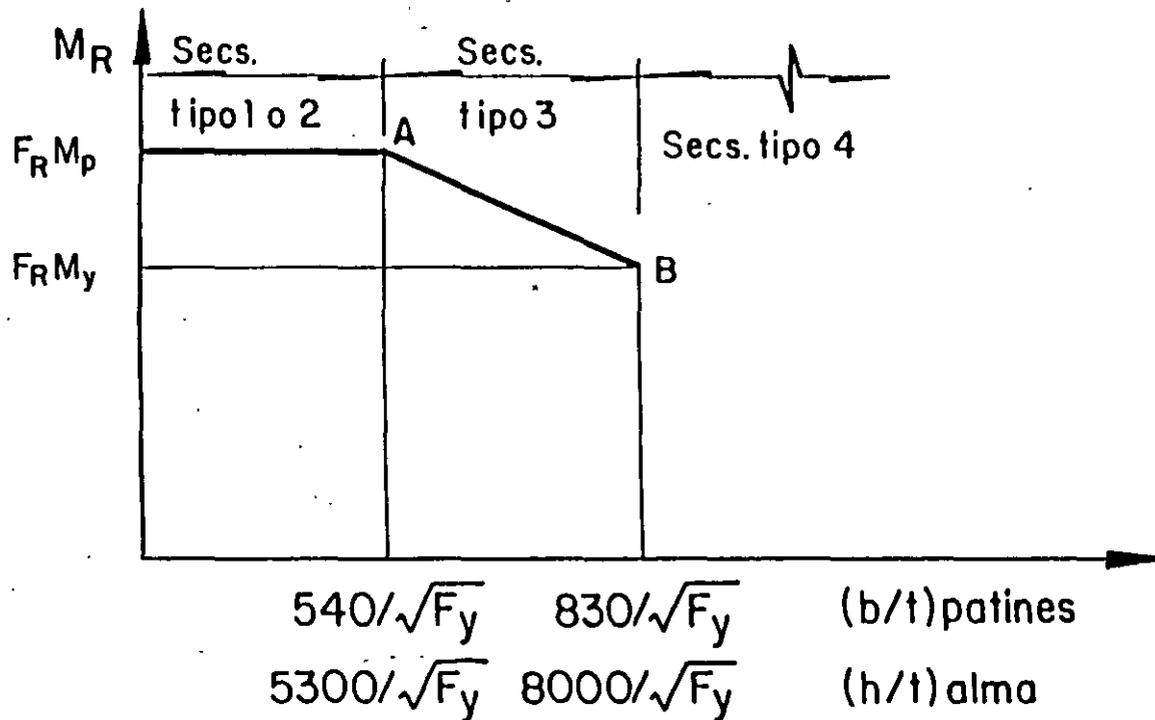


Fig 3.3.2 Momentos resistentes de diseño de vigas con secciones tipo 3. El pandeo lateral no es crítico.

KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna y $(KL/r)_c$, el valor de la relación de esbeltez que separa los intervalos de pandeo elástico e inelástico.

3.2.2.2 Estado límite de pandeo local *Seccs. Tipo 4*

Cuando la sección transversal de la columna es tipo 4, la resistencia de diseño R_c se determina, cualquiera que sea la forma de la sección, como sigue:

$$\text{si } KL/r \geq (KL/r)_c^* \quad , \quad R_c = \frac{20\,120\,000}{(KL/r)^2} A_t F_R \quad (3.2.4)$$

$$\text{si } KL/r < (KL/r)_c^* \quad , \quad R_c = (A_t F_y [1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^{*2}}]) F_R \quad (3.2.5)$$

$$(KL/r)_c^* = 6340 / \sqrt{Q F_y} ; \quad F_R = 0.75$$

En miembros de sección transversal H o rectangular hueca, los valores de R_c obtenidos con las ecs. 3.2.4 y 3.2.5 no deben ser mayores que los obtenidos con la ec. 3.2.1 multiplicados por el factor Q .

El área A_t y el radio de giro r de las ecs. 3.2.4 y 3.2.5 son los de la sección transversal total.

Q es un factor de pandeo local dado por:

$$Q = Q_p Q_a$$

Q_p y Q_a se calculan como se indica en 2.3.6; Q_p corresponde al elemento plano no atiesado que tiene la mayor relación b/t . En secciones formadas exclusivamente por elementos planos atiesados Q_p se toma igual a la unidad, y en secciones formadas exclusivamente por elementos planos no atiesados Q_a se toma igual a la unidad.

Columnas tubulares de sección transversal circular.

La resistencia de diseño de columnas de sección transversal circular hueca, de paredes delgadas, sometidas a compresión axial, que no satisfacen los requisitos del inciso 2.3.2, pero cuya relación diámetro/grueso de paredes no excede de $914\,000/F_y$, es igual al menor de los valores proporcionados por las ecs. 3.2.4 y 3.2.5, con $Q = 1.0$, y por la expresión:

$$R_c = \left(\frac{77\,300}{\sqrt{1}} - \frac{2F_y}{3} \right) A_t F_R \quad (3.2.6)$$

D es el diámetro exterior del tubo y T el grueso de la pared, los dos en la misma unidad de longitud; $F_R = 0.70$.

3.2.2.3 Estados límite de pandeo por flexotorsión o por torsión.

En miembros comprimidos de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, tales como ángulos y térs, o con dos ejes de simetría pero muy baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz y las formadas por placas muy delgadas, puede ser necesario revisar los estados límite de pandeo por flexotorsión o por torsión. Los procedimientos para hacer la revisión no se incluyen en estas normas.

3.3 Miembros en flexión (vigas y trabes armadas)

Esta sección es aplicable a vigas laminadas y a trabes formadas por placas soldadas, de sección I o en cajón, con dos ejes de simetría, cargadas en uno de los planos de simetría, y a canales con las cargas situadas en un plano paralelo al alma que pasa por el centro de torsión, o restringidas contra la rotación alrededor del eje longitudinal en las secciones en las que están aplicadas las cargas y en los apoyos. También es aplicable a barras de sección transversal maciza, circular, cuadrada o rectangular, estas últimas flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia, y a barras de sección transversal circular hueca. Todos los elementos mencionados trabajan principalmente en flexión, producida por cargas transversales o por momentos aplicados en sus extremos: la flexión se presenta, casi siempre, acompañada por fuerzas cortantes.

3.3.1 Estados límite

En el diseño de miembros en flexión deben considerarse los estados límite de falla siguientes:

Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas.

Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos.

Iniciación del flujo plástico en la sección crítica.

Pandeo local del patín comprimido.

Pandeo local del alma, producido por flexión.

Plastificación del alma por cortante.

Pandeo local del alma por cortante.

Tensión diagonal en el alma.

Pandeo lateral por flexotorsión.

Flexión y fuerza cortante combinados.

Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales.

Fatiga.

Además, deben considerarse también estados límite de servicio, de deformaciones y de vibraciones excesivas.

3.3.2 Resistencia de diseño en flexión.

La resistencia de diseño en flexión, M_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante se determina como se indica en los incisos siguientes.

3.3.2.1 Miembros soportados lateralmente ($L \leq L_u$)

Cuando el sistema de piso proporciona soporte lateral al patín superior de las vigas, debe tenerse en cuenta que en algunos tramos el patín comprimido es el inferior. Este punto puede ser de especial importancia en diseño sísmico.

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyo patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separaciones L no mayores que L_u , es igual a:

a) Para secciones tipo 1 o 2:

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_p \quad (3.3.1)$$

L es la distancia entre puntos del patín comprimido de una viga soportados lateralmente.

L_u es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p ; no se exige capacidad de rotación. Se calcula con alguna de las ecuaciones 3.3.13, 3.3.15 o 3.3.17.

Puede utilizarse la teoría plástica cuando las secciones son tipo 1 y la distancia entre puntos del patín comprimido soportados lateralmente no excede de L_u , en zonas de formación de articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

L_u es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso.

Se calcula como sigue:

Secciones I.

$$L_p = \frac{253\,000 + 155\,000 (M_1/M_p)}{F_y} r_y \quad (3.3.2)$$

Secciones rectangulares, macizas o en cajón.

$$L_p = \frac{352\,000 + 211\,000 (M_1/M_p)}{F_y} r_y \leq \frac{211\,000 r_y}{F_y} \quad (3.3.3)$$

En la región adyacente a la última articulación plástica, y en zonas que se conserven en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso, la separación entre puntos no soportados lateralmente debe ser tal que se cumplan los requisitos de la cláusula 3.3.2.2 en vigas y de la sección 3.4 en columnas.

En las expresiones anteriores,

M_p = momento plástico resistente del miembro en estudio.

M_1 = el menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente.

r_y = radio de giro alrededor del eje de menor momento de inercia.

El cociente M_1/M_p es positivo cuando el segmento de viga entre puntos soportados lateralmente se flexiona en curvatura doble, y negativo cuando lo hace en curvatura simple.

El patín comprimido debe soportarse lateralmente en todas las secciones en que aparezcan articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

b) Para secciones tipo 3:

$$M_R = F_R S F_y = F_R M_y \quad (3.3.4)$$

S es el módulo de sección elástico del miembro en flexión y $M_y = S F_y$ es el momento correspondiente a la iniciación de la fluencia en la sección en consideración.

En secciones I o H flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales puede tomarse un valor de M_R comprendido entre $F_R M_y$ y $F_R M_p$ calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/grueso de los patines de

$$830/\sqrt{F_y} \text{ y } 540/\sqrt{F_y}.$$

Si la flexión es alrededor del eje de mayor momento de inercia se comprobará que la relación ancho/grueso del alma no excede de la que corresponde al valor calculado de M_R , para lo que se interpolará linealmente entre las relaciones

$$8000/\sqrt{F_y} \text{ y } 5000/\sqrt{F_y},$$

correspondientes a $F_R M_y$ y $F_R M_p$, respectivamente.

No hay límites en la longitud sin soporte lateral, en secciones tipo 1, 2 o 3, cuando la sección transversal es circular o cuadrada, hueca o maciza, o cuando la viga, cualquiera que sea la forma de su sección transversal, se flexiona alrededor del eje de menor momento de inercia. Por consiguiente, en estos casos la resistencia de diseño se determina con las ecuaciones 3.3.1 o 3.3.4.

c) Para secciones tipo 4:

Cuando tanto el alma como el patín comprimido corresponden al tipo 4, de acuerdo con 2.3.1, el valor de M_R se determina con los criterios para diseño de perfiles de lámina delgada doblados en frío.

Cuando los patines cumplan los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3, y las almas sean tipo 4, el valor de M_R se obtendrá de acuerdo con el inciso 4.5.8 de estas normas.

Cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3, y los patines son tipo 4, se distinguen dos casos:

1. Si el patín comprimido está formado por elementos planos no atiesados,

$$M_R = F_R Q_y S F_y = F_R Q_y M_y \quad (3.3.5)$$

Q_y se define en 2.3.6.

2. Si el patín comprimido está formado por elementos planos atiesados,

$$M_R = F_R S_e F_y \quad (3.3.6)$$

S_e , módulo de sección efectivo del elemento, se calcula con el ancho efectivo del patín comprimido, determinado de acuerdo con 2.3.6, en vez del ancho total. El módulo de sección de perfiles simétricos respecto al eje de flexión puede calcularse, conservadoramente, utilizando el mismo ancho efectivo en el patín en tensión.

Si el valor de M_R calculado con alguna de las ecuaciones 3.3.5 o 3.3.6 es mayor que el dado por la ec. 3.3.4, éste será el momento resistente del elemento.

En las expresiones anteriores,

$$F_R = 0.90$$

$$Z = \text{módulo de sección plástico.}$$

$$S = \text{módulo de sección elástico.}$$

$$S_e = \text{módulo de sección elástico efectivo.}$$

$$M_p = Z F_y = \text{momento plástico resistente de la sección.}$$

$$M_y = S F_y = \text{momento correspondiente a la aparición del esfuerzo de fluencia en la sección (sin considerar esfuerzos residuales).}$$

$$F_y = \text{Esfuerzo de fluencia.}$$

3.3.2.2 Miembros no soportados lateralmente

$$(L > L_u).$$

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyo patín comprimido está provisto de soportes laterales con separaciones mayores que L_u , es igual a:

a) Para secciones tipo 1 o 2 con dos ejes de simetría, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

$$S_1 M_u > \frac{2}{3} M_p,$$

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right),$$

$$\text{pero no mayor que } F_R M_p \quad (3.3.7)$$

$$S_1 M_u \leq (2/3) M_p, \quad M_R = F_R M_u \quad (3.3.8)$$

En vigas de sección transversal I o H, laminadas o hechas con tres placas soldadas, M_u , momento resistente nominal de la sección, cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico, es igual a:

$$M_u = \frac{\eta}{CL} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\eta E}{L}\right)^2 I_y C_a}$$

$$= \frac{\eta E}{CL} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\eta}{L}\right)^2 C_a \right]} \quad (3.3.9)$$

En secciones I o H laminadas o hechas con placas, de dimensiones semejantes a las laminadas, puede tomarse:

$$M_u = (1/C) \sqrt{M_{c1}^2 + M_{c2}^2} \quad (3.3.10)$$

donde:

$$M_{c1} = \frac{EAt}{(L/r_y)} \quad (3.3.11)$$

$$M_{c2} = \frac{4.7 EAd}{(L/r_y)^2} \quad (3.3.12)$$

En las ecuaciones anteriores F_R es el factor de resistencia, que vale 0.90, A y d son el área total y el peralte de la sección considerada, I_y y r_y , su momento de inercia y radio de giro respecto al eje de simetría situado en el plano del alma, t el grueso de patín comprimido, L la separación entre puntos de ese patín fijos lateralmente, J y C_a las constantes de torsión de Saint Venant y por alabeo de la sección y C , que puede tomarse conservadoramente igual a la unidad, está dado por:

$C = 0.60 + 0.40 M_1/M_2$ para tramos que se flexionan en curvatura simple

$C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2$ pero no menor que 0.4, para tramos que se flexionan en curvatura doble

$C = 1.0$ cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro del tramo no soportado lateralmente es mayor que M_2 , o cuando el patín no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo en estudio, tomados en valor absoluto.

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_a = 0$.

L_u es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p (no se exige capacidad de rotación), y L_r la longitud que separa los intervalos de aplicación de las ecs. 3.3.7 y 3.3.8 (la ec. 3.3.7 es válida para $L \leq L_r$ y la 3.3.8 para $L > L_r$).

L_u y L_r se calculan con las expresiones siguientes:

Miembros de sección transversal I:

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\eta}{X_u} \sqrt{\frac{ECa}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (3.3.13)$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2}\eta}{X_r} \sqrt{\frac{ECa}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (3.3.14)$$

E es el módulo de elasticidad del acero y G su módulo de elasticidad al esfuerzo cortante; se tomarán iguales a 2 040 000 kg/cm² y 784 000 kg/cm², respectivamente.

En las ecuaciones anteriores,

$$X_u = 4.293 C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{Ca}{I_y}} = 3.220 X_r, \quad X_r = \frac{4}{3} C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{Ca}{I_y}}$$

En secciones I laminadas o hechas con placas soldadas, de proporciones semejantes a las laminadas, pueden utilizarse las expresiones simplificadas

$$L_u = \frac{6.55}{X_u} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (3.3.15)$$

$$L_r = \frac{6.55}{X_r} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (3.3.16)$$

donde

$$X_u = 7.7 C \left(\frac{d}{t}\right)^2 \frac{F_y}{E} = 3.22 X_r, \quad X_r = 2.4 C \left(\frac{d}{t}\right)^2 \frac{F_y}{E}$$

d es el peralte de la sección y t el grueso de patín comprimido.

Miembros de sección transversal rectangular, maciza o hueca:

$$L_u = 0.91 \frac{E}{CZF_y} \sqrt{I_y J} \quad (3.3.17)$$

$$L_r = 2.92 \frac{E}{CZF_y} \sqrt{I_y J} = 3.22 L_u \quad (3.3.18)$$

b) Para secciones tipo 3 o 4 con dos ejes de simetría y para canales en las que está impedida la rotación alrededor del eje longitudinal, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

$$\text{Si } M_u \leq \frac{2}{3} M_y,$$

$$M_R = 1.15 F_R M_y \left(1 - \frac{0.28 M_y}{M_u} \right) \quad (3.3.19)$$

pero no mayor que $F_R M_y$ para secciones tipo 3 ni que el valor dado por la ec. 3.3.5 o 3.3.6 cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones 1, 2 o 3 y los patines son tipo 4.

$$\text{Si } M_u > \frac{2}{3} M_y,$$

$$M_R = F_R M_u \quad (3.3.20)$$

M_u se calcula con la ec. 3.3.9 o, cuando sean aplicables, pueden utilizarse las ecs. 3.3.10 a 3.3.12. Estas tres ecuaciones pueden emplearse también para las canales, haciendo en ellas $M_{e2} = 0$.

Los límites de aplicación de las diversas ecuaciones se determinan también con las ecs. 3.3.13 a 3.3.18, pero al calcular X_u y X_r y al aplicar las ecs. 3.3.17 y 3.3.18 a miembros de sección transversal rectangular hueca debe sustituirse Z por S.

Cuando los patines cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 y las almas son tipo 4, el momento resistente de diseño no debe exceder el valor obtenido de acuerdo con el inciso 4.5.8 de estas normas.

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_u = 0$.

3.3.3 Resistencia de diseño al cortante.

Este artículo se aplica al alma (o almas, en el caso de

miembros de alma múltiple, como las secciones en cajón) de vigas y traveses de sección transversal con dos ejes de simetría, sometidas a fuerzas cortantes alojadas en uno de los planos de simetría, que coincide con el alma cuando ésta es única o es paralelo a ellas en miembros con más de un alma, cuando el diseño queda regido por alguno de los estados límite de resistencia al cortante.

La resistencia de diseño al cortante, V_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es,

$$V_R = V_N F_R \quad (3.3.21)$$

$F_R = 0.90$ y V_N es la resistencia nominal, que se determina como se indica a continuación.

Al evaluar V_N se tendrá en cuenta si la sección tiene una o más almas.

$$\text{a) Si } \frac{h}{t} < 1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \quad V_N = 0.66 F_y A_a \quad (3.3.22)$$

El alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación.

$$\text{b) Si } 1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} < 1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \quad V_N = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_a \quad (3.3.23)$$

La falla es por plastificación del alma por cortante.

c) Si

$$1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} < 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

se consideran dos casos:

c1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_a \quad (3.3.24)$$

c2) Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a \quad (3.3.25)$$

$$d) \text{ Si } 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t}$$

se consideran dos casos:

d1) Estado limite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{1\ 845\ 000\ k}{(h/t)^2} A_a \quad (3.3.26)$$

d2) Estado limite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{1\ 845\ 000\ k}{(h/t)^2} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50\ F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a \quad (3.3.27)$$

Para poder tomar como estado limite la falla por tensión diagonal (ecs. 3.3.25 y 3.3.27) la sección debe tener una sola alma (secciones I laminadas o formadas por placas) y estar reforzada con atiesadores transversales, diseñados de acuerdo con el inciso 4.5.7.

En las expresiones anteriores A_a es el área del alma, igual al producto de su grueso, t , por el peralte total de la sección, d ; h es el peralte del alma (distancia libre entre patines); " a " la separación entre atiesadores transversales, y k un coeficiente sin dimensiones, que se calcula con la ec. 3.3.28. d , h y t se toman en cm, y V_N se obtiene en kg. Cuando la sección tiene dos o más almas, A_a es la suma de las áreas de todas ellas.

$$k = 5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2} \quad (3.3.28)$$

k se toma igual a 5.0 cuando la relación a/h es mayor que 3.0 o que $[260/(h/t)]^2$, y cuando no se emplean atiesadores. En almas no atiesadas h/t no debe exceder de 260.

3.3.4 Flexión y cortante combinados

Quando se necesitan atiesadores transversales y el coeficiente V_D/M_D está comprendido entre los límites

$$(1.33 V_R/M_R) > V_D/M_D > (0.6 V_R/M_R),$$

deben satisfacer las tres condiciones siguientes:

$$V_D \leq V_R$$

$$M_D \leq M_R$$

$$0.727 \frac{M_D}{M_R} + 0.455 \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0$$

M_R es la resistencia de diseño en flexión, calculada de acuerdo con el inciso 3.3.2.1 o 3.3.2.2, V_R la resistencia de diseño al cortante, inciso 3.3.3, y M_D y V_D son el momento flexionante y la fuerza cortante de diseño.

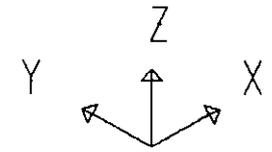
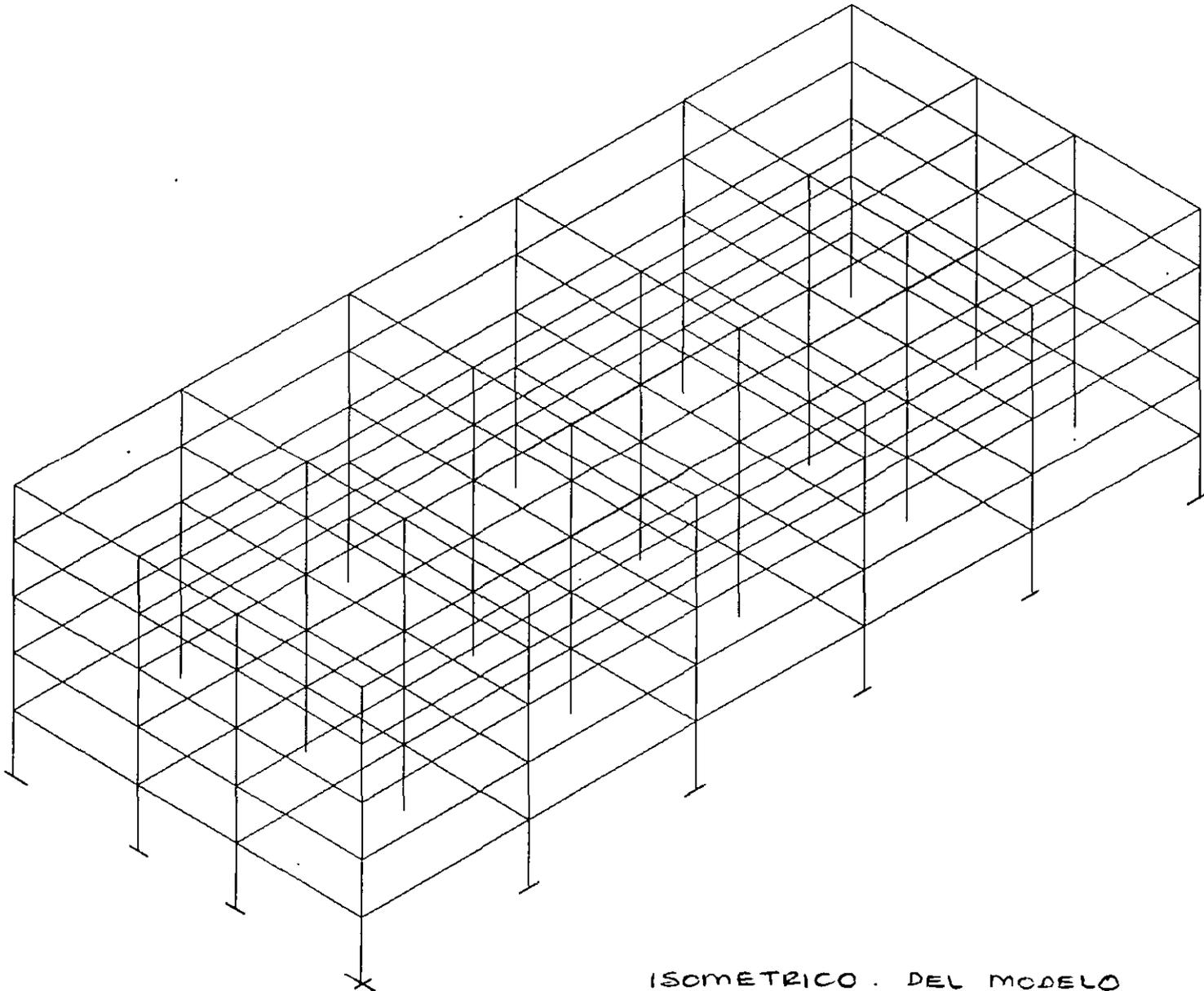
3.4 Miembros flexocomprimidos

En esta sección se estudia el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con dos ejes de simetría, sujetos a compresión y a flexión producida por momentos que obran alrededor de uno o de los dos ejes de simetría. Se designan, indistintamente, con las palabras "columna" o "elemento flexocomprimido".

Para los fines de esta sección, las estructuras de las que forman parte los miembros flexocomprimidos se clasifican en "regulares" e "irregulares".

Una estructura "regular" se caracteriza porque está formada por un conjunto de marcos planos, provistos o no de contraventeo vertical, con o sin muros rigidez, paralelos o casi paralelos, ligados entre sí, en todos los niveles, por sistemas de piso de resistencia y rigidez suficientes para obligar a que todos los marcos y muros trabajen en conjunto para soportar las fuerzas laterales, producidas por viento o sismo, y para proporcionar a la estructura la rigidez lateral necesaria para evitar problemas de pandeo de conjunto bajo cargas verticales. Además, todos los marcos planos deben tener características geométricas semejantes y todas las columnas de cada entrepiso deben ser de la misma altura, aunque ésta varíe de un entrepiso a otro.

Una estructura se considera "irregular" cuando los elementos que la componen no constituyen marcos planos, cuando éstos no pueden considerarse paralelos entre sí, cuando los sistemas de piso no tienen resistencia o rigidez adecuadas, cuando zonas importantes de los entrepisos carecen de diafragmas horizontales, cuando la geometría de los marcos planos difiere sustancialmente de unos a otros, cuando las alturas de las columnas que forman parte de un mismo entrepiso son apreciablemente diferentes,



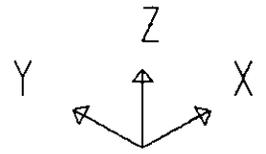
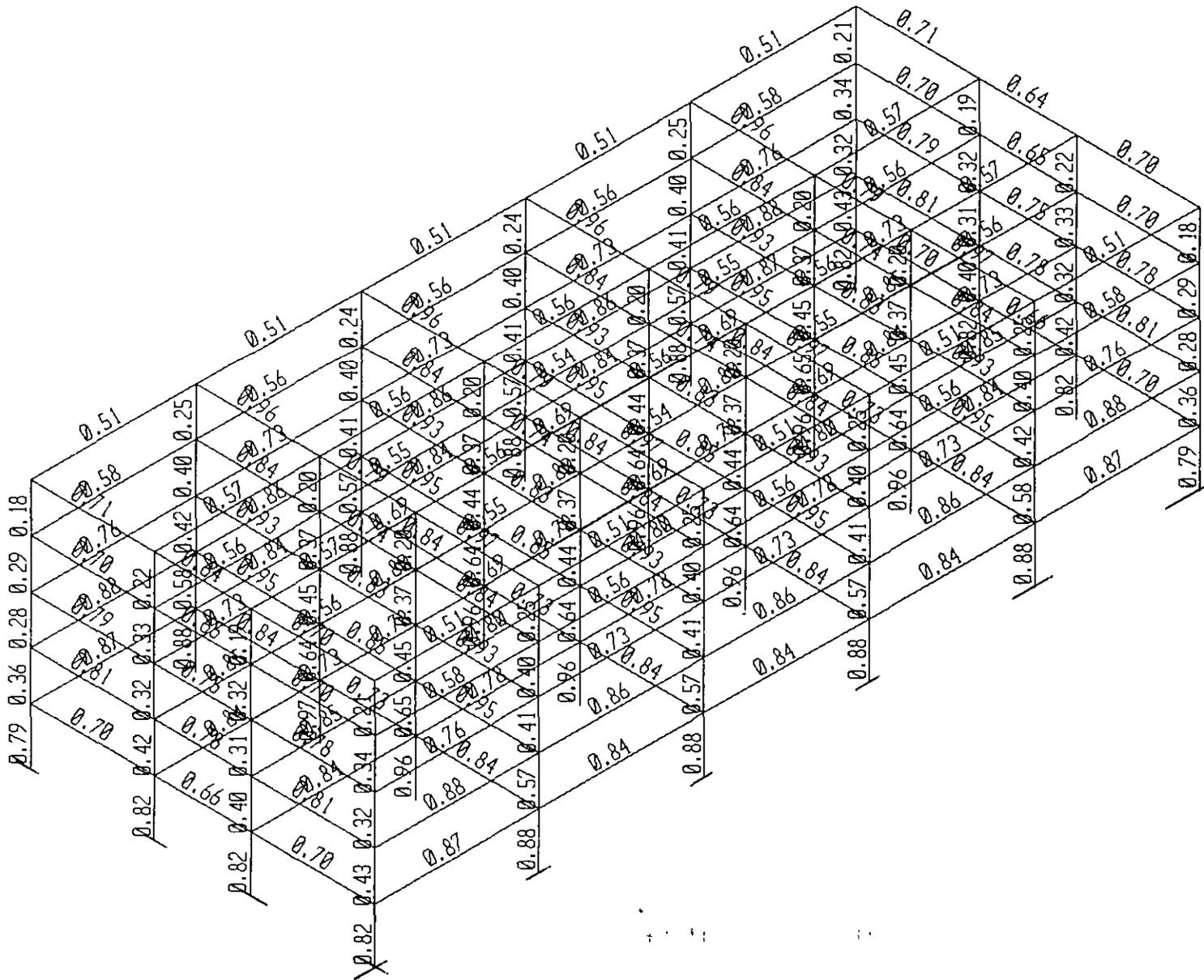
OFICINAS.PST
UNDEFORMED
SHAPE

TOP AZO
BOT NI

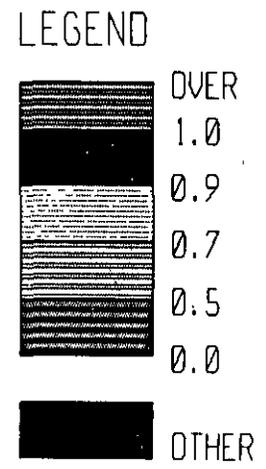
OPTIONS
HIDDEN LINES

ISOMETRICO . DEL MODELO

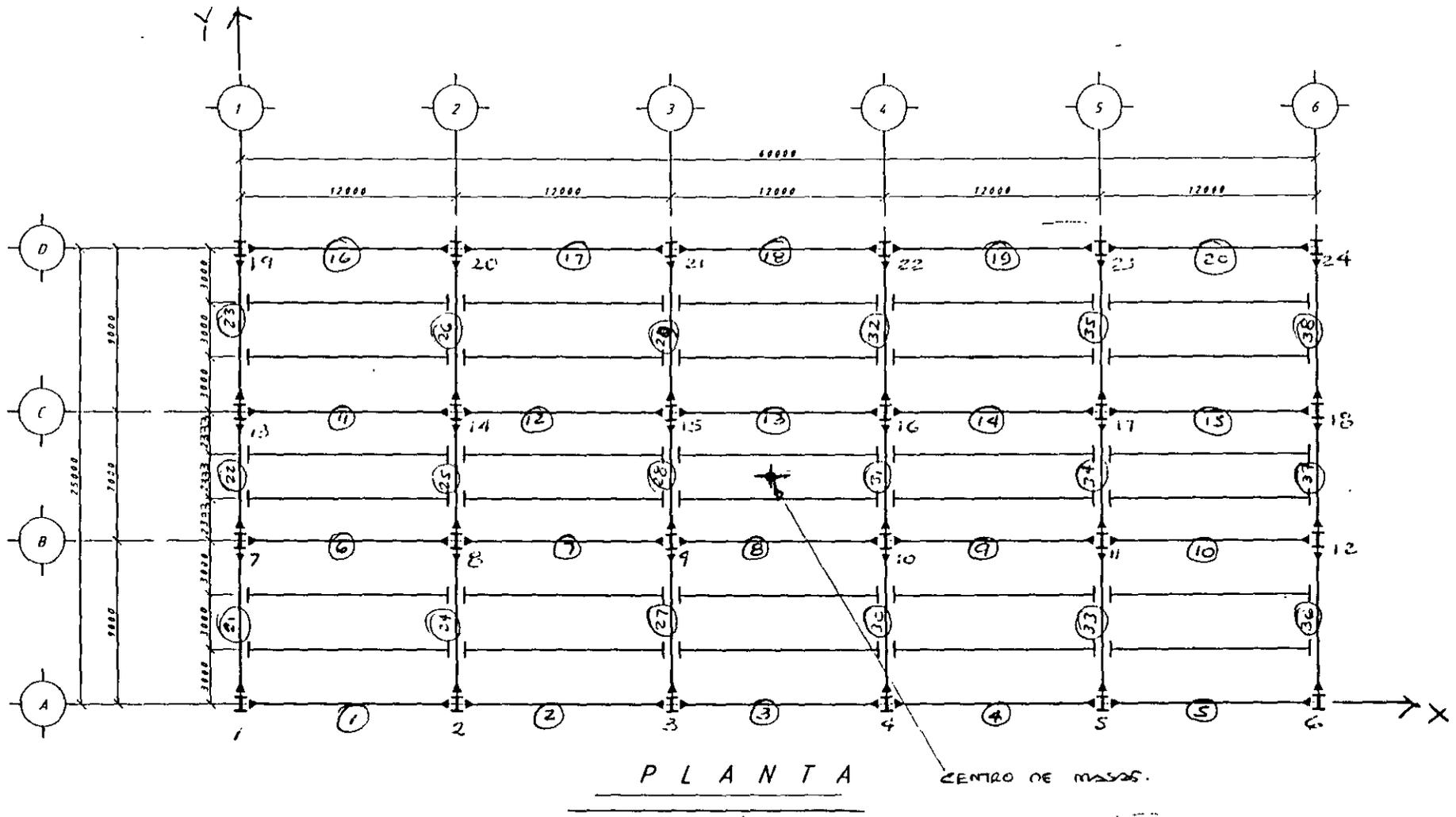
ETABS



OFICINAS.PST
 STRESS
 RATIOS
 S-OFICIN.PLO
 TOP AZO
 BOT NI

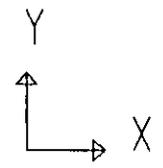
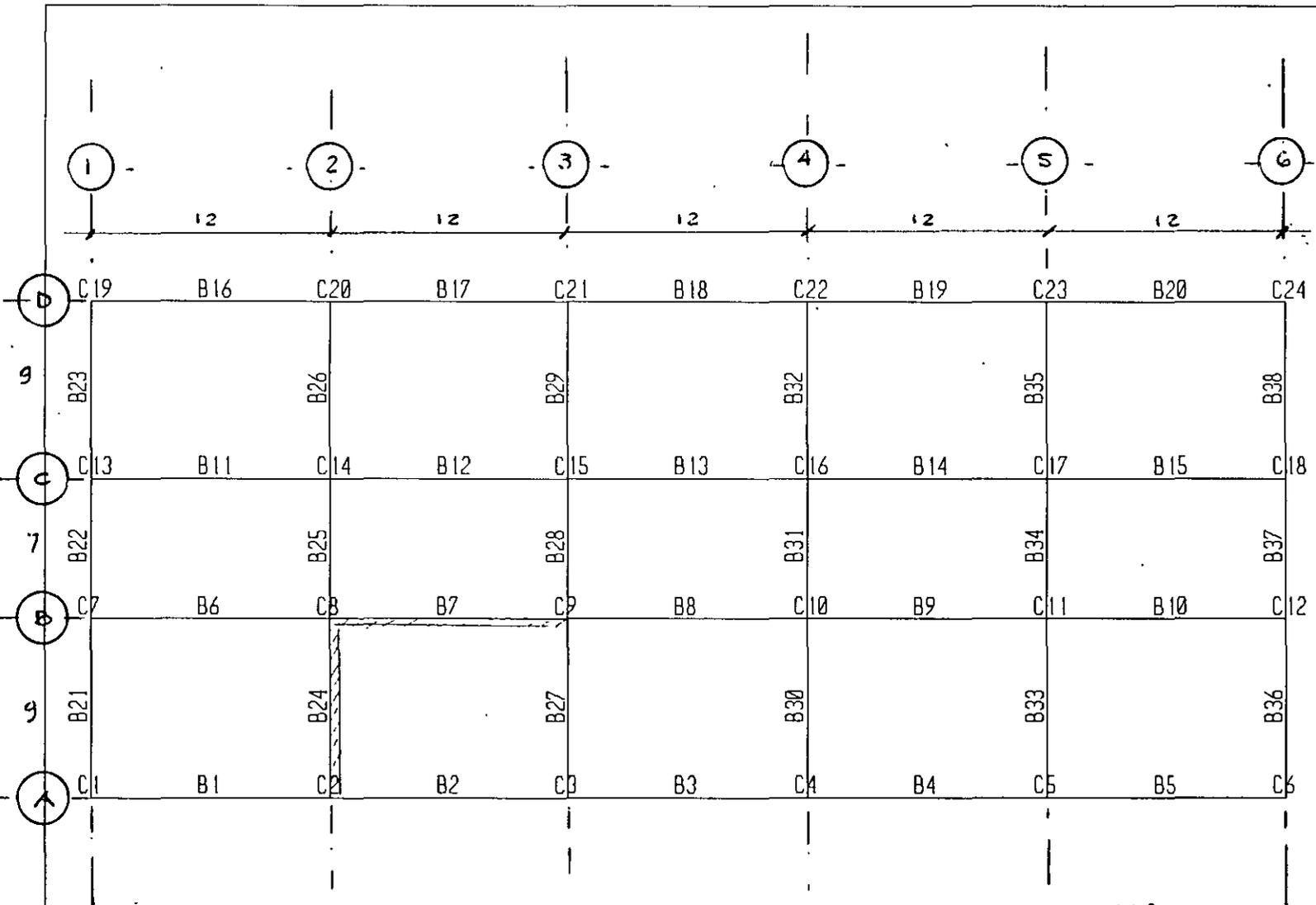


ETABS



- Numeración de líneas de columnas
- ① Numeración de traves.

* DATOS DE ENTRADA PARA MODELO MATEMATICO.



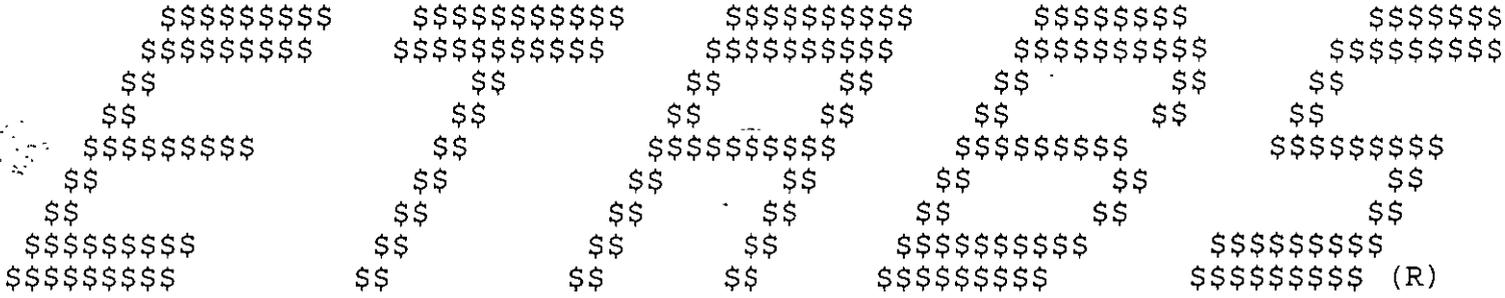
OFICINAS.PST
UNDEFORMED
SHAPE

TOP AZO
BOT NI

OPTIONS
WIRE FRAME

PLANTA LOCALIZACION DE TRABES Y COLUMNAS

ETABS



EXTENDED THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS
 VERSION 5.30
 BY
 ASHRAF HABIBULLAH

Copyright (c) 1983-1991
 COMPUTERS AND STRUCTURES, INC.
 All rights reserved

EDIFICIO PARA OFICINAS EN LA CD. DE MEXICO.
 UNIDADES MKS NOVIEMBRE-1999

COMBINACIONES DE CARGA:

- COMB1 1.4CM + 1.4 CVmax
- COMB2 1.1CM + 1.1 CVred + 1.1 Sx + 0.33 Sy
- COMB3 1.1CM + 1.1 CVred + 0.33 Sx + 1.10 Sy
- COMB4 1.1CM + 1.1 CVred - 1.1 Sx - 0.33 Sy
- COMB5 1.1CM + 1.1 CVred - 0.33 Sx - 1.10 Sy
- COMB6 1.1CM + 1.1 CVred
- COMB7 1.00 Sx
- COMB8 1.00 Sy
- COMB9 1.0 CM
- COMB10 1.0 CVmax
- COMB11 1.0 CVred

DISEÑO DE TRABE B7 DEL NIVEL N-2:

Longitud (l): 12.00 m
Sección propuesta: T-1

H = 700 mm
B = 300 mm
tp = 22 mm
ta = 8 mm

Utilizar acero A-36 $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

Propiedades geométricas:

$$A = 2(30 \cdot 2.2) + (70 - 4.4)0.8 = 184.48 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = (0.8(70 - 4.4)^3)/12 + 2 \{ [(30 \cdot 2.2)(33.9)^2] + (30 \cdot 2.2^3)/12 \}$$
$$I_{xx} = 18\,820 + 2 \{ 75\,847.86 + 26.62 \}$$
$$I_{xx} = 170\,569 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 2 [(2.2 \cdot 30^3)/12] + ((70 - 4.4) \cdot 0.8^3)/12$$
$$I_{yy} = 9\,900 + 2.8$$
$$I_{yy} = 9\,903 \text{ cm}^4$$

$$r_x = (I_{xx}/A)^{1/2}$$
$$r_x = (170\,569/184.48)^{1/2}$$
$$r_x = 30.41 \text{ cm}$$

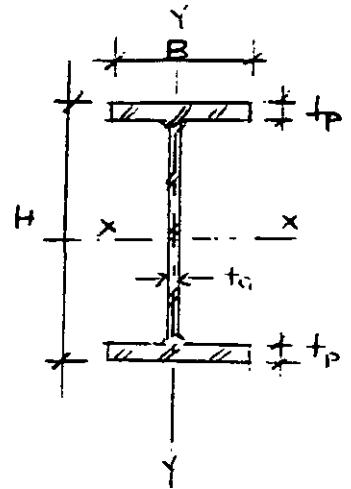
$$r_y = (I_{yy}/A)^{1/2}$$
$$r_y = (9\,903/184.48)^{1/2}$$
$$r_y = 7.33 \text{ cm}$$

$$S_{xx} = I_{xx}/c_1$$
$$S_{xx} = 170\,569/35 = 4\,873 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 1.14 \cdot 4\,873 \text{ cm}^3$$
$$Z_x = 5\,555 \text{ cm}^3$$

$$S_{yy} = I_{yy}/c_2$$
$$S_{yy} = 9\,903/15 = 660 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 1.14 \cdot 660 \text{ cm}^3$$
$$Z_y = 752 \text{ cm}^3$$



$$J = (1/3) (2b * tp^3 + h * ta^3)$$

$$J = (1/3) (2*30*2.2^3 + 70*0.8^3)$$

$$J = 225 \text{ cm}^4$$

Obtención de las relaciones ancho/grueso:

a) en patines:

$$b/2tp = 30/(2*2.2) = 6.82$$

b) en almas:

$$d/ta = 65.6/0.8 = 82$$

Clasificación de la sección:

	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
Patines:	$460/(fy)^{1/2} = 9.15$	$540/(fy)^{1/2} = 10.74$	$830/(fy)^{1/2} = 16.50$
Alma:	$3500/(fy)^{1/2} = 69.58$	$5300/(fy)^{1/2} = 105.37$	$8000/(fy)^{1/2} = 159.05$

Como para patines:

$$b/(2*tp) = 6.82 < 9.15 = 460/(fy)^{1/2} \rightarrow \text{TIPO 1}$$

y como para almas:

$$d/ta = 82 < 105.37 = 5300/(fy)^{1/2} \rightarrow \text{TIPO 2}$$

Entonces la trabe es sección TIPO 2

La trabe B7 es un miembro soportado lateralmente, entonces aplicando la fórmula 3.3.1 de las NTC se obtiene:

La resistencia a la flexión:

$$M_r = F_r * Z * f_y = F_r * M_p \dots\dots\dots (3.3.1)$$

$$M_p = Z * f_y$$

$$M_p = 5\,555 \text{ cm}^3 * 2\,530 \text{ kg/cm}^2 = 14\,054\,150 \text{ kg-cm.}$$

$$M_p = 14\,054\,150 \text{ kg-cm} * 1 \text{ m} / 100 \text{ cm} = 140\,541 \text{ kg-m.}$$

$$M_r = 0.9 * 140\,541 = 126\,487 \text{ kg-m.}$$

Resistencia al cortante:

$$V_r = V_n * F_r \dots\dots\dots (3.3.21)$$

Casos:

a) Si $h/t < 1400(k/f_y)^{1/2} \rightarrow V_n = 0.66 f_y * A_a$

donde:

$$k = 5.0 + 5.0/(a/h)^2$$

a = Separación entre atiesadores transversales

Considerando que la sección no tiene atiesadores, entonces se considera $k = 5$

En almas no atiesadas h/t no debe exceder de 260

$$h/t = (70 - 4.4)/0.8 = 82 < 260 \quad \text{ok}$$

$$h/t = 82 < 1400(5/2\,530)^{1/2} = 62.2 \quad \text{No cumple}$$

b) Si $1400(k/f_y)^{1/2} < h/t < 1600(k/f_y)^{1/2} \rightarrow V_n = \{[922(f_y * k)^{1/2}]/(h/t)\} A_a$

$$62.2 < 82 < 1600(5/2\,530)^{1/2} = 71.12 \quad \text{No cumple}$$

c) Si $1600(k/f_y)^{1/2} < h/t < 2000(k/f_y)^{1/2} \rightarrow$ Se consideran dos subcasos

$$71.12 < 82 < 2000(5/2\,530)^{1/2} = 88.9 \quad \text{Sí cumple}$$

Subcasos:

c1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma:

$$V_{n1} = \{(922(f_y \cdot k)^{1/2}) / (h/t)\} A_a$$

A_a = Area del alma

$$A_a = 70 \cdot 0.8 = 56 \text{ cm}^2$$

$$V_{n1} = \{(922(2530 \cdot 5)^{1/2}) / (82)\} 56 = 70\,819 \text{ kg.}$$

c2) Estado límite de falla por tensión diagonal:

$$V_{n2} = \{(922(f_y \cdot k)^{1/2}) / (h/t) \cdot [1 - (0.87) / (1 + (a/h)^2)^{1/2}] + (0.5 f_y) / (1 + (a/h)^2)^{1/2}\} A_a$$

$$V_{n2} = \{(922(2\,530 \cdot 5)^{1/2}) / (82) \cdot [1 - (0.87) / (1 + (1\,200/65.6)^2)^{1/2}] + (0.5 \cdot 2530) / (1 + (1200/65.6)^2)^{1/2}\} 56$$

$$V_{n2} = \{1\,204.57 + 69.05\} 56$$

$$V_{n2} = 71\,323 \text{ kg}$$

Resumiendo:

$$V_{n1} = 70\,819 \text{ kg} \quad \leftarrow \text{rige}$$

$$V_{n2} = 71\,323 \text{ kg}$$

$$\text{Entonces : } V_r = V_n \cdot r = 70\,819 \text{ kg} \cdot 0.9 = 63\,737 \text{ kg}$$

$$\underline{V_r = 63\,737 \text{ kg}}$$

Comparación con elementos mecánicos actuantes ya factorizados:

Combinación de carga que rige

Caso ² 5: $1.1 (CM + CVr - Sx - 0.3Sy)$

Momento de diseño (Md):

$Md = 75\,255 \text{ kg-m}$

Momento resistente de la sección (Mr):

$Mr = 126\,487 \text{ kg-m}$

$Md < Mr$ ok

Cortante de diseño (Vd):

$Vd = 21\,205 \text{ kg-}$

Cortante resistente de la sección (Vr):

$Vr = 63\,737 \text{ kg-}$

$Vd < Vr$ ok

\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ (R)

EXTENDED THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS
 VERSION 5.30
 BY
 ASHRAF HABIBULLAH

Copyright (c) 1983-1991
 COMPUTERS AND STRUCTURES, INC.
 All rights reserved

PROGRAM:ETABS/FILE:OFI-Q3.FRM
 EDIFICIO PARA OFICINAS EN LA CD. DE MEXICO.
 UNIDADES MKS NOVEMBRE-1999

BEAM FORCES AT LEVEL N2 IN FRAME 3D FRAME MOMENT

P	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
24	CASE 1	END-I	-62191.55	-36022.45	.00	.00	.00	.01
		1/4-PT	10765.24	-35154.91	.00			
		1/2-PT	30278.55	-519.38	.00			
		3/4-PT	9855.57	34116.16	.00			
		END-J	-60971.78	34983.69	.00			
24	CASE 2	END-I	-33347.30	-22938.28	.00	.00	.00	-.19
		1/4-PT	12977.50	-22256.64	.00			
		1/2-PT	21552.14	2184.99	.00			
		3/4-PT	1880.63	26626.63	.00			
		END-J	-53402.63	27308.26	.00			
24	CASE 3	END-I	1331.04	-14597.74	.00	.00	.00	.22
		1/4-PT	30557.73	-13916.10	.00			
		1/2-PT	22034.26	10525.53	.00			
		3/4-PT	-14735.36	34967.17	.00			
		END-J	-87116.73	35648.80	.00			
24	CASE 4	END-I	-54494.56	-28024.39	.00	.00	.00	.20
		1/4-PT	2256.78	-27342.76	.00			
		1/2-PT	21257.95	-2901.12	.00			
		3/4-PT	12012.98	21540.51	.00			
		END-J	-32843.74	22222.15	.00			
24	CASE 5	END-I	-89172.90	-36364.94	.00	.00	.00	-.21
		1/4-PT	-15323.46	-35683.30	.00			
		1/2-PT	20775.83	-11241.67	.00			
		3/4-PT	28628.97	13199.97	.00			
		END-J	870.36	13881.60	.00			
CASE 6	CASE 6	END-I	-43920.93	-25481.34	.00	.00	.00	.01
		1/4-PT	7617.14	-24799.70	.00			
		1/2-PT	21405.05	-358.07	.00			
		3/4-PT	6946.81	24083.57	.00			
		END-J	-43123.19	24765.20	.00			

DISEÑO DE TRABE B24 DEL NIVEL N-2:

Longitud (l): 9.00 m

Sección propuesta: T-3

H = 700 mm

B = 250 mm

tp = 22 mm

ta = 8 mm

Utilizar acero A-36 $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$

Propiedades geométricas:

$$A = 2(25 \cdot 2.2) + (70 - 4.4)0.8 = 162.48 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = (0.8(70 - 4.4)^3)/12 + 2\{(25 \cdot 2.2)(33.9)^2 + (25 \cdot 2.2^3)/12\}$$

$$I_{xx} = 18820 + 126457$$

$$I_{xx} = 145277 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 2\{(2.2 \cdot 25^3)/12\} + ((70 - 4.4) \cdot 0.8^3)/12$$

$$I_{yy} = 5729.16 + 2.8$$

$$I_{yy} = 5732 \text{ cm}^4$$

$$r_x = (I_{xx}/A)^{1/2}$$

$$r_x = (145277/162.48)^{1/2}$$

$$r_x = 29.90 \text{ cm.}$$

$$r_y = (I_{yy}/A)^{1/2}$$

$$r_y = (5732/162.48)^{1/2}$$

$$r_y = 5.94 \text{ cm.}$$

$$S_{xx} = I_{xx}/c$$

$$S_{xx} = 145277/35 = 4151 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 1.14 \cdot 4151 \text{ cm}^3$$

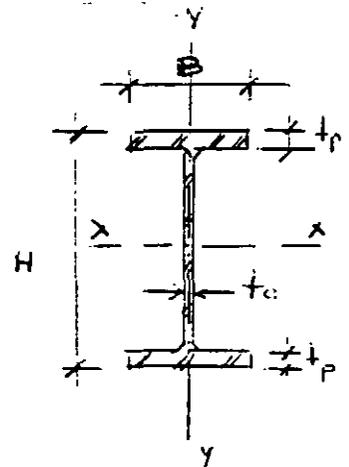
$$Z_x = 4732 \text{ cm}^3$$

$$S_{yy} = I_{yy}/c$$

$$S_{yy} = 5732/12.5 = 459 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 1.14 \cdot 459 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 523 \text{ cm}^3$$



$$J = (1/3) (2b * tp^3 + h * ta^3)$$

$$J = (1/3) (2*25*2.2^3 + 70*0.8^3)$$

$$J = 189.41 \text{ cm}^4$$

Obtención de las relaciones ancho/grueso:

a) en patines:

$$bp/2tp = 25/(2*2.2) = 5.68$$

b) en almas:

$$d/ta = 65.6/0.8 = 82$$

Clasificación de la sección:

	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
Patines:	$460/(fy)^{1/2} = 9.15$	$540/(fy)^{1/2} = 10.74$	$830/(fy)^{1/2} = 16.50$
Almas:	$3500/(fy)^{1/2} = 69.58$	$5300/(fy)^{1/2} = 105.37$	$8000/(fy)^{1/2} = 159.05$

Como para patines:

$$b/(2*tp) = 5.68 < 9.15 = 460/(fy)^{1/2} \rightarrow \text{TIPO 1}$$

y como para almas:

$$d/ta = 82 < 105.37 = 5300/(fy)^{1/2} \rightarrow \text{TIPO 2}$$

Entonces la trabe es sección TIPO 2

La trabe B24 es un miembro soportado lateralmente, entonces aplicando la fórmula 3.3.1 de las NTC tenemos:

Resistencia a la flexión:

$$M_r = F_r \cdot Z \cdot f_y = F_r \cdot M_p \dots\dots\dots (3.3.1)$$

$$M_p = Z \cdot f_y$$

$$M_p = 4732 \cdot 2530 = 11\,971\,960 \text{ kg-cm.}$$

$$M_p = 11\,971\,960 \text{ kg-cm} \cdot 1 \text{ m} / 100 \text{ cm} = 119\,720 \text{ kg-m.}$$

$$M_r = 0.9 \cdot 119\,720 = 107\,748 \text{ kg-m.}$$

Resistencia al cortante:

$$V_r = V_n \cdot F_r \dots\dots\dots (3.3.21)$$

Casos:

- a) Si $h/t < 1400(k/f_y)^{1/2}$
- b) Si $1400(k/f_y)^{1/2} < h/t < 1600(k/f_y)^{1/2}$
- c) Si $1600(k/f_y)^{1/2} < h/t < 2000(k/f_y)^{1/2}$
- d) Si $2000(k/f_y)^{1/2} < h/t$

$$h/t = (70-4.4)/0.8 = 82$$

Nuestra trabe queda dentro del tercer caso:

$$1600(k/f_y)^{1/2} < h/t < 2000(k/f_y)^{1/2}$$

$$71.12 < 82 < 88.9 \quad \text{sí cumple}$$

Subcasos:

c1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma:

$$V_{n1} = \{(922(f_y \cdot k)^{1/2}) / (h/t)\} A_a$$

$$A_a = 70 \cdot 0.8 = 56 \text{ cm}^2$$

$$V_{n1} = \{(922(2530 \cdot 5)^{1/2}) / (82)\} 56 = 70\,819 \text{ kg.}$$

c2) Estado límite de falla por tensión diagonal:

$$V_{n2} = \{(922(f_y \cdot k)^{1/2}) / (h/t)\} \cdot [1 - (0.87) / (1 + (a/h)^2)^{1/2}] + (0.5 f_y) / (1 + (a/h)^2)^{1/2} \} A_a$$

$$V_{n2} = \{(922(2530 \cdot 5)^{1/2}) / (82)\} \cdot [1 - (0.87) / (1 + (1200/65.6)^2)^{1/2}] + (0.5 \cdot 2530) / (1 + (65.6)^2)^{1/2} \} 56$$

$$V_{n2} = 71\,323 \text{ kg}$$

Resumiendo:

$$V_{n1} = 70\,819 \text{ kg} \quad \leftarrow \text{rige}$$

$$V_{n2} = 71\,323 \text{ kg}$$

$$\text{Entonces : } V_r = V_n \cdot F_r = 70\,819 \text{ kg} \cdot 0.9 = 63\,737 \text{ kg}$$

$$\underline{V_r = 63\,737 \text{ kg}}$$

Comparación con elementos mecánicos actuantes ya factorizados:

Combinación de carga que rige

$$\text{Caso 5: } 1.1 (CM + CV_r - S_x - 0.3S_y)$$

Momento de diseño (Md):

$$Md = 89\,173 \text{ kg-m}$$

$$\underline{Md < Mr \quad \text{ok}}$$

Momento resistente de la sección (Mr):

$$Mr = 107\,748 \text{ kg-m}$$

Cortante de diseño (Vd):

$$Vd = 36\,364 \text{ kg-m}$$

Cortante resistente de la sección (Vr):

$$Vr = 63\,737 \text{ kg-m}$$

$$\underline{Vd < Vr \quad ok}$$

GALVADECK 25

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA						
CANTON	ESPEZOR (cm)	I	S _{sup}	S _{inf}	W _{dl}	Vr
24	5	195	1445	315	92	40
	6	218	1734	410	106	48
	8	264	2312	678	142	71
	10	310	2891	1074	187	101
	12	356	3469	1626	243	139
22	5	197	1445	391	105	51
	6	220	1734	502	121	61
	8	266	2312	804	159	86
	10	312	2891	1238	207	119
	12	358	3469	1834	265	161
20	5	199	1445	445	114	60
	6	222	1734	567	131	71
	8	268	2312	893	171	98
	10	314	2891	1356	220	133
	12	360	3469	1985	279	177
18	5	202	1445	538	127	75
	6	225	1734	678	146	88
	8	271	2312	1049	189	119
	10	317	2891	1564	242	158
	12	363	3469	2253	304	206

SIMBOLOGIA

- I = Momento de Inercia de la sección de acero (cm⁴/m).
- S_{sup} = Módulo de Sección de la sección de acero para la fibra superior (cm³/m).
- S_{inf} = Módulo de Sección de la sección de acero para la fibra inferior (cm³/m).
- W_{dl} = Peso propio de la lámina y el concreto (kg/m²).
- Vr = Cortante (kg).
- I_c = Momento de Inercia de la Sección Compuesta (cm⁴).
- S_{sc} = Módulo de Sección de la sección compuesta para la fibra superior de la losa (cm³).
- S_{ic} = Módulo de Sección de la sección compuesta para la fibra inferior de la losa (cm³).
- t = Espesor de la losa de concreto sobre las crestas (cm).
- L = Separación entre apoyos (m).

NOTAS:

- 1.- Para el cálculo de las propiedades de la sección compuesta se consideró concreto normal: Peso Volumétrico = 2300 kg/m³ y f_c = 200 kg/cm².
- 2.- La sobrecarga mostrada en las tablas está basada en las condiciones de un claro simplemente apoyado, actuando la lámina como refuerzo positivo.
- 3.- Máximo claro sin apuntalamiento temporal de acuerdo a las recomendaciones del Steel Deck Institute (SDI), y estará limitada por la deflexión de L/180, pero sin exceder de 1.9 cm.
- 4.- Criterios y métodos de diseño de acuerdo a la última edición del "Manual de Miembros Estructurales de Acero Rolado en Frío", editado por el American Iron and Steel Institute, 1986.
- 5.- Lámina galvanizada de acuerdo a la norma ASTM A-446 grado "B" (F_y=37 KSI).
- 6.- Esfuerzo máximo de trabajo del acero: 1,560 kg/cm².

GALVADECK-25

SOBRECARGA PERMISIBLE (KG/M²)

24	1.80	1346	1631	2305	2902	3498
	2.00	1053	1280	1951	2581	3113
	2.20	836	1020	1567	2294	2798
	2.40	672	822	1274	1878	2535
	2.60	543	668	1047	1555	2210
	2.80	442	546	866	1298	1857
	3.00	360	448	721	1091	1571
	3.20	292	367	601	921	1338
	3.40	237	300	503	780	1145
	3.60	190	244	420	663	983
	3.80	151	197	350	563	845
	4.00		156	290	478	728
	4.20			238	405	627
4.40			194	341	540	
4.60			155	286	464	
4.80				237	397	
5.00				194	338	
22	1.80	1408	1706	2302	2900	3496
	2.00	1248	1514	2046	2579	3111
	2.20	1116	1352	1835	2316	2795
	2.40	907	1101	1597	2097	2532
	2.60	744	906	1321	1884	2310
	2.80	614	751	1102	1582	2119
	3.00	510	625	926	1338	1874
	3.20	424	523	782	1138	1604
	3.40	353	438	662	972	1380
	3.60	294	367	562	833	1192
	3.80	243	307	477	716	1033
	4.00	200	255	404	616	897
	4.20	163	211	342	529	781
4.40	131	173	288	455	679	
4.60	103	139	241	389	591	
4.80		110	199	332	514	
5.00			163	282	445	
20	1.80	1407	1705	2300	2898	3494
	2.00	1246	1512	2044	2577	3109
	2.20	1115	1354	1834	2314	2794
	2.40	1005	1223	1659	2095	2531
	2.60	909	1089	1510	1910	2308
	2.80	756	908	1292	1751	2118
	3.00	633	763	1091	1530	1953
	3.20	532	643	926	1307	1797
	3.40	449	545	790	1122	1551
	3.60	379	462	676	967	1344
	3.80	320	392	579	835	1170
	4.00	269	332	496	723	1021
	4.20	225	280	425	627	892
4.40	188	236	364	543	781	
4.60	155	197	310	470	684	
4.80		163	263	406	599	
5.00		132	221	350	524	
18	1.80	1404	1702	2298	2895	3491
	2.00	1243	1509	2041	2574	3106
	2.20	1112	1351	1831	2311	2791
	2.40	1002	1220	1656	2092	2528
	2.60	910	1109	1507	1907	2305
	2.80	830	1014	1380	1748	2115
	3.00	761	931	1270	1610	1950
	3.20	701	847	1174	1490	1805
	3.40	584	725	1014	1384	1678
	3.60	492	620	875	1204	1564
	3.80	418	527	757	1049	1417
	4.00	359	452	657	915	1244
	4.20	310	390	571	801	1094
4.40	269	340	496	702	965	
4.60	236	294	431	615	852	
4.80	204	252	374	539	753	
5.00	172	214	323	472	665	

NOTA:

Los valores sombreados requieren apuntalamiento temporal al centro del claro.

Perfil Laminado	Sección Compuesta							Sección no Compuesta					
	b ₁ (mm)	Resistencias Factorizadas			C _r (kN) para 100%	I _t 10 ⁶ mm ⁴	S _t 10 ³ mm ³	Datos del Perfil Laminado		Condición no Arriostrada			
		M _{rc} (kN m)								L' mm	M _r ' kN m	L' mm	M _r ' kN m
		100%	75%	50%									
W410X39	2 000	380	359	332	1 330	425	1 040	M _r	197	2 000	193	6 000	55.2
W16X26	1 650	360	342	317	1 090	409	1 030	V _r	448	3 000	155	7 000	44.1
b = 140	1 300	339	325	298	862	387	1 010	L _u	1 860	4 000	105	8 000	36.6
t = 8.8	950	318	301	275	630	356	989	I _x	127	4 500	86.7	9 000	31.3
d = 399	600	285	269	248	398	310	945	S _x	634	5 000	73.1	10 000	27.4
W360X33	1 980	296	276	252	1 130	300	807	M _r	146	2 000	139	5 500	43.2
W14X22	1 620	286	270	248	1 070	289	797	V _r	361	3 000	108	6 000	38.1
b = 127	1 270	266	253	233	842	274	784	L _u	1 720	4 000	70.3	7 000	30.8
t = 8.5	910	245	233	213	603	252	764	I _x	82.7	4 500	58.4	8 000	25.9
d = 349	550	218	205	188	365	216	727	S _x	474	5 000	49.7		
W310X39	2 020	318	298	271	1 330	297	898	M _r	165	3 000	153	6 500	69.1
W12X26	1 640	297	280	257	1 090	285	887	V _r	320	4 000	130	7 000	62.2
b = 165	1 260	275	261	243	835	267	871	L _u	2 440	5 000	103	7 500	56.6
t = 9.7	880	252	242	225	583	242	845	I _x	85.1	5 500	88.5	8 000	51.8
d = 310	500	226	215	201	331	202	798	S _x	549	6 000	77.7	8 500	47.8

Tabla obtenida del libro "Composite floor Systems" de E.Y.L. Chien y J.K. Ritchie
Ed. Canadian Institute of Steel Construction

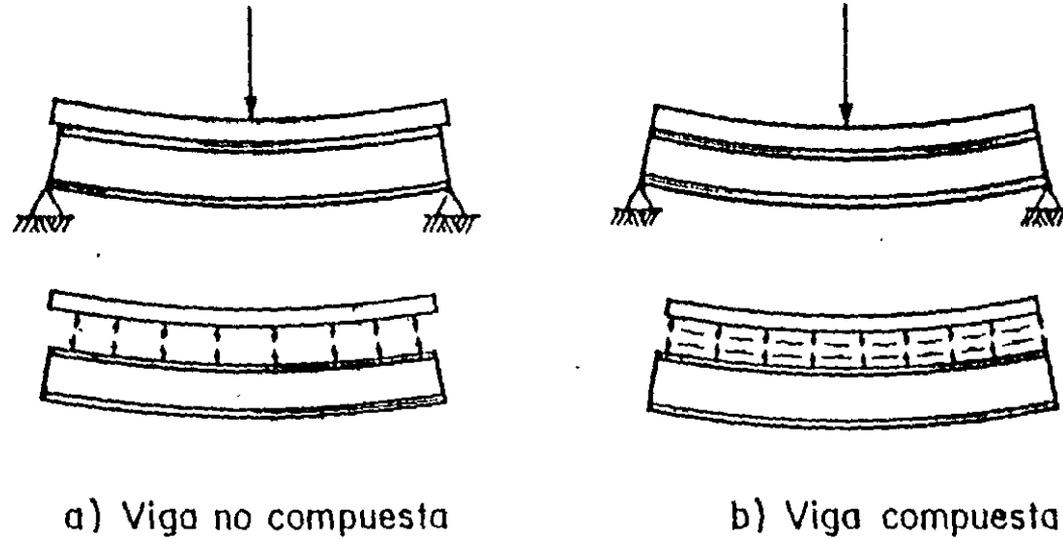
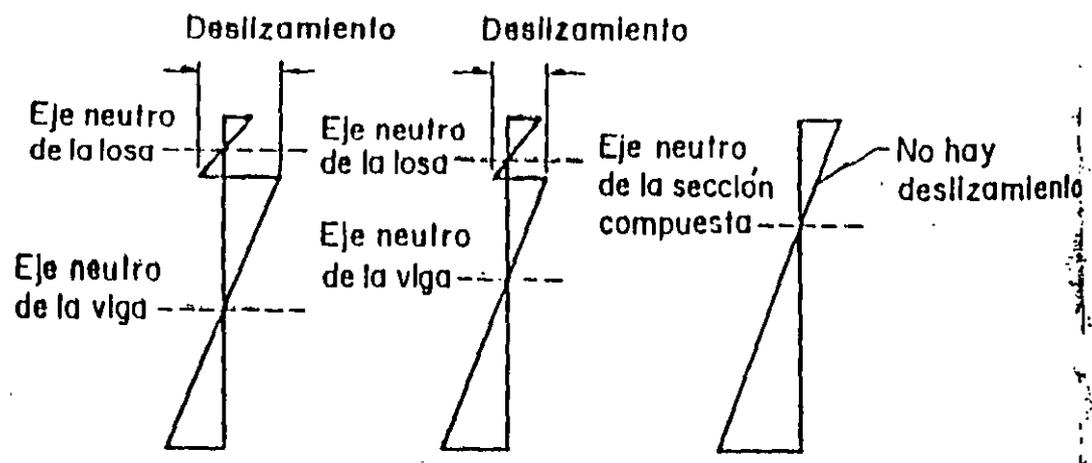
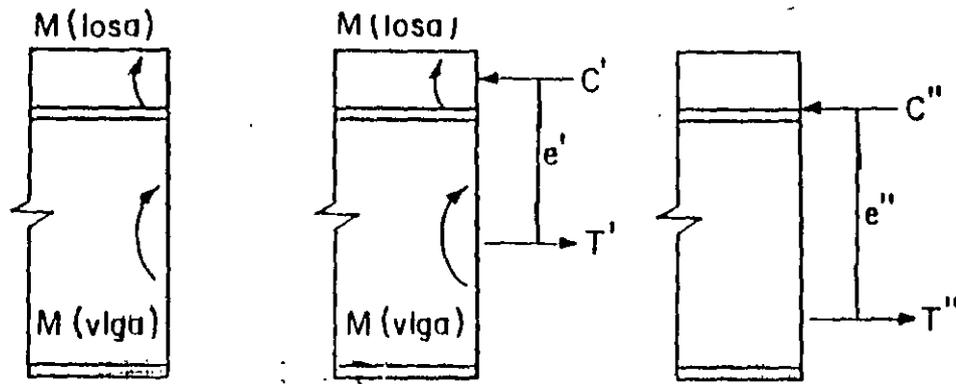
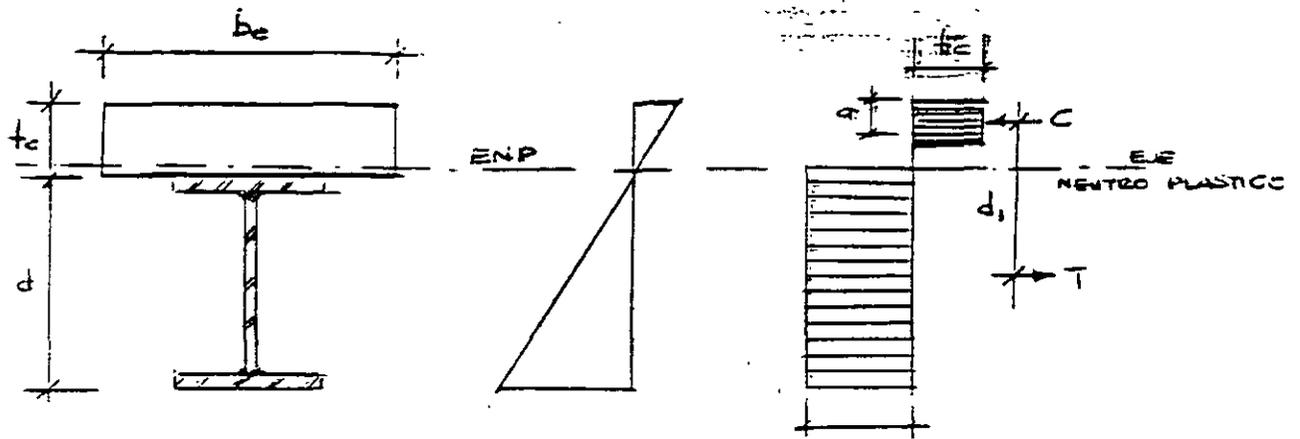


Fig 3.6.4 Comparación de vigas deformadas, con y sin acción compuesta.



- a) No hay interacción
- b) Interacción Parcial
- c) Interacción completa

Fig 3.6.5 Distribuciones de deformaciones en vigas compuestas



a) Sección transversal

b) Deformaciones unitarias

c) Esfuerzos y fuerzas equivalentes

Fig. 3.6.6 Deformaciones unitarias y esfuerzos cuando la sección desarrolla su resistencia máxima. (el eje neutro plástico está dentro de la losa de concreto)

Bloque de compresión en el concreto:

$$C = f'_c * a * b_e$$

La fuerza de tensión en la viga :

$$T = A_t * f_y$$

Además: $C = T$

$$\rightarrow f'_c * a * b_e = A_t * f_y$$

Despejando "a":

$$a = (A_t * f_y) / (b_e * f'_c)$$

Momento resistente nominal:

$$M_n = C d_1 = T d_1$$

De la figura:

$$d_1 = d/2 + (t_c - a/2)$$

$$\rightarrow \underline{M_n = T d_1 = A_t * f_y (d/2 + t_c - a/2)}$$

REVISIÓN DE LARGUERO TRABAJANDO EN SECCIÓN COMPUESTA

$$w = a (CM + CV)$$

En donde:

l = claro

w = carga lineal

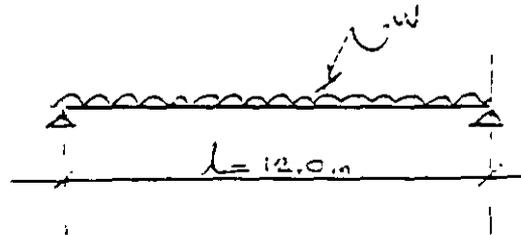
a = ancho tributario

CM = Carga muerta

CV = Carga viva máxima

$$w = 3.0 (420 + 250) \text{ kg/m}^2$$

$$w = 2010 \text{ kg/m}$$



Momento máximo:

$$M_{\text{máx}} = wl^2/8$$

$$M_{\text{máx}} = 2010 * 12^2/8$$

$$M_{\text{máx}} = 36180 \text{ kg-m}$$

Momento de diseño:

$$M_d = 1.4 * 36180 \text{ kg-m}$$

$$M_d = 50652 \text{ kg-m}$$

Perfil propuesto: W21X44 (IR 533X65.8 kg/m)

Area del perfil (A_t) = 83.9 cm²

d = 525 mm

b = 165 mm

t_p = 11.4 mm

t_a = 8.9 mm

Utilizar: Acero A-36 $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$h/t_a = 52.5 \text{ cm} / 0.89 \text{ cm} = 58.9 < 5366 / (f_y)^{1/2} = 5366 / (2530)^{1/2} = 106.7 \quad \text{ok}$$

→ Distribución de esfuerzos en secciones compuestas completamente plastificadas:

Determinación del ancho efectivo b_e :

a) $2 * l/8 = 2 * (1200/8) = 300 \text{ cm}$

b) $2 * s/2 = 2 * (300/2) = 300 \text{ cm}$

c) Distancia al borde de losa

d) $2 * 8e = 2 * 8 * 9 \text{ cm} = 144 \text{ cm}$ ← rige

$$\text{Sea } f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*_c = 0.8 \cdot 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = [1.05 - (f^*_c/1250)]f^*_c = [1.05 - (200/1250)]200 = 178 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 178 \text{ kg/cm}^2 > 0.85 f^*_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

Peralte del bloque de compresión en la losa:

$$a = (A_t \cdot f_y) / (b_e \cdot f'_c)$$

$$a = (83.9 \cdot 2530) / (144 \cdot 170) = 8.67 \text{ cm} < 9.0 \text{ cm}$$

Entonces el eje neutro plástico está en la losa de concreto.

Momento resistente nominal:

$$M_n = A_t \cdot f_y [d/2 + t_c - (a/2)]$$

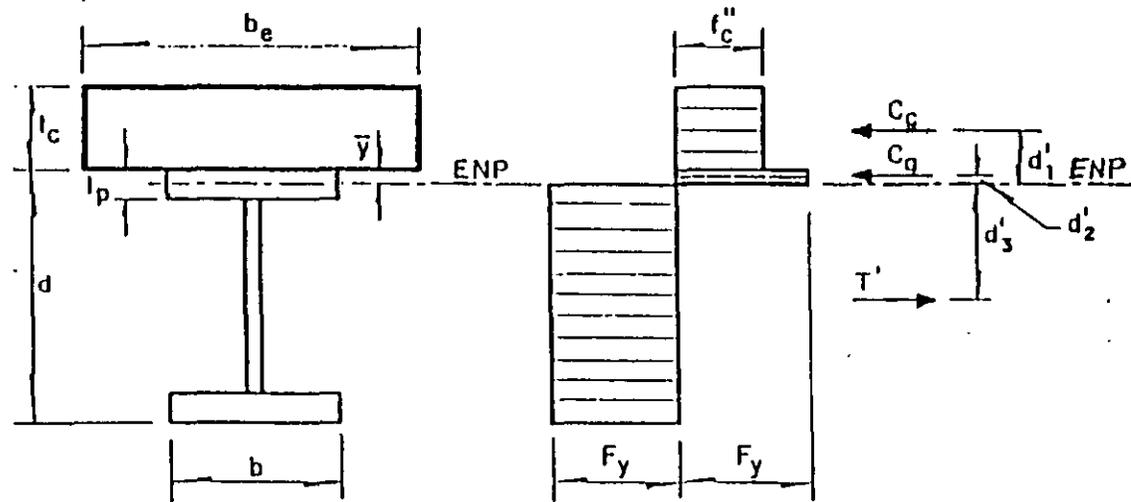
$$M_n = 83.9 \cdot 2530 [(52.5/2) + 9 - (8.67/2)]$$

$$M_n = 6\,562\,234 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 6\,562\,234 \text{ kg-cm} (1\text{m}/100\text{cm}) = 65\,622 \text{ kg-m}$$

$$M_R = \overset{0.9 \times}{F_R} \times M_n = 65\,622 \text{ kg-cm} > M_d = 50\,652 \text{ kg-m} \quad \text{ok}$$

$$59,059.8 \text{ kg-cm} > 50,652 \text{ Kg-m}$$



a) Sección transversal

b) Esfuerzos y fuerzas equivalentes

Fig 3.6.7 Caso en que el eje neutro plástico (ENP) está en patín de la viga de acero

Tabla estándar de carga para vigas de alma abierta, serie H, basada en un esfuerzo permisible de 2,100 kg/cm²

Adoptado por el Steel Joist Institute and American Institute of Steel Construction Inc., Oct. 1, 1974.

Los números negros en la siguiente tabla, nos dan las capacidades totales de carga uniformemente distribuida, en kilogramos por metro lineal, de las vigas de acero serie H. El peso de cargas muertas, incluyendo las vigas, deberán deducirse para determinar las capacidades de carga VIVA de las vigas.

La tabla de carga puede utilizarse para las vigas de cuerdas paralelas instaladas en una pendiente máxima de 1.3 cms. por 30 cms

Los números mostrados en azul en esta tabla de carga son las cargas VIVAS por metro lineal de las vigas, las cuales producirán una deflexión aproximada de 1/360 del claro. Las cargas VIVAS que producirán una deflexión

de 1/240 del claro, las podemos obtener multiplicando las cantidades en azul por 1.5. En ningún caso se podrá exceder la capacidad total de la viga. ***

Las pruebas en las vigas de acero diseñadas de acuerdo con las especificaciones Estándar han demostrado que las tablas de carga Estándar se pueden aplicar a cargas concentradas en la cuerda superior cuando la suma de las cargas iguales concentradas en la misma no excedan la carga uniforme permisible para el respectivo tipo de viga y el espacio entre las cargas no exceda de 84 cms. a lo largo de las cuerdas superiores.

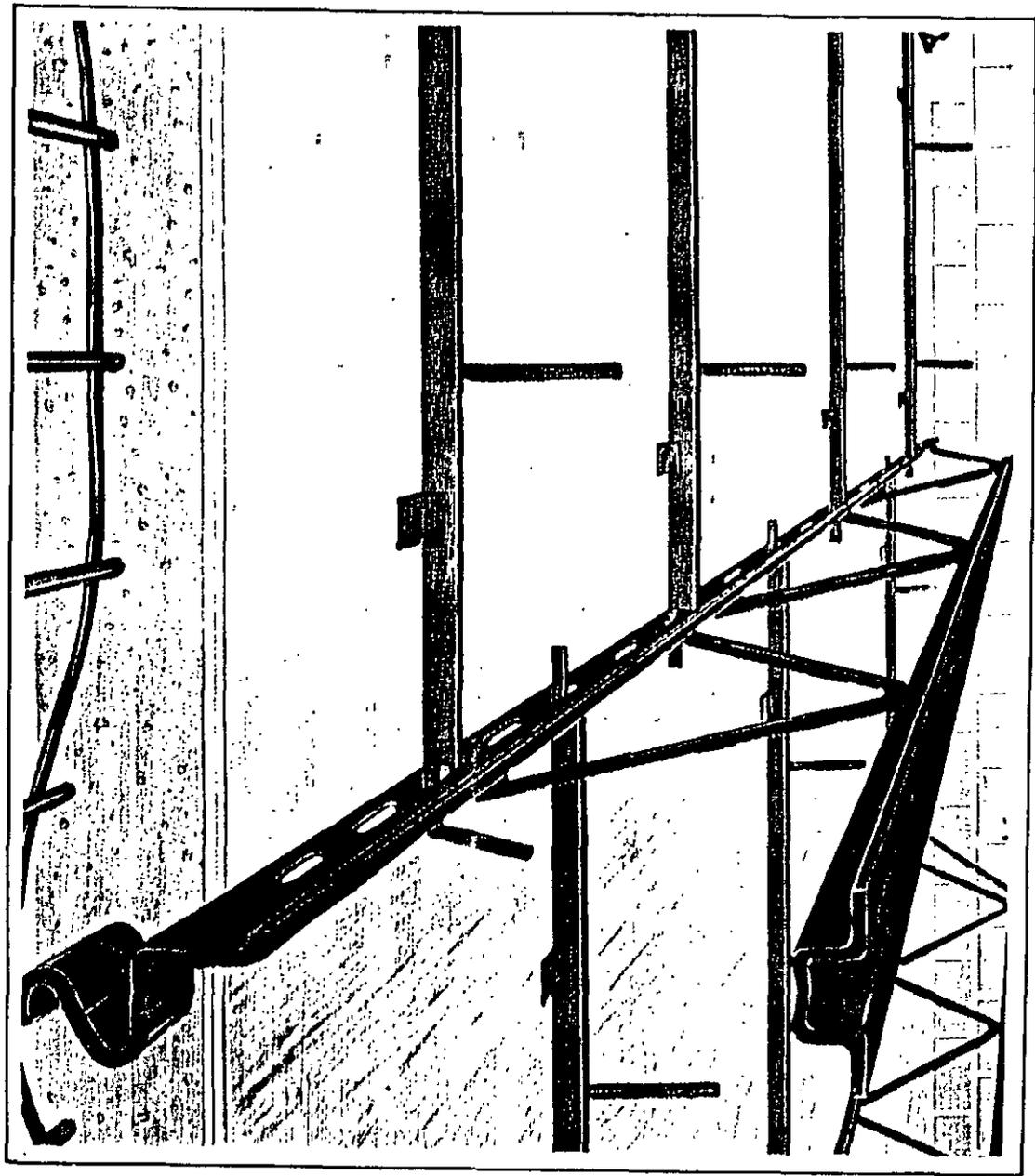
EJEMPLO DE DESIGNACION DE JOIST:

12 — H — 5
 peralte en pulgadas cuerdas de acero de alta resistencia tamaño de la cuerda para atresamiento horizontal

DESIGNACION DE JOIST	12H3	12H4	12H5	12H6	14H3	14H4	14H5	14H6	14H7	16H4	16H5	16H6	16H7	16H8
*PERALTE NOMINAL (CMS.)	30.5	30.5	30.5	30.5	35.6	35.6	35.6	35.6	35.6	40.6	40.6	40.6	40.6	40.6
MOMENTO RESISTENTE (MTS. - KG.)	1642	1902	2101	2442	1972	2283	2574	2922	3781	2301	2557	2931	3404	3834
MAXIMA REACCION EN EL EXTREMO (KGS.)	1315	1523	1680	1777	1578	1521	1716	1947	2520	1840	2045	1953	2268	2556
MOMENTO DE INERCIA (CM. ⁴)	1528	1631	1659	2099	2138	2281	2590	2937	3854	2850	3041	3209	3916	4520
**PESO APROX. (KG. - M.L.)	9.2	9.5	10.0	12.8	9.4	9.7	11.4	13.2	15.1	9.9	10.9	11.2	13.4	15.0
CLARO EN MTS. 5.0	526 424	609 490	672 516		631 594					736	818			
5.5	434 319	503 368	556 388	646 468	521 446					609 595	676 667			
6.0	365 246	423 283	467 299	543 361	438 344	507 397	572 453	649 505	840 659	511 458	568 514	651 550	756 673	852 765
6.5	311 194	360 223	398 235	462 284	373 270	432 312	487 357	553 397	716 518	436 360	484 404	555 438	645 529	726 601
7.0	268 155	311 178	343 188	399 227	322 216	373 250	420 279	477 318	617 415	376 288	418 324	479 359	556 424	626 482
7.5	233 126	271 145	299 153	347 185	280 176	325 203	366 232	416 258	538 337	327 235	364 263	417 285	484 345	545 392
8.0					246 145	285 167	322 191	365 213	473 278	288 193	320 217	366 235	425 284	479 323
8.5					218 121	253 139	285 159	323 178	419 232	255 161	283 181	325 196	377 237	425 269
9.0										227 136	253 152	289 165	336 199	379 227
9.5										204 115	227 129	260 140	302 170	340 193
10.0										184 99	205 111	234 120	272 145	307 165

* Indica solamente peralte nominal en vigas de acero
 ** Pesos aproximados por metro lineal excepto accesorios
 *** Sección 5.9 de las Especificaciones Estándar para vigas de Acero de Alma Abierta, Serie — J y Serie — H limitan el diseño deflexión de carga VIVA como sigue Pisos 1/360 de claro Techos 1/360 de claro en donde un techo de cielo falso se encuentra unido o suspendido, 1/240 para todos los otros casos

EN LARGOS MENORES DE 6 MTS. SE DEBERA AGREGAR UN 10% AL PESO TEORICO ESPECIFICADO. EN LOS CASOS DONDE NO APAREZCA CARGA SEÑALADA EN LOS RECUADROS, SE DETERMINARA SU PESO Y CARGA ADMISIBLE EN FORMA ESPECIAL, ASI COMO EN LARGOS MAYORES DE 12 MTS.



DESIGNACION DE JOIST	48H12	48H11	48H10	48H9	48H8	48H7	53H12	53H11	53H10	53H9	53H8	53H7
PERALTE NOMINAL (CMS.)	48	48	48	48	48	48	53	53	53	53	53	53
MOMENTO DE INERCIA N.C. (CM ⁴)	4120	4410	4640	5178	5349	5491	5046	5401	5683	6343	6552	6726
MOMENTO DE INERCIA C. (CM ⁴)	8658	9862	10931	13942	15078	16108	10436	11944	13240	16886	18261	19509
MAXIMA REACCION EN EL EXTREMO (KGS.)	3420	3420	3420	3920	4520	4520	3360	3940	3940	3940	4370	4370
MOMENTO RESISTENTE (KGS.-M)	4257	4926	5539	7370	8105	8795	4661	5393	6065	8073	8879	9636
PESO APROXIMADO (KGS/M.L.)	13.74	14.08	14.53	16.39	17.49	18.00	13.68	14.48	15.44	17.43	17.94	18.13
CLARO EN MTS. 5.50	1126											
6.00	946	1095					1036	1198				
6.50	806	933	1049				882	1021	1148			
7.00	695	804	904				761	881	990	1072		
7.50	605	701	788	1003			663	767	863	956		
8.00	532	616	692	881	998	1099	583	674	758	859	1066	
8.50	471	545	613	781	807	973	516	597	672	778	954	
9.00	420	486	547	696	800	869	460	533	599	763	868	952
9.50		437	491	625	718	780	413	478	538	684	787	854
10.00			443	564	648	704		431	485	618	703	771
10.50			402	512	588	638			440	560	644	699
11.00				466	536	581				511	587	637
11.50				426	490	532				467	537	583
12.00					450	489				429	493	535

En largos menores de 6 metros se deberá agregar un 10% al peso teórico especificado. Los casos en donde no aparezca carga señalada en los recuadros, se determinará su peso y su carga en forma especial. Consúltenos

BIBLIOGRAFIA:

- 1.- Asamblea de Representantes del Distrito Federal, **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1993**, publicado en el Diario Oficial de la Federación el 2 de agosto de 1993, México, 1993, p.p. 80.
- 2.- Bowles Joseph E., **Diseño de Acero Estructural**, 1a ed., Ed. Limusa, México, 1989, p.p. 602.
- 3.- Departamento del Distrito Federal, **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas**, publicado en la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal el 3 de diciembre de 1987, México, 1987, p.p. 80.
- 4.- Instituto de Ingeniería, **Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas**, Vol I y II, Series del Instituto de Ingeniería No. ES-3, México, Julio de 1993, p.p.1204.
- 5.- Salmon Charles y Johnson John, **Steel Structures: Design and Behavior**, 3a ed. Ed. Harper and Row Publishers, New York, E.U. 1990, p.p. 1086.
- 6.- Leontovich Valerian, "Pórticos y Arcos", Ed. CECSA México D.F., 1984, p.p. 522
- 7.- Newman Alexander, "Metal Building Systems: Design and Specifications", Mc. Graw Hill, E.U.A., 1997, pp.389
- 8.- Soto Rodriguez Hector, "Diseño de Estructuras Metálicas" Volumen I y II, Edición Especial. México D.F., 2000



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

APLICACIÓN DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MEXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

TEMA

MIEMBROS EN FLEXION

**EXPOSITOR: ING. HECTOR SOTO RODRIGUEZ
PALACIO DE MINERIA
MAYO DEL 2001**

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO, SEGÚN NORMAS DE USO EN MÉXICO

MIEMBROS EN FLEXIÓN

Introducción

Comportamiento de vigas. Falla en flexión

Inestabilidad de vigas

- Pandeo local del patín (*Flange Local Buckling, FLB*)
- Pandeo Local del Alma (*Web Local Buckling, WLB*)
- Pandeo Lateral por Flexotorsión (*Lateral Torsional Buckling, LTB*)

Soportes laterales en vigas

Ejemplos de soportes laterales

Rangos de comportamiento de vigas

Fallas de vigas

Resistencia de diseño con base en pandeos locales del patín y del alma (FLB y WLB)

Resistencia de diseño con base en el Pandeo Lateral por Flexotorsión

Coefficiente de flexión C_b

Diseño por cortante en vigas

Criterio de diseño por cortante en vigas

Diseño de vigas lateralmente soportadas

Diseño basado en análisis elástico

Diseño basado en análisis plástico

Capitulo F, VIGAS Y OTROS MIEMBROS EN FLEXIÓN, Especificaciones AISC-LRFD-1993

Ejemplos de Diseño, conforme AISC-LRFD-1993

MIEMBROS EN FLEXIÓN

Material de lectura

Especificaciones AISC-LRFD-1993

Capítulo F: Secciones F1 y F2

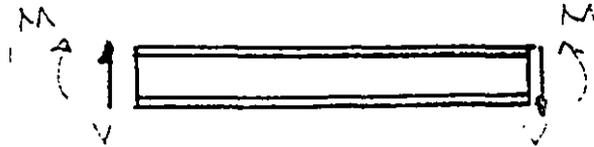
Capítulo B: Sección B5

Apéndice F: Secciones F1 y F2

Manual AISC-LRFD-1993, Parte 3, Ayudas de diseño de vigas
Salmon and Johnson: Capítulos 7, 8, 9 y 10

Introducción

Definición de viga (se denomina también miembro en flexión)

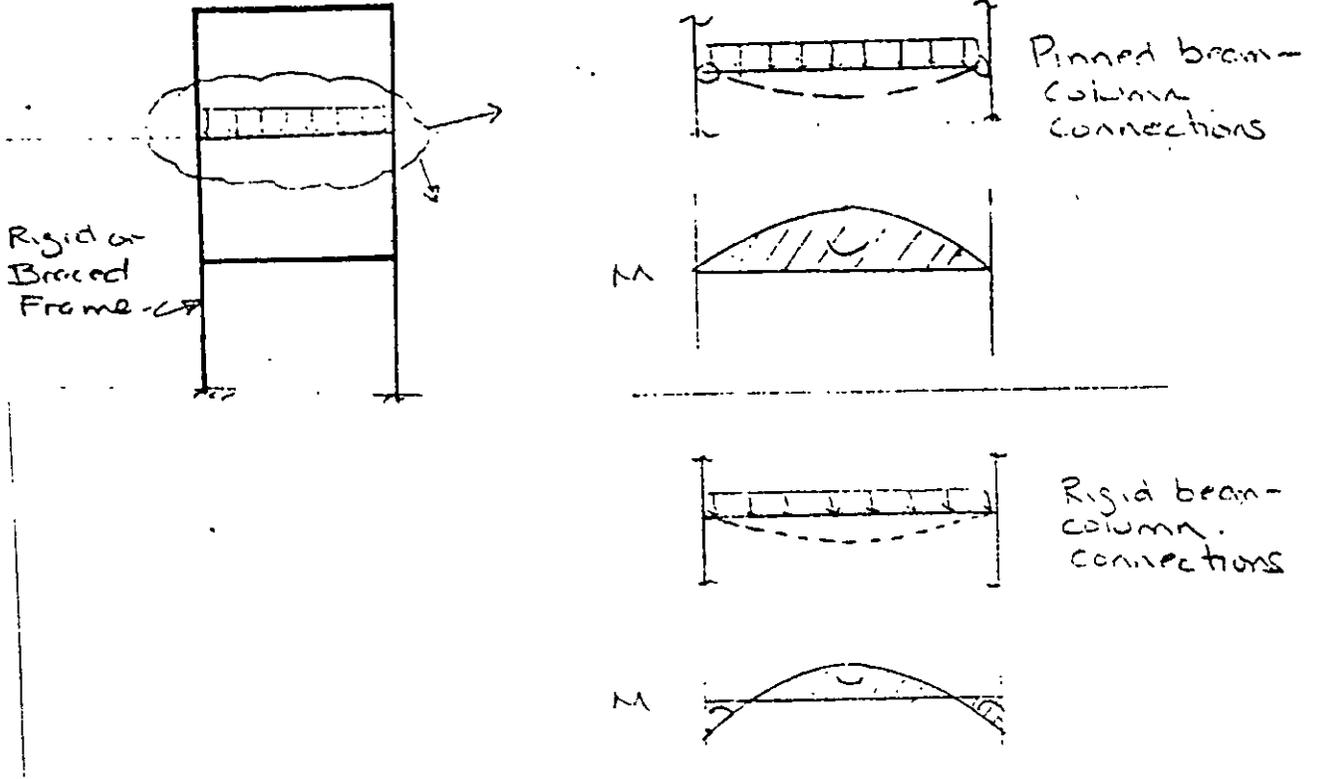


Viga = Miembro sometido a flexión y cortante, no a fuerza axial

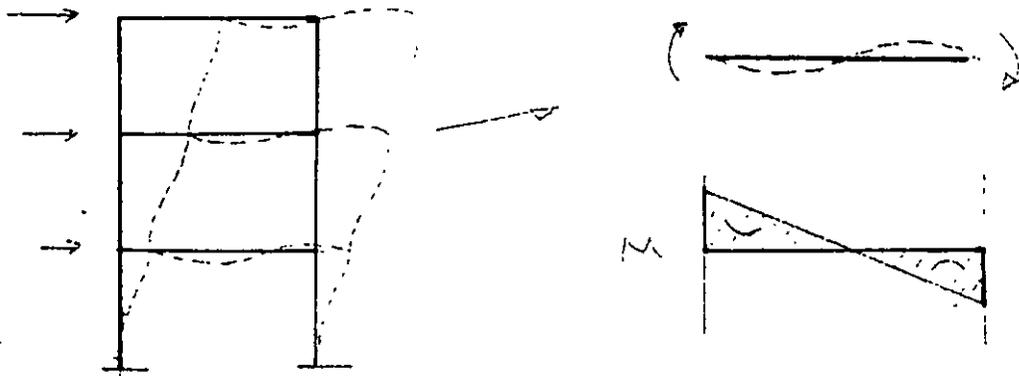
- Las vigas son típicamente miembros horizontales en una estructura para edificios.
- Las vigas soportan cargas gravitacionales (cargas muertas y vivas, accidentales, etc.) y transmiten estas cargas a las columnas.
- Las vigas también forman parte del sistema estructural resistente a cargas laterales (viento y sismo principalmente).

Ejemplos de vigas que soportan cargas gravitacionales

Ejemplos de vigas que soportan cargas gravitacionales

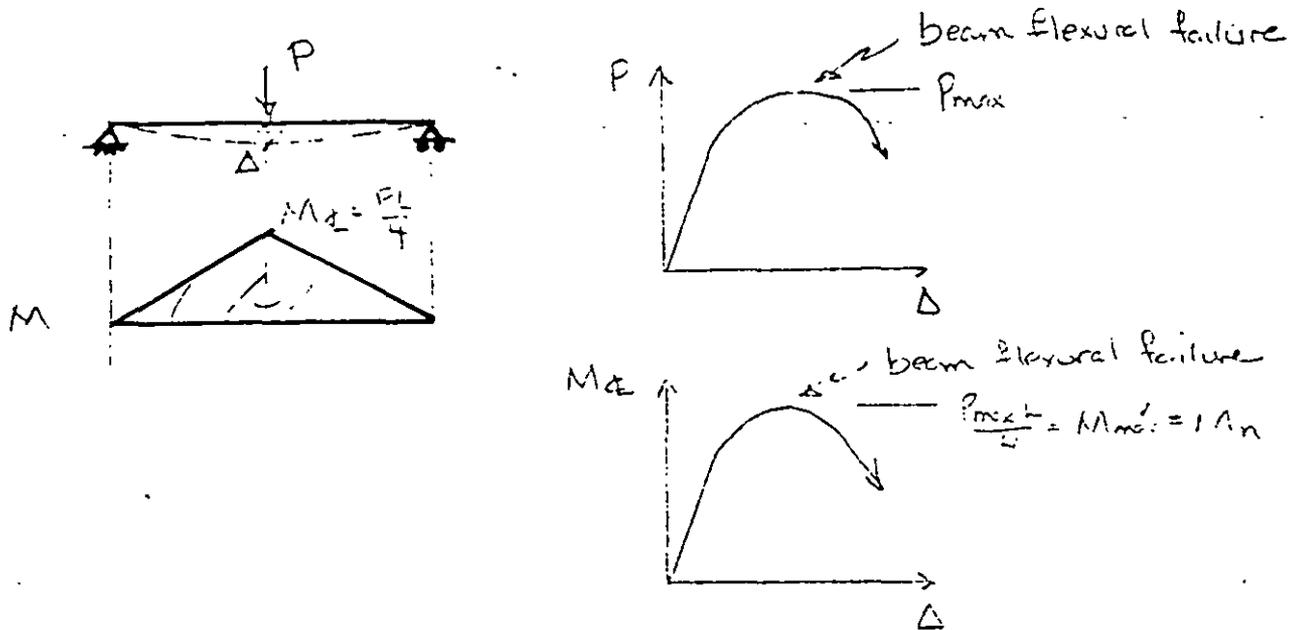


Ejemplos de vigas que resisten cargas laterales (viento o sismo) en un marco rígido de una estructura.



COMPORTAMIENTO DE VIGAS. FALLA EN FLEXIÓN

Se considera un experimento en una viga libremente apoyada, con carga concentrada en la sección media.

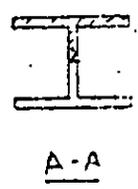
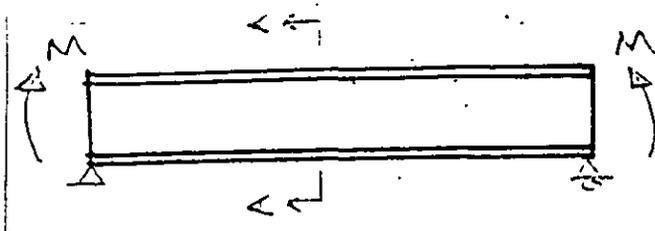


En el "experimento" mostrado arriba, se traza la curva P contra la deflexión. La carga se incrementa hasta que alcanza un valor máximo, y empieza a reducirse, es decir, hasta que la viga se colapsa. Para una carga P_{max} , la viga ya no puede resistir momento adicional, es decir, la viga experimenta una **FALLA POR FLEXIÓN**. El momento flexionante máximo para el cual la viga puede resistir un momento flexionante antes de que se produzca la falla se define como "**Resistencia nominal a la flexión.**"

M_n se determina considerando los siguientes posibles modos de falla:

- Pandeo local del patín (*Flange Local Buckling, FLB*)
- Pandeo local del alma (*Web Local Buckling, WLB*)
- Pandeo por flexotorsión (*Lateral Torsional Buckling, LTB*)

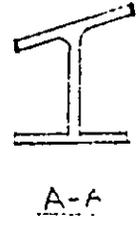
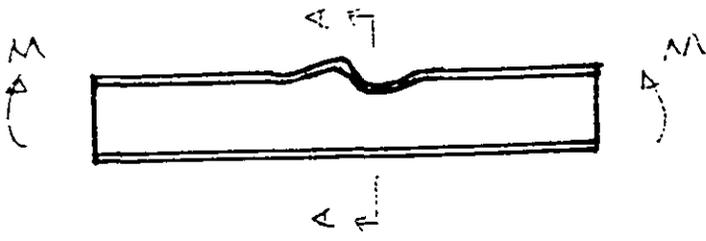
Cuando una viga está sometida a un momento flexionante, una parte de la sección transversal está en compresión y otra parte está en tensión. La parte de la sección transversal en compresión puede fallar por **INESTABILIDAD** (FLB, WLB ó LTB).



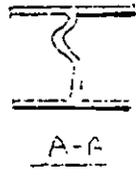
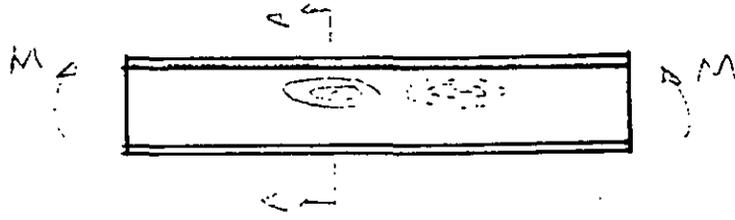
Compression - buckling possible
Tension - no buckling

Viga sometida a flexión

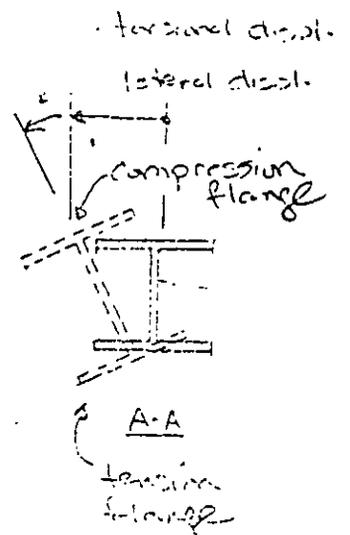
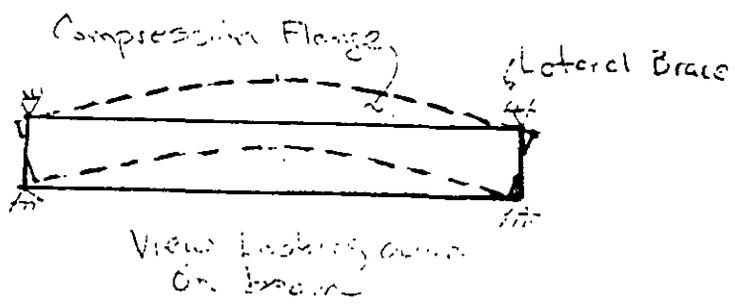
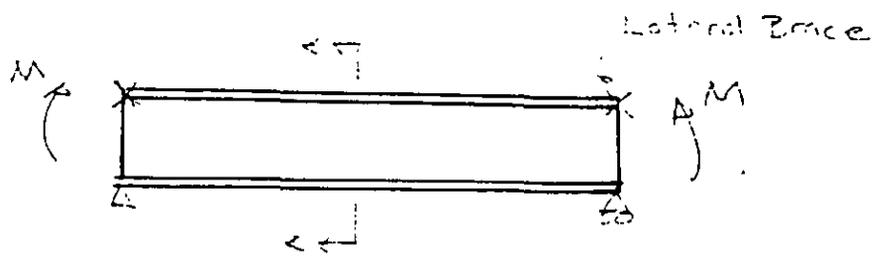
Pandeo Local del Patín (FLB)



Pandeo Local del Alma (WLB)



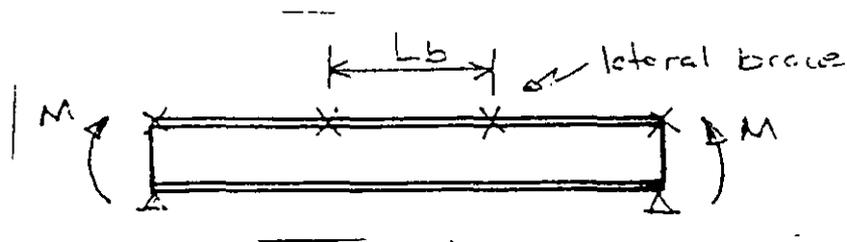
Pandeo lateral torsional o por Flexotorsión (LTB)



En el pandeo por flexotorsión (LTB), el patín comprimido se pandea lateralmente (como una columna) entre soportes laterales. El patín en tensión no se pandea y por consiguiente resiste el movimiento lateral del patín

comprimido. El resultado final es que la viga se desplaza lateralmente y gira, de ahí el nombre de "Pandeo lateral torsional o por Flexotorsión".

Para evitar el LTB, el patín en compresión de la viga debe estar provisto de **CONTRAVENTEO LATERAL**.



El momento flexionante que una viga puede soportar antes de que ocurra el Pandeo por flexotorsión entre soportes laterales, depende de la longitud no arriostrada, L_b . A medida que L_b disminuye, el momento flexionante que la viga puede resistir sin LTB aumenta. Nótese que esto es análogo al pandeo de una columna. La compresión axial para la cual una columna puede resistir sin pandeo, aumenta conforme la longitud no arriostrada de la columna disminuye.)

SOPORTE LATERAL EN VIGAS

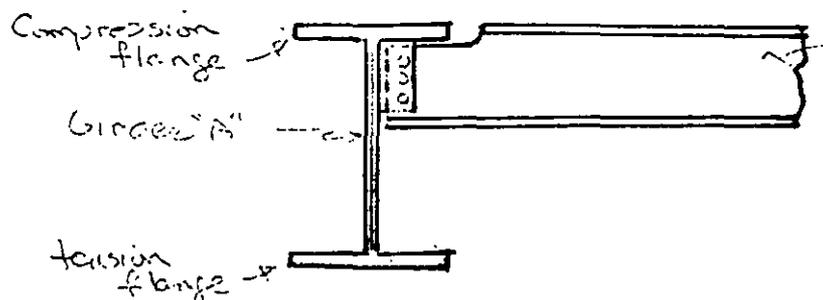
En un edificio real, el contraventeo lateral de una viga es proporcionado típicamente por miembros transversales (vigas secundarias) o mediante un sistema de piso a base de concreto reforzado o compuesto acero-concreto.

Un soporte lateral debe satisfacer uno de los siguientes requisitos:

- Evitar el desplazamiento lateral del patín comprimido
- Impedir el giro de la sección transversal

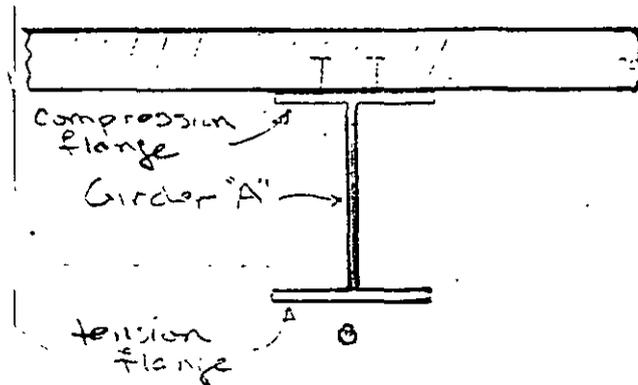
Ejemplos.

Viga secundaria



La viga secundaria actúa como un soporte lateral para la trabe A, debido a que evita el desplazamiento lateral de su patín comprimido.

Viga que soporta una losa de concreto

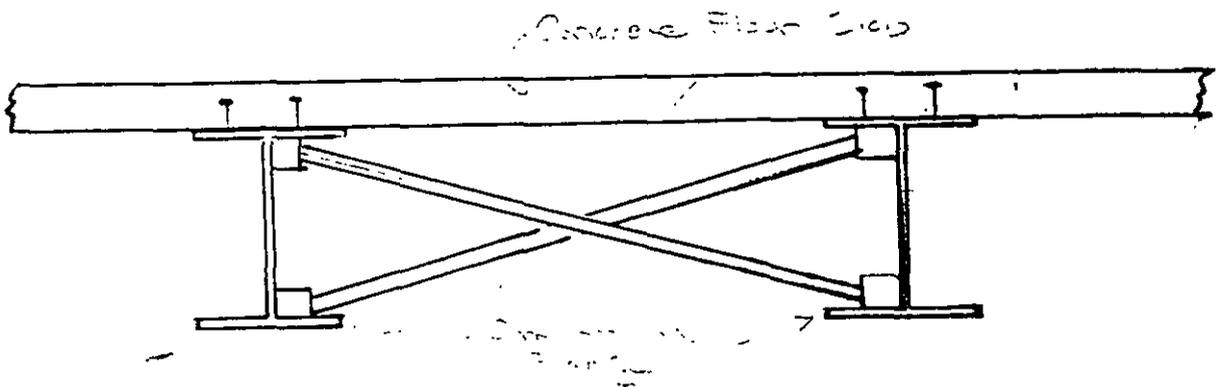


En este caso, la losa de concreto está conectada al patín comprimido de la trabe A. La losa de concreto proporciona soporte lateral continuo al patín comprimido. Esto es válido en zonas de momento flexionante positivo.

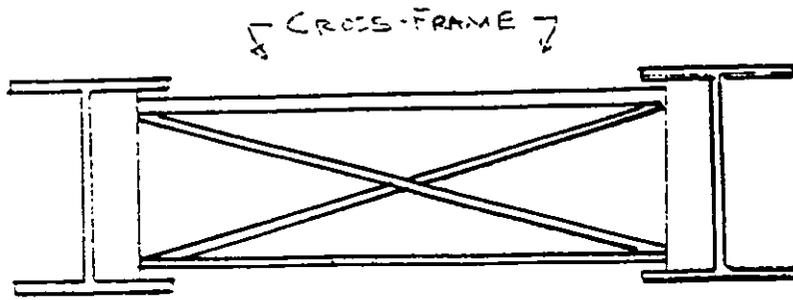
$L_b = 0$ y el pandeo por flexotorsión no es posible

Nótese que si el **PATÍN INFERIOR** de la viga estuviera en compresión (Zonas de momentos flexionantes negativos), la losa de concreto **NO** sería soporte lateral, puesto que **NO** podría evitar de manera efectiva el desplazamiento lateral del patín inferior.

Contraventeo en diagonal



En este caso, el desplazamiento lateral del patín comprimido se impide mediante el miembros en diagonal (típicamente ángulos).



En este ejemplo, no existe una losa de concreto. La estructura transversal impide el giro de cada viga y por consiguiente actúa como un contraventeo lateral para cada viga. Cada patín de las vigas puede estar en compresión.

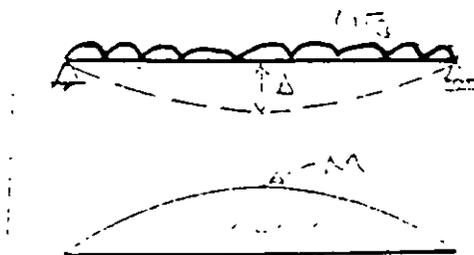
RANGOS DE COMPORTAMIENTO DE VIGAS

0

Dependiendo de cuando ocurra la inestabilidad (FLB, WLB ó LTB) en la historia de carga de una viga, se dice que la falla ha ocurrido en uno de los tres posibles rangos de comportamiento de la viga.

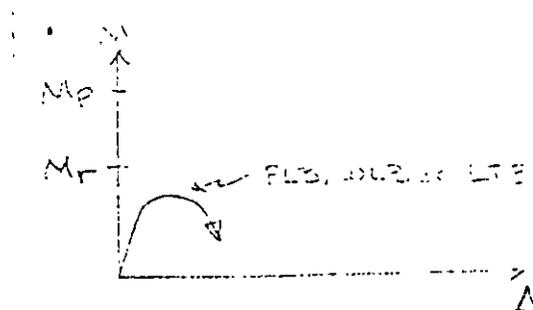
- Falla en el rango plástico
- Falla en el rango inelástico
- Falla en el rango elástico

Para ilustrar estos rangos de comportamiento, se considera un experimento en una viga simple con carga uniformemente repartida.



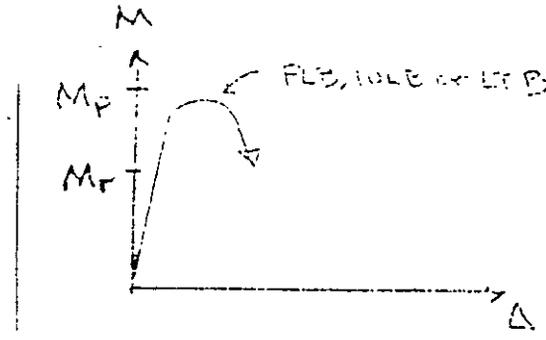
Se traza una curva de momento flexionante en el centro del claro M , contra la deflexión de la viga.

Falla en el intervalo Elástico



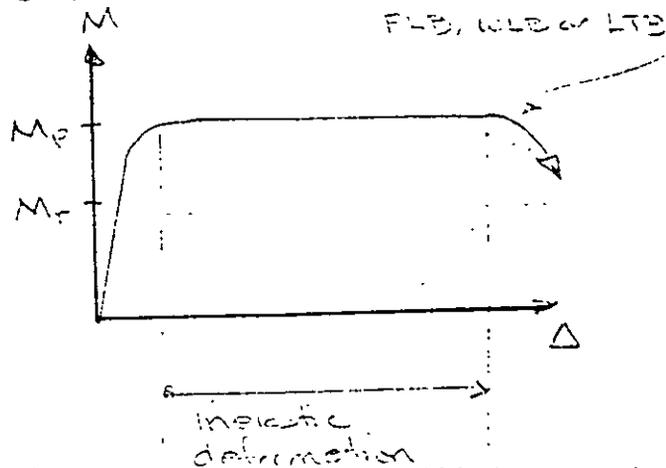
Para la falla en el rango elástico, la inestabilidad ocurre antes de que el momento flexionante alcance M_r . La viga es elástica cuando ocurre la inestabilidad. La viga falla con prácticamente ninguna ductilidad.

Falla en el intervalo inelástico



Para la falla en el rango inelástico, la inestabilidad ocurre para un momento entre M_r y M_p . La viga es inelástica cuando ocurre la inestabilidad. La viga falla con pequeña o ninguna ductilidad.

Falla en el rango plástico



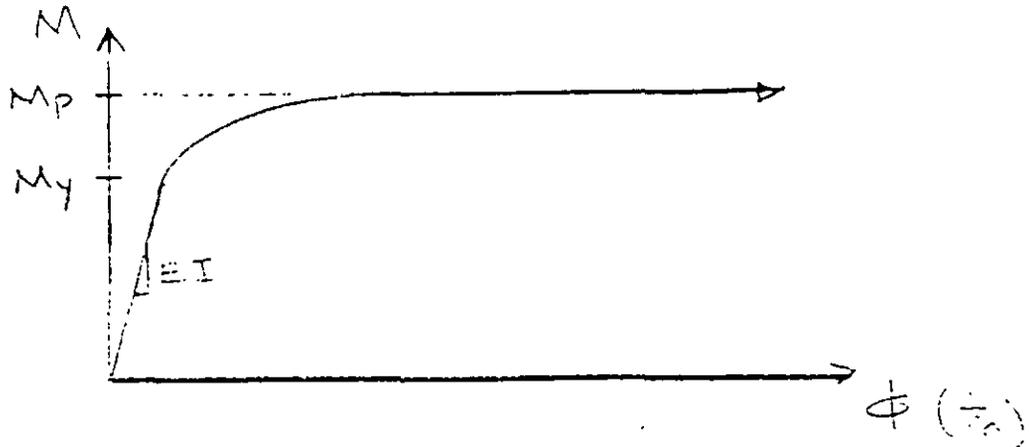
Para la falla en el rango plástico, la inestabilidad ocurre después de que la viga alcanza su momento plástico, M_p , y lo mantiene para grandes deformaciones inelásticas. La viga que falla en el rango plástico exhibe gran ductilidad.

Resumen

Rango de falla	M_n	Ductilidad
Falla en el rango elástico	$M_n < M_r$	pequeña o ninguna
Falla en el rango inelástico	$M_r < M_n < M_{pm}$	Pequeña o ninguna
Falla en el rango plástico	$M_n = M_p$	Grande

RELACIÓN ENTRE MOMENTO-CURVATURA

En ausencia de endurecimiento por deformación y esfuerzos residuales, la relación entre momento-curvatura para una viga, se puede ilustrar cualitativamente como sigue:



Definición del factor de forma:

$$f = M_p/M_y$$

El factor de forma expresa que tanto momento flexionante adicional puede soportar una sección transversal de una viga, después de que ocurre la fluencia en una fibra extrema, hasta una condición totalmente plastificada.

Para una sección rectangular:

$$\text{Shape factor} = \frac{M_p}{M_y} = \frac{[bn^3/4] F_y}{[bn^3/6] F_y} = 1.5$$

Para la mayoría de los perfiles laminados tipo IPR, IR ó W, el factor de forma está dentro del rango de 1.09 a 1.15.

DESIGN OF BEAMS FOR FLEXURE

At each point along the length of a beam, the following equation must be satisfied:

$$\boxed{M_u \leq \phi M_n} \quad \phi = 0.9$$

M_u = moment under factored loads (from structural analysis)

M_n = nominal flexural strength of beam

$$M_n = \text{lesser of } \begin{cases} M_n \text{ based on FLB} \\ M_n \text{ based on WLB} \\ M_n \text{ based on LTB} \\ M_p \quad (= Z F_y \leq 1.5 M_y) \end{cases}$$

M_n BASED ON FLANGE & WEB LOCAL BUCKLING

LRFD Specification: Section B5
Appendix F

In general, M_n based on FLB and WLB depends on two variables:

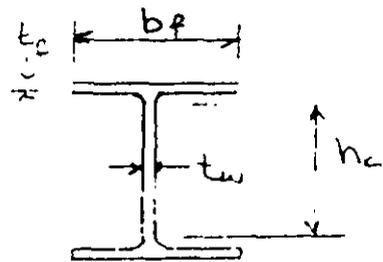
- 1) width-thickness ratio of flange or web
- 2) F_y

The LRFD Specification uses the symbol "λ" as a generic symbol for width-thickness ratio

For a wide-flange shape, the values for λ are defined as follows:

For FLB: $\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$

For WLB: $\lambda = \frac{h_c}{t_w}$



In Part 1 of the LRFD Manual, values for $\frac{b_f}{2t_f}$ and $\frac{h_c}{t_w}$ are tabulated for the rolled W-shapes.

To determine M_n based on FLB and WLB, the value of λ is compared to λ_p and λ_r. For a hot rolled W-shape, λ_p and λ_r are defined as follows:

FLB: $\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$ $\lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}}$ $\lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$

WLB: $\lambda = \frac{h_c}{t_w}$ $\lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}}$ $\lambda_r = \frac{970}{\sqrt{F_y}}$

$$\underline{\lambda \leq \lambda_p}$$

For FLB:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$

} Called "Compact"
Sections

For WLB:

$$\frac{h_c}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

For this case, failure by local buckling occurs in the plastic range. That is, local buckling does not occur until the beam reaches M_p , and maintains M_p through large inelastic deformations.

$$\underline{\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r}$$

For FLB:

$$\frac{65}{\sqrt{F_y}} < \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$$

} Called "Noncompact"
Sections

For WLB:

$$\frac{640}{\sqrt{F_y}} < \frac{h_c}{t_w} \leq \frac{970}{\sqrt{F_y}}$$

For this case, local buckling occurs in the inelastic range. Local buckling occurs at a moment between M_r and M_p .

$$\underline{\lambda > \lambda_r}$$

For FLB:

$$\frac{b_f}{2t_f} > \frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$$

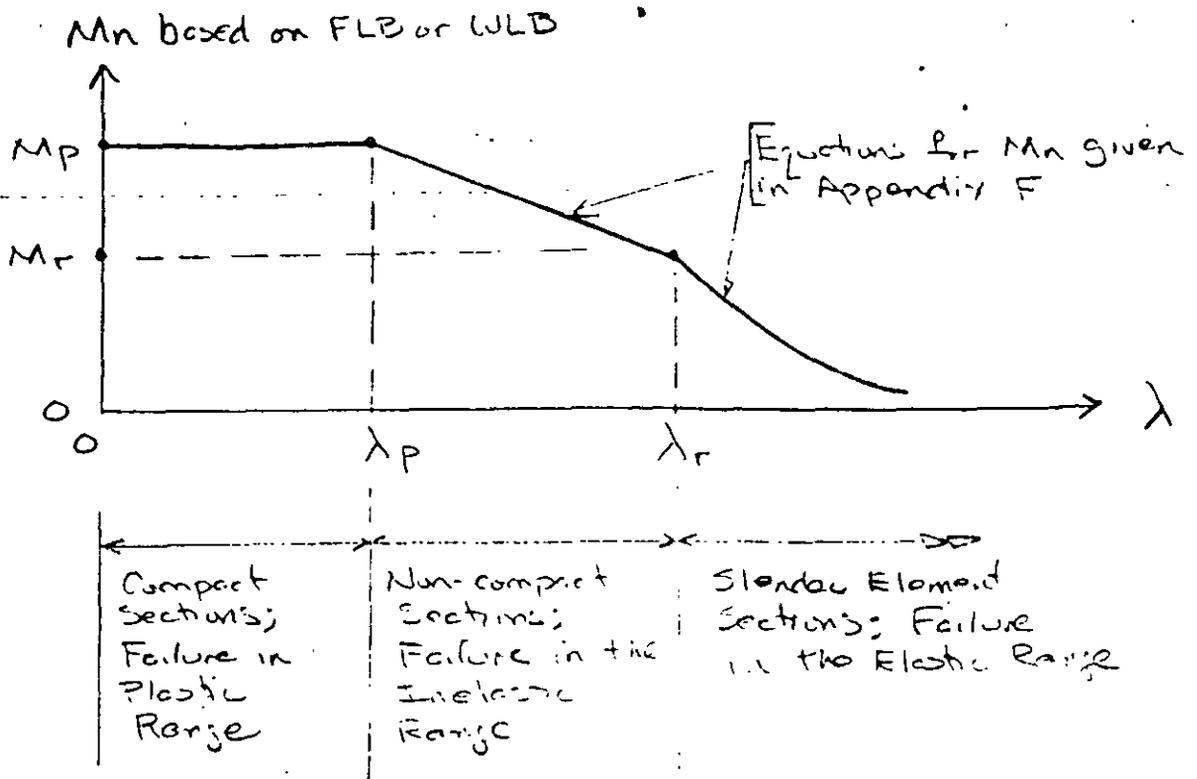
} Called "Slender Element"
Sections

For WLB:

$$\frac{h_c}{t_w} > \frac{970}{\sqrt{F_y}}$$

For this case, failure by local buckling occurs in the elastic range. Local buckling occurs at a moment less than M_r .

Variation of M_n with λ :



Practical Design Considerations

Most of the rolled W-shapes are compact for FLB and WLB at $F_y = 50 \text{ ksi}$ or 355 MPa . Therefore, in most cases, local buckling will not be a design concern, since $M_n = M_p$ for compact sections.

Local Buckling may control M_n for the following cases:

- Rolled W-shapes of high strength steel ($F_y > 50 \text{ ksi}$)
- Welded W-shapes made of thin plates
- Angles, WT's and shapes other than W-shapes.

Example:

Given: W18x40 A36 steel

To Find: M_n based on FLB and WLB

Solution:

FLB

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 5.7 \quad (\text{p1-33})$$

$$\lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} = \frac{65}{\sqrt{36}} = 10.83$$

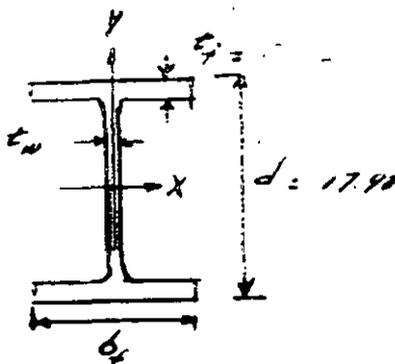
$\lambda < \lambda_p \therefore M_n = M_p$ based on FLB

WLB

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w} = 51 \quad (\text{p1-33})$$

$$\lambda_p = \frac{540}{\sqrt{F_y}} = \frac{540}{\sqrt{36}} = 107$$

$\lambda < \lambda_p \therefore M_n = M_p$ based on WLB



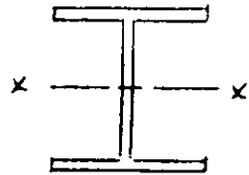
$$\begin{aligned} b_f &= 6.015 \text{ in} \\ t_f &= 0.525 \text{ in} \\ t_w &= 0.315 \text{ in} \\ d &= 17.90 \text{ in} \\ T &= 15.5 \text{ in} \\ R &= 1.916 \text{ in} \end{aligned}$$

KNOWLEDGE BASED ON LATERAL TORSIONAL BUCKLING

LRFD Specification: Chapter F and Appendix F

RESTRICTION: In CE 335, we will restrict our

considerations of LTB to I-shaped members bent about their major axis.

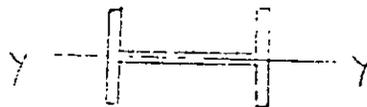


moment applied about
x-axis

For other types of cross-sections, equations for M_n based on LTB are given in the LRFD Specification (Chapter F and Appendix F.)

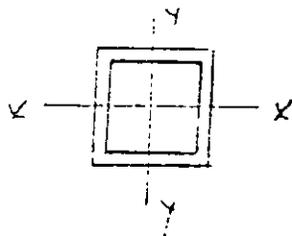
Some special cases of interest:

1) W-Shape bent about its minor axis



moment applied about
y-axis

2) Box sections bent about either principal axis



moment applied about
x-axis or y-axis

3) Circular sections bent about any axis



For each of these three special cases, LTB cannot occur. Therefore $M_n = M_p$ based on LTB.

Mn for I-shaped Sections with Major Axis Bending

In general, Mn based on LTB depends on the following variables:

- 1) L_b = distance between beam lateral braces
- 2) Shape of moment diagram between lateral braces. This is represented by the factor " C_b "
- 3) F_y
- 4) Beam section properties. LTB depends primarily on five section properties:

X_1 X_2 F_y S_x Z_x (tabulated in Part I of Manual)

The section properties " X_1 " and " X_2 " are defined in terms of more conventional section properties as follows:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad \text{EQN F1-8}$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad \text{EQN F1-9}$$

where:

E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi

G = elastic shear modulus of steel = 11,150 ksi

A = area (in^2)

S_x = elastic section modulus (in^3)

I_y = moment of inertia about y axis (in^4)

J = St. Venant's torsion constant (in^4)

C_w = warping torsion constant (in^6)

(see p 1-146 for tabulation of J and C_w)

For a given beam section and grade of steel, M_n based on LTB will depend on L_b and the shape of the moment diagram within the unbraced span.

The basic equations for LTB are written for the case of uniform moment between lateral braces. For any other shape of moment diagram, these basic equations are modified by the factor " C_b ".

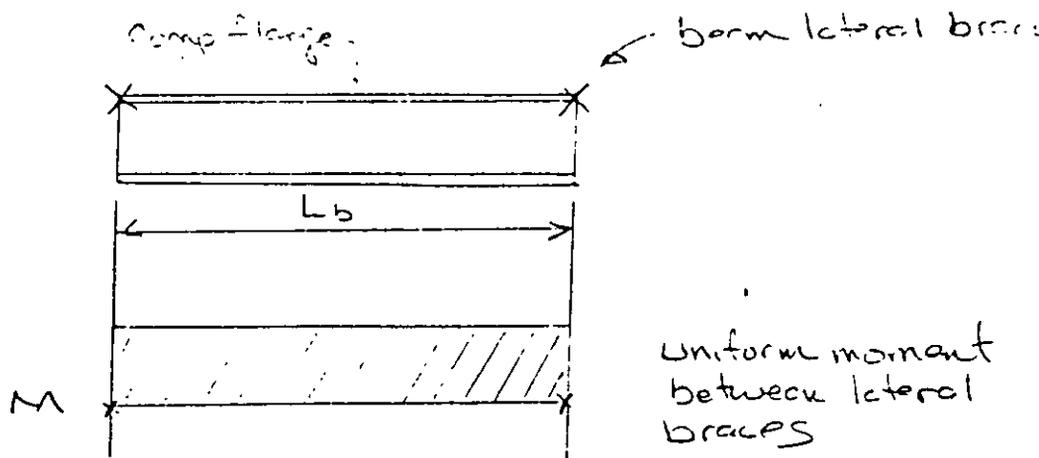
The value of C_b depends on the shape of the moment diagram between lateral braces. C_b is dimensionless and varies between 1.0 and about 2.4.

The case of uniform moment gives $C_b = 1.0$. (Method for computing C_b will be presented later)

We will first consider M_n based on LTB for the uniform moment case ($C_b = 1.0$) and then consider M_n for other moment diagrams.

UNIFORM MOMENT BETWEEN LATERAL BRACES

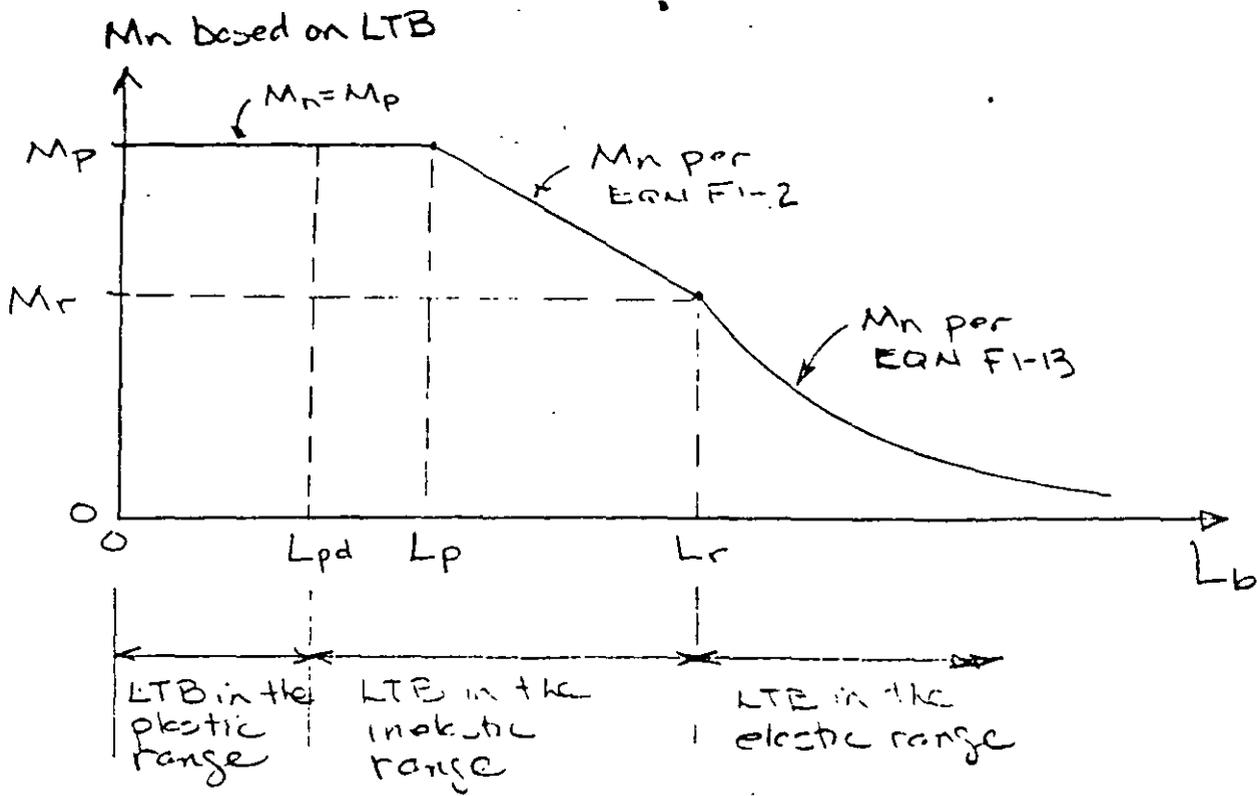
($C_b = 1.0$)



Given: Beam section
grade of steel
 L_b
uniform moment within L_b

Find: M_n based on LTB for this unbraced span

Variation of M_n with L_b :



Definition of terms:

$$M_p = Z_x F_y$$

$$M_r = S_x (F_y - F_r)$$

EQN F1-7

$$F_r = \begin{cases} 10 \text{ ksi, for rolled shapes} \\ 16.5 \text{ ksi, for welded shapes} \end{cases}$$

$$L_p = \frac{300 r_y}{\sqrt{F_y}}$$

EQN F1-4

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}}$$

EQN F1-6

$$L_{pd} = \frac{1400}{F_y} r_y$$

EQN F1-12 For Uniform Moment

Values for ϕM_p , ϕM_r , L_p and L_r are tabulated on pp 4-15 to 4-21.

If $L_b \leq L_p$: $M_n = M_p$

(Note: If beam design is based on plastic analysis, need $L_b \leq L_{pd}$)

If $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \quad \text{EQN F1-2}$$

Note that this is the equation of a straight line.

If $L_b > L_r$

$$M_n = M_{cr} = \frac{S_x X_1 \sqrt{Z}}{L_b / r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{Z (L_b / r_y)^2}} \quad \text{EQN F1-13}$$

or

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E I_y} \omega = - \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w$$

These equations (which are identical) represent the classic elastic solution to LTB. They are analogous to the Euler solution for column buckling.

The symbol M_{cr} is used for the elastic solution to LTB (analogous to P_E for column buckling).

Plots of ϕM_n versus L_b for $C_b = 1.0$ are given on pp 4-113 to 4-166 in the LRFD manual. These beam charts cover most W-shapes that would be used as a beam, for $F_y = 36 \text{ ksi}$ and 50 ksi .

COMPUTING C_b

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

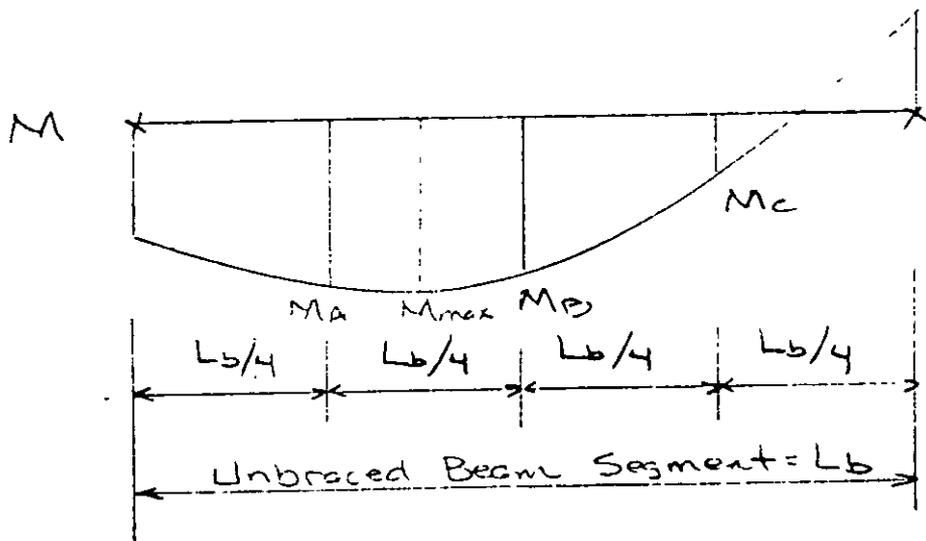
EON F1-3

M_{max} = absolute value of maximum moment in the unbraced beam segment

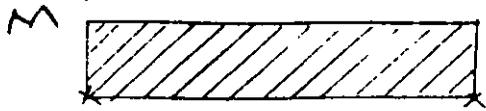
M_A = absolute value of moment at quarter point of the unbraced beam segment

M_B = absolute value of moment at centerline of the unbraced beam segment

M_C = absolute value of moment at the three-quarter point of the unbraced beam segment



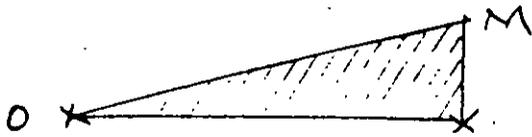
Examples of L_{pd} :



$$M_1 = M_2 = M$$

$$\frac{M_1}{M_2} = -1 \quad (\text{single curvature})$$

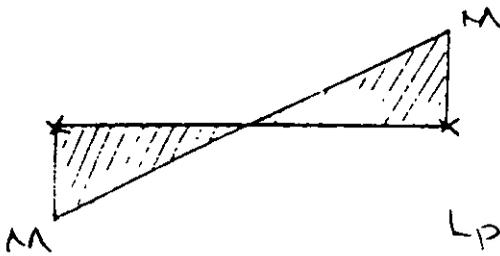
$$L_{pd} = \frac{3600 + 2200(-1)}{F_y} r_y = \frac{1400}{F_y} r_y$$



$$M_1 = 0 \quad M_2 = M$$

$$\frac{M_1}{M_2} = 0$$

$$L_{pd} = \frac{3600}{F_y} r_y$$



$$M_1 = M \quad M_2 = M$$

$$\frac{M_1}{M_2} = +1 \quad (\text{reverse curvature})$$

$$L_{pd} = \frac{3600 + 2200(+1)}{F_y} r_y = \frac{5800}{F_y} r_y$$

L_{pd} = Maximum unbraced length for which the design of the beam may be based on plastic analysis.

L_m = maximum unbraced length for which $M_n = M_p$ based on lateral torsional buckling

L_m depends on C_b

For $C_b = 1$: $L_m = L_p$

For $C_b > 1$: $L_m > L_p$

DESIGN FOR SHEAR IN BEAMS

SHEAR STRESSES IN BEAMS

From basic mechanics: $\tau = \frac{VQ}{Ib}$, where:

τ = shear stress at any height on the cross-section

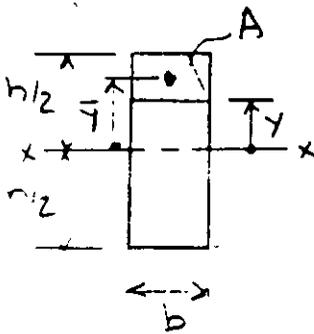
V = total shear force on cross-section

Q = first moment (taken about centroidal axis) of the area between extreme fiber and location at which shear stress is computed

I = moment of inertia of entire cross-section

b = width of section at location where shear stress is computed

Example - Rectangular Cross-Section:



Compute τ at level y :

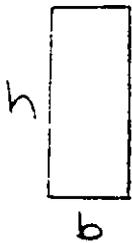
$$\tau = \frac{VQ}{Ib}$$

$$Q = A\bar{y} = \underbrace{b\left(\frac{h}{2} - y\right)}_A \underbrace{\left(\frac{y}{2} + \frac{h}{4} - \frac{h}{2}\right)}_{\bar{y}}$$

$$I = \frac{1}{12}bh^3$$

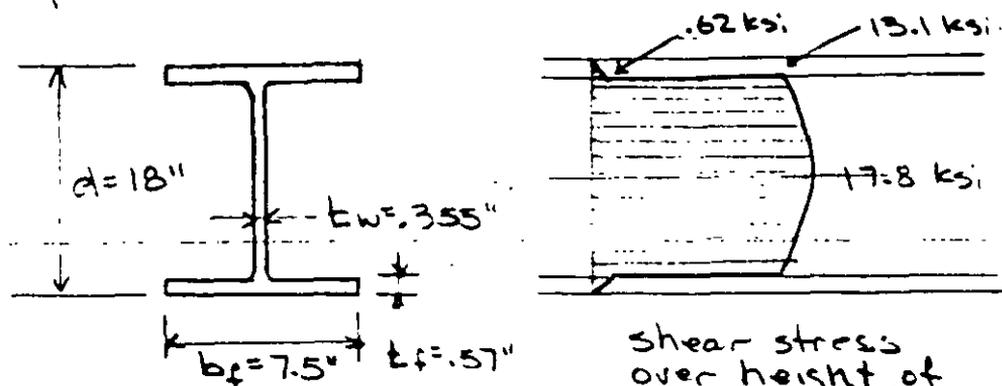
$$\tau = \frac{3}{2} \frac{V}{bh} \left[1 - \left(\frac{2y}{h} \right)^2 \right]$$

(parabolic distribution)



$$\tau_{\max} (y=0) = \frac{3}{2} \frac{V}{bh}$$

Example: W18x50 with $V=100\text{ k}$



Shear stress over height of cross-section ($\tau = \frac{VQ}{Ib}$)

Observations:

- Shear stress is very low in flange
- Total shear force carried by flanges \approx
 $2 \left(\frac{1}{2} \right) (0.62 \text{ ksi}) (7.5") (0.57") = 2.65 \text{ k}$
- Total shear force carried by web \approx
 $100 \text{ k} - 2.65 \text{ k} = 97.35 \text{ k}$

Thus, the web carries about 97% of the total shear force on this section.

For design, the following simplifying assumptions are made:

- The web carries the entire shear force
- The shear stress can be computed as the average value over the area of the web:

$$\tau_{\text{web, avg}} = \frac{V}{A_{\text{web}}} = \frac{V}{d t_w}$$

LRFD Shear Design Criteria for Beams (sect F2)

Basic Req't: $V_u \leq \phi V_n$

V_u = Max. shear force under factored loads

$\phi = 0.9$

V_n = nominal shear strength of beam

V_n is determined based on the following strength limit states in shear:

- shear yielding: Eq. F2-1
- Inelastic shear buckling of web: Eq. F2-2
- Elastic shear buckling of web: Eq. F2-3

V_n based on shear yielding

Shear yielding is assumed to occur when the average shear stress in the web reaches $0.6F_y$.

$$\tau_{web} = \frac{V}{A_{web}} = 0.6F_y$$

$$\therefore V_n = 0.6F_y A_{web} \quad [\text{Eq. F2-1}]$$

where $A_{web} = d t_w$

V_n based on shear buckling of web

The value of shear stress at which web buckling occurs depends on:

- web slenderness $\frac{h}{t_w}$
- distance, a , between web stiffeners, if any



Shear buckling of web will not control strength if:

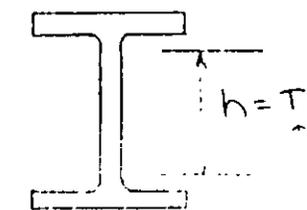
$$\frac{h}{t_w} \leq 187 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

For the usual case of an unclipped web, use $k=5$

Thus, for $\frac{h}{t_w} \leq \frac{718}{\sqrt{F_y}} \left(= 187 \frac{\sqrt{5}}{\sqrt{F_y}} \right)$

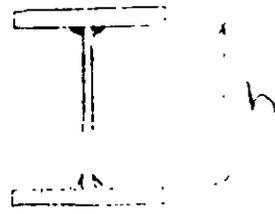
V_n is determined by Eq. F2-1. This will be the usual case for rolled W shapes. Otherwise, use Eqns. F2-2 or F2-3.

Definition of h (see p 6-36):



Roller shapes

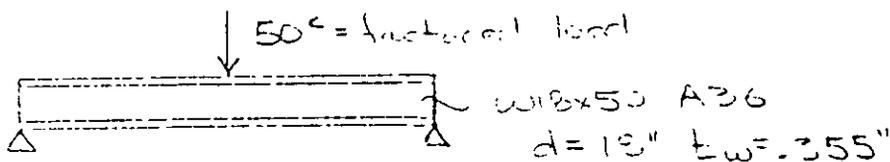
rolled W shapes



loaded shapes

Note: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{411}{\sqrt{F_y}}$ for all rolled W shapes with $F_y \leq 50 \text{ ksi}$

Example:



$$V_u = 25 \text{ k}$$

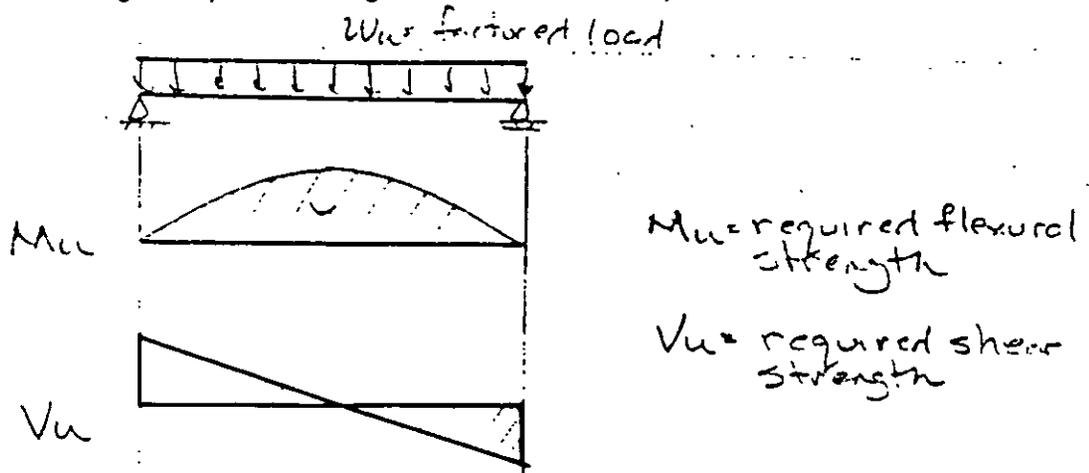
$$V_n = d t_w (0.6 F_y) = (18)(0.355)(0.6)(36) = 138 \text{ k}$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 138 \text{ k} = 124 \text{ k} > 25 \text{ k}$$

OK for shear

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE VIGAS CONFORME A LAS AISC-LRFD-1993.

Se considera una viga simple con carga uniformemente repartida.



Solución:

1. Utilizando las cargas factorizadas, se determina el momento flexionante de diseño, M_u y la fuerza cortante V_u , a lo largo del claro de la viga.

2. Se calcula la resistencia nominal en flexión, M_n , para la viga

M_n = Momento máximo que puede soportar la viga, sin que se presente una falla por flexión

Se determina la resistencia nominal al cortante, V_n , de la viga

V_n = Fuerza cortante máxima que puede resistir la viga sin una falla por cortante

3. Requisitos de diseño por resistencia:

$$M_u < \phi M_n$$
$$V_u < \phi V_n$$

$\phi = 0.9$ para flexión y cortante

Nota:

Normalmente la flexión controla el diseño de vigas.

4. Se verifica las condiciones de servicio

Deflexión de la viga por cargas de servicio (no factorizadas)

Vibraciones de piso por cargas de servicio

DESIGN OF COMPACT - LATERALLY SUPPORTED BEAMS

Assumptions:

- Section is compact for flange and web local buckling, i.e., $M_n = M_p$, based on local buckling.
- Adequate lateral bracing is provided for the compression flange so that $M_n = M_p$, based on lateral torsional buckling.

Result of assumptions: $M_n = M_p$,

Flexure design criteria: $\phi M_n = \phi M_p \geq M_u$

Design Approaches:

- I. Design based on elastic analysis.
- II. Design based on plastic analysis (also called "plastic design").

For either design approach, the basic design criteria are the same, i.e.

$$\phi M_n = \phi M_p \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

must be satisfied at every point along the beam.

The difference between the two design approaches is in the method of structural analysis used to determine the shear diagram (V_u) and bending moment diagram (M_u) under factored loads.

In Approach I, traditional methods of linear elastic analysis are used to establish the shear and bending moment diagrams. In Approach II, simplified methods of inelastic analysis (called plastic analysis) are used to establish the shear and bending moment diagrams.

In current practice, design based on elastic analysis is by far the most common approach. However, plastic analysis can provide greater insight into the true behavior of beams, and can also lead to more economical designs.

Design Based on Elastic Analysis

Design Procedure:

- 1) Draw the shear and bending moment diagrams for the beam under factored loads, using methods of elastic structural analysis.
(The beam diagrams starting on page 4-189 of the LRFD manual are useful here. Note that the shear and moment diagrams given here are based on elastic analysis).
- 2) Choose a section that satisfies: $\phi M_p \geq M_u$.
(The "Load Factor Design Selection Table" starting on page 4-15 of the LRFD Manual is useful here.)

- 3) Check that the section is compact for local buckling. For a W Shape, check:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$
$$\frac{h_c}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

- 4) Check that lateral support spacing is adequate so that $M_n = M_p$ based on lateral torsional buckling.
- 5) Check shear: $\phi V_n \geq V_u$.
- 6) Check beam deflection, if required.
A typical deflection limit imposed by building codes is as follows: the maximum deflection under service live load should not exceed $L/360$, where L is the beam span length.

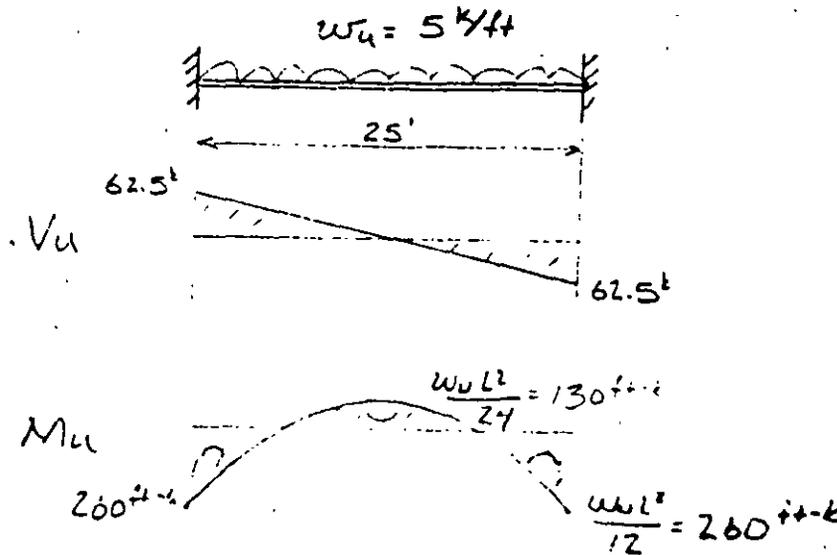
Example

Given: A 25 ft. long fixed-fixed beam is subject to a factored uniform load of 5 k/ft. Assume this load includes an allowance for the beam self weight. The beam is provided with adequate lateral support so that $M_n = M_p$, based on lateral torsional buckling. Service live load deflection must not exceed $L/360$. The service live load is 2 k/ft.

Find: The lightest W Shape of A36 steel.

Solution:

Draw shear and moment diagrams under factored loads (see p4-195 LRFD):



Assume compact section. Then, $\phi M_n = \phi M_p \geq 260 \text{ k-ft}$

Required $M_p \geq 260 \text{ k-ft} / 0.9 = 289 \text{ k-ft} = 3468 \text{ in-k}$

$M_p = Z F_y$, Required $Z \geq 3468 \text{ in-k} / 36 \text{ ksi} = 96.3 \text{ in}^3$

Therefore, must find lightest W Shape with $Z_x \geq 96.3 \text{ in}^3$

Use "Load Factor Design Selection Table", page 4-19. Enter at $Z_x = 96.3 \text{ in}^3$ and move up in the table until you hit the first bold faced entry. This will be the lightest shape. In this case, choose W18x50.

(Alternatively, enter the table with $\phi M_p = 260 \text{ k-ft}$ for $F_y = 36 \text{ ksi}$ and move up in the table until you hit the first bold faced entry. Again, choose W18x50.)

Check if section is compact:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6.6 < \frac{65}{\sqrt{36}} = 10.8 \quad \text{ok}$$
$$\frac{h_c}{t_w} = 45.2 < \frac{640}{\sqrt{36}} = 107 \quad \text{ok}$$

Check if adequate lateral support is provided so that $M_n = M_p$, based on lateral torsional buckling - ok (given in problem statement).

Therefore: $\phi M_n = \phi M_p = 273^{k\cdot ft} > 260^{k\cdot ft}$ - ok for flexure

Check Shear:

$$V_u = 62.5^k$$

$$\phi V_n = \phi d t_w (0.6 F_y) = (.9) (17.99") (.355") (.6 \times 36 \text{ ksi}) = 124^k$$

$$124^k > 62.5^k \quad \text{ok for shear}$$

Check Deflections:

Service live load deflection:

$$\Delta = \frac{wL^4}{384EI} = \frac{(2/12) \cdot (25 \cdot 12)^4}{384 \cdot 29000 \cdot 800} = 0.15 \text{ inches}$$

$$\frac{L}{360} = \frac{25 \cdot 12}{360} = .83 \text{ inches}$$

$$.15 \text{ inches} < .83 \text{ inches} \quad \text{ok for deflections}$$

USE W18x50

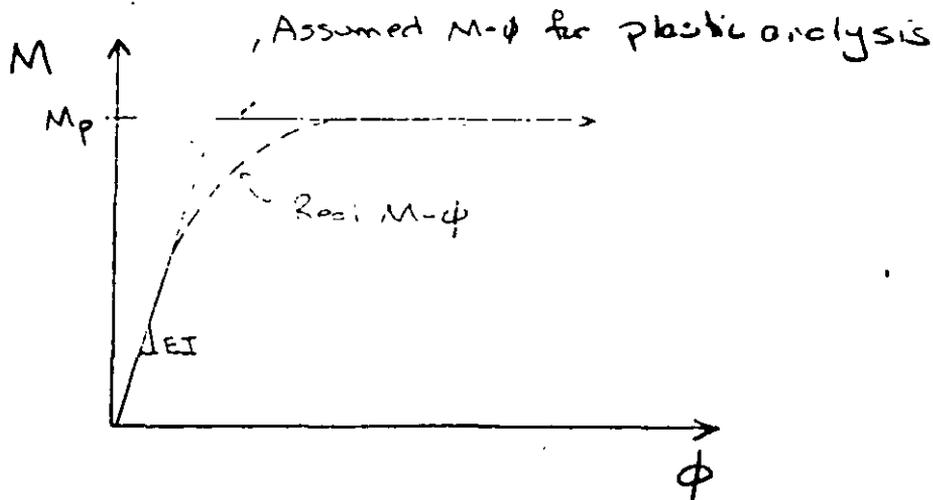
Design Based on Plastic Analysis

For this design approach, the shear and bending moment diagrams are based on a simplified inelastic analysis (called "plastic analysis") of the beam. Plastic analysis recognizes that a beam's load carrying capacity is not necessarily exhausted when a moment of M_p is reached at some point along the beam. After the plastic moment is reached at one point along the beam, bending moments may be able to redistribute to the other, less highly stressed portions of the beam. Plastic analysis provides a more realistic estimate the beam's actual load carrying capacity and can lead to more economical designs.

Plastic Hinge

The basis of plastic analysis is the concept of a "plastic hinge". When the moment reaches M_p at a cross-section, the beam can then rotate at that section without any change in moment. When M_p is reached somewhere along the beam, it is said that the beam has formed a plastic hinge at that location. For any additional loading placed on the beam, the plastic hinge location will behave as a real hinge.

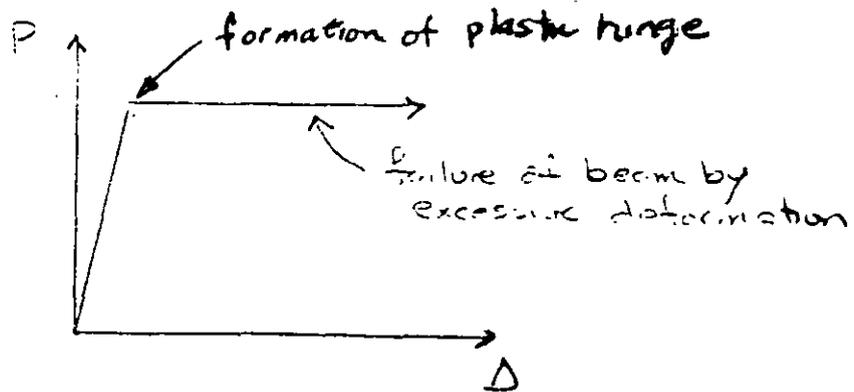
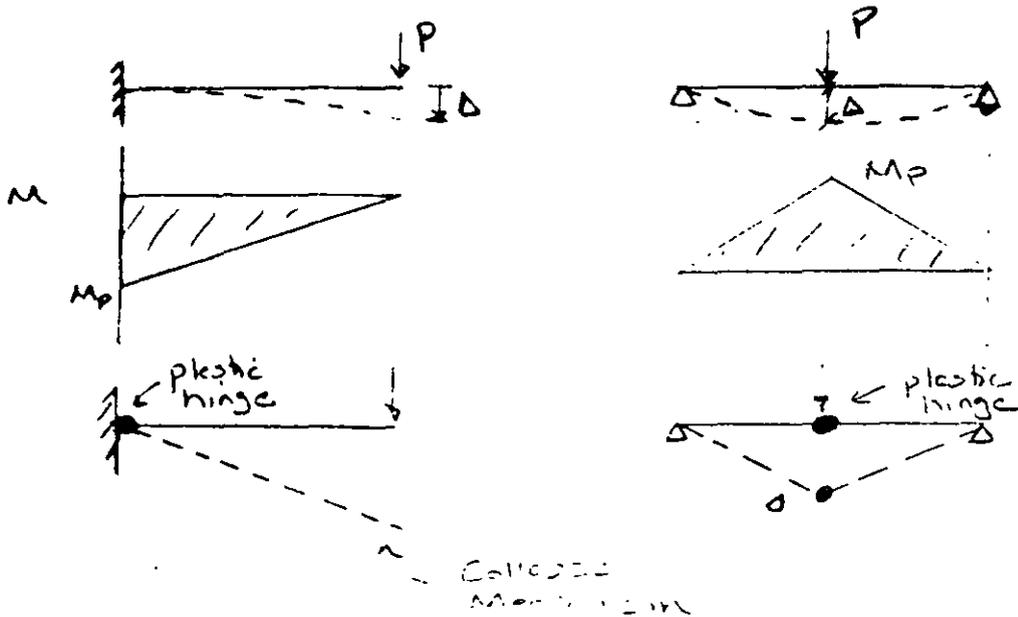
For plastic analysis, a simplifying assumption is made about the cross-sectional behavior of the beam. It is assumed that the beam remains elastic until the moment reaches M_p . This, of course, is incorrect, but is reasonable simplification for analysis purposes. Based on this simplifying assumption, the moment-curvature relationship for a cross-section is assumed as follows:



When sufficient hinges have formed along the length of the beam such that it becomes unstable (one hinge past determinate), the beam forms a "collapse mechanism", and its load carrying capacity has reached its limit. Once a collapse mechanism has been formed, the beam will experience very large deformations, and fails by "excessive deformation".

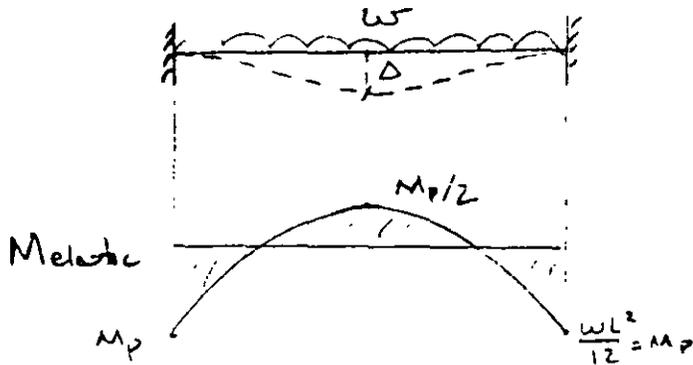
Consequences of a plastic hinge - determinate beams

The formation of a single plastic hinge in a determinate beam is sufficient to develop a collapse mechanism. No redistribution of moments is possible, and plastic analysis will give the same result as elastic analysis. Examples:

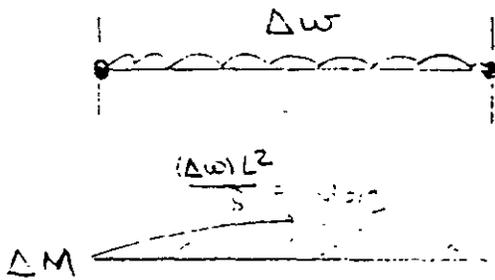


Consequences of a plastic hinge - indeterminate beams

The formation of a plastic hinge in an indeterminate beam does not produce a collapse mechanism. The plastic hinge only reduces the degree of indeterminacy by one. The beam can therefore carry increased loads until enough hinges form to develop a collapse mechanism. As an example, consider a fixed-fixed beam under a uniform load:



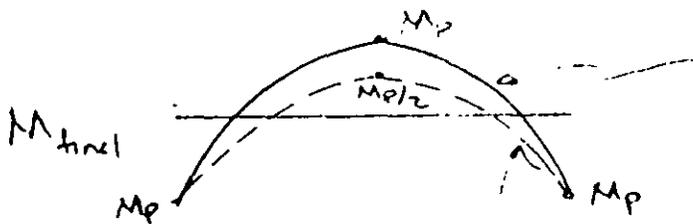
Initial elastic M diagram. Valid until max. M (at supports) reach M_p . Plastic hinges then form at beam ends.



After hinges form, beam behaves as simply supported. A simply supported beam can support an additional load Δw .

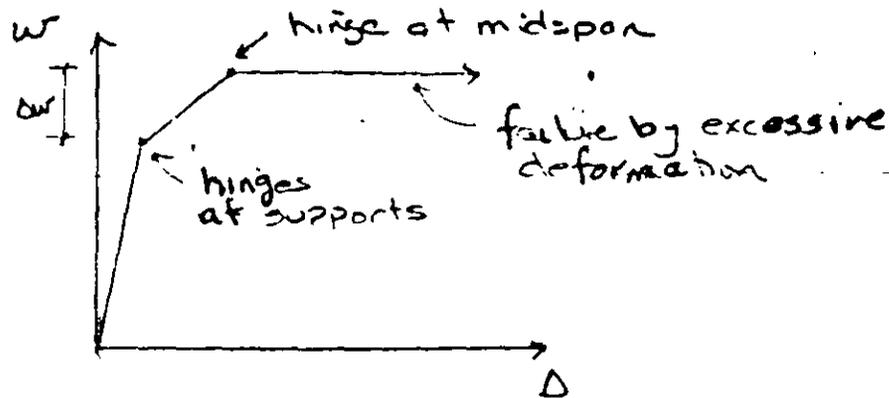


Can add Δw until ΔM reaches $M_p/2$ at midpoint. A hinge then forms at midpoint, and a collapse mechanism is formed.



M diagram based on plastic analysis

M diagram based on elastic analysis



In the above example, Δw represents additional load carrying capacity after reaching M_p at the supports.

In the previous design example, if the design is based on plastic analysis, a W16x40 could be used rather than a W18x50.

When design is based on plastic analysis, it is referred to as "plastic design".

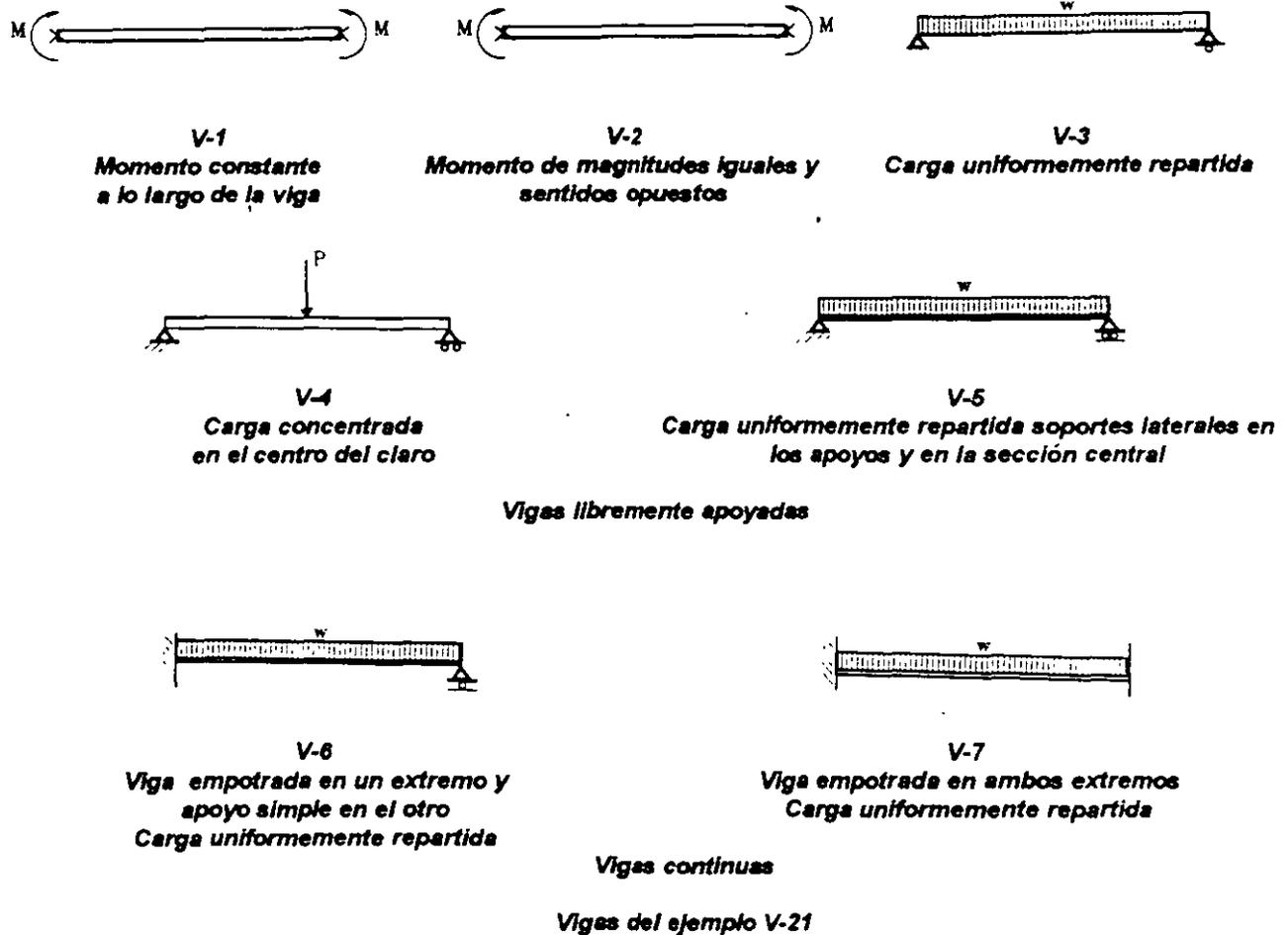
Requirements for Plastic Design

LRFD permits design based on either elastic or plastic analysis. For plastic design, it is necessary that beam failure occurs in the plastic range, i.e., the beam must be capable of developing M_p and maintaining M_p through large inelastic deformations without the occurrence of local or lateral torsional buckling.

Specifically, the following requirements must be satisfied when using plastic design:

- The beam must be compact for local buckling.
- The beam must have adequate lateral support so that lateral torsional buckling does not occur until M_p is achieved and large inelastic rotations are achieved. In order to satisfy this requirement, the unbraced length cannot exceed L_{pd} as given in Section F1 of the LRFD Specification.

Ejemplo V-21. Determinar el coeficiente de flexión C_b de las Especificaciones AISC-LRFD-1993, de las vigas de acero que se muestran en la figura siguiente.



SOLUCIÓN

El objeto del coeficiente C_b es incluir en las ecuaciones de las Normas AISC-LRFD, Capítulo F *Vigas y miembros en flexión*, de manera aproximada, la influencia de la ley de variación del momento flexionante sobre la resistencia de la viga al pandeo lateral por flexotorsión. Este coeficiente se determina mediante la siguiente expresión. Véase Capítulo F, *Especificaciones AISC-LRFD-1993-VI*. En las *Especificaciones AISC-ASD-1989* y *AISC-LRFD-1986*, este coeficiente se determina con una expresión similar.

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \tag{F1-3}$$

donde:

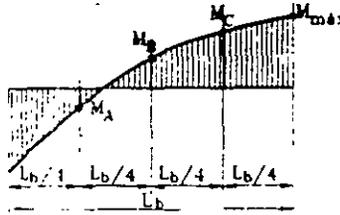
M_{max} es el momento flexionante en el segmento de la viga L_b

M_A es el momento flexionante en la cuarta parte del segmento L_b

M_C es el momento flexionante en el centro del segmento L_b

L_b es la distancia entre puntos en los que el patin comprimido está soportado lateralmente, o entre secciones provistas de un contraventeo que evite su rotación. Todos los momentos flexionantes se expresan en valor absoluto y sus unidades son ton-m.

En la figura siguiente se muestra un segmento no soportado lateralmente de una viga, con su diagrama de momentos flexionantes correspondiente. Se indican los términos que aparecen en la ecuación (F1-3). El momento flexionante máximo puede ser en el extremo o dentro de cualquier sección del tramo no soportado c la viga.



Viga V-1.

La viga está sujeta a un momento flexionante constante a todo lo largo de ésta.



$$M_{max} = M_A = M_B = M_C = M$$

Luego:

$$C_b = \frac{12.5M}{2.5M + 3M + 4M + 3M} = \frac{12.5M}{12.5M} = 1.0$$

Viga 2.

La viga soporta momentos flexionantes de magnitudes iguales y sentidos opuestos, aplicados en sus extremos.



$$M_{max} = M$$

$$M_B = 0$$

$$M_A = M_C = M/2$$

$$C_b = \frac{12.5M}{2.5M + 3(M/2) + 0 + 3(M/2)} = \frac{12.5M}{5.5M} = 2.27$$

Viga V-3

Se trata de una viga libremente apoyada, con carga uniformemente repartida a todo lo largo de ésta.



$$M_{max} = wL^2/8$$

$$M_A = M_C = 3/32 wL^2 = 3/4 M_{max}$$

$$M_B = M_{max}$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} - 3 \times 2(0.75M_{max}) + 4(M_{max})} = \frac{12.5M_{max}}{11M_{max}} = 1.14$$

Viga V-4

La viga libremente apoyada, soporta una carga concentrada en el centro y tiene soportes laterales en los extremos y en la sección media. En este caso, se tienen dos segmentos sin soporte lateral y para cada uno de éstos:



$$M_{max} = PL/4$$

$$M_A = 1/4 M_{max}$$

$$M_B = 1/2 M_{max}$$

$$M_C = 1/4 M_{max}$$

$$C_b = \frac{12.5M_{máx}}{2.5M_{máx} + 3(1/4 M_{máx}) + 4(1/2 M_{máx}) - 3(3/4 M_{máx})} = \frac{12.5M_{máx}}{7.5M_{máx}} = 1.67$$

Viga V-5

La viga libremente apoyada soporta una carga uniformemente repartida, tiene soportes laterales en los apoyos y en la sección central.



$$M_{máx} = wL^2/8 \quad M_A = 7wL^2/128 = 0.4375 M_{máx} \quad M_B = 3wL^2/32 = 0.75 M_{máx}$$

$$M_C = 15wL^2/128 = 0.9375 M_{máx}$$

$$C_b = \frac{12.5M_{máx}}{2.5M_{máx} + 3(0.4375 M_{máx}) + 4(0.75 M_{máx}) - 3(0.9375 M_{máx})} = \frac{12.5M_{máx}}{9.63M_{máx}} = 1.30$$

Viga V-6

La viga empotrada en un extremo y con apoyo simple en el otro, no cuenta con ningún soporte lateral.

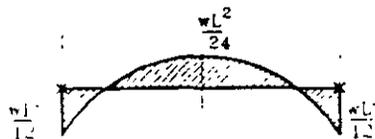


$$M_{máx} = wL^2/8 \quad M_A = 0 \quad M_B = M_C = wL^2/16 = 1/2 M_{máx}$$

$$C_b = \frac{12.5M_{máx}}{2.5M_{máx} + 3(0) + 4(1/2 M_{máx}) - 3(1/2 M_{máx})} = \frac{12.5M_{máx}}{6M_{máx}} = 2.08$$

Viga V-7

La viga empotrada en ambos extremos, soporta una carga uniformemente repartida y carece de soportes laterales.



$$M_{máx} = wL^2/12 \quad M_A = M_C = wL^2/96 = 1/8 M_{máx} \quad M_B = wL^2/24 = 1/2 M_{máx}$$

$$C_b = \frac{12.5M_{máx}}{2.5M_{máx} + 3 \times 2(1/8 M_{máx}) + 4(1/2 M_{máx})} = \frac{12.5M_{máx}}{5.25M_{máx}} = 2.38$$

Los valores de C_b se indican en las Ayudas de diseño del M-AISC-LRFD-1993.

RESUMEN

Tabla V-21-1. Valores de C_b

Viga	C_b
V-1	1.0
V-2	2.27
V-3	1.14
V-4	1.67
V-5	1.30
V-6	2.08
V-7	2.38

Ejemplo V-22. Una viga empotrada en un extremo y libre en el otro, de 5 m de claro, debe soportar una carga concentrada de diseño en el extremo libre de 1.2 ton. Diseñe la viga utilizando las Especificaciones AISC-LRFD-1993 y seleccionando un perfil IPR, IR ó W. El esfuerzo de fluencia del acero es $F_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2$ (acero NOM B 254 ó ASTM-A36). El extremo libre está soportado lateralmente.

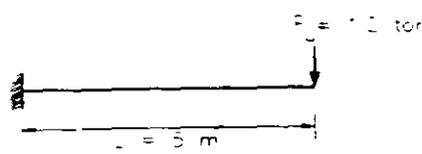


Diagrama de fuerza cortante (ton)

Diagrama de momento flexionante (ton-m)
Viga del ejemplo V-22

SOLUCIÓN:

1. Diseño por flexión.

La condición que debe satisfacerse es $M_R \geq M_u$. Si la sección de la viga es tipo 1 ó 2, el momento resistente se calcula con la ecuación (3.3.1).

$$M_R = \phi_b Z_x F_y \geq M_u$$

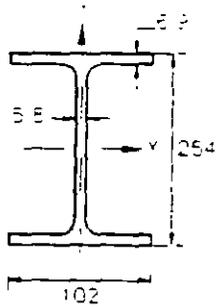
$$M_R \geq M_u$$

$$Z_x \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{6 \times 10^5}{0.9 \times 2\,530} = 264 \text{ cm}^3$$

Se revisará un perfil IPR, IR o W 254x22.3 (10x15), que tiene un módulo de sección plástico, $Z_x = 262 \text{ cm}^3$, casi igual al necesario.

Clasificación de la sección.

En la figura siguiente se indican las dimensiones del perfil propuesto, acotadas en mm. Para revisar si la viga es compacta, se determinan las relaciones ancho-grueso del perfil seleccionado y se comparan con los valores máximos correspondientes de la Tabla B5-1 de las Especificaciones AISC-LRFD-1993.



Patines:

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{10.2}{2 \times 0.69} = 7.4 < \frac{540}{\sqrt{F_y}} = \frac{540}{\sqrt{2\,530}} = 10.7$$

Alma:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{25.4 - 2 \times 1.7}{0.58} = 38 < \frac{5\,300}{\sqrt{F_y}} = \frac{5\,300}{\sqrt{2\,530}} = 105.4$$

Perfil IPR, IR ó W 254x22.3 (10x15)
Acotaciones en mm

La sección es compacta, no hay problemas de pandeo local prematuro
Revisión de la longitud no soportada lateralmente. En este caso $L_b = 5.00 \text{ m}$

Cálculo de las longitudes L_p y L_r

$$L_p = \frac{2.515 r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{2.515 \times 2.1}{\sqrt{2\,530}} = 105 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}}$$

donde:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} = \sqrt{\frac{EGJA}{2}}, \text{ kg/cm}^2$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2, \text{ cm}^4/\text{kg}^2 \quad \text{con} \quad C_w = \frac{I_y d'^2}{4}, \text{ cm}^6 \quad \text{y} \quad d' = d - t_f J = \frac{1}{3} \sum bt^3, \text{ cm}^4$$

$$C_w = \frac{I_y d'^2}{4} = \frac{120(25.4 - 0.69)^2}{4} = 18\,318 \text{ cm}^6$$

$$X_1 = \frac{\pi}{226} \sqrt{\frac{2.039 \times 10^6 \times 784.000 \times 4.2^2 \times 28.5}{2}} = 135.970 \text{ kg/cm}^2 \quad X_2 = 4 \frac{18.318}{120} \left(\frac{226}{784.000 \times 4.2} \right)^2 = 2.88 \times 10^{-6} \text{ cm}^4/\text{kg}^2$$

Las constantes X_1 y X_2 se encuentran tabuladas en el M-DEM-V-II

$$L_r = \frac{2.1 \times 135.970}{(2.530 - 703)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 2.88 \times 10^{-6} (2.530 - 703)^2}} = 322 \text{ cm}$$

Como $L_b=500$ cm es mayor que $L_r=322$ cm, el momento resistente nominal, que es el elástico crítico, se determina con la ecuación (F1-13) de las Especificaciones AISC-LRFD-1993.

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} = \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} = \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L_b / r_y)^2}}$$

donde:

El coeficiente C_b se determina con la ecuación (C-F1-1) de los Comentarios AISC-LRFD-1993, que es aplicable a diagramas de momentos flexionantes que tienen una variación lineal entre puntos soportados lateralmente.

$$C_b = 1.75 + 1.05(M_1 / M_2) + 0.3(M_1 / M_2)^2 \leq 2.3$$

M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos en los extremos de un segmento no arriostrado de una viga, $M_1 M_2$ es positiva cuando los momentos causan curvatura doble y negativa cuando se flexionan en curvatura simple. En nuestro caso. Con $M_1 = 0$, $C_b = 1.75$, $S_x = 226 \text{ cm}^3$, $X_1 = 135.970 \text{ kg/cm}^2$, $X_2 = 2.88 \times 10^{-6} \text{ cm}^4/\text{kg}^2$, $L_b = 500 \text{ cm}$ y $r_y = 2.1 \text{ cm}$.

$$M_{cr} = \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L_b / r_y)^2}} = \frac{1.75 \times 226 \times 135.970 \sqrt{2}}{500 / 2.1} \sqrt{1 + \frac{135.970^2 \times 2.88 \times 10^{-6}}{2 \left(\frac{500}{2.1}\right)^2}} \times 10^{-5} = 3.86 \text{ ton-m}$$

Finalmente, el momento resistente de diseño es:

$$M_R = \phi_b M_{cr} = 0.90 \times 3.9 = 3.5 \text{ ton-m} < M_{umax} = 6 \text{ ton-m}$$

La sección propuesta IPR, IR o W 254x22.3 (10x15), es inadecuada por flexión.

La resistencia de diseño al cortante es $\phi_v V_n$; el factor de resistencia ϕ_v vale 0.90, y la resistencia nominal, V_n , se determina con las ecuaciones (F2-1), (F2-2) o (F2-3) de las Normas AISC-LRFD-1993, la que sea aplicable

$$\text{si } h/t_w \leq 3.500 / \sqrt{F_{yw}}, \quad V_n = 0.6 F_{yw} A_w \quad (\text{F2-1})$$

$$\text{si } 4.380 / \sqrt{F_{yw}} < h/t_w < 260, \quad V_n = 0.6 F_{yw} A_w (3.500 / \sqrt{F_{yw}}) / (h/t_w) \quad (\text{F2-2})$$

$$\text{si } 4.380 / \sqrt{F_{yw}} < h/t_w < 260, \quad V_n = (9.280.000 A_w) / (h/t_w)^2 \quad (\text{F2-3})$$

F_{yw} es el esfuerzo de fluencia del acero del alma, en kg/cm^2

A_w es el área del alma de la viga, en cm^2

h distancia libre entre patines, en cm

t espesor del alma en cm

V_n resistencia nominal al cortante, en kg

Revisión por cortante.

$$\text{Como } h/t_w = 38 < 3.905 / \sqrt{F_y} = 70,$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \quad (A_w = d t_w)$$

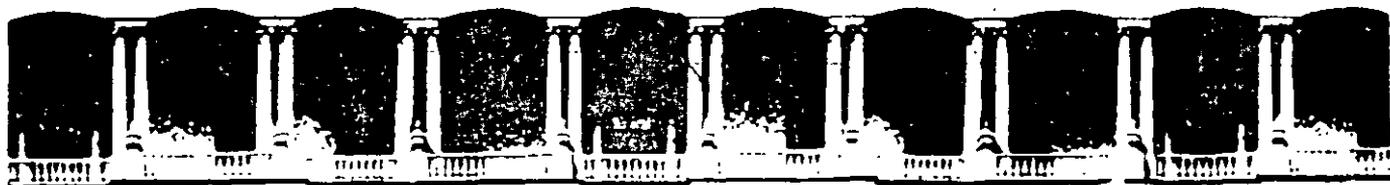
$$V_n = 0.6 \times 2.530 \times 25.4 \times 0.58 \times 10^3 = 22.4 \text{ ton}$$

$$V_n = 22.4 \text{ ton} >> V_{umax} = 1.2 \text{ ton}$$

CONCLUSIÓN:

El perfil seleccionado está muy sobrado por cortante, pero es inadecuado por flexión. Se propone revisar al lector el perfil IPR, IR ó W 254x28.5(10x19).

* Valor tomado de las tablas de dimensiones y propiedades del M-IMCA-V-I.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

APLICACIÓN DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MEXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

TEMA

**INTERACCION NORMAS-REGISTROS-DISEÑO-DIBUJOS
DETALLE/TALLER Y CAMPO**

**EXPOSITOR: ING. DELFINO RODRIGUEZ PEÑA
PALACIO DE MINERIA
JUNIO DEL 2001**

CURSO INTENSIVO DE ACTUALIZACIÓN PROFESIONAL

INTERACCIÓN NORMAS- REGISTROS-DISEÑO-DIBUJOS DETALLE/TALLER Y CAMPO

FECHA: MARTES 12 DE DICIEMBRE DE 2000

TEMARIO:

- | | | |
|-------|--|---------------|
| 1 - | Presentación.
Currículum vitae del instructor y una breve semblanza de
La conferencia. | 09:00 - 09:05 |
| 2.- | De las normas a los registros.
Especificaciones, Acero vs concreto, Cuantificación de
planos, Costos de ingeniería, Registros DRO/CSE,
Licencias y permisos, etc. | 09:05 - 10:05 |
| 3 - | Receso | 10.05 - |
| 10.20 | | |
| 4.- | De los registros al Diseño.
ISO 9000, Los agentes libres (fres lancers), Memorias de
cálculo, Informes, Ejemplos de diseño de estructuras de
acero con el AISC/LRFD | 10:20 - 11:20 |
| 5.- | Receso y café. | 11:20 - 11:40 |
| 6.- | Del diseño al dibujo de Detalle y al Dibujo de Taller.
Las 10 (diez) reglas básicas del dibujo funcional,
Cuidado con el AUTOCAD, Contenido de los dibujos,
Acotar bien, dormir mejor. | 11:40 - 12:40 |
| 7.- | Receso | 12:40 - 12:50 |
| 8.- | Del dibujo al campo.
Las notas, Los pendientes, Imposible construir y Mantenimiento y Supervisión. | 12.50 - 13:20 |
| 9.- | Sesión de preguntas y respuestas. | 13:20 - 13:55 |
| 10.- | Clausura | 13:55 - 14:00 |

PRESENTACIÓN Y CURRÍCULUM

Estudios	:	Loma Bonita Oaxaca, Oaxaca	Primaria, Secundaria, Vocacional.
		México, D.F.	ESIA 1965 - 1969.
Desarrollo	:	Ing. Fernando López A.	1966 - 1967 Dibujante.
		R.V. Construcciones.	1968 - 1969 Calculista.
		Cia. Cyunsa	1970 - 1972 Residente
		Bufete Ind. D y P.	1973 - 1977 Jefe de Grupo.
		Com. Fed. Electricidad.	1977 - 1986 Supervisor
		Free. Lancer	1986 - Hoy Consultor.
		ESIA Estructuras.	1984 - Hoy Profesor.
		Auditoria Disprea y Dispreco	Limusa

DESARROLLO DEL CURSO

AUDITORIO : Profesores de la materia, profesionistas, pasantes y alumnos.

EXPOSICIÓN : Sencilla, práctica y un enfoque futuro.

Conceptos simples	Heterogeneidad
Paciencia	Por Experiencias.
Discrepancias y Divergencias	Por las formas
Preguntas	Confianza

I DE LAS NORMAS A LOS REGISTROS

1. Especificaciones

1.1 Diseño de estructuras de concreto

40%	D.F.	Reglamento de construcciones (1989) Normas técnicas complementarias	RCDF NTC- sismo, viento, concreto, mampost., cimentaciones.
	Rep. Méx.	Manual de Diseño de obras civiles de CFE (1993) Diseño por sismo Diseño por viento	MDOC DPS DPV
60%		American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)	ACI

1.2 Diseño de Estructuras de Acero

15%	D.F.	Reglamento de construcciones (1989)	RCDF
-----	------	-------------------------------------	------

Normas técnicas complementarias NTC- acero

	Rep. Méx.	Manual de diseño de O.C. CFE (1993)	MDOC
80%	Rep Méx.	AISC/ASD American Institute Steel Construction (Instituto Americano de construcción en Acero)	
		IMCA Allowable Stress Design Diseño por esfuerzos permisibles	
5%	Rep. Méx.	AISC/LRFD Load and Resistance Factor Design Diseño por factores de carga y resistencia	
		MPC/M. monterrey y M AHM / M: AHMSA	

1.3 Análisis de Cargas

1.3.1	Manual de Diseño sísmico de Edificios	ONU/DDF
1.3.2	Manuel de Diseño y construcción de viviendas para personas de escasos recursos	ONU/DDF
1.3.3	Manual para la Estructuración de Edificios	ONU/DDF
1.3.4	Reglamento de Construcciones del DF	RCDF.
1.3.5	Ayuda para Diseño de Estructuras	SMIE

1.4 Observaciones:

- 1.4.1 No se vale usar RCDF → en la Rep. Méx.
- 1.4.2 Diferencias:

a) En Combinaciones

Estructura	Reglamento	CM	CV	V	S	Resist /Interacc
Concreto	RCDF	1.4	1.4	--	--	$f'_c = 0.8 f^*_c$
		1.1	1.1	1.1	--	
		1.1	1.1	--	1.1	
	ACI	1.4	1.7	--	--	f_c * por 0.75
		1.4*	1.7*	1.7*	--	
		1.4*	1.7*	--	1.87*	
	RCDF	1.4	1.4	--	--	1.000
		1.1	1.1	1.1	--	
		1.1	1.1	--	1.1	
Acero	AISC/ASD	1.0	1.0	--	--	1.333
		1.0	1.0	1.0	--	
		1.0	1.0	--	1.0	

AISC/LRFD	1.2	1.6**	--	--	** 0.5 CV de techo
	1.2	0.5	1.3	--	1.00
	1.2	0.5	--	1.5	

b) En Flexión

Flexión AISC $\phi M_u = \phi f_c b d^2 w (1-0.59 w)$

Flexión RCDF $M_u = F_R f'_c b d^2 q (1-0.5 q)$

1.4.3 No se vale:

- a) Usar LRFD con factores de carga del RCDF
- b) Usar RCDF en la República Mexicana (P.E. Q. Roo)
- c) Usar porcentajes y sep. mínimos del RCDF cuando se diseñe con ACI
- d) Decir que el LRFD es lo mejor, aunque tiene 3 grandes ventajas: La globalización, el control de las Cargas Vivas y economía en algunas estructuras pequeñas

1.5 Recomendaciones

- 1.5.1 Asistan a los congresos donde cambien de diseño
 ACI 318/97 - ACI 318/2000
 IMCA/DEP - IMCA/DPFCR
- 1.5.2 Coleccionen información de catálogos de fabricantes (durante las “prácticas”)
- 1.5.3 Manuales AHMSA y Monterrey, en desuso por el uso de las tablas de Fa.
- 1.5.4 Uso racional del factor de comportamiento sísmico $\Delta_c = \Delta_Q$

2. Acero vs. Concreto

2.1 La práctica

Casas Habitación	Piedra, tabique y concreto (reacios cambio)
Viviendas de Interés Social	Concreto, muros block y losas aligeradas
Oficinas y edificios urbanos	Concreto ó acero
Plantas Industriales	Acero

2.2 Ventajas y Desventajas

	Ventaja	Desventaja
Acero Talleres con Grúas	Industria casera	Control de calidad mínimo
Casas Tradicionales	<ul style="list-style-type: none"> • Pailería • Mezcla colado y curado, manual 	
Acero rigidización	<ul style="list-style-type: none"> • Pruebas de calidad • Rapidez constructiva • Taller 	• Adicionar costos de
Concreto	• Concreto pre-mezclado	• Desperdicio de madera

- Pruebas de cilindros
- Uso racional de losas aligeradas
- Mucha mano de obra
- Mayor tiempo de ejecución

3. Cuantificación de Planos

3.1 Criterio General *

	CONCRETO		ACERO	
	100 m ²	más de 100	(Incluye cimentac)	
Casa Habitación	1 Ciment. 1 Planta 1 Detalles	1 por cada 100m ² +		
	300 m ² y 3 N	mayores 300 y de 3 N		
Edificio Habitacional	1 Cimentac	2 por cada 100 m ²		
Interés Social	3 Plantas 1 Esc 2 Detalles	2 cist. y tqes. + 2 por elevaciones.		
	300 m ² y 3 N	mayores de 300/3N	300 m ² y 3 N	mayores de 300/3N
Edificio Oficinas	2 cimentac 3 plantas 1 escalera 2 dets	2 cist, y tqes +2 por elev 2 dets 2 por c/100 m ²	2 cim + 4 ptas. 1 anclaje 2 escalera 2 detalles	3 cim + 2xc/100 m ² + 2 cist. y tqes. 2 elevador 4 detalles
			500 m ² y 3 N	mayores de 500/3N
Planta Industrial			2 cim y 1 muro 1 anclas 4 plantas 2 escalera 2 detalles	1 cim 2 cist y tqes. + 3 cim. equipos 2 p c/100 m ²
Almacén 1000m ²			1000 m ²	mayores d
			1 cimentac 1 anclas 1 muros 2 plantas 1 detalles 1 grua	1 cimentación 1 anclaje + 1 muros 2 por c/100 m ² 2 detalles 2 grúa

*Inmuebles más o menos regulares. No se indican planos de pilotes

3.2 Recomendaciones

3.2.1 Referencia

Véase la tabla 10.2a "Coeficientes para estimado de planos de estructura en N. Ind."

Libro Diseño práctico de estructuras de acero

Autor: Delfino Rodríguez Peña; Edit. Limusa, 1996

3.2.2 Enliste todo lo que lleva el inmueble

3.2.3 Pregunte a una persona que ha hecho dibujos

4. Costos de Ingeniería En miles de pesos. Varían por el "over head"

4.1 Diseño (\$/plano)

	mínimo	medio	máximo
4.1.1 Análisis	\$ 0.3	\$ 0.3	\$ 0.3
4.1.2 Diseño	1.2	1.7	2.2
4.1.3 Dibujo (60 × 90)	<u>\$ 0.5</u>	<u>0.5</u>	<u>0.5</u>
	\$ 2.0	\$ 2.5	\$ 3.0 /plano

4.2 Cant. de materiales \$ 0.3 \$ 0.4 \$ 0.5 /plano

4.3 Planos de taller 3.0 4.0 5.0 /plano

4.4 Supervisión de obra + viáticos + transporte + hospedaje

Por visita de una hora	\$ 0.3	\$ 0.4	\$ 0.5
Por visita con junta técnica	\$ 0.7	\$ 0.8	\$ 1.0
Por supervisión general por mes	\$ 12.0	\$ 14.0	\$ 16.0

4.5 Peritajes* \$ 2.5 \$ 3.2 \$ 4.0

*Incluye visita, mediciones, reporte, sin firma

4.6 Firmas responsivas

4.6.1 Licencias y obras nuevas

DRO

Casas Habitación	\$ 1.5	\$ 2.0	\$ 2.5
Edificios hasta 6 Niv.	12.0	15.0	20.0
Edificios hasta 12 Niv	30.0	40.0	50.0

C/SE

Casas Habitación	-----		
Edificios hasta 6 Niv.	\$ 15.0	\$ 20.0	\$ 30.0
Edificios hasta 12 Niv.	40.0	60.0	80.0

4.6.2 Regularizaciones – Variable (Aquí se emplea el criterio de costo /m²)

4.6.3 Visto Bueno de Seguridad y operación (variable)

4.6.4 Constancia de Seguridad estructural (variable)

4.7 Recomendaciones

4.7.1 Cuidado con las Buscafirmas (termómetros)

4.7.2 No firme sin ver

4.7.3 pregunte ó consulte aranceles del CICM

4.7.4 Cuidado ¡ MUCHO DINERO HUELE A TRAMPA !

4.8 Observaciones

- 4 8.1 Las Firmas obligan a supervisar
- 4 8.2 Elevar la firma a nivel notarial

5. Registros DRO / CSE / CI / CDUYA

5.1 Requisitos DRO

- 5 1.1 Ser socio del colegio (CICM)
- 5 1.2 Llenar solicitud (pte Morelos / Reforma)
- 5.1.3 Cartas de Conocimiento
- 5.1.4 Reporte de obras realizadas (2)
- 5.1 5 Aprobar exáamen (Reglamento)

5.2 Requisitos C / SE

Mismas que para DRO, excepto qu e y además:

- 5.2.4 Reporte de obras realizadas (3)
- 5.2.5 Memoria de Cálculo y Planos de un proyecto
- 5.2 6 Aprobar exámen (Reglamento y Criterios de diseño)

5.3 Reseña

1965	Reglamento Emergencia	Peritos obra	2000 peritos
1985	RCDF	Peritos 1° y 2° grupo	5000 - 5000
2000	RCDF / NTC	DRO (1200) / CSE (300) / CI (800) / CDUYA (1000)	

5.4 Recomendaciones

- 5 4.1 Háganse socios del CICM
- 5.4.2 Tomen un curso
- 5.4.3 Lean un documento menc. (M. en C. Salvador Padilla Alonso)

6. Permisos y Licencias (ante el DDF (delegación))

6.1 Permisos

- 6 1.1 Bardas
- 6 1.2 Fachadas
- 6.1.3 Cubiertas ó piezas habitables hasta $A \leq 12 \text{ m}^2$

6.2 Licencias

- 6.2.1 Clasificación

Obras nuevas
Ampliaciones
Regularizaciones
Remodelaciones
Vo Bo. de seguridad y operación
Constancia de seguridad estructural

6.2.2 Requisitos

Solicitud	Firma de DRO / Corresp. en su caso / propietario ó a. l.
Alineamiento	No invadir terrenos, proveer ampliaciones de vialidad
Número oficial	Sustitución de mz. y lotes, servicio postal, IMSS, SHCP
Dibujos Arquitectónicos	
Dibujos Estructurales	
Dibujos de Instalación	
Memorias de Cálculo	
Descripción del proyecto	
Convenio	

6.3 Revisiones por el DDF

¡No deben revisar! Art. 54 RCDF (entrega 1 día); Sin embargo, revisan:

- 6.3.1 Colindancias
- 6.3.2 Dimensiones mínimas
- 6.3.3 Áreas y maniobras de estacionamientos
- 6.3.4 Áreas de ventilación
- 6.3.5 Áreas de re-carga acuífera
- 6.3.6 Densidad y uso del suelo
- 6.3.7 Lavabos de 6 lts.
- 6.3.8 Numero de planos en originales y copias.

6.4 ¡No se dejen sorprender!

- 6.4 1 Cuando soliciten Cortes por fachada
- 6.4 2 Cuando soliciten Diagramas unifiliares
- 6.4 3 Cuando soliciten Gratificaciones

6.5 Observaciones y Sugerencias

- 6.5 1 Sugiereles que te reciban para revisión una copia de planos
- 6.5 2 No aceptes hacer trámites al cliente, es muy desgastante.
- 6.5 3 Sugiereles entrega de planos y memorias en disketes
- 6.5.4 Considera cuando trabajes en una Delegación

II.- DE LOS REGISTROS AL DISEÑO

1. ISO 9000

International organization for standarization

1.1 Definición: Es una organización no gubernamental establecida en 1947 para promover el desarrollo de la estandarización y relacionar actividades en el mundo con miras a facilitar el intercambio internacional de bienes y servicios y para desarrollar la cooperación en las esferas de actividades intelectuales, científicas, tecnológicas y económicas.

1.2 Raíces: Del griego "iso" que significa igual o estandar

1.3 Campo de acción: Todas las áreas incluyendo Ingeniería estructural

1.4 Sirve: Para la elaboración de procedimientos sistemas, bases de datos, control y supervisión de la información, memorias de cálculo, diseño, dibujo, fabricación y montaje en la ejecución de una obra

1.5 Observaciones:

1.5.1 Concepto de calidad total

1.5.2 Mismas normas en la globalización

1.5.3 El sistema LRFD se adapta a ello

1.5.4 A futuro en cada empresa regirá las "ISO"

1.6 Recomendaciones

1.6.1 Es imprescindible leer las normas (leer, que fastidio)

1.6.2 Consulten en internet, buscando la palabra "ISO 9000"

1.6.3 ISO 9001, 9002, 9003, etc., Se refiere a áreas de administración, producción, supervisión, etc

2. Los Agentes Libres (Free Lancers)

LANCE: Mercenario, Empleado a sueldo)

En virtud de que las políticas mundiales tienden a reducir el burocratismo del estado (IMP, PEMEX, CFE, etc), ahora las empresas no quieren saber nada de Sindicatos, IMSS, INFONAVIT, etc.

Las empresas internacionales ganan los concursos y requieren a personas "que hagan el trabajo sucio". ¡ Los agentes libres son una realidad !

Recomendaciones: ¡Prepárate!

3. Memorias de Cálculo

3.1 Contenido

3.1.1 Descripción del proyecto	Qué y cómo
3.1.2 Información básica	Con qué
3.1.3 Materiales	Con quiénes
3.1.4 Especificaciones	Soporte técnico
3.1.5 Análisis de Cargas	Causas y efectos
3.1.6 Modelo matemático	Topología
3.1.7 Resultados del análisis	Ayudas
3.1.8 Diseño	Con y sin ayuda
3.1.9 Conclusiones	Objetivo cumplido
3.1.10 Bibliografía	Créditos

3.2 Observaciones

- 3.2.1 Los Software son cajas negras
- 3.2.2 STAAD, SAP, ANSYS, CYPECAD etc, excelentes ayudas

3.3 Sugerencias

- 3.3.1 ¡Cuidado!, Existen Software's piratas que "no corren"
- 3.3.2 Lee los manuales Lee, lee, lee.

4. Informes

4.1 Contenido

- 4.1.1 Conclusiones
- 4.1.2 Recomendaciones
- 4.1.3 Descripción
- 4.1.4 Información básica
- 4.1.5 Trabajos de campo
- 4.1.6 Análisis
- 4.1.7 Modelo
- 4.1.8 Resultados del análisis
- 4.1.9 Revisión

4.1.10 Bibliografía

4.2 Observaciones y Sugerencias

- 4.2.1 Nótese que las conclusiones y recomendaciones son parte medular del informe.
- 4.2.2 Aplique los reglamentos imparcialmente.
- 4.2.3 No adelante vísperas ¡Resuelva!
- 4.2.4 Dé varias opciones y recomiende la mejor
- 4.2.5 Debemos enseñar a programar cimentación de equipos, muros, anclas, conexiones

4.3 Lo que no hacen los programas

- 4.3.1 Usar el criterio (Interac $1.34 > 1.333$ ¡Falla!)
- 4.3.2 Analizar cargas gravitacionales, de viento y de sismo
- 4.3.3 Orientar las Estructuras (tuve un caso de un equipo)
- 4.3.4 Diseñar racionalmente (cimentaciones, columnas, etc.)

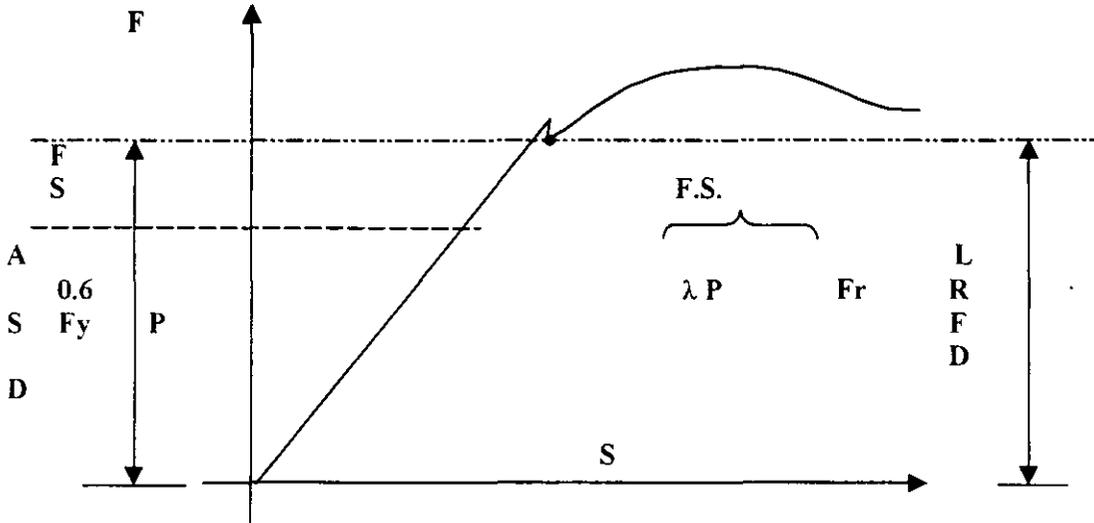
5. Ejemplos de Diseño (AISC / LRFD)

5.1 ORIGENES Y DESARROLLO DEL LRFD

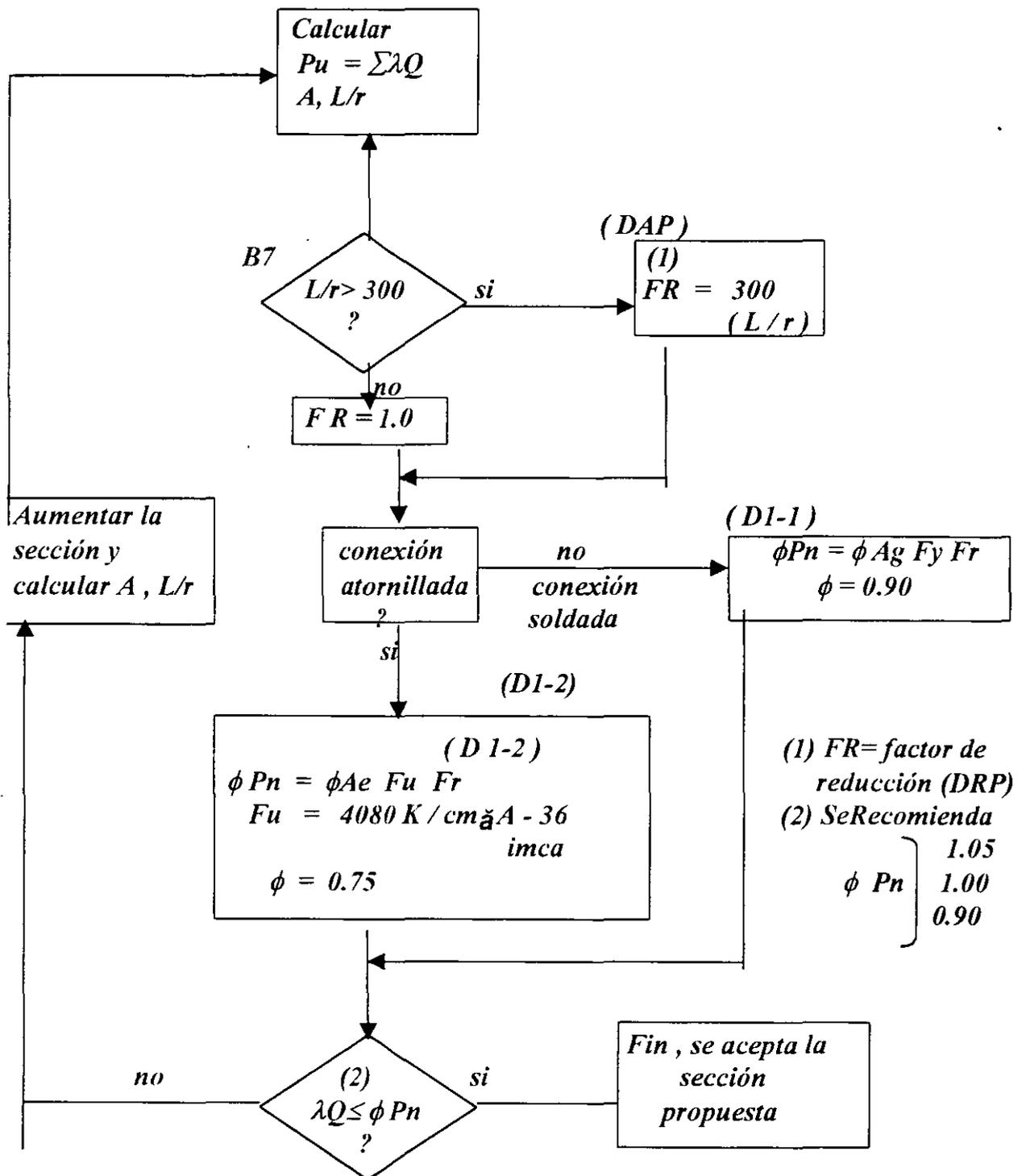
1923	AISC	ASD	Allowable Stress Design Diseño por esfuerzos permisibles.
1978	AISC	1 (ASD)	/ AISC - II (PCD) Plastic Design Criterio. Criterios del diseño plástico.
1983	AISC	1 (ASD)	/ AISC - II (LRFD Alternative Method) Load and Resistance Factor Design Criterio por factores de carga y resistencia
1986	AISC	/ ASD	And AISC/ LRFD (Simultaneos)

5.2 DIFERENCIAS LRFD

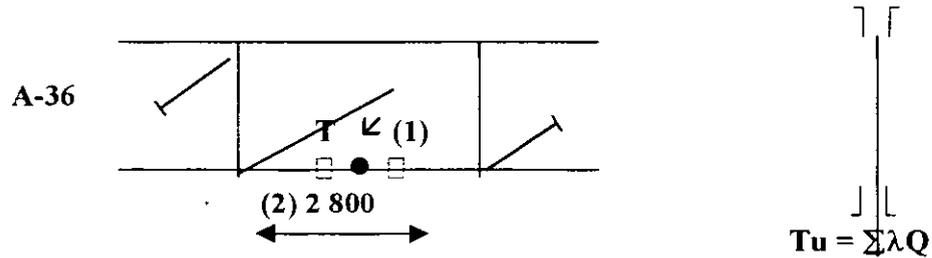
- 5.2.1 No se fabrican y diseñan conexiones remachadas.
- 5.2.2 Sólo se permiten 2 tipos de construcción.
- 5.2.3 Los esfuerzos de trabajo ó servicio (F_a , F_t , F_b , etc.)
- 5.2.4 No se incrementan por $1/3$ debido a combinaciones que incluyan cargas accidentales.
- 5.2.5 El empleo riguroso del factor $P\Delta$
- 5.2.6 Los factores de carga y resistencia.
- 5.2.7 El control de calidad de las conexiones.
- 5.2.8 Comparación ASD - LRFD (gráfica)



5.3 DISEÑO DE MIEMBROS A TENSION



**5.3.1. DISEÑAR LA SIGUIENTE CUERDA DE ARMADURA
 A BASE DE SOLDADURA Y TORNILLOS (TENSIÓN)**



- T♦ { CM 2.00 Tons
 CV 4.00 Tons
 V 7.40 Tons
 S 9.50 Tons
- (1) PLS Separados
 (2) Depende de la sep.
 de cargueros y tipo
 de cubierta.

1.4 CM ----- = 1.4x2 ----- = 2.80 TMS
 1.2 CM + 1.6 CV ----- = 1.2x2 + 1.6x4 ----- = 8.80 "
 1.2 CM + (0.5 CV ó 0.8 v) ----- = 1.2x2 + 0.8x7 (RIGE) - = 8.32 "
 1.2 CM + 0.5 CV + 1.3 V ----- = 1.2x2 + 0.5x4 + 1.3x7.4 = 14.02 " rige
 1.2 CM + 0.5 CV + 1.05 ----- = 1.2x2 + 0.5x4 + 1.0x9.5 = 13.90 "
 0.9 CM + (1.3 V ó 1.05) ----- = 0.9x2 + 1.3x7.4 (RIGE) = 11.42 "

Sea la Sección. 2 LI 51 x 3 A = 3.10 cm►, r = 0.99 cm

5.3.2 a DISEÑO POR AREA TOTAL (SOLDADURA)

$L/r = 280 \text{ cm} / 0.99 \text{ cm} = 282.83 < 300$ (LRFD B.7) FR = 1.0

θ Rn [& Ag F, FR

14.02 Tons [0.90 x 2 x 3.10 cm► x 2.53 T/cm► x 1.0
 < 14.12 Tons | Se Acepta 2 L I 51 x 3 !

REVISIÓN POR AISC-ASD

Tv1 = CM + CV = 2.00 + 4.00 ----- = 6.00 TONS

16

$$Tv2 = CM + CV + V = 2.00 + 4.00 + 7.40 \text{ -----} = 13.40 \text{ TONS}$$

$$Tv3 = CM + CV + S = 2.00 + 4.00 + 9.50 \text{ -----} = 15.50 \text{ TONS RIGE}$$

$$TR = 1.333 \text{ Ft, Ag.}$$

$$TR = 1.333 \times 0.6 \times 2.53 \text{ Tns/Cm} \blacktriangleright \times 2 \times 3.10 \text{ Cm} \blacktriangleright$$

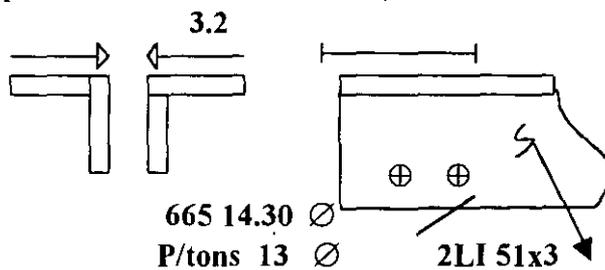
$$TR = 12.55 \text{ Tns}$$

$$Tv > Tr \quad 15.50 > 12.55 \text{ TNS} \quad \text{¡Inacceptable!}$$

$$\text{Conclusión: } \frac{AISC - LRFD}{AISC + ASD} = \frac{14.12}{12.55} = 1.125 \text{ ó } 12.5\% \text{ de ahorro con LRFD}$$

5.3.3 b DISEÑO POR AREA NETA (TORNILLOS)

Suponiendo 2 Tornillos de 13φ



$$Ag - A\emptyset$$

$$AR = 3.10 - 1.43 \times 0.32 = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \emptyset Rn &= \emptyset Ar Fu FR \\ &= 0.75 \times 2 \times 2.64 \text{cm} \blacktriangleright \times 4.08 \text{ Tons/cm} \blacktriangleright \times 1.0 \\ &= 16.16 \text{ Tons} \end{aligned}$$

$$\lambda \phi < \phi Rn$$

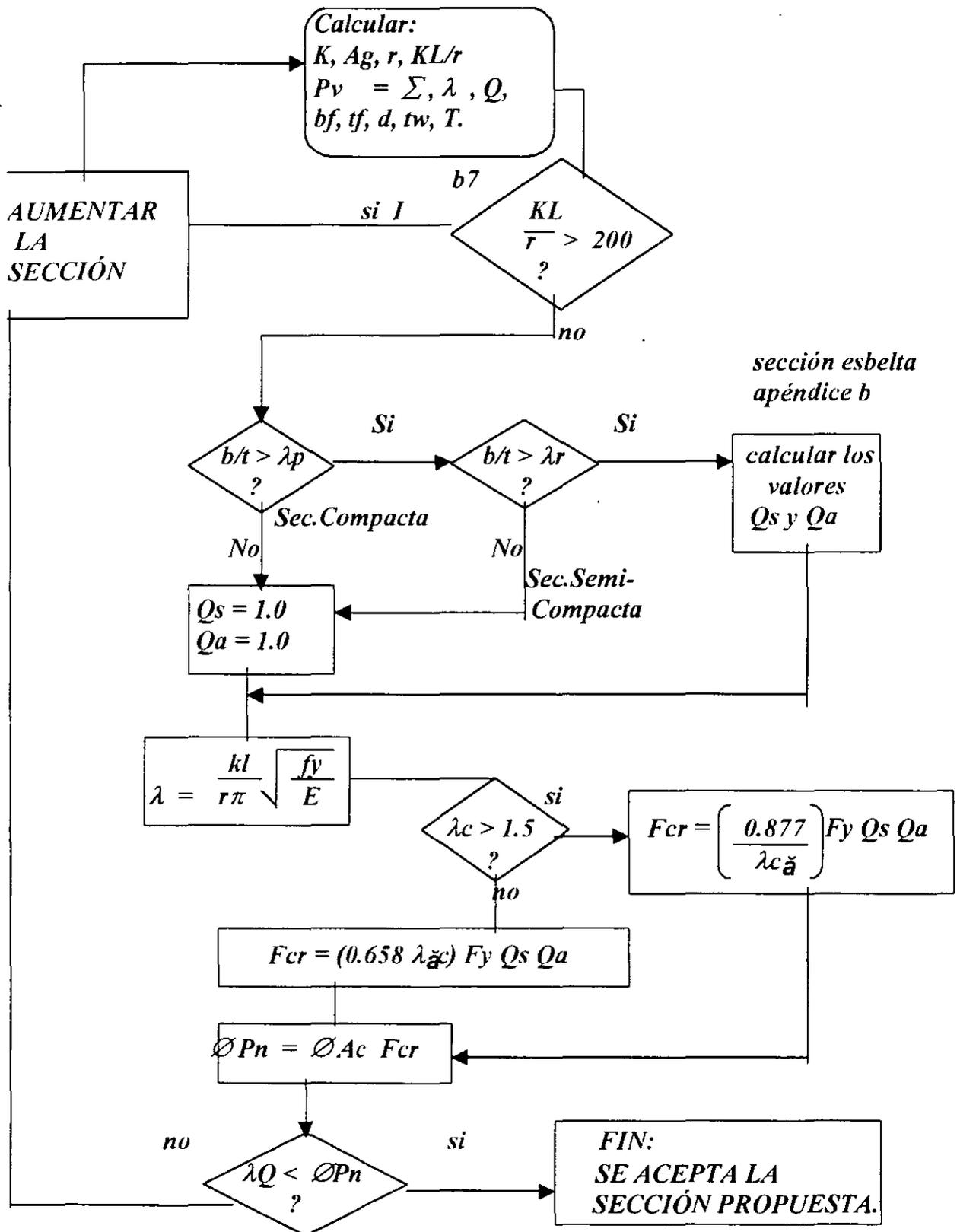
$$14.02 < 16.16 \text{ Tons} \quad \text{¡ Se acepta la sección 2 L I 51x 3 !}$$

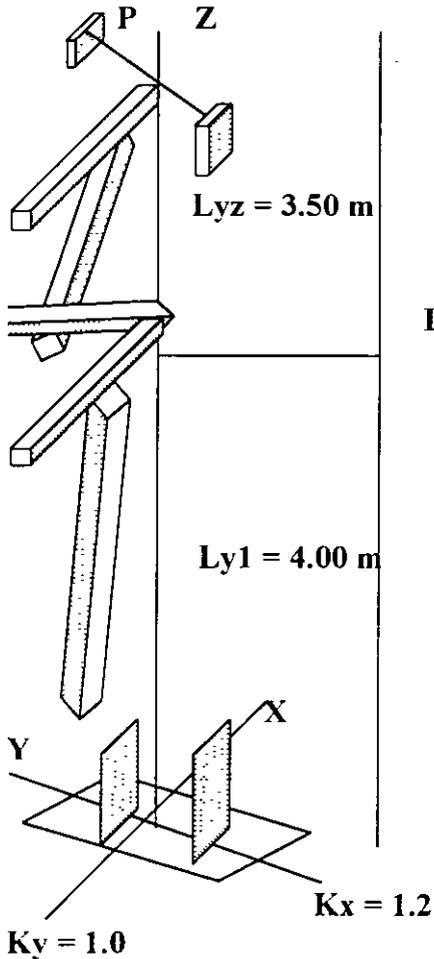
REVISION POR ASCI - ASD

$$\begin{aligned} TR &= 1.333 \times 0.5 FV AR \\ &= 1.333 \times 0.5 \times 4.08 \text{ Tons/cm} \blacktriangleright \times 2.64 \text{cm} \blacktriangleright \\ &= 14.36 < 15.50 \text{ Tons} \quad \text{¡ inacceptable !} \end{aligned}$$

$$\text{Conclusión: } \frac{AISC - LRFD}{AISC + ASD} = \frac{16.16}{14.36} = 1.125 \text{ (IDEM)}$$

5.4 DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN





a1) VALORES DE K
TABLA C- C2.1
FIGURA C- C2.2

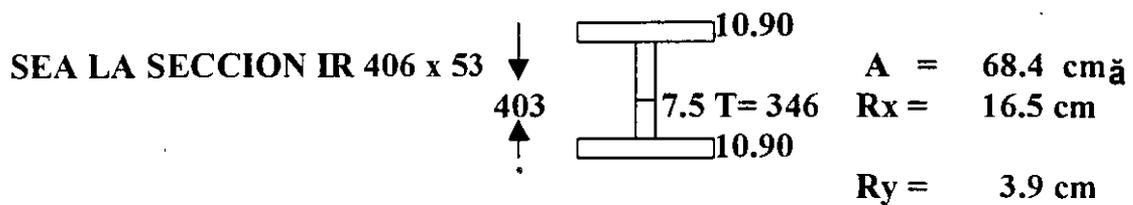
a2) P	20.00 TONS	CM
	37.00 TONS	CV
	25.00 TONS	V
	30.00 TONS	S

$L_x = 7.50$ CARGAS ULTIMAS $P_u = \sum \lambda_i Q_i$

$$\begin{aligned} \sum \lambda_1 Q_1 &= 1.4 \text{ CM} = 28.00 \text{ TONS} \\ \sum \lambda_2 Q_2 &= 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ CV} \\ &= 1.2 \times 20 + 1.6 \times 37 \\ &\rightarrow \text{RIGE} \rightarrow = 83.2 \text{ TONS} \\ \sum \lambda_3 Q_3 &= 1.2 \times 20 + 0.8 \times 25 \\ &= 44.0 = 44.0 \text{ TONS} \\ \sum \lambda_4 Q_4 &= 1.20 \times 20 + 0.5 \times 37 \\ &+ 1.3 \times 25 = 75.0 \text{ TONS} \\ \sum \lambda_5 Q_5 &= 1.2 \times 20 + 0.5 \times 37 \\ &+ 1.0 \times 30 = 72.50 \text{ TONS} \\ \sum \lambda_6 Q_6 &= 0.9 \times 20 + 1.35 \times 25 \\ &= 50.50 \text{ TONS} \end{aligned}$$

5.4.1 DISEÑO PRELIMINAR

$$\begin{aligned} f &= p/a = F_a \quad \therefore A = P / F_a = 83.200 / 1200 = 69.3 \text{ cm} \blacktriangleright \\ KL/r &= 200 \quad \therefore r_x = K_n L_x / 200 = 1.2 \times 750 / 200 = 4.5 \text{ cm} \\ &\quad r_y = K_y L_y / 200 = 1.00 \times 400 / 200 = 2.00 \text{ cm} \\ d &= L / 18 \text{ (DPEA LIMUSS DRP)} \quad \therefore d = 750 / 18 = 41.7 \text{ cm} \end{aligned}$$



5.4.2 DISEÑO AISC - LRFD

ESBELTEZ

$$\frac{K_x L_x}{R_x} = \frac{1.2 \times 150}{16.5} = 54.55$$

$$F_y L_y = 1.0 \times 400 = 102.56 \text{ rige} = 200 \quad ; \text{correcto!}$$

$$F_y L_y = 1.0 \times 400 = 102.56 \text{ rige} = 200 \quad ; \text{correcto!}$$

RELACIONES ANCHO ESPESOR

a) Elementos no atiesados (patines)

$$\frac{b_x}{2ft} = \frac{177}{2 \times 10.9} = 8.12 < \frac{545}{\sqrt{K_y}} = 10.84 \longrightarrow Q_s = 1.00$$

b) Elementos atiesados (alma)

$$\frac{h}{tw} = \frac{346}{7.5} = 46.13 > \frac{2121}{\sqrt{K_y}} \xrightarrow{\text{Calcular}} Q_c = 42.17$$

$$h_e = \frac{2121 tw}{\sqrt{f}} \left(1 - \frac{371.375}{(h/tw)\sqrt{f}} \right)$$

$$h_e = \frac{2121 \times 0.75}{\sqrt{0.6 \times 25.30}} \left(1 - \frac{371.379}{46.13 \sqrt{0.6 \times 25.30}} \right) = 32.39 \text{ cm}$$

$$G_a = \frac{A_{efec}}{A_G} = A_g - \frac{(h - h_e)tw}{A_G} = \frac{68.4 - (33.6 - 32.39)75}{68.40} = 0.976$$

CALCULO Ø PN

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{K_y}{\epsilon}} = \frac{102.56}{\pi} \sqrt{\frac{2530}{2039000}} = 1.15 < 1.50$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\lambda^2 c}\right) F_y Q_s Q_a$$

$$= \left(0.658^{1.15^2}\right) 2530 \times 1.00 \times 0.976 \text{ -----} = \frac{1419.63}{\text{cm}^2} \text{ Kg}$$

Ø PN = Ø AG FCR = 0.85 x 68.4 x 1419.63 / 1000 = 82.54 tons

$\Sigma \lambda_i Q_i < \text{Ø Pn}$ 83.2 \cong 82.54 tons ; **correcto !**

5.4.3 DISEÑO AISC - ASD

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Q_s Q_a F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2039000}{1.0 \times 0.976 \times 2530}} = 127.67 > 102.56 KL/r$$

Pv = CM + CV + S = 20+37+30 ----- 2 = 87.0 tons

Pr = $\frac{1.333 \times 68.4}{1000} \times \frac{2530 \times 0.976 \times 1}{5 + 3 \times 102.56} \times \frac{1 - 2(102.56)}{8(127.67)}$ = 80.13 tons < 87.00 tons ; **inacceptable !**

Fa = 878.84

5.4.4 EFICIENCIAS LRFD / ASD

$$\frac{82.54}{80.13} = 1.03 = 3\%(\text{ahorro})$$

a) PATINES UNIDOS
 IR 305 x 44.5

b) PANDEO DEL PATIN O PANDEO LOCAL E.N.A.

$$b/2 t_f = \frac{166}{2 \times 11.2} = 7.41 < \frac{545}{\sqrt{2530}} = 10.83$$

c) PANDEO DEL ALMA Ó PANDEO LOCAL E.A.

$$\frac{hc}{tas} = \frac{266}{5.8} = 45.86 < \frac{5365}{\sqrt{2530}} = 106.66$$

d) LONGITUD LIBRE SIN ARRIOSTRAR $L_b = 4.5$

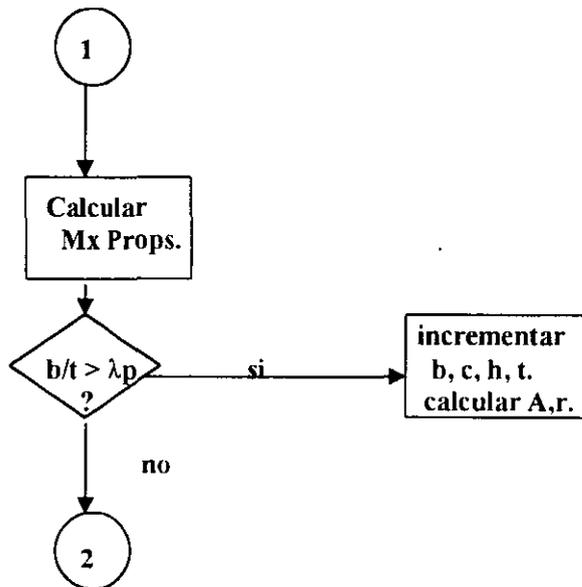
$$L_p = \frac{2515 r_y}{\sqrt{F_{yx}}} = \frac{2515 \times 3.9}{\sqrt{2530}} = 195$$

$$L_b < L_p$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi Mp = \phi C_y Z \\ &= 0.9 \times 2530 \times 206 = \\ &= 16.08 > 9.00 \end{aligned}$$

$$\frac{Pu}{\phi_c P_n} \times \frac{8}{9} (M_{ux})$$

DIAGRAMA DE FLUJO FLEXION



5.5 DISEÑO A FLEXION

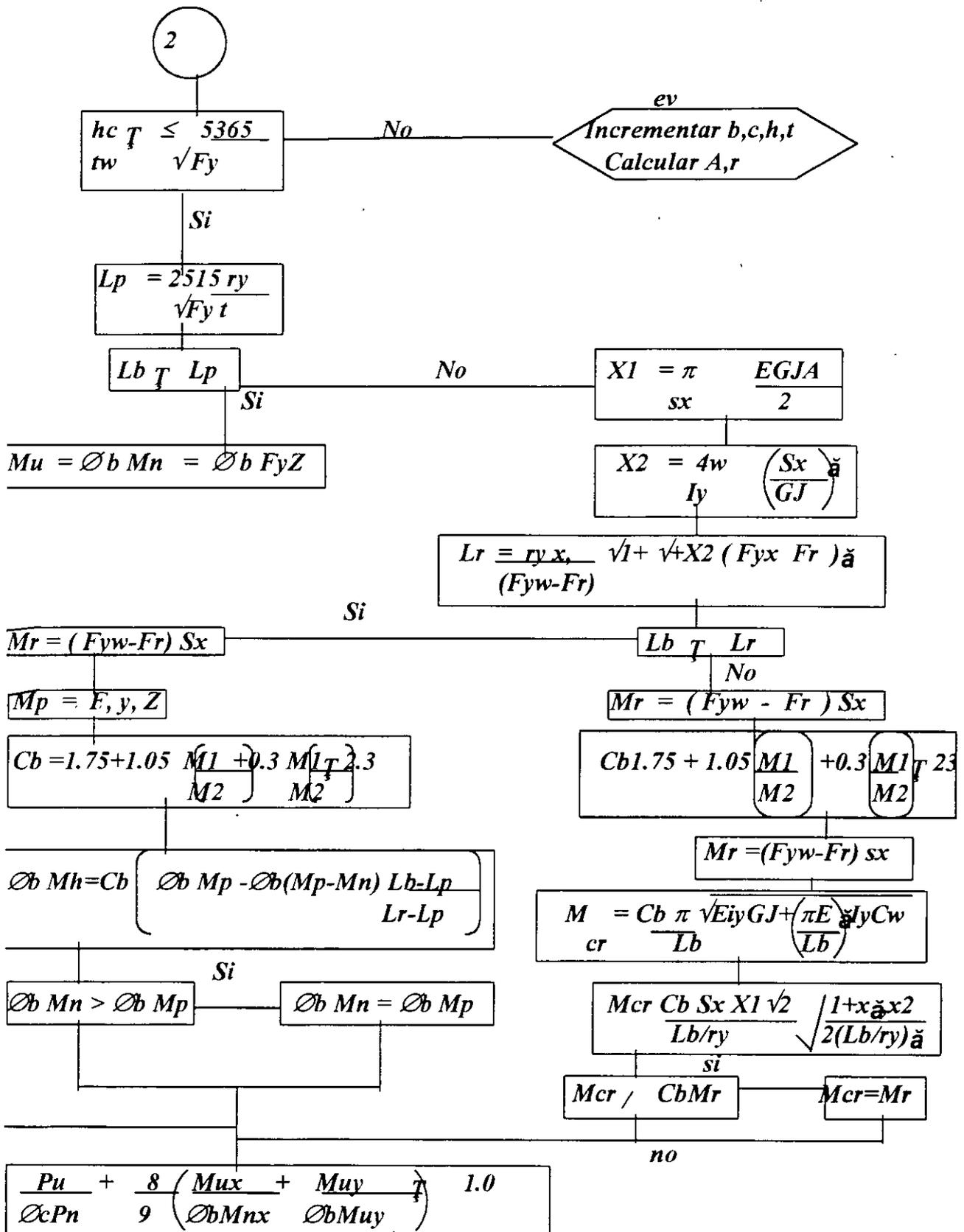
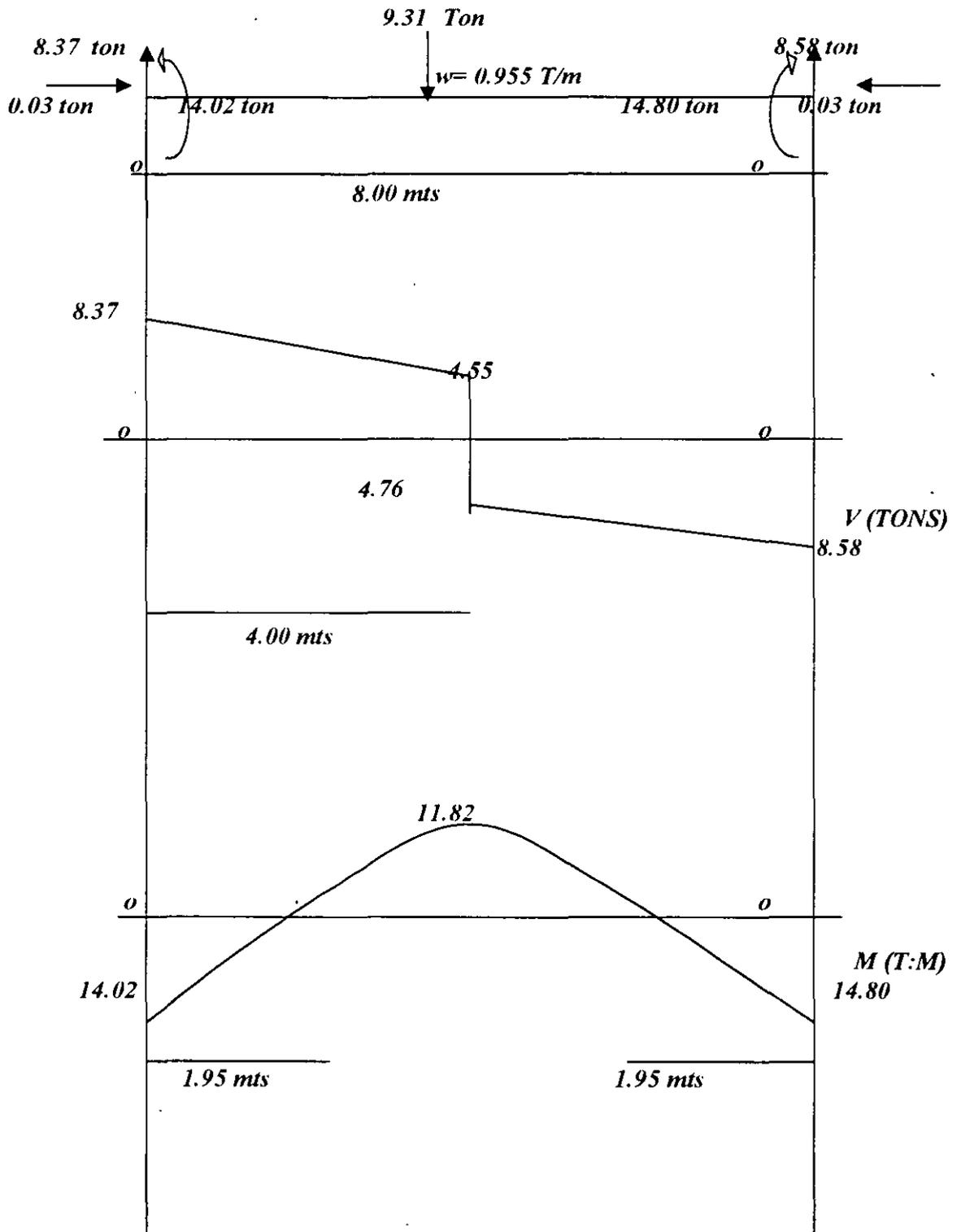


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE Y MOMENTO FLEXIONANTE
 TRABE 135 - 136 CONDICIÓN DE CARGA 9 METODO



LRFD

5.5.1 DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXION

TRABE 135 136

METODO DE ANALISIS LRFD

MARCO C

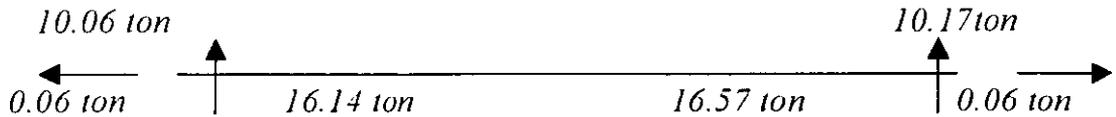
ENTRE EJES 3 Y 4

ELEMENTOS MECANICOS

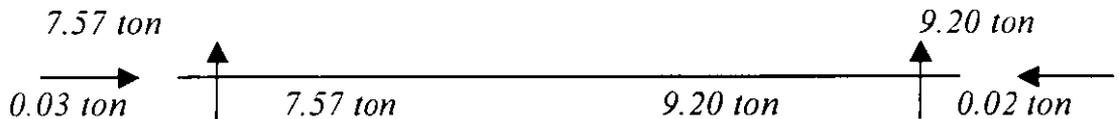
CONDICION DE CARGA 5 (CARGA MUERTA 1.4 C.M.)



CONDICION DE CARGA 6 (NORMAL 1.2 CM 1.6 CV)



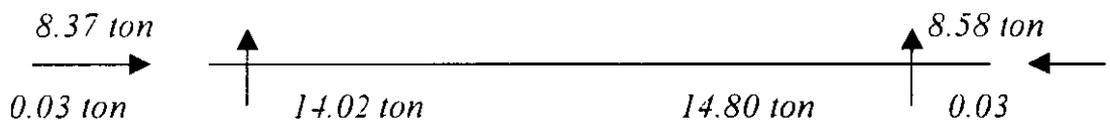
CONDICION DE CARGA 7 (ACCID. X 1.2 CM + 0.5 CV + 1.5 SL)



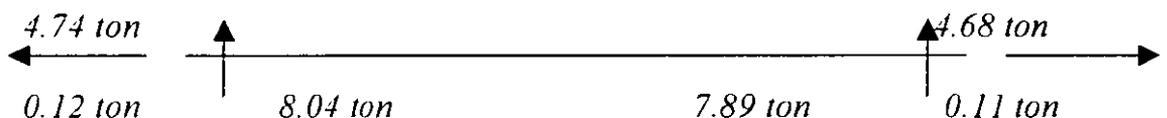
CONDICION DE CARGA 8 (COM 0.9 CM - 1.5 SL)



CONDICION DE CARGA 9 (ACCID. Z 1.2 CM + 0.5 CV + 1.5 ST)



CONDICIONES DE CARGA 10 (0.9 CM - 1.5 ST)



5.6 REVISION DE LA ESTRUCTURA

5.6.1 TRABES.

REVISION LRFD.

a) TRABE 135 - 136

NIVEL 1

CONDICION DE CARGA 9 1.2 CM + 0.5 CV + 1.5 ST

1.- Elementos mecánicos

$$\begin{array}{ll} P \text{ izo} = 0.03 \text{ ton} & P \text{ der} = -0.03 \text{ ton} \\ V \text{ izo} = 8.37 \text{ ton} & V \text{ der} = 8.58 \text{ ton} \\ M \text{ izo} = 14.02 \text{ ton} & M \text{ der} = 14.80 \text{ ton-m} \end{array}$$

2.- Propiedades de la sección

SECCION PROPUESTA W 18 X 76

$$\begin{array}{ll} A = 143.87 \text{ cm} \blacktriangleright & d = 46.25 \text{ cm} \\ I_x = 55358.78 \text{ cm}^4 & t_w = 1.08 \text{ cm} \\ S_x = 2392.51 \text{ cm} \blacktriangleright & b_f = 28.03 \text{ cm} \\ Z_x = 2671.09 \text{ cm} \blacktriangleright & t_f = 1.73 \text{ cm} \\ r_y = 6.63 \text{ cm} & h_c = 40.80 \text{ cm} \end{array}$$

3.- Condiciones de seccion compacta

a) Patines unicos continuamente al alma CUMPLE

b) Pandeo de patin

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{LRFD Tabla B 5.1})$$

$$\frac{28.03}{2(1.73)} \leq \frac{545}{\sqrt{2530}}$$

8.10 < 10.83 Cumple

c) Pandeo del alma

$$\frac{h_c}{t_w} \leq \frac{5365}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{LRFD Tabla B 5.1})$$

$$\frac{40.80}{1.08} \leq \frac{5365}{\sqrt{2530}}$$

37.8 < 106.66 Cumple

d) Longitud lebre sin arrastrar el patin de compresión (L b)

$$L_b = 195 \text{ cm}$$

$$L_p = \frac{2515 \text{ ry}}{\sqrt{F_y f}} \quad (\text{LRFD F 1-4})$$

$$L_p = \frac{2515(6.63)}{\sqrt{2530}}$$

$$L_p = 331 \text{ cm}$$

como $L_b < L_p$ la viga se encuentra en la zona de pandeo plástico por lo cual:

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi M_p = \phi F_y Z \\ \phi M_n &= (0.9)(2530)(2671.09) = 6081958.08 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

el momento último es igual a $M_u = 1480000 \text{ kg-cm}$

$$\phi M_n > M_u \text{ pero esta muy sobrada la seccion}$$

Z requerida

$$Z = \frac{M_u}{\phi b F_y} = \frac{1480000}{0.9 \times 2530} = 649.98 \text{ cm}^3$$

SELECCIONANDO UNA W 16 x 26

A	$=$	49.55 cm^2	d	$=$	39.85 cm
I_x	$=$	12528.57 cm^4	tw	$=$	0.635 cm
S_x	$=$	629.26 cm^3	bf	$=$	13.97 cm
Z_x	$=$	724.31 cm^3	tf	$=$	0.88 cm
R_y	$=$	2.84 cm	hc	$=$	36.07 cm
I_y	$=$	399.17 cm^4	J	$=$	10.82 cm^4
			C_w	$=$	151722.76 cm^6

3.- Condiciones de seccion compacta.

a) Patines unidos continuamente al alma CUMPLE

b) Pandeo del patin

$$\frac{bf}{2\,tf} \leq \frac{545}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{LRFD Tabla B 5.1})$$

$$\frac{13.97}{2(0.88)} \leq \frac{545}{\sqrt{2530}}$$

$$7.94 < 10.83 \quad \text{Cumple}$$

c) Pandeo del alma

$$\frac{hc}{tw} \leq \frac{5365}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{LRFD Tabla B 5.1})$$

$$\frac{36.07}{0.637} \leq \frac{5365}{\sqrt{2530}}$$

$$56.8 < 106.66$$

d) Longitud libre sin arriostrar del patín a compresión (L_b).

$$L_b = 195 \text{ cm}$$

$$L_p = \frac{2515\,f_y}{\sqrt{F_y f}} \quad (\text{LRFD F 1.4})$$

$$L_p = \frac{2515(2.84)}{\sqrt{2530}}$$

$$L_p = 142 \text{ cm}$$

como $L_b > L_p$ se tendra que calcular el valor de L_r :

$$L_r = r_y X1 \sqrt{1 + \sqrt{1 + X2(F_{vw} - Fr)^2}} \quad (\text{LRFD F 1-6})$$

$(F_{yw} - Fr)$

$$X1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (\text{LRFD F 1-8})$$

$$X2 = 4C_w \left(\frac{S_x^2}{GJ} \right) \quad (\text{LRFD F 1-9})$$

$$X1 = \frac{\pi}{629.26} \frac{\sqrt{(2040000)(788145)(10.82)(49.55)}}{2} = 103647.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$X2 = \frac{4(151722.76)}{399.17} \left(\frac{629.26}{788145 \times 10.82} \right)^2 = 8.28 \times 10^{-6} \text{ cm}^4/\text{kg}^2$$

$$Lr = \frac{(2.84)(103647.39)}{(2530 - 704)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 8.28 \times 10.82 - 6(2530 - 704)^2}} = 406 \text{ cm}$$

como $Lp < Lb < Lr$ entonces la sección se encuentra en la zona de pandeo inelástico por lo cual el momento nominal se calculará con la siguiente fórmula.

$$\phi b Mn = Cb(\phi b Mp - \phi b(Mp - Mr)(Lb - Lp)) \leq \phi b Mp \text{ (LRFD F 1-3)}$$

$$Cb 1.75 + 1.05 \left(\frac{M1}{M2} \right) + 0.3 \left(\frac{M1}{M2} \right)^2 \leq 2.3$$

$$Cb = 1.75 + 1.05 \left(\frac{0}{14.80} \right) + 0.3 \left(\frac{0}{14.80} \right)^2 = 1.75 < 2.3$$

$$\phi b Mp = \phi b Fy Zx$$

$$\phi b Mp = (0.9)(2530)(724.31) = 1649253.87 \text{ kg-cm}$$

$$\phi b Mr = \phi b Sx (Fyv - Fr) \quad \text{(LRFD F1-11)}$$

$$\phi b Mr = (0.9)(629.26)(2530 - 704) = 1034125.88 \text{ kg-cm}$$

$$\phi b Mn = 1.75 \left(1649253.87 - (1649253.87 - 1034125.88) \left(\frac{195 - 142}{406 - 142} \right) \right)$$

$$\phi b Mn = 2670083.96 \text{ kg-cm}$$

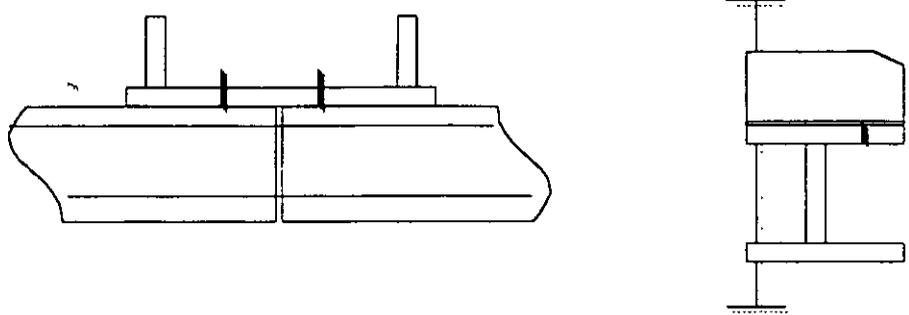
pero $\phi b Mn \leq \phi b Mp$ entonces:

DISEÑO POR CORTANTE

DONDE NO ES CRITICO.

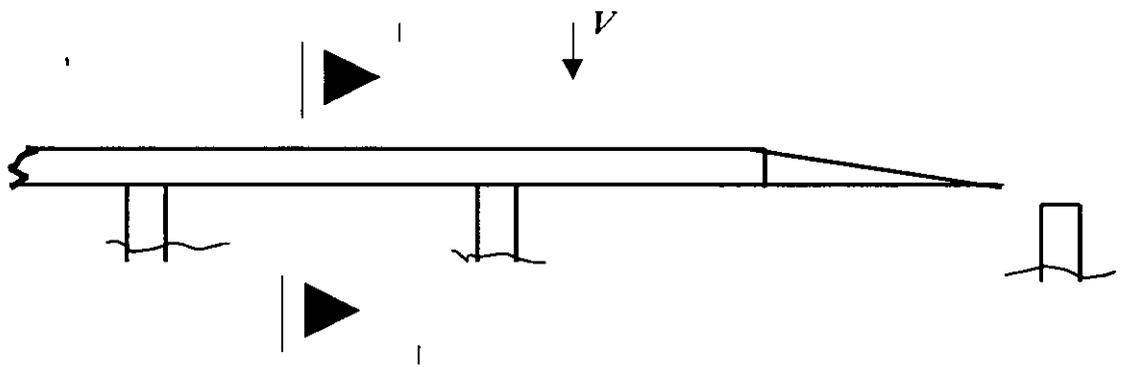
- En estructuras para habitación y oficinas

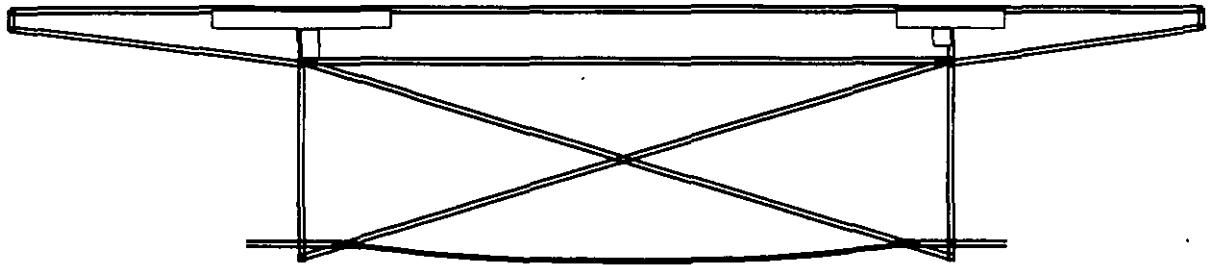
- *En estructuras para plantas industriales donde no hay concentración de cargas*



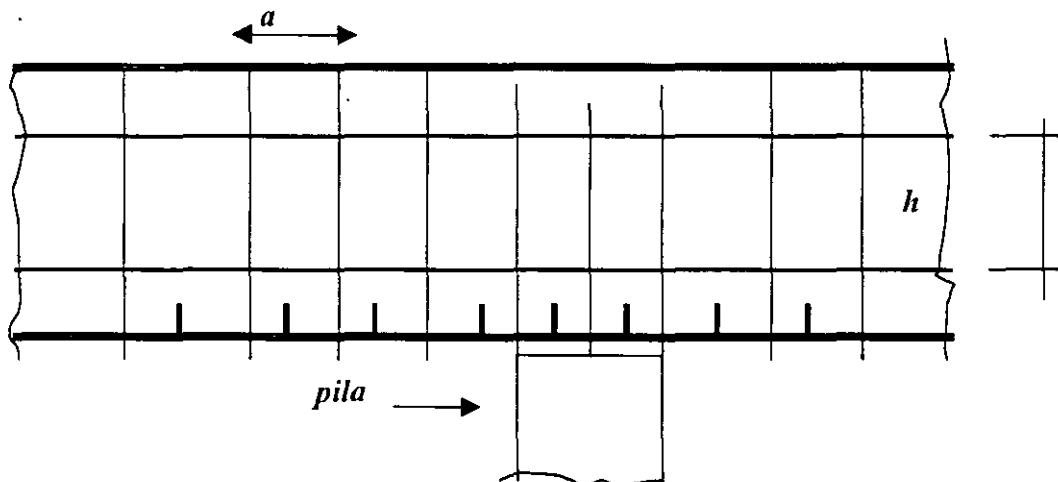
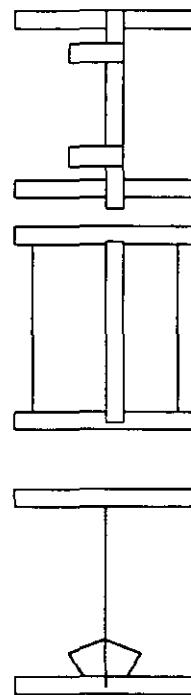
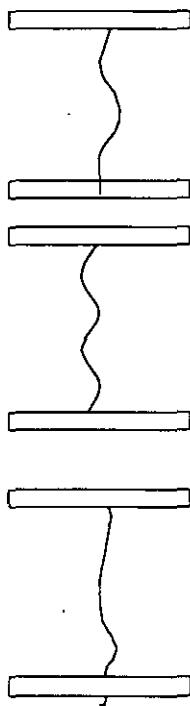
5.2.2. *DONDE SI ES CRITICO*

- EN PUENTES METALICOS ----- EN OPERACIÓN
- EN PUENTES LANZADOS ----- EN CONSTRUCCION





1-1



$$\phi b M_n = \phi b M_p = 1649253.87 \text{ kg-cm}$$

como el momento actuante en la sección es $M_u = 1480000 \text{ kg-cm}$
 entonces:

$$\phi b M_n > M_u \quad \text{CUMPLE}$$

porcentaje en el que trabaja la sección.

$$\frac{M_u}{\phi b M_n} = \frac{1480000}{1649253.87} = 0.90$$

la sección trabajaría al 90% de su capacidad por lo cual se considera correcta:

Revision por Cortante

$$\text{si } \frac{h}{t_w} \leq 1568 \frac{k}{F_{yw}} \quad \text{entonces } \phi V_n = 1366 A_w \quad (\text{LRFD F 2-1})$$

$$\frac{38.09}{0.635} \leq 1568 \sqrt{\frac{5}{2530}}$$

$$59.98 < 69.71$$

entonces:

$$\phi V_n = 1366 (39.85 \times 0.635) = 34566.29 \text{ kg}$$

como el cortante actualmente en la sección es $V_u = 8580 \text{ kg}$ entonces :

$$\phi V_n > V_u \quad \text{CUMPLE}$$

Revision por flecha.

$$w \text{ viga} = 4.92 \text{ kg/cm}$$

$$\delta \text{ viga} = \frac{w l^4}{384 E I} = \frac{5(4.92)(800)^4}{(384)(2040000)(12528.57)} = 1.03 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{connections}} = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2022 \text{ cm}$$

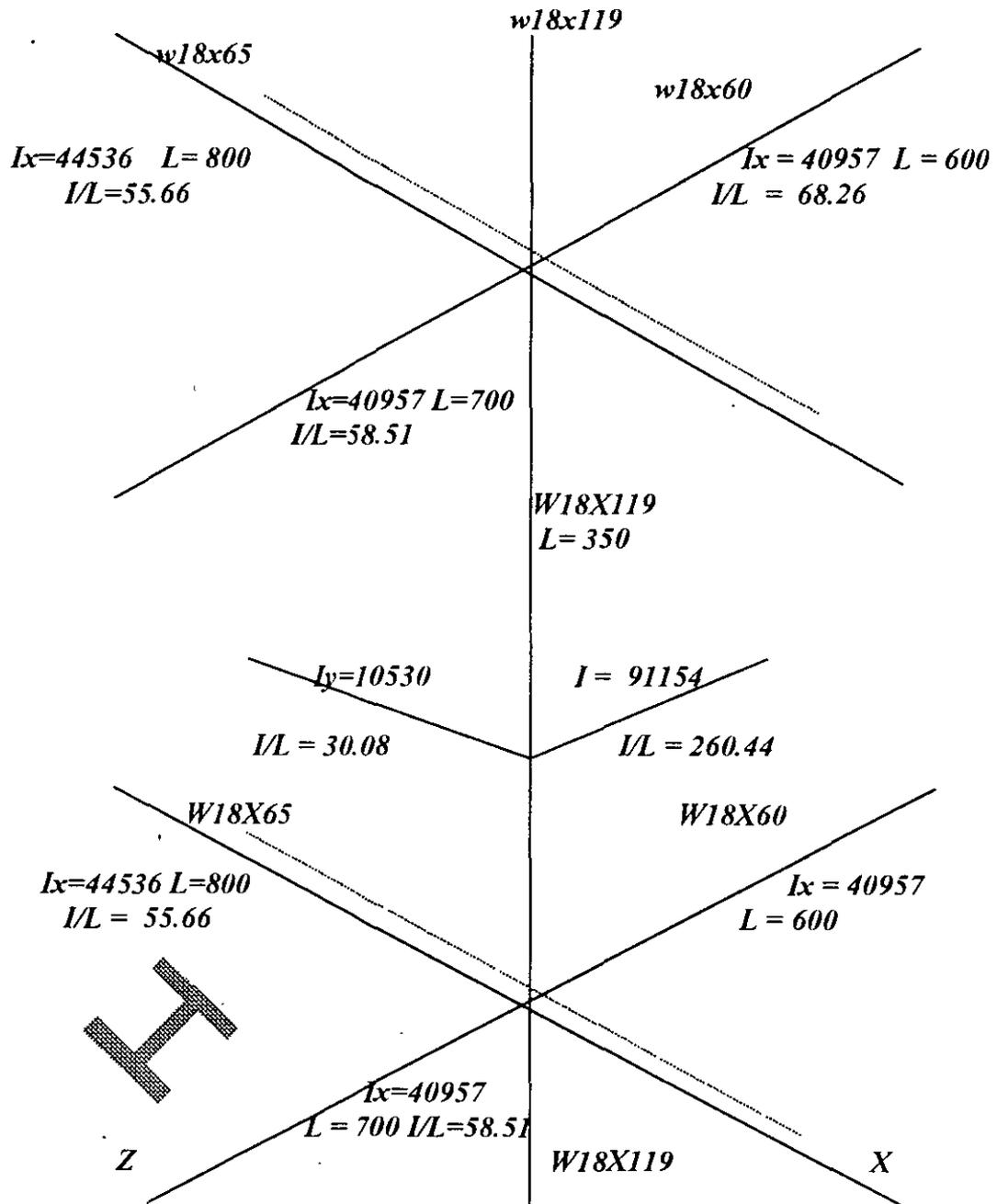
como : $\delta_{\text{connections}} > \delta_{\text{viga}}$ CUMPLE

5.6 DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXO - COMPRESION
B1 AXIAL

COLUMNA 80

MARCO B

EJE 2



PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

W 18 x 119

$$I_x = 91\,154 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 10\,530 \text{ cm}^4$$

W 18 x 65

$$I_x = 44\,536 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2\,280 \text{ cm}^4$$

W 18 x 60

$$I_x = 40\,957 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2\,085 \text{ cm}^4$$

$$G = \frac{(\sum i/l) \text{ col}}{(\sum i/l) \text{ trab}}$$

$$G_{ax} = \frac{260.44 + 260.44}{58.51 + 68.26} = 4.11$$

$$G_{bx} = \frac{260.44 + 260.44}{58.51 + 68.26} = 4.11$$

$$G_{ay} = \frac{30.08 + 30.08}{55.66 + 50.66} = 0.54$$

$$G_{by} = \frac{30.08 + 30.08}{55.66 + 50.66} = 0.54$$

$$K_x = 2.06$$

$$K_y = 1.16$$

COLUMNAS

REVISION LRFD

COLUMNA 80 MARCO B EJE 2
CONDICION DE CARGA 7 1.2CM + 0.5CV + 1.5 SL

1.- Elementos mecánicos

<i>AXIAL SUP</i>	=	-168.99 Ton	<i>AXIAL INF</i>	=	169.74 Ton
<i>MX SUP</i>	=	18.55 Ton-m	<i>MX INF</i>	=	15.49 Ton-
<i>MY SUP</i>	=	-17.91 Ton-m	<i>MY INF</i>	=	-17.83 Ton-

2.-Propiedades de la sección

SECCION PROPUESTA W 18 x 119

$$A = 226.45 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 91154 \text{ cm}^4$$

$$d = 48.18 \text{ cm}$$

$$I_y = 10530 \text{ cm}^4$$

$$tw = 1.66 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{lll} S_x = 3785 \text{ cm}^3 & S_y = 735 \text{ cm}^3 & bf = 28.61 \text{ cm} \\ Z_x = 4277 \text{ cm}^3 & Z_y = 1132 \text{ cm}^3 & tf = 2.69 \text{ cm} \\ r_x = 20.06 \text{ cm} & r_y = 6.60 \text{ cm} & T = 39.37 \text{ cm} \end{array}$$

$$K_x = 2.06 \quad K_y = 1.16$$

3.- *Compresión por carga axial.*

$$\begin{aligned} P_y &= A F_y \\ P_y &= (226.45)(2530) = 572918 \text{ kg} \end{aligned}$$

Condiciones de sección compacta para miembros a compresión

a) *patines*

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{545}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{LRFD Tabla b 5.1})$$

$$\begin{aligned} \frac{28.61}{2(2.69)} &\leq \frac{545}{\sqrt{2530}} \\ 5.31 &< 10.83 \end{aligned}$$

b) *alma*

para:

$$\frac{P_u}{\phi b P_y} \leq 0.125; \frac{d}{tw} \leq \frac{5365}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi b P_y} \right) \quad (\text{LRFD Tabla B 5.1a})$$

para:

$$\frac{P_u}{\phi b P_y} > 0.125; \frac{d}{tw} \leq \frac{1601}{\sqrt{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi b P_y} \right) \geq \frac{2121}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{LRFD Tabla b5.1b})$$

aplicando ecuaciones:

$$\frac{P_u}{\phi b P_y} = \frac{169740}{0.9 \times 572918} = 0.32 > 0.125$$

aplica la ecuación b :

$$\frac{48.18}{1.66} \leq \frac{1601}{\sqrt{2530}} (2.33 - 0.329) \geq \frac{2121}{\sqrt{F_y}}$$

$$29.02 < 63.68 > 42.16 \quad \text{CUMPLE}$$

Calculo de λ_c

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{LRFD E2-4})$$

$$\lambda_{cx} = \frac{(2.06)(350)}{20.06\pi} \sqrt{\frac{2530}{2040000}} = 0.40 \leq 1.5$$

$$\lambda_{cy} = \frac{(1.16)(350)}{6.60\pi} \sqrt{\frac{2530}{2040000}} = 0.69 \leq 1.5$$

para $\lambda_c \leq 1.5$ For = (0.658 λ_c) Fy (LRFD E 2-3)

$$\lambda_{cx} = 0.16 \quad F_{cr} = (0.658) 2530 = 2363.81 \text{ kg/cm}$$

$$\lambda_{cy} = 0.48 \quad F_{cr} = (0.658) 2530 = 2073.41 \text{ kg/cm}$$

RIGE

$$\phi_c F_{cr} = (0.85)(2073.41) = 1762.40 \text{ kg/cm}$$

$$\phi_c P_n = (\phi_c F_{cr})(A) = (1762.40)(226.415) = 399095.96 \text{ kg}$$

4.- Compresion por flexion Mx y My.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{1369740}{3990965.96} = 0.43 > 0.20$$

para $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.20$ se aplica la siguiente fórmula:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (\text{LRFD H1-1}^a)$$

cálculo de los momentos Mux y Muy.

$$M_u = B1 M_{nt} + B2 M_{lt} \quad (\text{LRFD H1-2})$$

Determinación de B1

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}$$

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 \frac{15.49}{18.55} = 0.266$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 \frac{17.83}{17.91} = 0.202$$

Calculo de P_e

$$P_e = \frac{A_g F_y}{\lambda_c^2}$$

$$P_{ex} = \frac{(226.45)(2530)}{0.16} = 3580740 \text{ kg}$$

$$P_{ey} = \frac{(226.45)(2530)}{0.48} = 1193580 \text{ kg}$$

Calculo de B_1

$$B_1 = \frac{cm \geq 1.0}{\frac{1 - P_u}{P_e}} \quad (\text{LRFD H1-3})$$

$$B_{1x} = \frac{0.266}{\frac{1 - 169740}{3580740}} = 0.28 < 1.0 \quad \text{usar } 1.0$$

$$B_{1y} = \frac{0.202}{\frac{1 - 169740}{1193580}} = 0.24 < 1.0 \quad \text{usar } 1.0$$

El Factor $B_{2x} = B_{2y} = 0$ debido a que el efecto $P\Delta$ ya se considero en el analisis

$$M_{ux} = b_1 M_{ntx} + B_2 M_{ltx} = 1.0(18.85) = 18.85 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = B1 M_{nty} + B2 M_{lty} = 1.0(17.91) = 17.91 \text{ ton-m}$$

Calculo de M_n

- *Requisitos de sección compacta para flexión.*

a) *Patines unidos continuamente al alma CUMPLE*

b) *Pandeo del patín.*

$$\frac{bf}{2 t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{LRFD Tabla B5.1})$$

$$5.31 < 10.83 \quad \text{Cumple}$$

c) *Pandeo del alma*

$$\frac{hc}{t_w} \leq \frac{5365}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{LRFD Tabla B5.1})$$

$$\frac{42.80}{1.66} \leq \frac{5365}{\sqrt{2530}}$$

$$25.41 < 106.66 \quad \text{Cumple}$$

d) *Longitud libre sin arriostrar del patín a compresión (L_b)*

$$L_b = 350 \text{ cm}$$

$$L_p = \frac{2515 r_y}{\sqrt{F_y f}} \quad (\text{LRFD F1-4})$$

$$L_p = \frac{2515 (6.60)}{\sqrt{2530}} = 330 \text{ cm} < 350 \text{ cm}$$

como $L_b > L_p$ se tendra que calcular el valor de L_r :

DATOS ADICIONALES

$$J = 441 \text{ cm}^4 \quad G = 788145 \text{ kg/cm}^2 \quad E = 2040000 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_w = 5451278 \text{ cm}^4 \quad F_r = 704 \text{ kg/cm}^2 \quad F_{yw} = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yw} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yw} - F_r)^2}} \quad (\text{LRFD F1-3})$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} = \frac{\pi}{3785} \sqrt{\frac{(2040000)(788145)(441)(226.45)}{2}} = 235175 \text{ kg/cm}^2$$

$$X_2 = \frac{4 C_w}{I_y} \left(\frac{S_x^2}{G J} \right) = \frac{4(5451278)}{10530} \left(\frac{3785}{788145 \times 441} \right)^2 = 2.5 \times 10^{-1} \text{ cm}^4 / \text{kg}^2$$

$$L_r = \frac{(6.60)(235175)}{2530 - 704} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 2.5 \times 10^{-1} (2530 - 704)^2}} = 1304 \text{ cm}$$

como $L_p < L_b < L_r$ entonces la sección se encuentra en la zona de pandeo inelástico por lo cual el momento nominal se calculará con la siguiente formula:

$$\phi_b M_n = C_b \left[\phi_b M_p - \phi_b (M_p - M_r) \left(\frac{L_p - L_b}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi_b M_p \quad (\text{LRFD F1-3})$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 2.03$$

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{15.49}{18.55} \right) + 0.3 \left(\frac{15.49}{18.55} \right) = 2.84 > 2.3 \quad \text{Tomar } 2.3$$

$$C_{by} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{17.83}{17.91} \right) + 0.3 \left(\frac{17.83}{17.91} \right) = 3.09 > 2.3 \quad \text{Tomar } 2.3$$

$$\phi_b M_p = \phi_b F_y Z_x$$

$$\phi b M_{px} = (0.9)(2530)(4277) = 9738729 \text{ kg-cm}$$

$$\phi b M_{py} = (0.9)(2530)(1132) = 2577564 \text{ kg-cm}$$

$$\phi b M_r = \phi b S_x (F_{yw} - F_r) \quad (LRFD F1-11)$$

$$\phi b M_{rx} = (0.9)(3785)(2530-704) = 6221290 \text{ kg-cm}$$

$$\phi b M_{ry} = (0.9)(735)(2530-704) = 1208097 \text{ kg-cm}$$

sustituyendo en :

$$\phi b M_n = C_b \left[\phi b M_p - \phi b (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi b M_p$$

$$\phi b M_{nx} = 2.3 \left[9738729 - (9738729 - 6221290) \left(\frac{350 - 330}{13.04 - 330} \right) \right]$$

$$\phi b M_{nx} = 22232955 \text{ kg-cm} \quad \rangle \quad \phi b M_{px} \quad \text{Tomar } \phi b M_{px}$$

$$\phi b M_{ny} = 2.3 \left[2863960 - (2863960 - 1208097) \left(\frac{350 - 330}{1304 - 330} \right) \right]$$

$$\phi b M_{ny} = 6508905 \text{ kg-cm} \quad \rangle \quad \phi b M_{py} \quad \text{Tomar } \phi b M_{py}$$

5.- Interacción.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_c M_{nx}} + \frac{8}{9} \frac{M_{uy}}{\phi_c M_{ny}} \leq 1.0$$

$$\frac{169740}{399095.96} + \left(\frac{8}{9} \right) \frac{18.55 \times 10^6}{9738729} + \left(\frac{8}{9} \right) \frac{17.91}{2577564} \leq 1.0$$

$$0.43 + 0.17 + .062 \leq 1.0$$

$$1.21 \leq 1.0 \quad \text{NO CUMPLE}$$

como $L_b > L_c$ $F_b \neq 0.66 F_y$ y se calculara el valor de r_t .

$$A_t = (14.03 \times 1.13) \div (6.34 \times 0.70) = 20.15 \text{ cm} \blacktriangleright$$

$$I_t = \frac{(1.12)(14.03) \blacktriangleright}{12} + \frac{(6.34)(0.70) \blacktriangleright}{12} = 257.94 \text{ cm} \blacktriangleright 4$$

$$r_t = \sqrt{\frac{I_t}{A_t}} = \sqrt{\frac{257.94}{20.15}} = 3.58 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r_t} = \frac{190}{3.58} = 53.07$$

$$r_t = 3.58$$

$$C_b = 1.75 \div 1.05 \left[\frac{M_1}{M_2} \right] \div 0.3 \left[\frac{M_1}{M_2} \right] \blacktriangleright \leq 2.3$$

$$C_b = 1.75 \div 1.05 \left[\frac{0}{13.73} \right] \div 0.3 \left[\frac{0}{13.73} \right] \blacktriangleright = 1.75$$

sustituyendo en las relaciones:

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

$$70.42 > 53.07 < 158$$

como L/rt es menor del limite inferior de la relacion anterior se utilizara la siguiente formula que es válida para cualquier valor de L/rt :

$$F_b = \frac{844 \times 10 \blacktriangleright C_b}{L_d} \leq 0.6 F_y \quad (\text{ASD F1-8})$$

$$\frac{L_d}{A_f}$$

$$F_b = \frac{844 \times 10 \blacktriangleright 1.75}{(190)(40.33)} = 3228.13 > 0.6 F_y = 1518 \text{ kg/cm} \blacktriangleright$$

$$\frac{(190)(40.33)}{15.71}$$

$$15.71$$

el esfuerzo permisible será entonces:

III.- DEL DISEÑO AL DIBUJO DE DETALLE Y AL DIBUJO DE TALLER

1. Las 10 Reglas básicas del Dibujo Funcional

- | | |
|--|--|
| 1.1 Describa no dibuje | Vaca herford |
| 1.2 Evite secciones innecesarias | Bala de cañón 1810 |
| 1.3 Utilice las indicaciones "tipo" | Tablillas de una cerca |
| 1.4 Evite el dibujo "Artístico" | Tornillo vs una línea |
| 1.5 utilice el principio de simetría | Con todo respeto a las damas |
| 1.6 Indique una área representativa | Muro hatch de tabique rojo, etc. |
| 1.7 No de instrucciones muy detalladas | El concreto llevará un impermeabilizante |
| marca, | en proporción, mezclese . . . etc. |
| 1.8 Utilice los detalles "tipicos" | Zoclos, topes, difs. |
| 1.9, 1.10 ... Los conocerán después | |

2. Cuidado con el Autocad (Ver figura 1)

- 2.1 El Autocad, está convirtiendo Ingenieros en dibujantes
- 2.1 La instr. mirror produce falta de ortografía en el símbolo de la soldadura de filete
- 2.2 En el monitor no tenemos la visión integral del dibujo y se requiere:
 - 2.2.1 Sacar una copia económica (Epson 1520)
 - 2.2.2 Revisar el dibujo contra los croquis
 - 2.2.3 usar los colores universales rojo (nuevo valor), verde (eliminar), amarillo (bien)
- 2.3 Usar el comando copy prudentemente p.e.: NDC -1.80 Copy "n" veces
- 2.4 No ponerle trampas a los que supervisan (locks, etc.)
- 2.5 Indicar las Layers del dibujo y versión de AUTOCAD, fuera del área del plano

2.6 El Autocad tiene el defecto de que al calcular una distancia lo hace bien y al dibujar esa acotación le falla por 0.5, 1 ó hasta 5 cms ;ojo!

2.7 Indicar soldadura de taller ó de campo

3. Contenido de los Dibujos (ver figura 2)

3.1 Contenido general de dibujos de detalle

3.1.1 Encabezados y Títulos.

3.1.2 Notas generales y particulares

3.1.3 Planos de referencia.

3.1.4 Simbología

3.1.5 Revisiones 0, 1, 2, etc. y sus motivos.

3.1.7 Señalización de pendientes, revisiones, etc.

3.1.8 Norte magnético y Norte astronómico.

3.1.9 Coordenadas de localización (solo en un vértice de la cimentación.)

3.1.10 Correspondencia con otros planos.

3.1.11 Armonía y amabilidad con el usuario: Nortes hacia arriba ó hacia la derecha, Títulos de plantas, Secciones y Detalles en orden secuencial, Letreros de derecha a izquierda. Etc.

3.2 Contenido General de dibujos de Taller

3.2.1 Nomenclatura de las piezas.

3.2.2 Orientación y acotación de las piezas.

3.2.3 Dimensiones, gramiles y espesores de placas, tornillos y soldaduras.

3.2.4 Cortes de patines.

3.2.5 Tabla de despiece y pesos por pieza

3.2.6 Referencia al plano de montaje (patrón).

3.2.7 Biseles, raices y procesos de soldaduras de ranura

Nota - También en un plano de estructura de concreto, el despiece de varillas se convierte en un plano de taller.

3.3 Comparación de un dibujo de detalle con un dibujo de taller

Detalle	Dibujo de detalle	Dibujo de Taller
Conexión	Espesor de placa número de tornillos tipo y espesor de sold.	Lo mismo y además: Localización de tornillos dimens. de la placa y ags.
Cargas	Se indican P, V y M ó CV	_____
Tipos de construcción	CT1, CT2, CT3 PR ó FR	ASD LRFD _____

Tornillos	Indicar cada vez el tipo de tornillo y su especificación (fric. ó apl)	Indicar en cada detalle el diámetro del agujero
Soldadura	Indicar una vez el proceso de soldadura (SMAW)	Indicar proceso de soldadura en los planos de montaje y taller.

4.- Los errores en los planos son los problemas de las obras.

Se menciona por experiencia de muchos proyectos, que las causas de los errores, omisiones y malas construcciones, se deben fundamentalmente a: Las prisas, las notas y las cotas.

4.1 Las prisas

- 4.1.1 Uno de mis mentores decía: Si las cosas urgen, que esperen, y si urgen para ayer, que esperen mas, porque las prisas no son sinónimo de eficiencia.
- 4.1.2 No se comprometa en aquello que requiere mucha concentración de su parte.
- 4.1.3 No envíe un plano a la obra, hasta que no lo halla checado bien.
- 4.1.4 Cuando no se tiene experiencia, la revisión cubrirá “multitud de pecados”

4.2 Las notas

- 4.2.1 Muchas veces se empiezan a hacer excavaciones y hay una nota que dice: “No se empiece la cimentación de éste equipo, hasta que llegue físicamente al campo”
- 4.2.2 Revisé unos planos, cuya primera nota decía: ¡si no sabe, pregunte!
- 4.2.3 No empiece a construir nada, si no ha leído las notas por lo menos diez veces.

4.3 Las cotas.

¡Acote bién, duerma mejor!

- 4.3.1 ¡ Por favor !, no cierre cotas.
- 4.3.2 Cuando acote un equipo con muchas anclas, observe lo siguiente:
 - a) No acote las anclas a varios ejes del edificio
 - b) Acote la línea de centro del equipo a un solo vértice y refiera todas las anclas a la línea de centros del equipo.
- 4.3.3 No ponga cotas horizontales en fachadas ó elevaciones, no las duplique.
- 4.3.4 Cuando trace una escalera, divida la altura en igual número de escalones; Evite tener escalones de igual peralte y el último mas chico ó mas grande que los demás.
- 4.3.5 Acote siempre a ejes, nunca a paaños
- 4.3.6 No repita las cotas en todas las secciones y detalles.
- 4.3.7 No le de alas a los alacranes; Se dice de darle información repetida al constructor. Recuerde que está tratando con personas inteligentes, no ofenda su vanidad.
- 4.3.8 Una cota en el plano “es fácil” cambiarla, en campo “es muy difícil”

IV.- DEL DIBUJO AL CAMPO

1.- Otra vez, las notas:

- 1.1 Lea y relea las notas (por lo menos diez veces)
1.2 Sugerencias de notas generales (Se indican una vez, en el plano mas importante)

ACERO

CONCRETO

- | | |
|---|--|
| 1.2.1 Dimensiones en milímetros, E.I. | Dimensiones en centímetros, E.I. |
| 1.2.2 Niveles en metros | Niveles en metros. |
| 1.2.3 Acero en placas y perfiles A-36 | Concreto $f'c = 200 \text{ kg/mts}^2$. |
| 1.2.4 Tornillos A-325 _N TAP. | Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. TEI |
| 1.2.5 Acero en anclas A-307 ó AR-42 | Acero $f_y = 2300 \text{ kg/cm}^2$. Var. #2 |
| 1.2.6 Soldadura A-233, E-7018 SMAW | plantilla $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$. De 5 cms. esp. |
| 1.2.7 Cargas vivas cubierta: 100 kg/m ² | Coefficiente sísmico 0.32g, gpo. B, Tipo II |
| 1.2.8 Cargas vivas entrepiso: 250 kg/m ² . | Velocidad regional viento $V_r = 135 \text{ km/hr}$. |
| 1.2.9 Toda la estructura irá pintada de ... | Capacidad de cga. del suelo $\sigma = 12.0 \text{ tn/m}^2$ |
| 1.2.10 Especificaciones AISC/ASD | Especificaciones ACI 318/97 U.E. |

1.3 Sugerencias de simbología:

- | | |
|-------------------------|---|
| 1.3.1 N.D.E | Nivel desplante de estructura |
| 1.3.2 N.D.C | Nivel desplante de cimentación. |
| 1.3.3 N.P.T. | Nivel de piso terminado |
| 1.3.4 P.T. | Punto de trabajo. |
| 1.3.5 E.I. | Excepto indicado. |
| 1.3.6 _N TAP. | Hilos incluidos en el plano de corte, tipo aplastamiento. |
| 1.3.7 T.E.I. | Tipo, excepto indicado |
| 1.3.8 U.E. | Última edición |

2.- Los pendientes

- 2.1 Se indican con una nube (en el campo dicen que el plano tiene "amibas" cuando está lleno de nubes), encerrando la parte no definida
2.2 Los pendientes controlan el avance de la obra y ayudan al constructor a no cometer errores por prisas, omisiones y adiciones ó adivinar lo que encierran.
2.3 Cuando se resuelva el "pendiente", debe indicarse con un triángulo y sus coordenadas de localización, el motivo de la revisión.

3.- Las interferencias.

- 3.1 Cuidado con tornillos que llegan a ambos lados de un perfil, a veces se interfieren
3.2 En ocasiones, una tubería "choca" con algún elemento estructural importante
3.3 Se debe hacer un "chequeo cruzado" para detectar las interferencias.

3.4 En edificaciones con muchas instalaciones conviene poner a una persona (“en frío”), a checar posibles interferencias.

4.- Montaje y nivelación: (Ver figura 3)

5.- Los cambios de materiales:

5.1 El fabricante ó el constructor solicita autorización de cambio de material

Tenga cuidado, cuando el constructor ó el fabricante le pida que usted autorice un cambio de material.

Aunque usted sabe que “no hay problema”, siempre dígaale: déjame ver, déjame “echarle un numerito”; Antiguamente decíamos: “déjame echarle un reglazo”

Pregúntele si hay algún cargo adicional

Casi siempre el constructor ó fabricante, tiene material en “stock” (bodega) que adquirió uno ó dos años antes y ésta es su oportunidad para deshacerse de él, de “ganarle a la inflación” y ganar unos pesos mas.

Los fabricantes son muy hábiles, muy aduladores y nunca pierden, óiganme bien, nunca pierden.

5.2 Desconfie de las ofertas de varillas a la tercera parte de su precio normal, casi siempre son “recortes” de varillas ó sobrantes de obra.

6.- Imposible construir

6.1 Los estribos en un nudo, en planos del IMSS, por ejemplo, armados con la “prueba del pajarito”, casi no se pueden construir y esto genera desgaste Diseño-Campo.

6.2 Los refuerzos del “voladizo ó cantiliver”, que el “maestro” no entiende que va por arriba y él le coloca acero por abajo, ya no se puede montar.

6.3 El concreto que no fragúa (endurece) porque le pusieron una cocacola. Una mas entre las quince que se le han descubierto.

6.4 Los equipos que no caben y tienen que desmontarse contravientos ó destruirse muros para poder instalarlos.

7.- Mantenimiento y Supervisión: (Figura 4)

7.1 En México hacemos construcciones eternas (20, 30, 50 años), sin mantenimiento.

7.2 Se requiere dar mantenimiento a:

7.2.1 Los dibujos, una vez entrada en operación una planta, al introducir nuevas líneas y equipos no contemplados en el diseño original (Pémex, CFE), ó por cambios de rutas en las líneas subterráneas (Telmex) Dichos planos se denominan "As build", es decir, "como se construyó".

7.2.2 Las anclas de cimentación.

7.2.3 Las juntas constructivas a base de tornillos en agujeros alargados.

7.2.4 La estructura en general, mediante "sandblasteo" y pintura. (P.T. Edo. de Méx.)

7.3 Se requiere supervisión muy especial en:

7.3.1 Conexiones.

Debe existir una total coherencia entre el modelo matemático, el diseño-dibujo de detalle y la construcción. No se vale concebir y diseñar un nudo empotrado y construirlo articulado. Alguien va a fallar (caso MVS aeropuerto)

7.3.2 Seguridad psicológica.

Muchas veces no se requiere un elemento tan grande, pero al "pensar" en los moradores de la edificación, vale la pena aumentar su tamaño para que les dé seguridad psicológica. Debemos recordar que la prioridad del concepto "estético" cambió por el concepto "seguro", a raíz de los sismos de 1985. Ahora la gente está más preocupada por las grietas que por el número de recámaras ó lo bonito de la fachada.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

**APLICACIÓN DE NORMAS Y
ESPECIFICACIONES DE USO EN MEXICO
PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE
ACERO**

TEMA

DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXOCOMPRESION

**EXPOSITOR: ING. JOSE LUIS FLORES RUIZ
PALACIO DE MINERIA
JUNIO DEL 2001**

DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXOCOMPRESIÓN

AISC DISEÑO FACTOR DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

CAPÍTULO "H"

1 MIEMBROS SIMÉTRICOS SUJETOS A FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL.

1) Miembros simple y doblemente simétricos con flexión y torsión.

La interacción de flexión y tensión en perfiles simétricos se limita mediante las fórmulas H1-1a y H1-1b.

a) Para $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (H1-1a)$$

b) Para $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (H1-1a')$$

En donde:

- P_u = Resistencia de tensión requerida, en Kg.
- P_n = Resistencia de tensión nominal, determinada de acuerdo con lo indicado en la Sección D1, en Kg.
- M_u = Resistencia de flexión requerida, determinada de acuerdo con las disposiciones de la Sección C2, en Kg - m.
- M_n = Resistencia de flexión nominal, determinada de acuerdo con lo indicado en la Sección F1, en Kg - m.
- x = Subíndice que indica un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje mayor momento de inercia.
- y = Subíndice que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de menor momento de inercia.
- $\phi = \phi_t$ = Factor de resistencia para tensión (véase la Sección D1).
- ϕ_b = Factor de resistencia para flexión = 0.90.

Se podrá hacer un análisis más detallado de la interacción de flexión y tensión, en lugar de usar las fórmulas H1-1a y H1-1b.

2) Miembros simple y doblemente simétricos a flexión y compresión.

La interacción de flexión y compresión en perfiles simétricos se limita mediante las fórmulas H1-1a y H1-1b, en donde:

- P_u = Resistencia requerida ante compresión, en Kg
- P_n = Resistencia nominal a la compresión, determinada de acuerdo con lo indicado en la Sección E2, en Kg.
- M_u = Resistencia a la flexión requerida, determinada de acuerdo con lo dispuesto en la Sección C1, en Kg - m.
- M_n = Resistencia a la flexión nominal, determinada de acuerdo con las disposiciones de la Sección F1, en Kg - m.
- x = Subíndice que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia.
- y = Subíndice que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje menor momento de inercia.
- $\phi = \phi_c$ = Factor de resistencia para compresión, = 0.85 (véase la Sección E2).
- ϕ_b = Factor de resistencia para flexión = 0.90.

MOMENTOS DE PRIMER Y SEGUNDO ORDEN

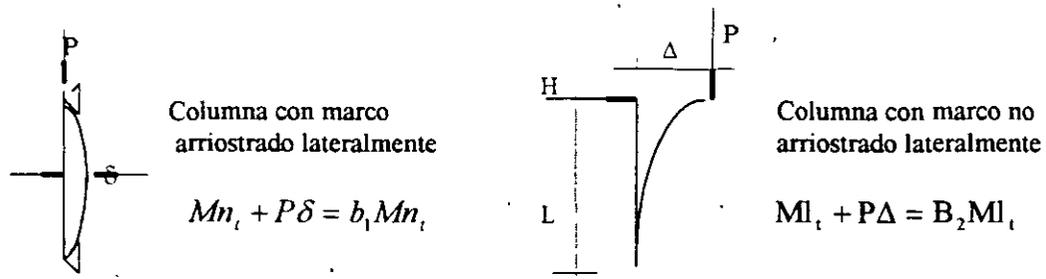
Si un elemento está sometido a momentos y carga axial de compresión, aparecerán en el momentos flexionantes y deflexiones laterales adicionales a las iniciales. Cuando analizamos un marco con alguno de los métodos elásticos comunes, los resultados se denominan momentos y fuerzas primarias o de primer orden. Aún si el marco está soportado lateralmente, se presentarán algunos momentos secundarios debidos a la flexión lateral en las columnas. Un efecto de segundo orden puede ser determinado por un análisis P- Δ , o bien las especificaciones LFRD. Propone una amplificación para las cargas de gravedad y una amplificación para las cargas laterales.

Para diseñar las columnas M_u = resistencia a flexión requerida (basado en cargas factorizadas) incluyendo efectos de segundo orden.

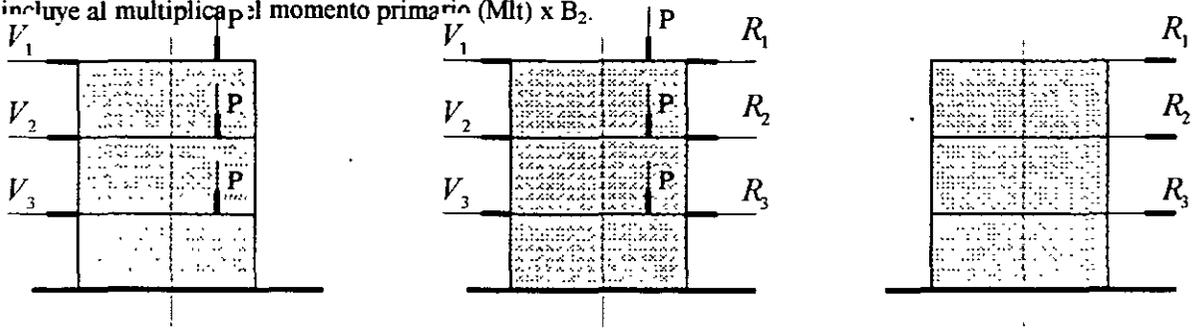
Estos efectos se pueden obtener con un paquete de computo como el SAP-2000 o STAAD III y así ya se tienen a los momentos amplificados.

Otro camino es amplificar los momentos.

$$M_u = B_1 M_{n1} + B_2 M1$$



B_1 = Magnifica el momento (Mnt) para incluir el momento secundario. El momentos secundario P- Δ se incluye al multiplicar el momento primario (Mlt) x B_2 .



Estructura Original = Para Mnt estructura con corrimiento lateral impedido + Mlt para estructura con movimiento lateral no impedido

$$B_1 = \frac{Cm}{1 - \left(\frac{Pu}{Pe_1} \right)} \geq 1.0 \quad [C1-2] \quad Cm = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad [C1-3]$$

$$Pe_1 = \frac{AgFy}{\lambda c^2} = \frac{\pi^2 EI^2}{(KL)^2} \quad \lambda c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum p_u \left[\frac{\Delta_o h}{EHL} \right]} \quad [C1-4] \quad B_2 = \frac{1}{1 - \left[\frac{\sum p_u}{\sum p_{e2}} \right]} \quad [C1-5]$$

El proyectista puede usar cualquiera de las 2 expresiones proporcionadas por LRFD para B_2 la primera, contiene el índice de corrimiento lateral, por tanto es más conveniente para el diseño práctico.

$\sum Pu$ = Representa la resistencia axial necesaria de todas las columnas del piso en cuestión.

$\frac{\Delta_o h}{L}$ = Representa el índice de corrimiento lateral del piso, en México se limita a 0.006 y 0.012

$\sum H$ = Es la suma de todas las fuerzas horizontales del piso que producen $\Delta_o h$.

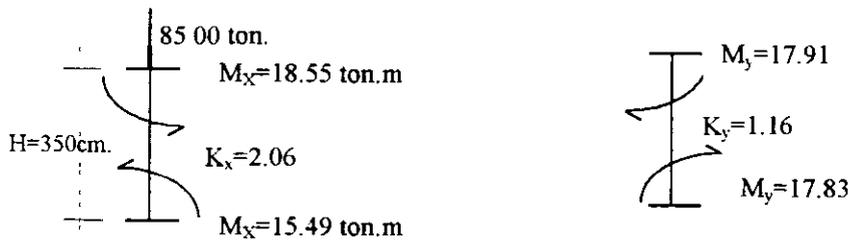
$Cm = 0.85$ Para miembros con extremos restringidos y 1.0 para miembros no restringidos.

Pe_2 = Resistencia al pandeo de Euler, con en factor K de longitud efectiva en el plano de flexión.

2 EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Ejemplo 2(1) Diseñar una columna de un marco metálico en donde su análisis se hizo considerando el efecto P-Δ.

1.- Elementos mecánicos de la barra últimos son los siguientes:



2.- Para columnas secc. I la carga equivalente será:

$$A = \frac{495.652}{1782.45} = 278.07 \text{ cm}^2$$

$$r = \frac{1.16 \times 350}{60} = 6.76$$

$$\frac{KL}{r} = 60 \cdot \text{aprox.}$$

3.- Sección propuesta W = 18 X 119 a revisar.

A = 226.5 cm ²	Iy = 10.531 cm ⁴	d = 48.20 cm	J = 441 cm ⁴
Ix = 91.154 cm ⁴	Sy = 736 cm ³	tw = 1.66 cm	Cw = 5'451.278 cm ⁶
Sx = 3,785 cm ³	Zy = 1.132 cm ³	bf = 28.6 cm	F _{yr} =F _{yw} = 2.530 kg/cm ²
Zx = 4.277 cm ³	ry = 6.8 cm	tr = 2.69 cm	
rx = 20 cm			

K_x = 2.06

K_y = 1.16

Propuesto

propuesto

3.- Compresión por carga axial

$$P_y = A F_y = 226.5 \times 2,530 = 573,045 \text{ Kg}$$

$$\phi P_y = 0.9 \times 573,045 = 515,740.5 \text{ Kg}$$

4.- Revisamos si la sección es o no compacta.

PATIN

ALMA TABLA B 5.1

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{28.6}{2 \times 2.69} = 5.32 < 10.84 \therefore \text{cumple}$$

$$\frac{hc}{tw} = \frac{42.82}{1.66} = 25.8$$

TABLA

$$\frac{545}{\sqrt{F_y}} = 10.84 \quad \text{vs} \quad \frac{436}{\sqrt{F_y}} = 8.67$$

$$\frac{P_u}{\phi P_y} < 0.125 = \frac{85,000}{515,740.5} = 0.165 > 0.125$$

Sin sismo

Con sismo

$$\frac{1,600}{\sqrt{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\theta_n P_y} \right) \geq \frac{2,120}{\sqrt{F_y}} = \frac{2,120}{\sqrt{2,530}} = 42.20$$

$$\frac{1,600}{\sqrt{2,530}} (2.33 - 0.165) = 68.87$$

68.87 > 25.8 La sección es compacta.

Calculo de λ_c

$$\lambda_{cx} = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{2.06 \times 350}{20 \times \pi} \sqrt{\frac{2,530}{2'040,000}} = 0.40$$

$$\lambda_{cy} = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1.16 \times 350}{6.8 \times \pi} \sqrt{\frac{2,530}{2'040,000}} = 0.67 \text{ éste es el más desfavorable}$$

$$\lambda_c < 1.5 \quad F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

Por lo tanto

$$F_{cr_x} = (0.658^{0.40^2}) 2,530 = 2,366.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{cr_y} = (0.658^{0.67^2}) 2,530 = 2,097 \text{ Kg/cm}^2 \text{ se toma el menor esfuerzo}$$

$$\phi F_{cr} = 0.85 \times 2,097 = 1,782.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = A \phi F_{cr} = 226.5 \times 1,782.45 = 403.72 \text{ ton.}$$

COMPRESIÓN POR FLEXIÓN M_x y M_y .

$$\frac{Pu}{\phi P_n} = \frac{85,000}{403,720} = 0.211 > 0.20 \therefore$$

$$\frac{Pu}{\phi P_n} = \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad Mu = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad \text{Encontramos } B_1$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$C_{m_x} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{15.49}{18.55} \right) = 0.266 \quad C_{m_y} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{17.83}{17.91} \right) = 0.202$$

CALCULAMOS LA CARGA CRITICA DE EULER

$$Pe = \frac{AgF_y}{\lambda_c^2} \quad Pe_x = \frac{A_g F_y}{\lambda_{cy}^2} = \frac{226.5 \times 2,530}{0.40^2} = 3'581,531.25 \text{ kg.}$$

$$Pe_y = \frac{A_g F_y}{\lambda_{cy}^2} = \frac{226.5 \times 2,530}{0.67^2} = 1'276,553.80 \text{ kg.}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{Pu}{Pe}} \geq 1$$

$$B_{1,x} = \frac{0.266}{1 - \frac{85,000}{3'581,531.25}} = 0.272 \therefore = 1.0 \text{ como dá menor que uno. tomamos como base 1}$$

$$B_{1,y} = \frac{0.20}{1 - \frac{85,000}{1'276,553.8}} = 0.214 \therefore = 1.0$$

B_2 x y B_2 y = 0 ya que se consideró en el análisis el efecto P- Δ

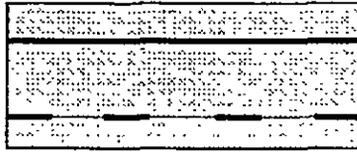
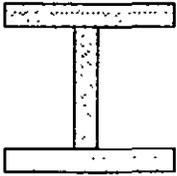
Tomando el más grande momento

$$M_{ux} = 1.0 (18.55) = 18.55 \text{ ton. m}$$

$$M_{uy} = 1.0 (17.91) = 17.91 \text{ ton. m}$$

Requisitos de sección compacta para flexión

a) Patines unidos continuamente al alma



soldadura corrida si es compacta

soldadura salteada no es compacta

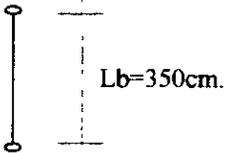
b) Pandeo del patín elementos no atezados

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_y}} = \frac{28.6}{2 \times 2.69} = 5.32 < 10.80 \therefore \text{cumple}$$

c) Pandeo del alma. elementos atezados

$$\frac{h_c}{t_w} = \frac{42.82}{1.66} = 25.80 < \frac{2120}{\sqrt{F_y}} = 42.20 \therefore \text{cumple y la sección es compacta.}$$

d) Longitud libre sin arriostrar el patín en compresión.



$$L_p = \frac{2,516 r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{2,516 \times 6.8}{\sqrt{2,530}} = 340.14$$

Como $L_b > L_p$ Calculamos L_r
 350 340

$$J = 441 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 5.451278 \text{ cm}^6$$

$$F_r = 706 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G = 0.4E = 0.4 \times 2'040.000 = 816.000$$

$$F_{yw} = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yw} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yw} - F_r)^2}} = \frac{6.8 \times 239,321}{2,530 - 706} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (2,530 - 706)^2}} = 1,361.16 \text{ cm.}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{3,785} \sqrt{\frac{2'040,000 \times 816,000 \times 441 \times 226.5}{2}} = 239,321.96 \text{ kg/cm}^2$$

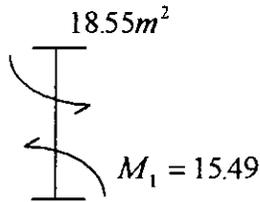
$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 = \frac{4 \times 5'451,278}{10,531} \left[\frac{3,785}{816,000 \times 441} \right]^2 = 0.00000022962.29 \times 10^{-7} \text{ cm}^4 / \text{kg}^2$$

$$L_p < L_b < L_r = 3.4 < 3.5 < 13.61$$

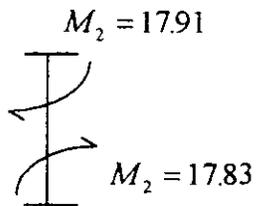
ZONA II

$$\phi Mn = Cb \left[\phi Mp - \phi b (Mp - Mr) \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right] \leq \phi_b Mp$$

$$Cb = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^3 \leq 2.3$$



$$Cb_x = 1.75 + 1.05 \left(\frac{15.49}{18.55} \right) + 0.3 \left(\frac{15.49}{18.55} \right)^3 = 2.802 \Rightarrow se - pasa \therefore 2.3$$



$$Cb_y = 1.75 + 1.05 \frac{17.83}{17.91} + 0.3 \left(\frac{17.83}{17.91} \right)^3 = 3.09 \Rightarrow se - pasa \therefore 2.3 \text{ no puede ser más grande}$$

$$\phi_b Mp = \phi_b FyZx$$

$$\phi_b Mpx = 0.9 \times 2,530 \times 4,277 = 9'738,729kg. \times cm.$$

$$\phi_b Mpy = 0.9 \times 2,530 \times 1,132 = 2'577,564kg. \times cm.$$

$$\phi_b Mr = \phi_b Sx(Fyw - Fx)$$

$$\phi_b Mrx = 0.9 \times 3,785(2,530 - 706) = 6'213,456kg. \times cm.$$

$$\phi_b Mry = 0.9 \times 736(2,530 - 706) = 1'208,217.60kg. \times cm.$$

SUSTITUYENDO

$$\phi M_{nx} = 2.3 \left[9'738,729 - (9'738,729 - 6'213,456) \left(\frac{350 - 340}{1,361 - 340} \right) \right] = 22'319,663 \text{kg.} \times \text{cm.}$$

Como es mayor ϕM_{nx} va a ser igual a 9'738.729

$$\phi M_{ny} = 2.3 \left[2'577,564 - (2'577,564 - 1'208,217.60) \left(\frac{350 - 340}{1,361 - 340} \right) \right] = 5'897,550 \text{kg.} \times \text{cm.}$$

Como es mayor tomamos ($\phi_b M_{py}$) la siguiente.

$$\phi_b M_{ny} = 2'577,564 \text{kg.} \times \text{cm.}$$

5.- Revisión de la ecuación de interacción

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{8}{9} \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}$$

$$\frac{85,000}{403,724} + \frac{8}{9} \left(\frac{1'855,000}{9'738,729} \right) + \frac{8}{9} \left(\frac{1'791,000}{2'577,564} \right) = 0.211 + 0.169 + 0.617 = 0.997 < 1$$

POR LO TANTO PASA

FÓRMULA EMPÍRICA PARA BUSCAR UNA SECCIÓN I

$$P_{ey} = P_u + \frac{2M_x}{d} + \frac{7.5M_y}{b_f} = 85,000 + \frac{2 \times 18.55}{0.482} + \frac{7.5 \times 17.91}{0.286} = 631.64 \text{ton.} \times \text{m.}$$

$$\phi_c F_{cr} = 2.097 \text{ Kg/cm}^2 \times 0.85 = 1.782 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = 1.782 \times 226.5 = 403 \text{ Ton} \times \text{m} < 631.64$$

No pasa comparando con $P_{ey} = 631.64 \text{ ton m}$ pero cada fórmula es empírica.

2(2) REVISIÓN COLUMNA (C₂); CRITERIO AISC (LRFD).

1.- Columna sección "I" de PLS soldadas de acero NOM-B-254 (ASTM A-36).

Altura de la columna L = 350 cm

2.- Elementos mecánicos.

	ESTÁTICA	SISMO X	SISMO Y
P	299.7 Ton	4.90 Ton	21.90 Ton
M _{x superior}	7.06 Ton - m	63.8 Ton - m	-----
M _{x inferior}	11.18 Ton - m	88.1 Ton - m	-----
M _{y superior}	0.05 Ton - m	-----	31.1 Ton - m
M _{y inferior}	0.19 Ton - m	-----	109.60 Ton - m

3.- Propiedades geométricas de la sección.

PERF IL	D cm	b _f cm	t _w cm	t _f cm	A cm ²	I _x cm ⁴	S _x cm ³	Z _x cm ³	r _x cm	I _y cm ⁴	S _y cm ³	Z _y cm ³	r _y cm
C-2	80	60	2.54	4.4	706	83047 6	20762	23127	34.3 1	15849 3	5283	8031	15.0

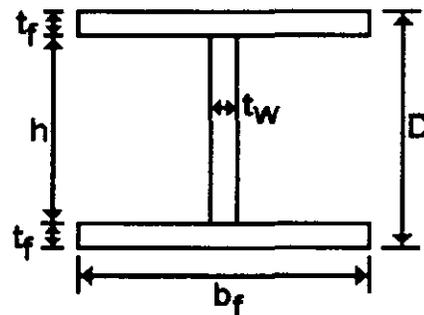
4.- Compresión por carga axial.

$$P_y = A f_y$$

$$P_y = 706 \times 2530 = 1786180 \text{ Kg} = 1786.18 \text{ Ton}$$

$$\phi P_y = 0.9 \times 1786.18 = 1607.56 \text{ Ton}$$

$$P_u = 299.7 + 4.9 + 0.3(21.9) = 311.7 \text{ Ton (CV + S}_x + 0.3 S_y)$$



5.- Condiciones de sección compacta para miembros en compresión según tabla B1.5.

a) Patines.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{\overbrace{436}^{\text{Cond. E+Sismo}}}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{60}{2 \times 4.4} = 6.8 \leq \frac{436}{\sqrt{2530}} = 8.67 : \text{ Cumple la sección en sus patines es compacta.}$$

b) Alma.

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_b P_y} \leq 0.125 \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{4360}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{1.54 P_u}{\phi_b P_y} \right)$$

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_b P_y} > 0.125 \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{1600}{\sqrt{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \geq \frac{2120}{\sqrt{F_y}}$$

$$h = d - 2 t_f = 80 - 2(4.4) = 71.2 \text{ cm}$$

$$\frac{P_u}{\phi_b P_y} = \frac{311.7}{1607.56} = 0.19 > 0.125$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{71.2}{2.54} = 28.03$$

$$\frac{1600}{\sqrt{2530}} (2.33 - 0.19) = 68.07$$

$$\frac{2120}{\sqrt{2530}} = 42.14$$

28.03 < 42.18 < 68.07 ∴ EL ALMA ES COMPACTA.

6.- Pandeo flexionante.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{LRFD E2-4})$$

$$K_x = 0.97 \text{ (caso a)} \quad K_y = 0.90 \text{ (caso a)} \quad *$$
$$K_x = 3.48 \text{ (caso b)} \quad K_y = 1.88 \text{ (caso b)} \quad **$$

* Desplazamiento lateral impedido.

** Desplazamiento lateral no impedido.

DISEÑAMOS PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL NO IMPEDIDO.

7.- Cálculo $\phi_c P_n$.

$$\lambda_{cx} = \frac{3.48 \times 350}{34.31 \times \pi} \sqrt{\frac{2530}{2040000}} = 0.398$$

$$\lambda_{cy} = \frac{1.88 \times 350}{15.0 \times \pi} \sqrt{\frac{2530}{2040000}} = 0.492$$

El esfuerzo crítico de pandeo será:

$$\text{Si } \lambda_c < 1.5 \quad F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y: \text{ Pandeo inelástico.}$$

Sí $\lambda > 1.5$ $F_{\alpha} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right)$ F_y : Pandeo elástico.

Se toma el valor mayor de λ_c .

$F_{\alpha} = (0.658^{(0.492)^2}) \times 2530 = 2286.23 \text{ Kg/cm}^2$

$\phi_c P_n = \phi_c F_{\alpha} A = 0.85 \times 2286.23 \times 706 = 1371966.6 \text{ Kg} = 1371.97 \text{ Ton.}$

8.- Compresión por flexión M_x y M_y .

$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{311.7}{1371.97} = 0.227 > 0.2$; Se aplica la siguiente fórmula.

$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \right) + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$

CONDICIÓN SISMO X: $P_u = 299.7 + 4.9 + 0.3 (21.9) = 311.7 \text{ Ton}$

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
M_{supx}	=	$7.06 + 63.8 = 70.86 \text{ Ton - m}$	M_{supy} = $0.05 + 0.3 (31.1) = 9.38 \text{ Ton - m}$
M_{infx}	=	$11.18 + 88.1 = 99.28 \text{ Ton - m}$	M_{infy} = $0.19 + 0.3 (109.6) = 33.07 \text{ Ton - m}$

CONDICIÓN SISMO Y: $P_u = 299.7 + 0.3 (4.9) + 21.9 = 323.07 \text{ Ton}$

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
M_{supx}	=	$7.06 + 0.3 (63.8) = 26.2 \text{ Ton - m}$	M_{supy} = $0.05 + 31.1 = 31.15 \text{ Ton - m}$
M_{infx}	=	$11.18 + 0.3 (88.1) = 37.61 \text{ Ton-m}$	M_{infy} = $0.19 + 109.6 = 109.79 \text{ Ton - m}$

9.- Cálculo de los momentos M_{ux} y M_{uy} .

$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{\ell t}$ (LRFD H1-2)

$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{c1}}} \geq 1.0$ (LRFD H1-3)

SISMO X		SISMO Y	
C_{mx}	=	$0.6 - 0.4 \left(\frac{70.86}{99.28} \right) = 0.31$	C_{mx} = $0.6 - 0.4 \left(\frac{26.20}{37.61} \right) = 0.32$
C_{my}	=	$0.6 - 0.4 \left(\frac{9.38}{33.07} \right) = 0.48$	C_{my} = $0.6 - 0.4 \left(\frac{31.15}{109.79} \right) = 0.48$

Cálculo de $P_{e1} = \frac{Ag Fy}{\lambda_c^2}$

$P_{e1x} = \frac{706 \times 2530}{(0.398)^2} = 11276104.14 \text{ Kg: Carga crítica de Euler.}$

$P_{e1y} = \frac{706 \times 2530}{(0.492)^2} = 7378957.63 \text{ Kg: Carga crítica de Euler.}$

1.- Cálculo de B_1 .

SISMO X

$B_{1x} = \frac{0.31}{1 - \frac{311.7}{11276104}} = 0.31 \geq 1.0$

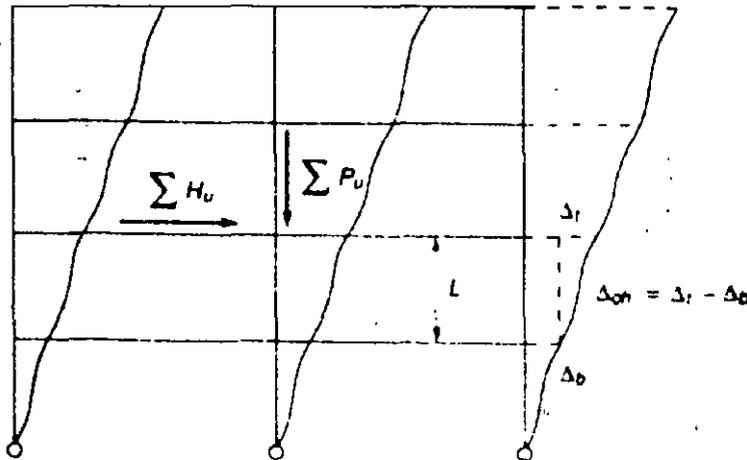
$B_{1y} = \frac{0.48}{1 - \frac{311.7}{7378957}} = 0.48 = 1.0$

SISMO Y

$B_{1x} = \frac{0.31}{1 - \frac{323.07}{11276104}} = 0.32 \therefore 1.0$

$B_{1y} = \frac{0.48}{1 - \frac{323.07}{7378957}} = 0.48 \therefore 1.0$

2.- Cálculo de B_2 : $B_2 = 1.0$ en un marco arriostrado.



$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \left[\frac{\Delta_{oh}}{\sum H L} \right]}$ (C1-4)

$B_2 = \frac{1}{1 - \left[\frac{\sum P_u}{\sum Pe_2} \right]}$ (C1-5)

Donde:

- Δ_{oh} = Desplazamiento relativo.
- L = Altura columna.
- ΣP_u = La suma de la resistencia axial necesaria para todas las columnas del piso en cuestión.
- ΣH = La suma de todas las fuerzas horizontales del piso que producen Δ_{oh} .

Datos:

$$\left(\frac{\Delta_{oh}}{L}\right) = 0.0110; \text{ ver tabla 4.}$$

$$\Sigma P_u = 4800 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma H = 579.2 \text{ Ton. ver tabla 4.}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - 4800 \left[\frac{0.010}{579.2} \right]} = 1.09$$

MOMENTOS DE DISEÑO

SISMO X			
DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
M_{ux}	=	$7.06(1.0)+63.8(1.09)=76.60 \text{ Ton-m}$	M_{uy} = $0.05(1.0)+0.3(31.1)(1.09)=10.22 \text{ Ton-m}$
M_{ux}	=	$11.18(1.0)+88.1(1.09)=107.20 \text{ Ton-m}$	M_{uy} = $0.19(1.0)+0.3(109.6)(1.09)=36.09 \text{ Ton-m}$

SISMO Y			
DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
M_{ux}	=	$7.06(1.0)+0.3(63.8)(1.09)=27.92 \text{ Ton-m}$	M_{uy} = $0.05(1.0)+31.1(1.09)=33.95 \text{ Ton-m}$
M_{ux}	=	$11.18(1.0)+0.3(88.1)(1.09)=39.99 \text{ Ton-m}$	M_{uy} = $0.19(1.0)+109.6(1.09)=119.65 \text{ Ton-m}$

3.- Flexión.

Longitud sin arriostrar del patín de compresión (L_b) = 350 cm

$$L_p = \frac{2515 r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{2515 \times 15}{\sqrt{2530}} = 750.01 \text{ cm} > 350 \therefore$$

Se tiene un flexión plástica.

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p : \phi_b = 0.9$$

$$M_p = F_y Z \leq 1.5 M_y = 787.92$$

$$M_{y_x} = F_y S_x = 2530 \times 20762 = 52527860 \text{ Kg - cm} = 525.28 \text{ Ton - m}$$

$$M_{p_x} = 2530 \times 23127 = 58511310 \text{ Kg - cm} = 585.11 \text{ Ton - m} < 1.5 M_y$$

$$\phi_b M_{n_x} = 0.9 \times 585.11 = 526.60 \text{ Ton - m}$$

$$M_{yy} = F_y S_y = 2530 \times 5283 = 13365990 = 133.66 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$1.5 M_{yy} = 1.5 \times 133.66 = 200.49 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{py} F_y Z_y = 2530 \times 8031 = 20318430 = 203.18 \therefore \text{Tomamos } 200.49 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\phi_b M_{ny} = 0.9 \times 200.49 = 180.44 \text{ Ton} - \text{m}$$

4.- Interacción.

Sismo X

$$M_{ux} = 1.1 \times 107.2 = 117.92 \text{ Ton} - \text{m} ; M_{uy} = 1.1 \times 36.09 = 39.7 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\frac{311.7}{1371.97} + \frac{8}{9} \left(\frac{10720000 \times 1.1}{52660000} \right) + \frac{8}{9} \left(\frac{3609000 \times 1.1}{18044000} \right) = 0.227 + 0.199 + 0.196 = 0.622 < 1.0 \therefore \text{E.B}$$

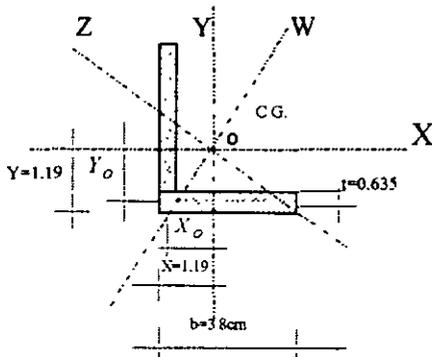
Sismo Y

$$M_{ux} = 1.1 \times 33.99 = 37.389 \text{ Ton} - \text{m} ; M_{uy} = 1.1 \times 119.65 = 131.615 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\frac{323.07}{1371.97} + \frac{8}{9} \left(\frac{3399000 \times 1.1}{52660000} \right) + \frac{8}{9} \left(\frac{11965000 \times 1.1}{18044000} \right) = 0.235 + 0.063 + 0.648 = 0.946 < 1.0 \therefore \text{E.B}$$

Fue más desfavorable la dirección Y, trabaja la columna al 94.6% en eficiencia, es decir, está correcta.

Ejemplo 7.2.(3) Diseñar la capacidad de carga de un ángulo de 1 ½" x ¼"



ANGULO DE LADOS IGUALES

W y Z son los ejes principales nos dan el mayor y el menor radio de giro.

Longitud de 1 00 m

Propiedades:

$A = 4.4 \text{ cm}^2$	$I_y = I_x = 5.83 \text{ cm}^4$	$S_x = S_y = 2.20 \text{ cm}^3$	$\bar{X} = \bar{Y} = 1.19 \text{ cm}$
$r_y = r_x = 1.14 \text{ cm}$	$r_z = 0.73 \text{ cm}$	$E = 2'040.000 \text{ Kg./cm}^2$	
$r_w = 1.42 \text{ cm}$	$G = 787.860 \text{ Kg./cm}^2$	$F_y = 2530 \text{ Kg./cm}^2 \text{ (A36)}$	
$I_z = 2.49 \text{ cm}^4$	$S_z = 1.48 \text{ cm}^3$		
$I_w = 8.74 \text{ cm}^4$	$S_w = 3.24 \text{ cm}^3$		

$$\frac{t}{2} = \frac{0.635}{2} = 0.3175 \text{ cm}$$

$$X_o = 1.19 - 0.3175 = 0.8725 \text{ cm} \quad Y_o = 0.8725 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{3}(bt_1^3 + ht_2^3) = \frac{1}{3}(3.8 \times 0.635^3 + 3.8 \times 0.635^3) = 0.648 \text{ cm}^4$$

$$C_w = \frac{1}{36}(b^3t_1^3 + h^3t_2^3) = \frac{1}{36}(3.8^3 \times 0.635^3 + 3.8^3 \times 0.635^3) = 0.780 \text{ cm}^6$$

$$\bar{r}_o = \sqrt{X_o^2 + Y_o^2 + r_x^2 + r_y^2} = \sqrt{0.8725^2 + 0.8725^2 + 1.14^2 + 1.14^2} = 2.03 \text{ cm}$$

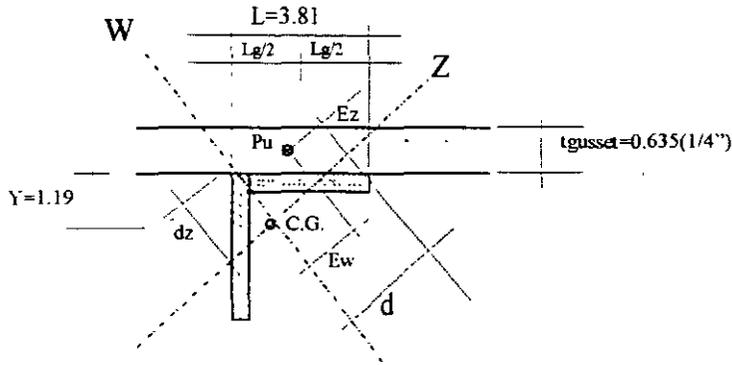
$$H = 1 - \left[\frac{(X_o^2 + Y_o^2)}{\bar{r}_o^2} \right] = 1 - \left[\frac{(0.8725^2 + 0.8725^2)}{2.03^2} \right] = 0.630$$

REVISIÓN PANDEO LOCAL.

$$\frac{b}{t} = \frac{3.81}{0.635} = 6.00 < \frac{640}{\sqrt{F_y}} = \frac{640}{\sqrt{2530}} = 12.70. \text{ Entonces no hay disminución por la relación ancho grueso}$$

$$Q_a = 1; Q_s = 1; Q = Q_a Q_s = 1$$

EL MOMENTO DEBIDO A LA EXCENTRICIDAD DE LA PLACA.



$$dw = 0.7071(Lg) = 0.7071 \times 3.81 = 2.694 \text{ cm}$$

$$dz = \bar{y}\sqrt{2} = 1.19\sqrt{2} = 1.6829 \text{ cm}$$

$$Ew = \frac{0.7071}{2}(Lg + tg) = \frac{0.7071}{2}(3.81 + 0.635) = 1.5715 \text{ cm}$$

$$Ez = y\sqrt{2} - \frac{0.7071}{2}(Lg - tg) = 1.19\sqrt{2} - \frac{0.7071}{2}(3.81 - 0.635) = 0.56 \text{ cm}$$

Suponiendo $\frac{Pu}{\theta Pn} > 0.2$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{8}{9} \left(\frac{Muz}{\phi_b Mnz} + \frac{Mtw}{Mtw} \right) \leq 1.0$$

$$Muz = B_1 Mnt = \frac{Cm}{\left(1 - \frac{Pu}{Pez}\right)} \times 0.56 Pu, Cm = 1.0$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

$$Pez = \frac{AgFy}{\lambda_c^2}; \lambda_c^2 = \left(\frac{KL}{r\pi}\right)^2 \frac{Fy}{E} = \left(\frac{1 \times 100}{0.73 \times \pi}\right)^2 \times \frac{2,530}{2,040,000} = 2.358$$

$$Pez = \frac{4.4 \times 2,530}{2.358} = 4,720.94 \text{ kg}$$

$$M_{uw} = B_1 M_{nt} = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{P_u}{P_{ez}}\right)} \times 1.5715 P_u, C_m = 1.0$$

$$P_{ew} = \frac{A_g F_y}{\lambda c^2}; \lambda c^2 = \left(\frac{KL}{r_x \pi}\right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{1 \times 100}{1.42 \times \pi}\right)^2 \times \frac{2,530}{2'040,000} = 0.6232$$

$$P_{ew} = \frac{4.4 \times 2,530}{0.6232} = 17,863.20 \text{ Kg}$$

El límite de esfuerzo en la fibra extrema por flexión en ángulos puede ser supuesta para propósitos de diseño a hacer F_y

$$S_z = \frac{I_z}{C_z} = \frac{2.49}{1.6829} = 1.4796 \text{ cm}^3$$

$$M_{nz} = F_y S_z = 2,530 \times 1.4796 = 3,743.39 \text{ Kg - cm}$$

$$S_w = \frac{I_w}{C_w} = \frac{8.74}{2.694} = 3.244 \text{ cm}^3$$

$$M_{nw} = F_y S_w = 2,530 \times 3.244 = 8,207.32 \text{ Kg - cm}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uz}}{\phi_z M_{nz}} + \frac{M_{uw}}{M_{nw}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_u}{3,519.54} + \frac{8}{9} \left[\frac{\overbrace{0.56 P_u (1.0 \text{ cm})}^{M_{uz}}}{0.9 \times 3,743.39 \left(1 - \frac{P_u}{4,720.94}\right)} + \frac{\overbrace{1.5715 P_u (1.0 \text{ cm})}^{M_{uw}}}{0.9 \times 8,207.32 \left(1 - \frac{P_u}{17,863.2}\right)} \right] = 1$$

Hay que proponer P_u para que nos de $1 = 1$ por tanteos

Sustituyendo

$$P_u = 1400 = 1.01$$

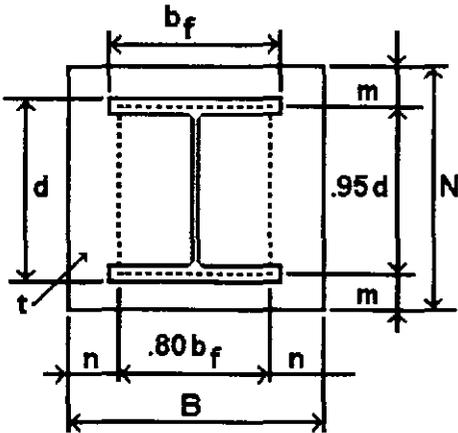
$$P_u = 1426 = 1.0$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1426}{3519.54} = 0.41 > 0.2 \text{ Supuesto}$$

7.3 PLACAS BASE DFCR (LRFD).

La placa base es el elemento que transmite los elementos mecánicos de la columna (carga axial, cortante y momento flexionante) a la cimentación, a través de las anclas y estas a base de adherencia a un dado de concreto reforzado generalmente. La teoría para diseñar estas placas base esta en función si la placa esta sometida únicamente a carga axial, y momento o a carga axial y momento en dos direcciones.

7.3.1 TEORIA PARA DISEÑO DE PLACAS BASE SUJETAS A CARGA AXIAL



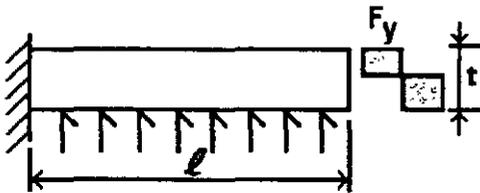
$$M_u = \frac{P_u}{BN} \left(\frac{\ell^2}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.9 F_y Z = 0.9 F_y \left(\frac{t^2}{4} \right)$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$t \geq \ell \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}}$$

$\ell =$ Mayor valor de :
(m, n, $\lambda n'$)



$$n' = \frac{\sqrt{db_f}}{4}$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

$$X = \left(\frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right) \frac{P_u}{\phi_c P_n} \quad \phi_c = 0.6$$

EJEMPLO (7.3.1) :

$$(IR254 \times 67.4 \text{ Kg/m}) P_u = 90 \text{ Ton } f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi_c = 0.6 \quad d = 25.65 \text{ cm} \quad b_f = 20.27 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0.5 (0.95d - 0.8b_f) = 4.075 \text{ cm}$$

$$X = \left[\frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{88.76}{\phi_c P_n}$$

DISEÑO DADO:

$$A_{1REQ} = \frac{P_u}{\phi_c (0.85f'_c)} = \frac{90,000}{0.6(0.85) \times (200)} = 882.35 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{A_1} = 29.70 \text{ cm}$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta = 29.70 + 4.08 = 33.78 \text{ cm}$$

$$B = \frac{A_1}{N} = \frac{882.35}{33.78} = 26.12 \text{ cm}$$

Usar $N = 35 \text{ cm}$ (13.77"), $B = 25 \text{ cm}$ (9.84")

$$\phi_c P_n = 0.6 (0.85f'_c N B)$$

$$= 0.6 (0.85)(200)(35)(25) = 89,250 \text{ Kg} = 89.25 \text{ Ton}$$

$$X = \frac{88.76}{\phi_c P_n} = \frac{88.76}{89.25} = 0.99$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1-X}} = \frac{2\sqrt{0.99}}{1 + \sqrt{1-0.99}} = 1.809 \rightarrow 1.0$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{db_f}}{4}$$

$$\lambda n' = \frac{1.0 \sqrt{25.65(20.27)}}{4} = 5.70 \text{ cm}$$

$$m = \left(\frac{N - 0.95d}{2} \right) = \frac{[35 - 0.95(25.65)]}{2} = 5.32 \text{ cm}$$

$$n = \frac{(B - 0.8b_f)}{2} = \frac{[25 - 0.8(20.27)]}{2} = 4.39 \text{ cm}$$

Domina $\ell = \lambda n' = 5.7 \text{ cm} \therefore$ diseñamos con este valor

$$t \geq \ell \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}}$$

$$t = 5.7 \sqrt{\frac{2(90000)}{0.9(2530)(25)(35)}} = 1.71 \text{ cm}$$

Usar 1.9 cm (3/4"). DISEÑO FINAL PLACA BASE SERÁ:

$$\begin{aligned} \text{PLACA BASE} &= 19 \times 25 \times 35 \text{ cm} \\ &= 3/4" \times 9.84" \times 13.77" \end{aligned}$$

EJEMPLO (7.3.2): Si el apoyo de concreto es mayor a la placa base seleccione la placa más delgada.

$$f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \quad P_u = 90 \text{ Ton}$$

$$N = 28 \text{ cm} \quad (d = 25.65 \text{ cm}) \quad A_1 = 644 \text{ cm}^2$$

$$B = 23 \text{ cm} \quad (b_f = 20.37 \text{ cm})$$

$$A_2 = 4A_1 = 4(644) = 2576 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi_c P_n &= \phi_c \left[0.85f'_c BN \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right] \\ &= 0.6 [0.85 \times 200 \times 23 \times 28 \sqrt{4}] \\ &= 131.376 \text{ Kg} = 131.376 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$X = \frac{88.76}{\phi_c P_n} = \frac{88.76}{131.376} = 0.675$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} = \frac{2\sqrt{0.675}}{1 + \sqrt{1 - 0.675}} = 1.046 \rightarrow 1.0$$

$$\ell = \lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{db_f}}{4}$$

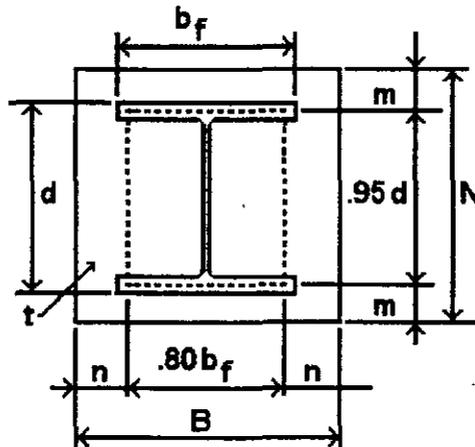
$$\ell = \lambda n' = \frac{1.0 \sqrt{25.65(20.37)}}{4} = 5.714 \text{ cm}$$

$$t = \ell \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}}$$

$$t = 5.714 \sqrt{\frac{2 \times 90,000}{0.9 \times 2530 \times 23 \times 28}} = 2.0 \text{ cm.}$$

Dejamos:

PLACA BASE = 2.2 x 23 x 28 cm = (7/8" x 9.05" x 11.02")



EJEMPLO (7.3.3): Análisis y diseño de una placa base con carga y momento DFCR (LRFD).

Con los resultados obtenidos por computadora se analizará y diseñará la placa base, esto es, con una carga axial de $P = 50 \text{ Ton}$ y un momento máximo obtenido del análisis de $M = 1.7 \text{ Ton - m}$. Tenemos el siguiente análisis. Domino CM + CV Carga vertical.

Estructura Grupo A

I.- DISEÑO DE LA PLACA BASE

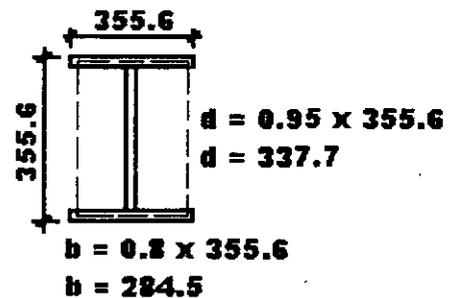
Datos:

- $P = 50 \text{ Ton}$
- $M = 1.7 \text{ Ton - m}$
- Columna "H" 14" x 14"
- $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
- $P_u = 1.4 \times 50 = 70 \text{ Ton}$
- $M_u = 1.4 \times 1.7 = 2.38 \text{ Ton - m}$

a) Cálculo del esfuerzo admisible al aplastamiento.

$$F_p = \phi_c 0.85 f_c = 0.6 \times 0.85 \times 250 = 127.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi_c = 0.6$$



b) El área de la placa será:

$$A = \frac{1.5Peq}{F_p}$$

Donde:

$$Peq = P + 0.071 Mx + 0.21 My$$

$$Peq = 50 + 0.071 (170) = 62.07 \text{ Ton}$$

$$Peq_u = 1.4 \times 62.07 = 86.898 \text{ Ton}$$

$$A = \frac{1.5 \times 86.898}{127.5} = 1022.32$$

(Para una columna "H")

c) Los valores de m y n serán:

$$m = n = -\frac{(b+d)}{4} + \frac{1}{4} \sqrt{(b+d)^2 - 4[(bd) - A]}$$

$$\begin{aligned} m = n &= -\frac{(28.5 + 33.8)}{4} + \\ &+ \frac{1}{4} \sqrt{(28.5 + 33.8)^2 - 4[(28.5 \times 33.8) - 1022.32]} = \\ &= 0.465 \approx 1 \text{ cm} \end{aligned}$$

Como mínimo tenemos que dejar 4" por lo tanto:

d) Las dimensiones de la placa serán:

$$B = b + 2m = 28.5 + 2 \times 10.16 = 48.8 \text{ cm} \square 50 \text{ cm}$$

$$N = b + 2n = 33.8 + 2 \times 10.16 = 54.1 \text{ cm} \square 55 \text{ cm}$$

Por lo que los valores de m y n serán:

$$m = \frac{B - b}{2} = \frac{50 - 28.5}{2} = 10.75 \text{ cm}$$

$$n = \frac{N - d}{2} = \frac{55 - 33.8}{2} = 10.6 \text{ cm}$$

e) Ahora determinaremos si existen tensiones o no en la placa con la siguiente fórmula.

$$X = \frac{P_u N^2}{12M_u} + \frac{N}{2} = \frac{70 \times 0.55^2}{12 \times 2.38} + \frac{0.55}{2} = 1.016 \text{ m} > N$$

Por lo que se deduce, que no hay tensiones.

f) Calculo de esfuerzos.

$$F_1 = \frac{P_u}{BN} + \frac{6M_u}{BN^2} = \frac{70000}{50 \times 55} + \frac{6 \times 238000}{50 \times 55^2} = 34.89 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_2 = \frac{P_u}{BN} + \frac{6M_u}{BN^2} = \frac{70000}{50 \times 55} - \frac{6 \times 238000}{50 \times 55^2} = 16.01 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

g) Espesor de la placa.

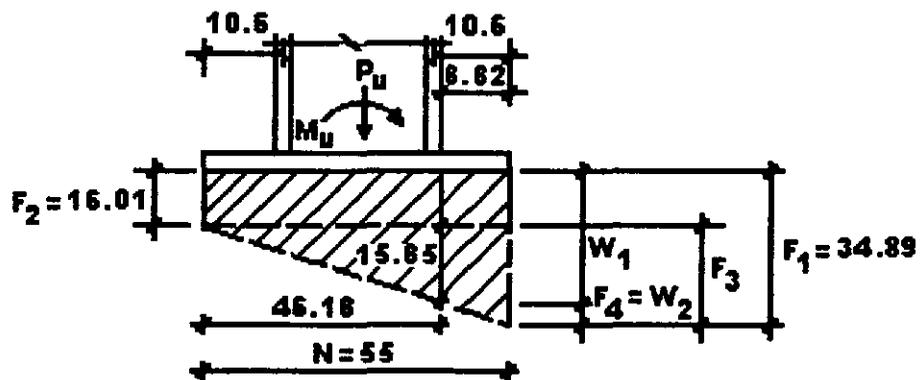
$$F_3 = F_1 - F_2 = 34.89 - 16.01 = 18.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_4 = 18.88 - 15.85 = 3.03 \text{ Kg/cm}^2$$

Tomando un ancho de 1 cm de placa, la carga uniforme es:

$$\therefore W_1 = F_1 - F_4 = 34.89 - 3.03 = 31.86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W_2 = F_4 = 3.03 \text{ Kg/cm}^2$$

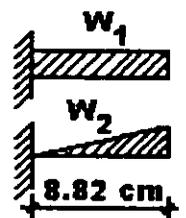


Ahora calculamos el momento en el voladizo con las presiones máximas, y calculamos el espesor "t".

$$M_1 = \frac{W_1 L^2}{2} = \frac{31.86 \times 8.82^2}{2} = 1239.23 \text{ Kg-cm}$$

$$M_2 = \frac{W_2 L^2}{3} = \frac{3.03 \times 8.82^2}{3} = 78.57 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{T_u} = M_1 + M_2 = 1317.8 \text{ Kg-cm}$$



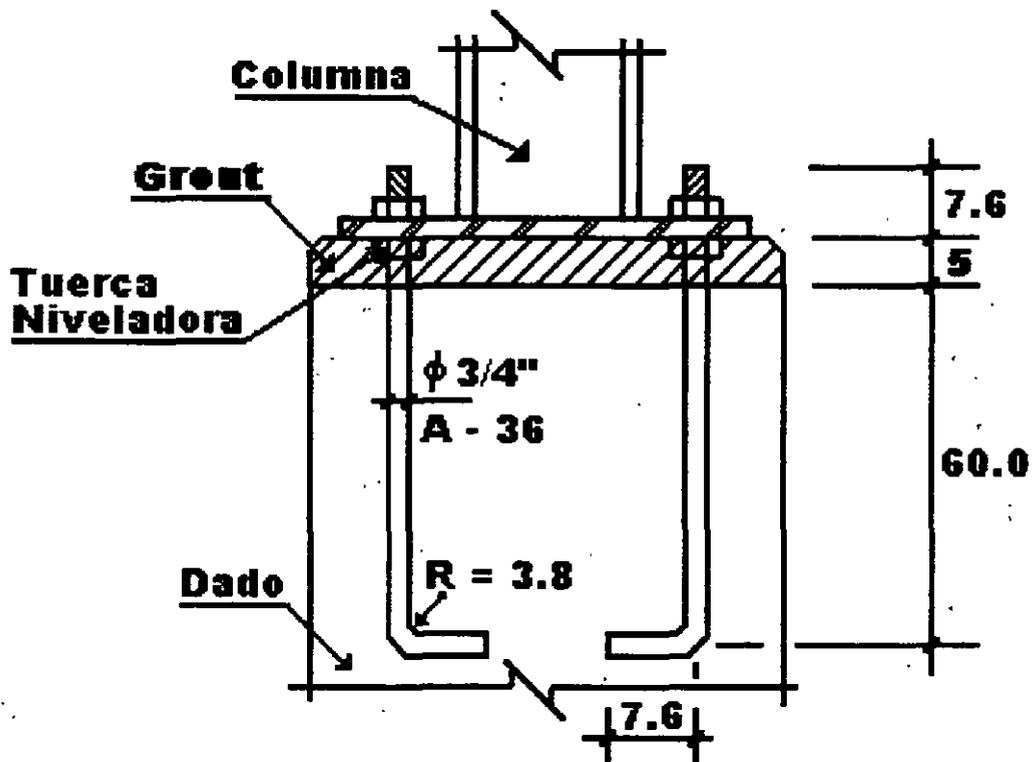
Por lo que el espesor será:

$$t = \sqrt{\frac{4M_{T_u}}{0.9F_y}} \text{ donde: } F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \times 1317.8}{0.9 \times 2530}} = 1.52 \text{ cm.} \therefore \text{dejamos } t = 7/8" = 2.2 \text{ cm}$$

2.- DISEÑO DE ANCLAS.

Como no existen tensiones para el cálculo de las anclas, estas se colocarán sólo para resistir el cortante, la erección de la estructura y esfuerzos accidentales no previstos, por lo tanto, colocaremos anclas de $\phi 3/4"$ y 60 cm de longitud total quedando como se indica en la siguiente figura.



DISEÑO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN

4.1 ELEMENTOS DE LA TEORÍA DE LA INESTABILIDAD ELÁSTICA E INELÁSTICA.

A diferencia de los elementos en tensión el problema de las estructuras metálicas es que debido a su esbeltez los miembros pueden pandearse, que es un fenómeno de estabilidad y no de resistencia, es un fenómeno que cuando ocurre generalmente causa colapsos en la estructura.

El AISC limita a que la relación de esbeltez $\frac{KL}{r} < 200$

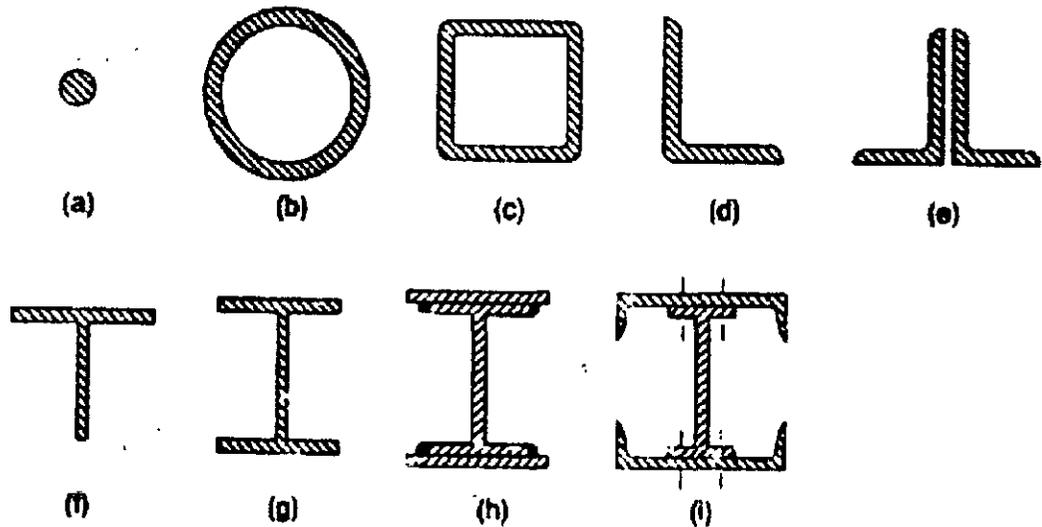


FIGURA 4.1.1 SECCIONES TÍPICAS DE COLUMNAS O ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

4.1.1 ECUACIÓN DE EULER

En la fórmula de Euler para una columna larga, recta, cargada axialmente, homogénea y con extremos redondeados. Los ejes x y y se localizan según la figura como el momento flexionante en cualquier punto de la columna está dado por $-Py$, la ecuación de la curva elástica se escribe de la siguiente manera:

$$EI \frac{d^3y}{dx^2} = -Py$$

Multiplicando ambos miembros de la ecuación por $2 \frac{dy}{dx}$ e integrando se obtiene

$$EI \frac{2dy}{dx} d \frac{dy}{dx} = -2Pydy; \quad EI \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 = Py^2 + C1$$

Cuando $y=\delta$, $\frac{dy}{dx} = 0$, y el valor $C1$ es igual a $P\delta^2$ por lo que

$$EI \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 = Py^2 + P\delta^2$$

La expresión anterior se puede escribir de la siguiente manera:

$$\left(\frac{dy}{dx} \right)^2 = P / EI (y^2 + P\delta^2)$$

$$\left(\frac{dy}{dx} \right) = \sqrt{P / EI} \sqrt{(y^2 + P\delta^2)}$$

$$dy / \sqrt{(y^2 + P\delta^2)} = \sqrt{(P / EI)} dx$$

Integrando la expresión se obtiene:

$$\frac{\text{arc sen } y}{\delta} = \sqrt{\left(\frac{P}{EI}\right)} + C2$$

Cuando $x = 0$ y $y = 0$, $C2 = 0$. La curva elástica de la columna tiene la forma de una senoide expresada por la ecuación.

$$\frac{\text{arc sen } y}{\delta} = \sqrt{\left(\frac{P}{EI}\right)} x$$

Cuando $x = L/2$, $y = \delta$, se obtiene:

$$\frac{\pi}{2} = \frac{L}{2} \sqrt{\left(\frac{P}{EI}\right)}$$

En esta expresión P es la carga crítica de pandeo que es la carga máxima que la columna puede soportar antes de volverse inestable. Despejando a P se obtiene:

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

La carga inicial de Euler, P_e , es una carga que mantendrá justamente a la columna en la forma deformada que se muestra en la figura 4.1.2. En cualquier punto a lo largo de la columna el momento extremo aplicado Py , es igual al momento resistente interno, $EI\phi$, en donde ϕ es la curvatura de la columna en el punto correspondiente.

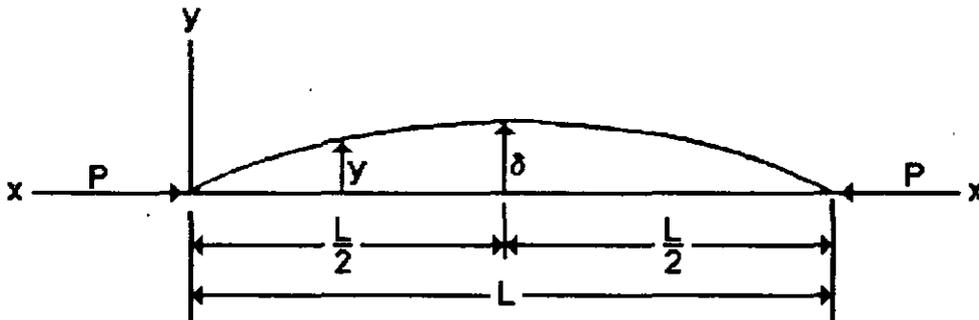


FIGURA 4.1.2 PERFIL PANDEADO DE UNA COLUMNA CON EXTREMOS ARTICULADOS

Dividiendo los dos lados de la ecuación (2.0) entre A y sustituyendo $I = A r^2$, siendo r es el radio de giro de la sección transversal, se expresa la carga de pandeo en términos del esfuerzo de pandeo, F_e :

$$F_{\sigma} = F_e = \frac{P}{A} = \frac{\pi^2 EI}{AL^2} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2}$$

La ecuación anterior para ser aplicada a otras condiciones de extremo, como los libres o los empotrados, es necesario utilizar el factor de longitud efectiva K .

$$F_{cr} = F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

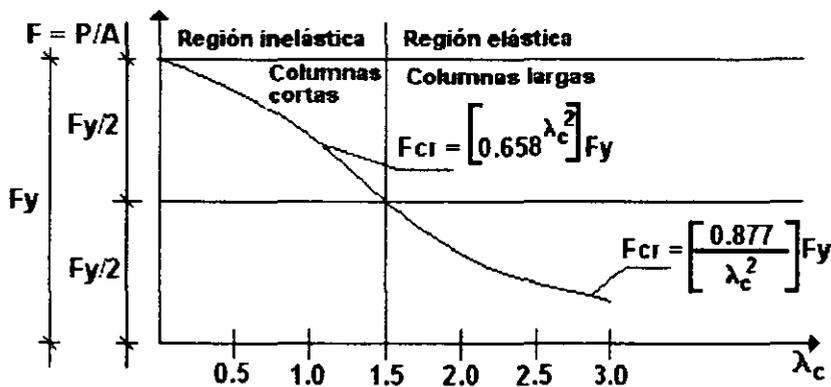
Al término (KL/r) se le denomina relación de esbeltez y es usado generalmente como un parámetro en cuyos términos se puede expresar en forma gráfica o analítica

En el diseño de factor de carga y resistencia LRFD se normaliza el parámetro de esbeltez con respecto a la resistencia de fluencia del material.

$$\frac{F_{cr}}{F_y} = \frac{\pi^2 E}{F_y (KL/r)^2} \quad \text{Por definición} \quad F_{cr} = \frac{F_y}{\lambda_c^2}$$

$$\lambda_c^2 = \frac{F_y}{F_{cr}} = \left(\frac{KL}{r}\right)^2 \frac{F_y}{\pi^2 E} \quad \lambda_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Parámetro de esbeltez}$$

Graficando el esfuerzo crítico



La resistencia a compresión será:

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

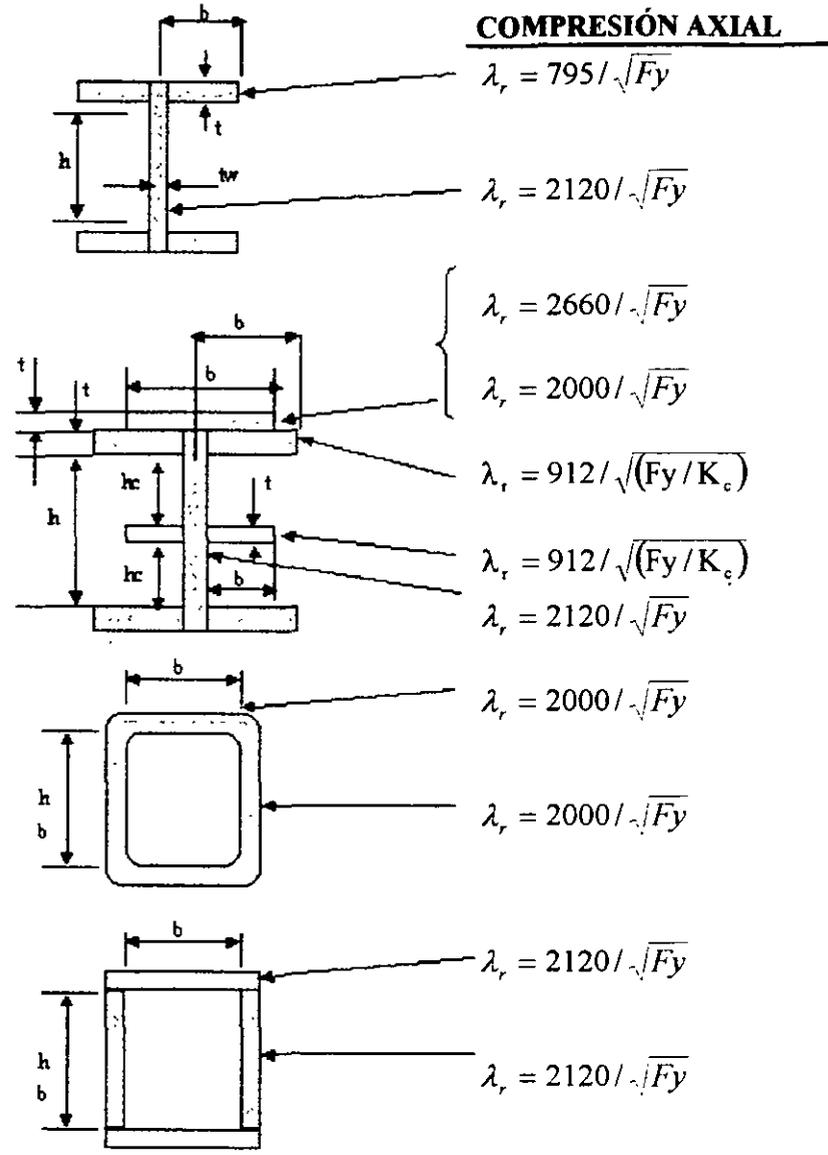
TABLA B5.1

RELACIONES LIMITES ANCHO-ESPESOR PARA ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACION ANCHO - ESPESOR	RELACIONES LIMITES ANCHO - ESPESOR	
		λ_p (sección compacta)	λ_r (sección no compacta)
Patines de perfiles I híbridas o vigas armadas soldadas a flexión	b/t	$\frac{545}{\sqrt{Fy_r}}$	$\frac{1358}{\sqrt{(Fy_r - 1160)/k_c}}$ [f]
Almas en flexión y compresión axial combinada	h/t _w	Para $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$ [c] $\frac{5730}{\sqrt{Fy}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y} \right)$ Para $P_u/\phi_b P_y > 0.125$ [c] $\frac{1600}{\sqrt{Fy}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \geq \frac{2120}{\sqrt{Fy}}$	[g] $\frac{8150}{\sqrt{Fy}} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$
Patines de perfiles I (incluyendo secciones híbridas y canales en flexión [a])	b/t	Sin sismo	Con sismo
		$\frac{545}{\sqrt{Fy_r}}$	$\frac{436}{\sqrt{Fy_r}}$
Almas en combinación - Flexión y compresión - Axial	h/t _w	Para $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$ [c] $\frac{5730}{\sqrt{Fy}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y} \right)$	$\frac{4360}{\sqrt{Fy}} \left(1 - \frac{1.54 P_u}{\phi_b P_y} \right)$
		Para $P_u/\phi_b P_y > 0.125$ [c] $\frac{1600}{\sqrt{Fy}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \geq \frac{2120}{\sqrt{Fy}}$	[g] $\frac{8150}{\sqrt{Fy}} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$

- [a] Para vigas híbridas, usar el esfuerzo de fluencia del patín Fy_r en lugar de Fy .
- [b] Supone el área neta de la placa en el agujero más ancho.
- [c] Supone una capacidad de rotación inelástica de 3. Para estructuras en zonas de alta sismicidad, una capacidad de rotación más grande debe ser requerida.
- [d] Para diseño plástico usar $1300/Fy$.
- [e] F_r = Esfuerzo residual de compresión en el patín.
 = 705 Kg/cm² para perfiles laminados
 = 1160 Kg/cm² para perfiles armados, soldados.
- [f] $K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ pero no menos que $0.35 \leq K_c \leq 0.763$
- [g] Para miembros de patines diferentes, ver apéndice B5.1. Fy es el esfuerzo mínimo de fluencia especificado del tipo de acero que se usa.

4.2 FÓRMULAS DE DISEÑO RELACIONES ANCHO ESPESOR.

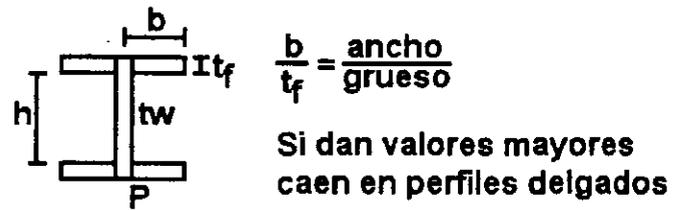


Si la relación $\lambda < \lambda_p$ La sección es compacta

$$\lambda = \frac{\text{ancho}}{\text{grueso}}$$

Si la relación $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ La sección no es compacta.

Si la relación $\lambda > \lambda_r$ Es un elemento esbelto en compresión, puede tener un pandeo local.

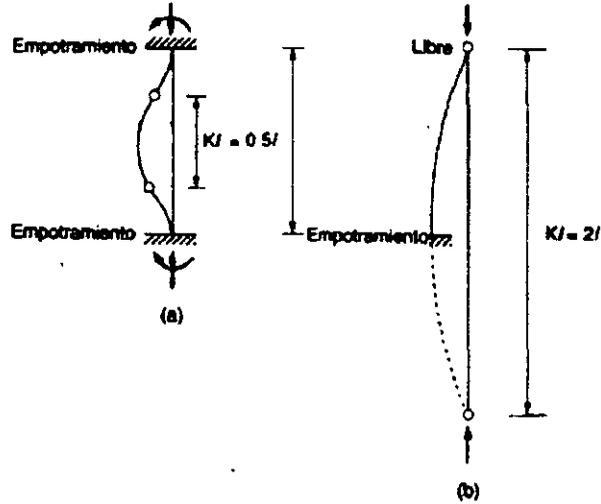


CONSTANTES RELACIÓN DE ELEMENTOS ANCHO GRUESO, EN FUNCION DE F_y

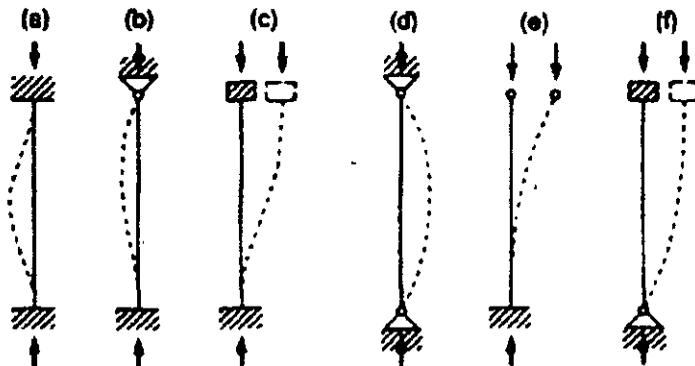
FÓRMULAS	VALORES	
	Fy Kg/cm ²	
RELACIÓN (SMD)	A - 36 (2530)	A - 50 (3520)
$436 / \sqrt{F_y}$	8.7	7.4
$545 / \sqrt{F_y}$	10.8	9.2
$640 / \sqrt{F_y}$	12.7	10.7
$795 / \sqrt{F_y}$	15.8	13.4
$1060 / \sqrt{F_y}$	21.2	18.0
$180 / \sqrt{F_y - 700}$	27.7	22.3
$1595 / \sqrt{\sqrt{F_y}}$	31.7	26.0
$2000 / \sqrt{F_y}$	39.7	33.7
$2120 / \sqrt{F_y}$	42.2	35.8
$2660 / \sqrt{F_y}$	52.8	44.8
$5370 / \sqrt{F_y}$	107.0	90.5
$8130 / \sqrt{F_y}$	162.0	137.0
$91,333 / F_y$	36.1	26.0
$145,540 / F_y$	57.5	41.4
$232,000 / F_y$	91.7	66.0
$630,000 / F_y$	249.0	179.0
$1475 / \sqrt{\sqrt{F_y}}$	19.33	

4.3 LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO EN COLUMNAS AISLADAS Y FORMANDO PARTE MARCOS.

$r = \text{Radio de giro} = \sqrt{\frac{I}{A}}$ $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$ $F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$

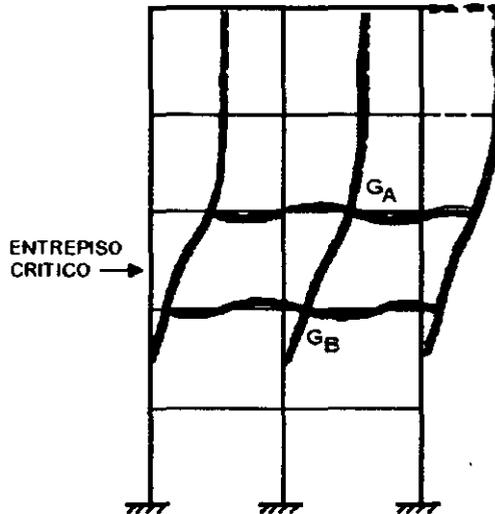
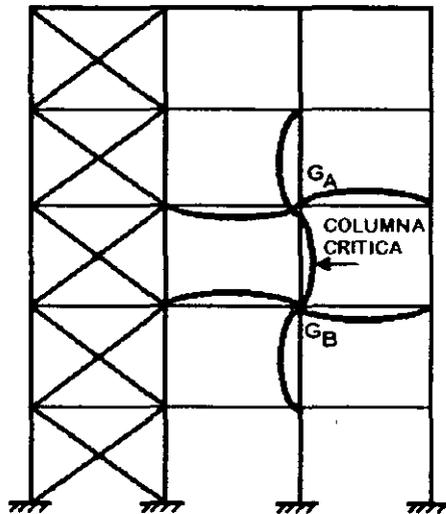
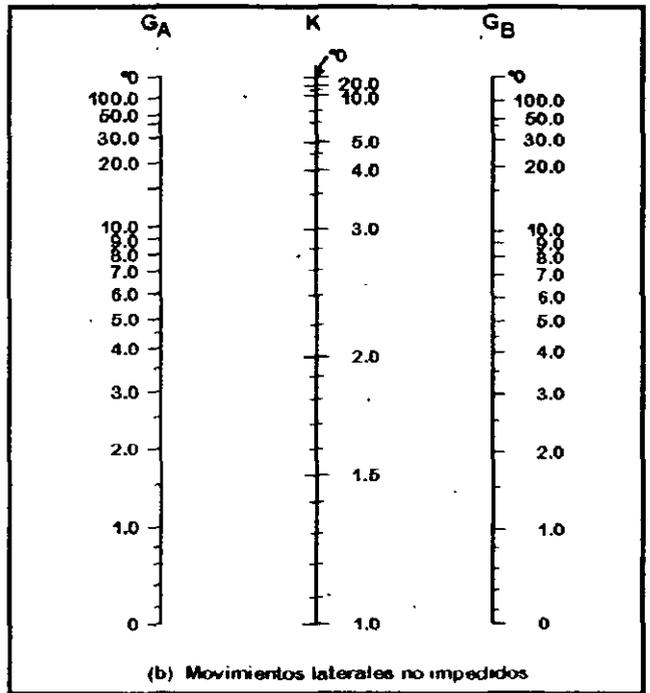
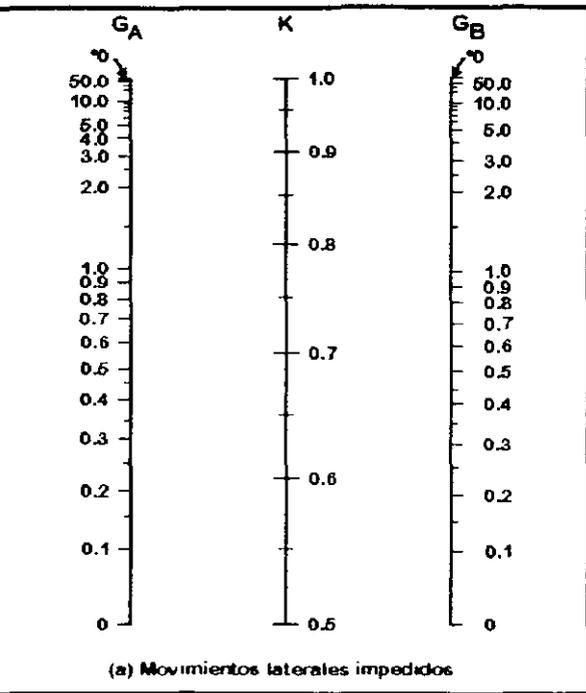


La forma pandeada de la columna se muestra con líneas de rayas.



Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para K cuando se está cerca de las condiciones ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0 ← Valores recomendables -- para diseño

Símbolos para las condiciones de extremo		Rotación impedida	Traslación impedida
		Rotación libre	Traslación impedida
		Rotación impedida	Traslación libre
		Rotación libre	Traslación libre



EN NUDOS

EN APOYOS

VALORES RECOMENDABLES PARA DISEÑO.

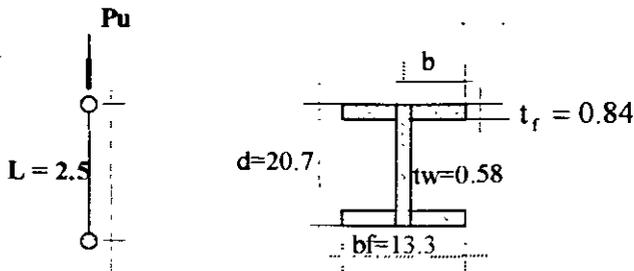
$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_{COL}}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_{TRA}}$$

$G_A = 1$ EMPOTRE

$G_A = 10$ ARTICULACIÓN

4.4 EJEMPLOS UTILIZANDO PERFILES LAMINADOS Y COMPUESTOS

Ejemplo 4.4.(1) Diseñar la capacidad de carga de una columna doblemente articulada IR = 203 x 26.6 con una altura de 2.50 mts para acero A36.



Revisión de la sección si es o no compacta.

PATIN

ALMA

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{6.65}{0.84} = 7.92 < 10.80$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{19.02}{0.58} = 32.79 < \lambda_r$$

$$\lambda_p = \frac{545}{\sqrt{F_y}} = \frac{545}{\sqrt{2530}} = 10.80$$

$$\lambda_r = \frac{2120}{\sqrt{F_y}} = \frac{2120}{\sqrt{2530}} = 42.20$$

Nos indica que no habrán pandeos locales.

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Del Manual IMCA} \quad r_x = 8.7\text{cm} \quad r_y = 3.1\text{cm} \quad \text{Siempre se toma el menor valor de } r \text{ ya que es el mas desfavorable en compresión.}$$

Sustituyendo

$$\lambda_c = \frac{1 \times 250}{\pi \times 3.1} \sqrt{\frac{2530}{2'040,000}} = 0.904 : \text{ es menor de 1.5 entonces ocupamos la fórmula de la inelástica.}$$

Como $\lambda_c < 1.5$ $F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.904^2}) 2530 = 1,797.10 \text{ Kg/cm}^2$

$$\phi_c = 0.85$$

$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$ Del Manual (IMCA) $A_g = 33.90 \text{ cm}^2$

Sustituyendo

$$\phi_c P_n = 0.85 \times 1,797.1 \times 33.9 = 51.783.40 = 51.78 \text{ Ton}$$

Otro procedimiento

$$\frac{KL}{rx} = \frac{1 \times 250}{8.7} = 28.74$$

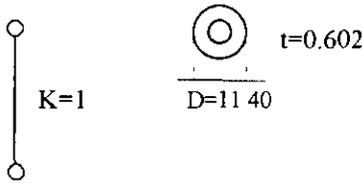
$$\frac{KL}{ry} = \frac{1 \times 250}{3.1} = 80.64$$

Entrando a la tabla con $\frac{KL}{r} = 80$ (mayor)

$$\phi F_{cr} = 1.539 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \times A_g = 1.539 \times 33.9 = 52.17 \text{ Ton}$$

Ejemplo 4.4.(2) Encontrar la capacidad en compresión axial de un tubo circular OC de 114 x 6.02 para una altura de 2.00 m. NOM B-177, A-53 Tipo B. $F_y = 2460 \text{ Kg/cm}^2$.



$$\lambda = \frac{D}{t} = \frac{11.40}{0.602} = 18.94$$

$$\lambda_p = \frac{145,540}{2460} = 59.16$$

$$\lambda_r = \frac{232,000}{2460} = 94.30$$

Se compara $18.94 < 59.16$ entonces la sección es compacta

$$A_g = 20.48 \text{ cm}^2 \quad \frac{KL}{r} < 200; \frac{1 \times 200}{3.83} = 52.22 < 200$$

$$r = 3.83 \text{ cm} \quad \lambda_c = \frac{1 \times 200}{\pi \times 3.83} \sqrt{\frac{2460}{2'040,000}} = 0.577 < 1.5 \text{ entonces ocupamos la fórmula de pandeo inelástico.}$$

$$F_{cr} = (0.658^{0.577^2}) 2460 = 2,140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = 0.85 \times 2140 \times 20.48 = 37,253.12 \text{ Kg} = 37.25 \text{ Ton}$$

FLEXIÓN DE VIGAS

1. FLEXIÓN SIMPLE, MOMENTO ELÁSTICO Y PLÁSTICO.

La resistencia de las vigas a flexión depende de manera muy importante del soporte lateral del patin de compresión distinguiéndose básicamente 3 clases de soporte.

- 1.- Se supondrá que las vigas tienen soporte lateral continuo en sus patines de compresión.
- 2.- Luego se supondrá que las vigas están soportadas lateralmente en sus patines de compresión a intervalos cortos.
- 3.- Por último se supondrá que las vigas están soportadas en sus patines de compresión intervalos cada vez más grandes.

FLEXIÓN SEGÚN AISC (LFRD)

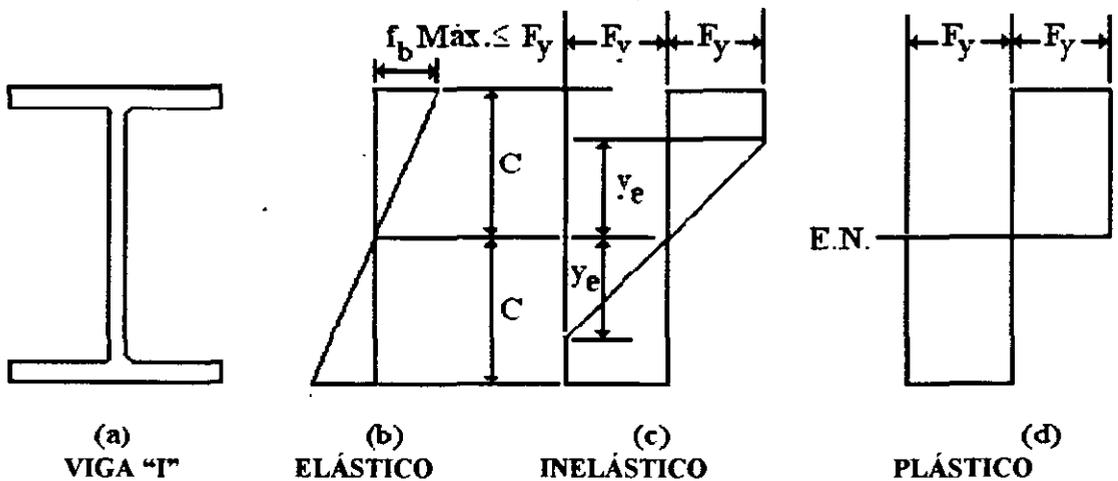


Figura 1a Distribución del esfuerzo normal debido a flexión en los rangos elástico e inelástico

$\phi_b M_n$: RESISTENCIA A LA FLEXIÓN: $\phi_b = 0.90$

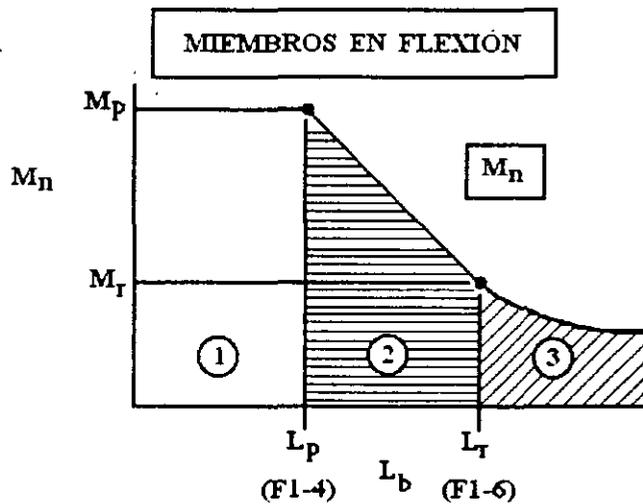


Figura 1b

<p>Zona I Momento Plástico</p>	$M_n = M_p = Z_x F_y \leq 1.5 M_y$ $M_y = F_y S_x$ <p style="text-align: right;">(F1-1)</p>
<p>Zona II Momento Inelástico</p>	$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$ <p style="text-align: right;">(F1-2)</p> $M_r = S_x (F_y - F_r)$ <p>$F_r = 705 \text{ Kg/cm}^2$; Vigas laminadas $F_r = 1160 \text{ Kg/cm}^2$; Vigas soldadas</p>
<p>Zona III Pandeo Elástico por Torsión Lateral</p>	$M_n = M_{cr} = C_b \left[\frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \right] \leq M_p$ <p style="text-align: right;">(F1-13)</p> $M_n = M_{cr} = \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{\left(\frac{L_b}{r_y} \right)} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 \cdot X_2}{2 \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^2}} \leq M_p$

Z_y = Módulo de la sección plástica con respecto al eje centroide menor (o y). cm^3

Z_x = Módulo de la sección plástica con respecto al eje centroide mayor (o x). cm^3

S_x = Módulo de la sección elástica con respecto al eje centroide mayor (o x). cm^3

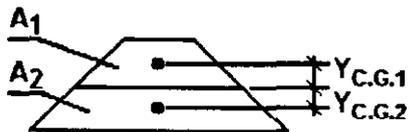
C_w = Constante de alabeo cm^6

J = Constante de torsión cm^4

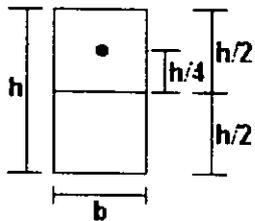
Módulo de sección elástico $S_x = \frac{Ix}{C}$

Módulo de sección plástica (Z)

El módulo de sección plástica divide a la sección en 2 partes de áreas iguales siendo entonces la suma de los momentos estáticos de estas áreas respecto al centro de áreas de la sección el módulo de sección plástica.



$A_1 = A_2$ $Z = A_1 Y_{C.G.1} + A_2 Y_{C.G.2}$



$$S = \frac{bh^3}{12} \times \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{6}$$

$$Z = \left(\frac{bh}{2} \times \frac{h}{4} \right) \times 2 = \frac{bh^2}{4}$$

Las longitudes L_p y L_r se definen en la sec. F1.2 de la especificación AISC LRFD como sigue:

Para secciones de perfiles I y canales sometidos a flexión alrededor de su eje mayor

$$L_p = \frac{2516 r_y}{\sqrt{F_y}} \quad (F1-4)$$

Para vigas de barras rectangulares sólidas y cajones:

$$L_p = \frac{264000 r_y}{M_r} \sqrt{J A} \quad (F1-5)$$

donde:

- r_y = Radio de giro con respecto al eje centroide menor (o y). cm.
- A = Área de la sección transversal. cm^2 .
- J = Constante de torsión. cm^4 .

La longitud límite lateralmente no arriostrada L_r y el momento de pandeo M_r , correspondiente se determinan como sigue

Para las secciones de perfiles en I, doble o uni-simétricas con el ala de compresión mayor que o igual al ala de tracción, y canales cargados en el plano del alma.

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_L^2}} \quad (F1-6)$$

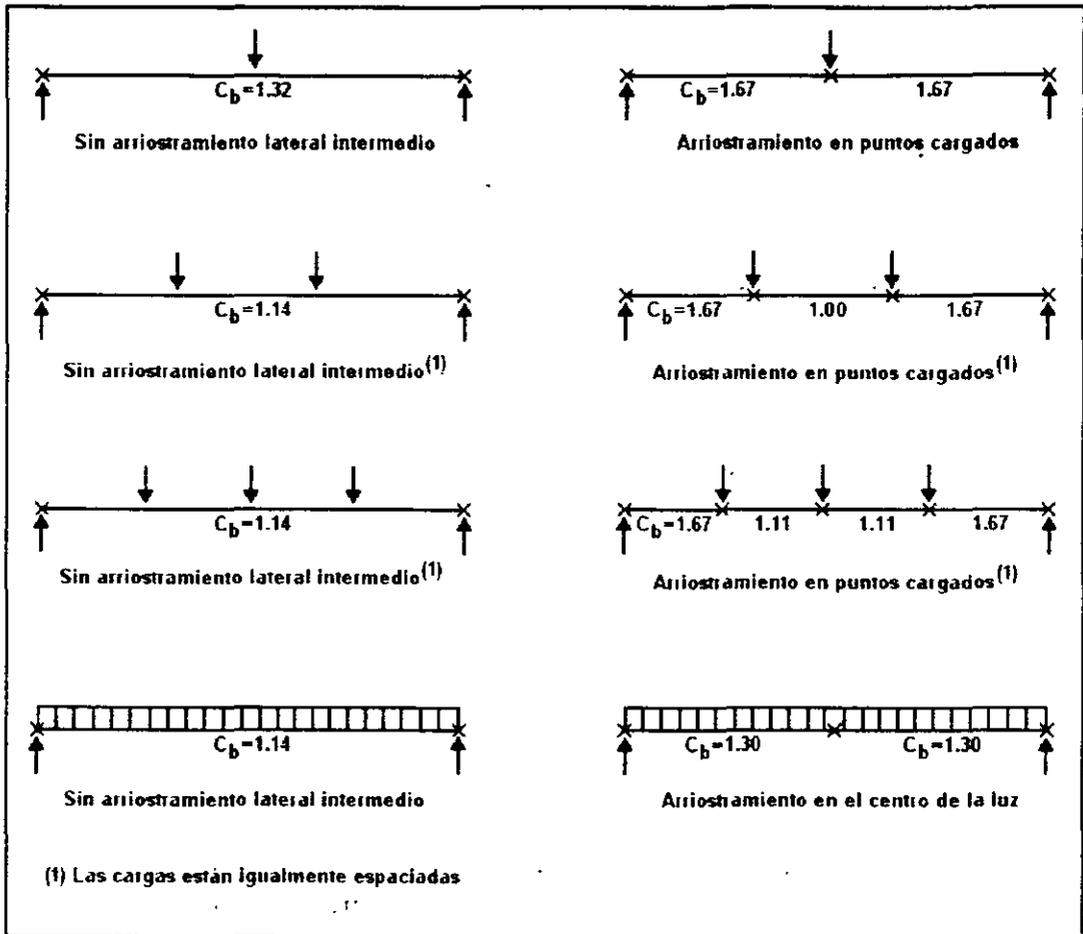
$$M_r = F_L S_x \quad (F1-7)$$

$$\text{donde } X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (F1-8)$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (F1-9)$$

donde

- E = Módulo de elasticidad del acero = 2040000 (Kg/cm²)
- G = Módulo de elasticidad al corte del acero = 780000 (Kg/cm²)
- I_y = Momento de inercia alrededor del eje centroide (o y). cm^4
- C_w = Constante de alabeo. cm^6 .
- F_L = $(F_{yf} - F_r)$ ó F_{yw} se toma el menor (Kg/cm²)
- F_{yf} = Esfuerzo de fluencia en el patín (Kg/cm²)
- F_{yw} = Esfuerzo de fluencia en el alma (Kg/cm²)



VALORES DE C_b PARA VARIOS CASOS

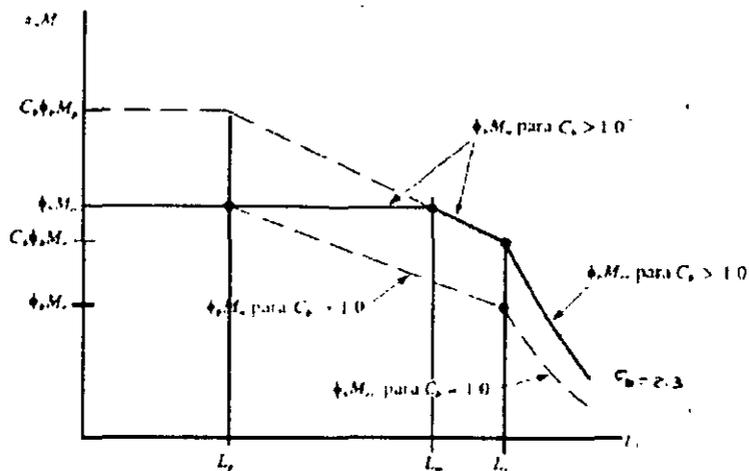


Figura 4.4 Determinación de la resistencia de diseño a la flexión $\phi_b M_n$ ($C_b > 1.0$)

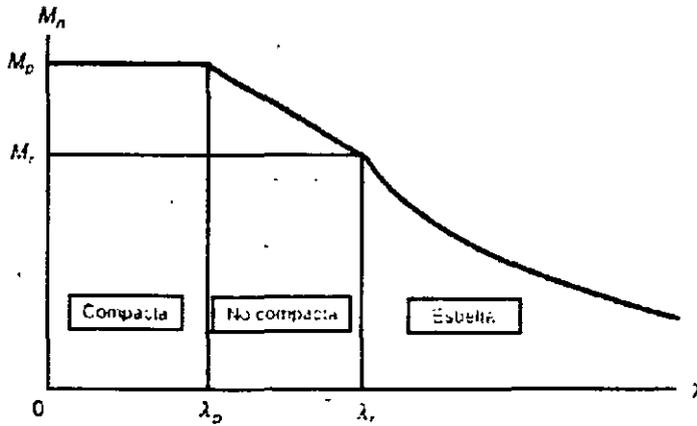


Figura 4.5 Clasificación de secciones transversales por pandeo local de placa.

Si $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_n = M_p$$

Si $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$

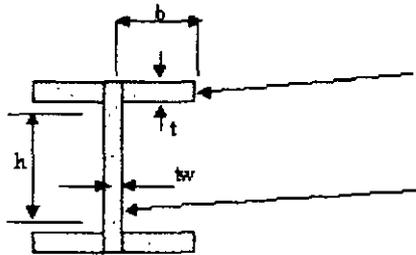
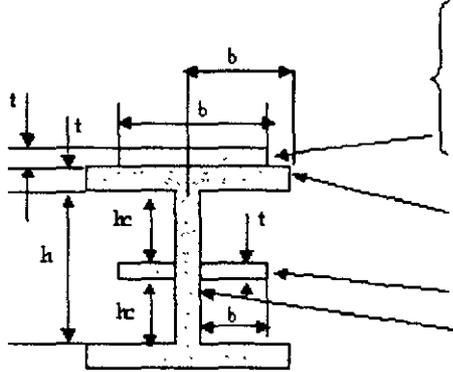
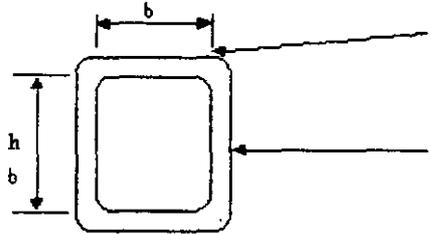
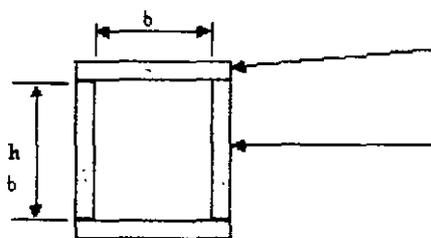
$$M_n = \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \leq M_p$$

Si $\lambda > \lambda_r$

$$M_n = M_{cr} = SF_{cr} \leq M_p$$

2. PANDEO LOCAL, ELEMENTOS ATIESADOS Y NO ATIESADOS.

Para evitar el pandeo local es necesario cumplir con que la relación ancho-grueso $\lambda < \lambda_r$.

	<i>FLEXIÓN</i>	
	$\lambda_p = 545 / \sqrt{F_y}$	$\lambda_r = 1180 / \sqrt{F_y - 705}$
	$\lambda_p = 5370 / \sqrt{F_y}$	$\lambda_r = 8130 / \sqrt{F_y}$
	Perforada	$\lambda_r = 2660 \sqrt{F_y}$
	$\lambda_p = 1595 / \sqrt{F_y}$	$\lambda_r = 2000 / \sqrt{F_y}$
	$\lambda_p = 545 / \sqrt{F_y}$	$\lambda_r = 912 / \sqrt{(F_{yw} - 1160) / K_c}$
		$\lambda_r = 795 / \sqrt{F_y}$
	$\lambda_p = 5370 / \sqrt{F_y}$	$\lambda_r = 8130 / \sqrt{F_y}$
	$\lambda_p = 1595 / \sqrt{F_y}$	$\lambda_r = 2000 / \sqrt{F_y}$
	$\lambda_p = 5370 / \sqrt{F_y}$	$\lambda_r = 8130 / \sqrt{F_y}$
		$\lambda_r = 2120 / \sqrt{F_y}$
		$\lambda_r = 8130 / \sqrt{F_y}$

254 * 17.9	2	100.04	22.8	179	2.5	120886.95	25.1	0.53	24.57	91	13733.83	4.65E-06	297.992
254 * 22.3	2.1	105.04	28.5	226	4.2	138750.22	25.4	0.69	24.71	120	18317.52	2.66E-06	324.753
254*25.3	2.1	105.04	32.2	265	6.7	158859.98	25.7	0.84	24.86	148	22866.73	1.45E-06	337.844
254*28.5	2.2	110.05	36.3	308	9.6	173713.37	26	1	25.00	176	27500.00	9.66E-07	365.941
254*32.9	3.4	170.07	41.9	380	10	154389.75	25.8	0.91	24.89	475	73567.06	1.34E-06	525.648
254*38.5	3.5	175.07	49.1	457	16.6	179049.71	26.2	1.12	25.08	587	92306.69	7.16E-07	578.652
254*44.8	3.5	175.07	57	531	25.8	206989.25	26.6	1.3	25.30	695	111215.64	4.07E-07	632.037
254*49.9	4.9	245.10	62.6	574	24.1	193945.11	24.7	1.1	23.60	1523	212062.52	4.74E-07	840.676
254*58.2	5	250.10	74.2	690	40.8	228548.29	25.2	1.35	23.85	1873	266351.14	2.44E-07	959.223
254*67.4	5.1	255.11	85.8	805	62.9	261558.07	25.7	1.1	24.60	2223	336317.67	1.49E-07	1089.803
254*72.9	6.5	325.14	92.9	895	57.9	234865.45	25.3	1.42	23.88	3888	554287.28	2.05E-07	1267.729
254*80.0	6.5	325.14	101.9	983	75.8	256249.61	25.6	1.56	24.04	4287	619387.47	1.46E-07	1359.567
254*89.10	6.5	325.14	113.6	1093	103	283649.91	26	1.73	24.27	4828	710962.71	9.96E-08	1482.719
254*101.3	6.6	330.14	129	1240	148	319373.64	26.4	1.96	24.44	5577	832804.49	6.30E-08	1673.699
254*114.5	6.6	330.14	145.8	1408	213	358724.42	26.9	2.21	24.69	6410	976877.75	4.00E-08	1864.032
254*131.2	6.7	335.14	167.1	1614	313	406117.68	25.7	2.51	23.19	7451	1001742.43	2.15E-08	2126.971
254*148.9	6.7	335.14	189.7	1835	454	458374.62	28.2	2.84	25.36	8616	1385301.16	1.58E-08	2395.222
254*166.6	6.8	340.14	212.3	2065	629	507195.39	28.9	3.18	25.72	9823	1624523.81	1.07E-08	2684.399
305*21.1	1.9	95.04	26.8	244	2.9	103555.13	30.3	0.57	29.73	98	21654.89	9.40E-06	278.710
305*23.9	2	100.04	30.4	280	4.2	115664.06	30.5	0.67	29.83	117	26027.50	5.94E-06	298.850
305*28.2	2.1	105.04	35.9	349	7.5	134755.80	30.9	0.89	30.01	157	35348.55	2.93E-06	320.771
305*32.8	2.2	110.05	41.8	416	12	154305.17	31.3	1.08	30.22	194	44292.55	1.65E-06	350.350
305*38.7	3.8	190.08	49.4	547	12.5	130204.56	31	0.97	30.03	720	162324.16	2.59E-06	549.259
305*44.5	3.9	195.08	56.7	633	19.1	149004.55	31.3	1.12	30.18	845	192413.34	1.50E-06	591.468
305*52.2	3.9	195.08	66.5	747	30.8	173644.33	31.8	1.32	30.48	1020	236902.75	8.21E-07	635.420

CALCULO DE Lp Y Lr PARA PERFILES IR

d*peso	ry	Lp	A	Sx	J	X1	d	tf	h	Iy	Cw	X2	Lr
102 * 19.4	2.5	125.05	24.7	89	6.2	398519.29	10.6	0.88	9.72	161	3802.76	2.92E-08	781.169
127 * 23.7	3.2	160.07	32.3	140	7.9	327025.64	12.7	0.91	11.79	313	10877.07	6.56E-08	831.707
127 * 28.1	3.3	165.07	35.7	167	12.9	368304.93	13.1	1.09	12.01	380	13702.81	3.63E-08	955.562
152 * 13.6	2.3	115.05	17.3	91	1.7	170805.23	15	0.55	14.45	91	4750.26	8.99E-07	372.730
152 * 18.0	2.3	115.05	22.9	120	3.7	219853.00	15.3	0.71	14.59	124	6598.91	3.36E-07	434.223
152 * 24.0	2.3	115.05	30.6	167	9.2	287960.68	16	1.03	14.97	184	10308.64	1.11E-07	534.623
152 * 22.4	3.7	185.08	28.6	159	4.2	197562.98	15.2	0.66	14.54	388	20506.93	4.55E-07	644.114
152 * 29.7	3.8	190.08	37.9	220	9.9	252353.63	15.7	0.93	14.77	554	30214.18	1.62E-07	786.509
152 * 37.2	3.9	195.08	47.4	274	19.1	314738.83	16.2	1.16	15.04	712	40263.88	6.99E-08	977.075
203 * 15.0	2.1	105.04	19.1	128	1.7	127592.81	20	0.52	19.48	87	8253.48	3.23E-06	308.998
203 * 19.4	2.1	105.04	24.8	162	3.7	169475.42	20.3	0.65	19.65	114	11004.49	1.11E-06	347.130
203 * 22.5	2.2	110.05	28.6	193	5.8	191264.66	20.6	0.8	19.80	142	13917.42	6.52E-07	384.487
203 * 26.6	3.1	155.06	33.9	249	7.1	178576.67	20.7	0.84	19.86	332	32736.83	7.29E-07	512.187
203 * 31.2	3.2	160.07	39.7	298	11.7	207284.56	21	1.02	19.98	407	40618.64	3.89E-07	576.405
203 * 35.9	4.1	205.09	45.7	342	14.6	216472.86	20.1	1.02	19.08	762	69350.84	3.00E-07	755.591
203 * 41.8	4.1	205.09	53.2	398	22.5	249148.94	20.5	1.18	19.32	903	84263.99	1.75E-07	841.210
203 * 46.2	5.1	255.11	58.9	451	22.5	231348.88	20.3	1.1	19.20	1544	142295.04	2.22E-07	984.610
203 * 52.2	5.2	260.11	66.5	511	32	258737.84	20.6	1.26	19.34	1763	164856.19	1.43E-07	1097.292
203 * 59.3	5.2	260.11	75.5	582	46.6	292104.66	21	1.42	19.58	2044	195905.34	8.98E-08	1217.487
203 * 71.4	5.3	265.11	91	710	81.6	347858.38	21.6	1.74	19.86	2535	249963.42	4.48E-08	1454.183
203 * 86.6	5.3	265.11	110.3	852	139	416534.14	22.2	2.06	20.14	3126	316991.72	2.29E-08	1726.646
203 * 99.8	5.4	270.11	127.1	990	211	474104.25	22.9	2.37	20.53	3688	388605.39	1.39E-08	1995.246

305*59.8	4.9	245.10	76.1	850	39.5	184870.23	30.3	1.31	28.99	1836	385752.83	5.84E-07	818.109
305*66.9	4.9	245.10	85.2	952	54.5	205152.18	30.6	1.46	29.14	2081	441764.88	3.89E-07	873.576
305*74.4	5	250.10	94.8	1060	74.1	226622.20	31	1.63	29.37	2343	505266.13	2.65E-07	956.280
305*79.0	6.31	315.63	100.7	1157	65.8	201645.88	30.6	1.46	29.14	3987	846379.90	3.94E-07	1106.971
305*86.1	6.41	320.63	109.7	1278	87.4	219595.39	31	1.63	29.37	4454	960501.65	2.77E-07	1191.529
305*96.7	7.21	360.65	123.2	1440	90.7	210397.97	30.8	1.54	29.26	7242	1550055.23	3.24E-07	1298.941
305*106.9	7.51	375.66	136.1	1596	122	231404.14	31.1	1.7	29.40	8116	1753786.44	2.22E-07	1450.121
305*117.5	7.7	385.16	149.7	1753	160	253036.99	31.4	1.87	29.53	8991	1960084.98	1.57E-07	1595.830
305*129.7	7.8	390.16	165.2	1934	212	277339.37	31.8	2.06	29.74	10031	2218023.62	1.11E-07	1745.994
305*142.8	7.8	390.16	181.9	2147	286	304482.52	32.3	2.29	30.01	11238	2530235.98	7.62E-08	1894.688
305*158.0	7.9	395.16	201.3	2376	380	333627.84	32.7	2.51	30.19	12529	2854845.72	5.35E-08	2085.586
305*178.8	8	400.17	227.8	2671	537	375305.69	33.3	2.81	30.49	14360	3337407.96	3.45E-08	2358.952
305*202.1	8	400.17	257.4	3048	770	418629.38	34.1	3.18	30.92	16566	3959466.17	2.25E-08	2618.966
305*226.4	8.1	405.17	288.4	3425	1074	465730.02	34.8	3.56	31.24	18897	4610573.21	1.49E-08	2941.153
305*253.2	8.2	410.17	322.6	3851	1482	514609.50	35.6	3.96	31.64	21519	5385611.78	1.02E-08	3283.647
305*282.6	8.3	415.17	360	4310	2031	568622.42	36.5	4.41	32.09	24516	6311448.68	6.96E-09	3667.775
305*313.0	8.3	415.17	398.7	4785	2693	620660.91	37.4	4.83	32.57	27638	7329631.46	5.03E-09	4000.261
305*342.9	8.3	415.17	436.8	5260	3488	672572.10	38.2	5.26	32.94	30884	8377621.64	3.71E-09	4332.475
305*375.3	8.5	425.18	478.1	5785	4495	726299.75	39.1	5.72	33.38	34464	9600157.43	2.77E-09	4789.458
305*414.5	8.6	430.18	528.4	6440	5952	789263.53	40.3	6.27	34.03	39000	11290898.78	2.04E-09	5264.290
305*453.8	8.7	435.18	578.1	7128	7700	848348.30	41.5	6.87	34.63	43704	13102862.37	1.54E-09	5723.005
305*500.4	8.8	440.18	637.4	7915	10114	919415.08	42.7	7.51	35.19	49531	15334006.34	1.14E-09	6272.665
356*32.9	2.6	130.05	41.9	475	8.7	115204.13	34.9	0.85	34.05	291	84346.53	5.19E-06	377.004
356*38.9	2.7	135.06	49.6	578	15	135255.11	35.3	1.07	34.23	371	108674.52	2.61E-06	405.912
356*44.8	3.8	190.08	57.1	688	15.8	125127.62	35.2	0.98	34.22	816	238885.71	3.33E-06	551.422



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

APLICACIÓN DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MEXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

TEMA

ANALISIS Y DISEÑO DE CONEXIONES

**EXPOSITOR: ING. OCTAVIO BARON LUNA
PALACIO DE MINERIA
JUNIO DEL 2001**

ANÁLISIS Y DISEÑO DE CONEXIONES

ING. OCTAVIO BARON LUNA

ENERO DE 2001

ANALISIS Y DISEÑO DE CONEXIONES

INDICE:

**CAPITULO 6.- ANALISIS Y DISEÑO DE PLACAS BASE
PARA COLUMNAS**

**CAPITULO 7.- ANALISIS Y DISEÑO DE CONEXIONES ATORNILLADAS
Y SOLDADAS**

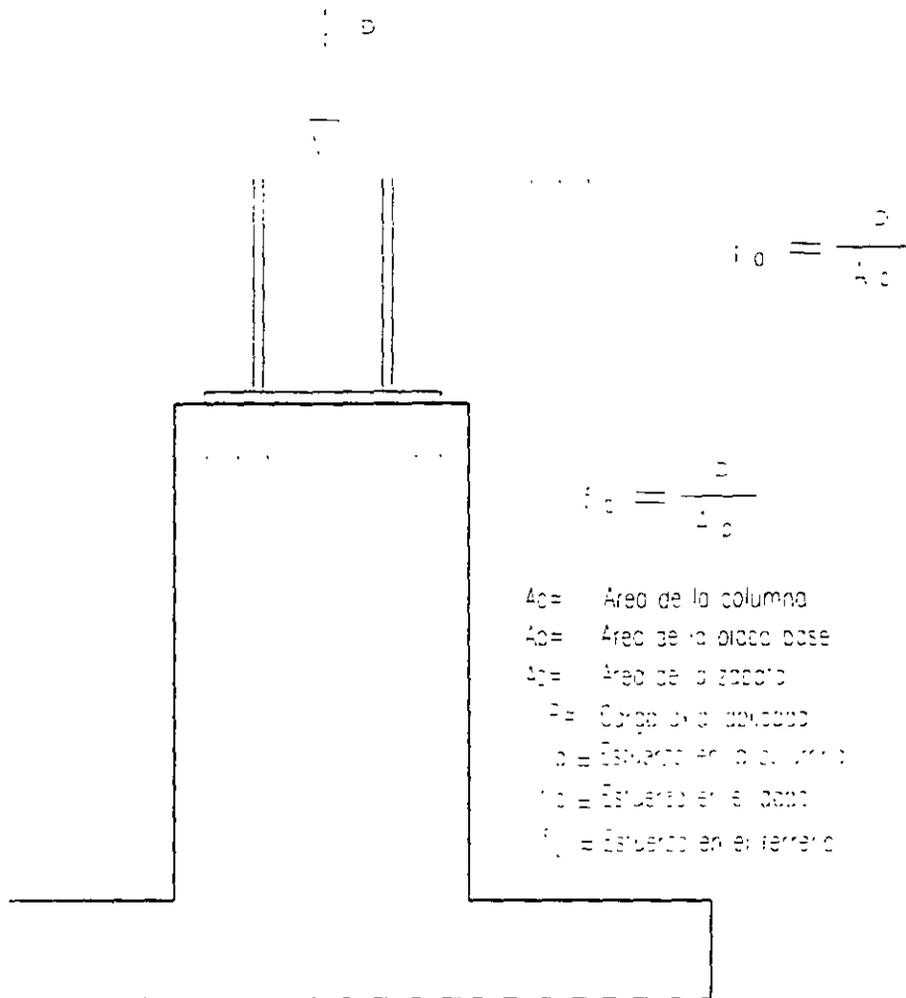
CAPITULO 8.- ANALISIS Y DISEÑO DE CONEXIONES TRABE COLUMNA

CAPITULO 6

6. DISEÑO DE PLACAS BASE PARA COLUMNAS

6.1 PLACAS BASE SUJETAS A CARGA AXIAL.

La función de las placas base es similar a la de las zapatas y se puede ilustrar en la figura siguiente, en la que :



Como puede observarse, en los dos casos se presenta una transición entre dos materiales de resistencia distinta (concreto y acero en la parte superior, y concreto y terreno en la parte inferior), por lo que se requiere de una ampliación en la superficie de contacto, de tal forma que los esfuerzos en el material de menor resistencia, no rebasen un valor permisible, en éste caso las especificaciones del D.F., recomiendan que no se excedan los valores de las fuerzas permisibles siguientes :

$$P_r = 0.50 f'_c A_1$$

sobre el área total de un apoyo de concreto

$$P_r = 0.50 f'_c A_1 \quad \frac{A_1}{A_2} \leq f'_c A_1$$

sobre menos del área total de un apoyo de concreto.

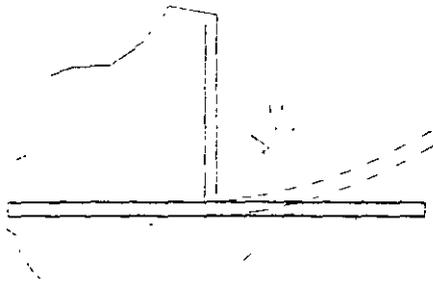
En las ecuaciones anteriores :

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

A_1 = Area de contacto de la placa con el concreto.

A_2 = Area de la sección transversal del apoyo de concreto.

El espesor de la placa base, al igual que en las zapatas, debe ser tal, que no se flexione al actuar la reacción del concreto, ya que de ésta forma se reducirá la zona de contacto de la placa y los esfuerzos de aplastamiento podrían rebasar a los permisibles del concreto, en general se acostumbra analizar el efecto de una longitud unitaria (1cm) de placa, con lo que la sección transversal que resiste la flexión sería de base 1 cm y de peralte "t", siendo su módulo de sección :



$$Z_x = \frac{t^2}{4}$$

$$M_R = F_R Z_x F_y$$

Sustituyendo Z_x tenemos:

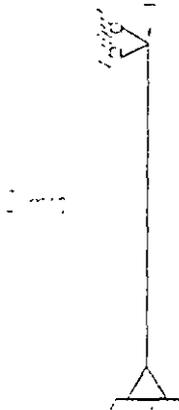
$$M_R = F_R \frac{t^2}{4} F_y \quad \text{Igualando al } M_u \text{ y despejando } t$$

$$t = \sqrt{\frac{4M_u}{F_R F_y}}$$

Con ésta última ecuación se puede obtener el espesor de la placa necesaria para proporcionarle la rigidez adecuada, y el esfuerzo de $F_R F_y$ corresponde al de plastificación de elementos rectangulares macizos, flexionados con respecto a su eje débil. En los ejemplos siguientes se ilustra la aplicación de las fórmulas anteriores.

EJEMPLO 6.1 : Determinar la placa base necesaria para la columna siguiente, si el concreto de su dado será de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y el acero de la columna es A-36

Determinación de la carga máxima que soporta la columna



$$P_{\max} = F_R A_t F_{cr}$$

Propiedades de un ángulo :

$$A = 28.13 \text{ cm}^2, I_x = 640.6 \text{ cm}^4$$

$$x=y=4.16$$

$$I_x = 2 \left[640.6 + 28.13(3.44)^2 \right] = 1947 \text{ cm}^4$$

$$A_t = 2 \times 28.13 = 56.26 \text{ cm}^2$$

$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{1947}{56.26}} = 5.88 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0 \times 300}{5.88} = 51 \rightarrow \frac{P_{\max}}{A_t} = 1746 \text{ kg cm}^2$$

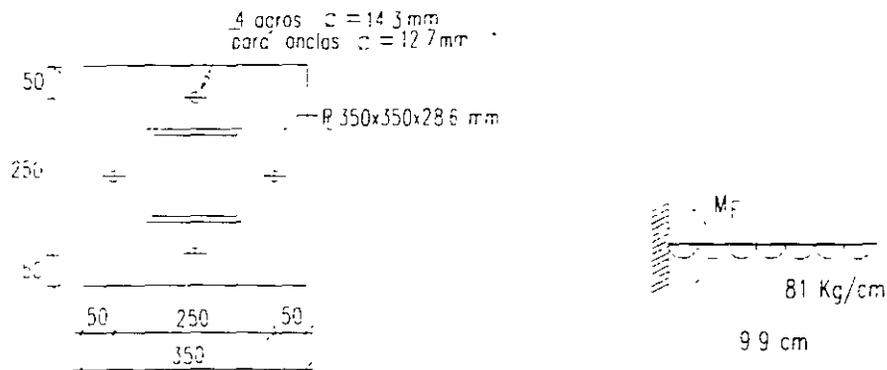
$$P_{\max} = 1746 \times 56.26 = 98230 \text{ kg} \approx 98.3 \text{ Ton}$$

∴ Se diseñará la placa base para resistir una carga axial de 98.3 Ton; considerando el apoyo total en el área de concreto

$$P_p = 0.50 f'_c A_t = P_{\max}$$

$$A_{\min} = \frac{98300}{100} = 983 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{983} = 31.3 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$



El espesor se encontraría por medio del momento flexionante de la zona en voladizo que quedaría en la placa, que será el siguiente :

$$f_p = \frac{98300}{35 \times 35} = 81 \text{ kg cm}^2 \text{ (esfuerzo de aplastamiento en el concreto).}$$

$$M_p = \frac{81(9.9)^2}{2} = 3970 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$t = \frac{4 \times 3970}{0.9 \times 2530} = 2.64 \text{ cm transformando en octavos de pulgadas } N^{\circ} \frac{2.64}{0.32} = 8.34 \sim 9$$

con $t = 28.6 \text{ mm (1 1/8") } > 26.4 \text{ mm bien.}$

Quedando una placa de 350 x 350 x 28.6 mm; en éste caso se colocarían 4 anclas $\phi = 12.7 \text{ mm}$ (anclas mínimas), con el arreglo mostrado, que intenta quitarle rigidez a la base para tener el comportamiento de articulación. (liberar los momentos). en la base de la columna, de acuerdo al tipo de apoyo considerado inicialmente.

EJEMPLO 6.2 :

EJEMPLO 6.2 :

Resolver el problema 6.1 pero con una columna IR - 305 x 59.8. Propiedades de la sección (obtenidas del manual IMCA) :

$$A = 76.1 \text{ cm}^2 \quad d = 303 \text{ mm} \quad b_f = 203 \text{ mm} \quad r_y = 4.9 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r_{\min}} = \frac{1.0 \times 300}{4.9} = 61 \quad \rightarrow \quad \frac{P_{\max}}{A} = 1576 \text{ kg cm}^2$$

$$P_{\max} = 1576 \times 76.1 = 119934 \text{ kg} \approx 120.0 \text{ Ton}$$

$$P_p = 0.50 f_c' A_1 = P_u$$

$$A_{\min} = \frac{120000}{100} = 1200 \text{ cm}^2$$

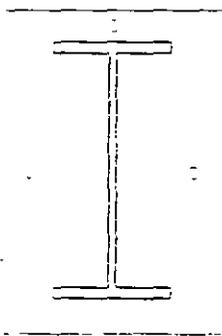
$$b = \sqrt{1200} = 34.6 \text{ cm}$$

En éste caso, por ser una sección rectangular, conviene que la placa también lo sea, para que la zona en voladizo no se incremente y resulte un espesor mayor, por lo tanto el valor anterior es sólo indicativo; y nos sirve para proponer las dimensiones tentativas, usando en éste caso una sección de 450x300 mm.

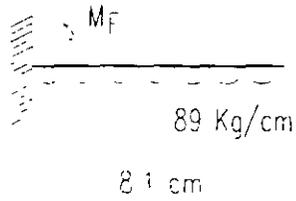
$$A = 45 \times 30 = 1350 \text{ cm}^2 > 1200 \text{ cm}^2 \text{ bien.}$$

$$P_p = 0.50 \times 200 \times 1350 = 135000 \text{ Kg} = 135 \text{ Ton} > 120 \text{ Ton}$$

Quedando la placa base de la forma siguiente :



En este caso, al tratar de encontrar el espesor de la placa se tendría el problema de la longitud que deberá tomarse para el cálculo del momento flexionante, debido a que se trata de una sección abierta; para estos casos, el A.I.S.C. permite sustituir a la sección original, por una equivalente, con dimensiones de 0.95d por 0.8b, la cual ha sido identificada con la zona sombreada en la figura anterior, de esta manera el volado crítico sería :



$$m = \frac{450 - (0.95 \times 303)}{2} = 81 \text{ mm} = 8.1 \text{ cm} \leftarrow \text{Rige}$$

$$n = \frac{300 - (0.8 \times 203)}{2} = 69 \text{ mm} = 6.9 \text{ cm}$$

$$f_p = \frac{120000}{1350} = 89 \text{ Kg/cm}^2$$

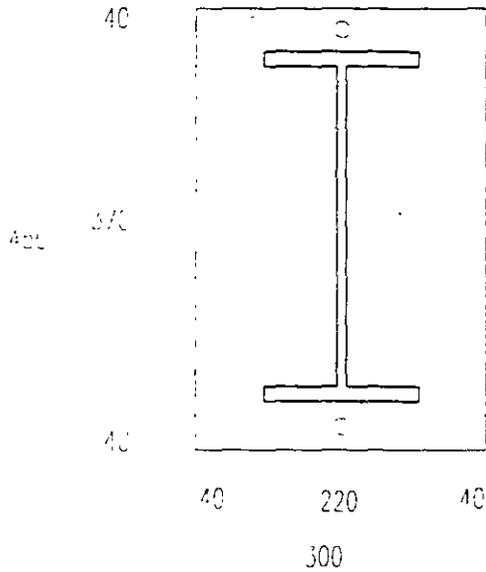
$$M_F = \frac{89(8.1)^2}{2} = 2920 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$t = \frac{4 \times 2920}{0.9 \times 2530} = 2.26 \text{ cm en octavos } N^\circ 7.1 \approx 8$$

con $t = 25.4 \text{ mm (1") } > 22.6 \text{ mm}$

Quedando el arreglo mostrado a continuación :

R_L 450x300x25.4 mm



4 AGROS. $\phi = 14.3$

PARA ANCLAS $\phi = 12.7$

6.2 PLACAS BASE SUJETAS A CARGA AXIAL Y FLEXION.

En estos casos, dependiendo de la magnitud de los elementos mecánicos, se pueden presentar las siguientes combinaciones de esfuerzos bajo la placa base :



En la figura del inciso 1) se han separado los esfuerzos axiales de los que genera la flexión, las cuales al sumarse, pueden dar origen a alguno de los diagramas de esfuerzos marcados en el inciso 2), dependiendo de la magnitud de la carga axial y del momento flexionante, en estos casos, se puede sustituir la carga axial y el momento por la misma carga colocada a una excentricidad $e=M/P$. El caso en donde los esfuerzos se igualan (inciso b), es de particular importancia y se analizará con los siguientes pasos :

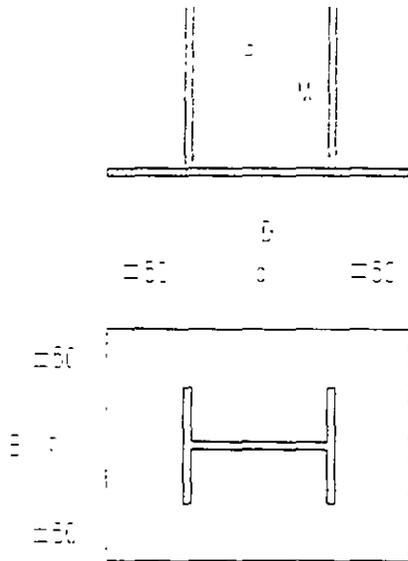
$$\frac{P}{A} = \frac{M}{S} \quad \text{como} \quad M = P \cdot e \quad \text{y} \quad S = \frac{BD^2}{6} \quad A = BD$$

$$\frac{P}{BD} = \frac{6P \cdot e}{BD^2} \quad \therefore \quad e = \frac{D}{6} \quad \text{recuerde que} \quad e = \frac{M}{P}$$

Con éste valor de la excentricidad, se puede inferir el tipo de diagrama de esfuerzos que se tendría bajo la placa, siendo como el inciso a) si $e < D/6$, como b) si $e = D/6$ y como c) si $e > D/6$. La aplicación de éstos conceptos será ilustrada en los ejemplos siguientes.

EJEMPLO 6.3 :

Determinar la placa base necesaria para la columna siguiente, si el concreto de su dado será de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y el acero es A-36



$$P_u = 70 \text{ Ton.}$$

$$M_u = 5.0 \text{ T} \cdot \text{m}$$

sección IR - 254 x 32.9 ($b_f = 146 \text{ mm}$; $d = 258 \text{ mm}$).

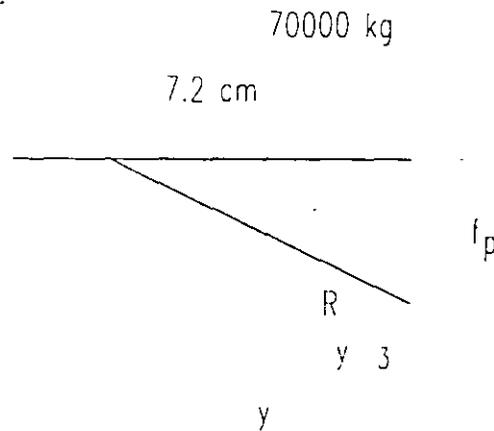
sección de placa mínima :

$$D = 258 + 100 = 358 \approx 360 \text{ mm}$$

$$B = 146 + 100 = 246 \approx 250 \text{ mm}$$

$$e = \frac{500 \text{ T} \cdot \text{cm}}{70 \text{ Ton}} = 7.2 \text{ cm} > \frac{D}{6} = 6 \text{ cm}$$

Diagrama de esfuerzos del tipo c) anterior, suponiendo que la resultante de los esfuerzos de compresión coincide con la carga axial aplicada con la excentricidad calculada, se tendría el diagrama de cuerpo libre siguiente :



En donde : $\frac{D}{2} = \frac{36}{2} = 18 \text{ cm}$

$$\frac{D}{2} - e = 18 - 7.2 = 10.8 \text{ cm} = y/3 \quad \therefore y = 32.4 \text{ cm}$$

Por equilibrio : $R = \left| \frac{f_p(y)}{2} \right| B = P$

$$\frac{32.4 f_p}{2} \cdot 25 = 70000 \text{ kg} \quad \therefore f_p = 172.8 \text{ kg/cm}^2 > 125 \text{ kg/cm}^2 \text{ No pasa.}$$

Donde :

$$F_p = 0.5 f'_c = 0.5 \times 250 = 125 \text{ kg cm}^2$$

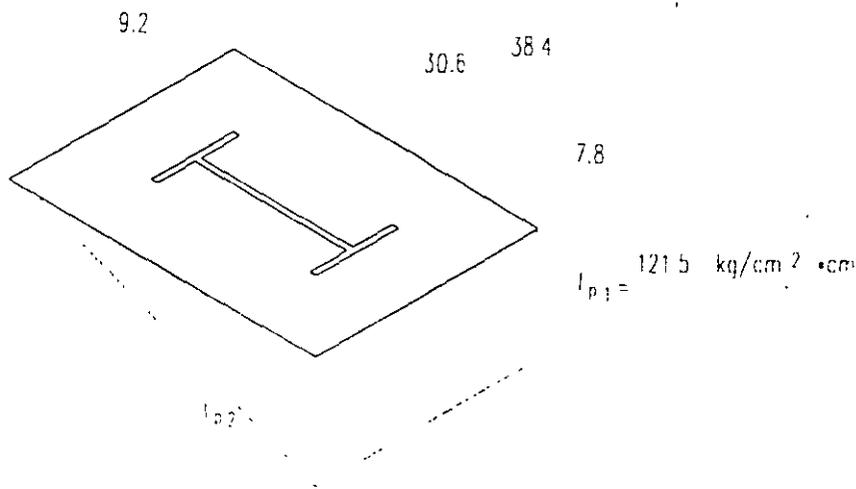
Proponiendo una placa de 400 x 300 mm se tendria :

$$\frac{D}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{D}{2} - e = 20 - 7.2 = 12.8 \text{ cm} = y/3 \quad \therefore y = 38.4 \text{ cm}$$

$$\frac{38.4 f_p}{2} \cdot 30 = 70000 \text{ kg} \quad \therefore f_p = 121.5 \text{ kg/cm}^2 < 125 \text{ kg/cm}^2 \text{ bien}$$

Con esta placa, no se rebasa la capacidad al aplastamiento del concreto, y sería la adecuada, para calcular el espesor se debe considerar la distancia mayor de las siguientes :



$$m = \frac{400 - (0.95 \times 258)}{2} = 77.5 \text{ mm} \approx 7.8 \text{ cm}$$

$$n = \frac{300 - (0.8 \times 146)}{2} = 91.6 \text{ mm} \approx 9.2 \text{ cm} \leftarrow \text{rige}$$

En éste caso como "n" se encuentra en la dirección perpendicular a la de aplicación del momento flexionante, será constante a lo largo de toda la zona en voladizo de la placa; como se puede observar en la figura anterior.

Debido a que tenemos dos casos diferentes para la obtención del momento flexionante, ya que el volado $n = 9.2$ cm es el mayor, pero su esfuerzo es menor; y por el contrario el volado $m = 7.8$ cm es el menor pero con un esfuerzo mayor que el volado n ; se hará el cálculo de ambos casos.

Por lo tanto, el momento flexionante para el cálculo del espesor de la placa será el que resulte mayor de los dos volados.

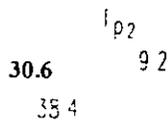
Tenemos por relación de triángulos lo siguiente :



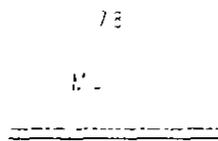
$$\frac{f_{p1}}{y} = \frac{f_{p2}}{y-m} \Rightarrow \frac{121.5}{38.4} = \frac{f_{p2}}{30.6}$$

$$\therefore f_{p2} = \frac{121.5 \times 30.6}{38.4} = 96.8 \approx 97 \text{ kg cm}^2$$

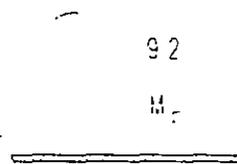
$$f_{p1} = 121.5 \text{ kg/cm}^2$$



Se tendrán los siguientes diagramas :



$$\begin{array}{l} 97 \\ 24.5 \end{array} \quad 121.5 \text{ Kg/cm}$$



$$97 \text{ Kg/cm}$$

En éste caso para la obtención del momento flexionante se pueden dividir las presiones actuantes en el concreto en dos, un diagrama de carga uniforme y otro triangular, quedando el momento flexionante como se muestra a continuación :

$$M_{F1} = \frac{97 \times 7.8^2}{2} = 2951 \text{ kg} \cdot \text{cm}.$$

$$M_{F2} = \frac{7.8 \times 24.5}{2} \times \frac{2}{3} \times 7.8 = 497 \text{ kg} \cdot \text{cm}.$$

$$M_F = M_{F1} + M_{F2} = 3448 \text{ kg} \cdot \text{cm}.$$

Por otro lado

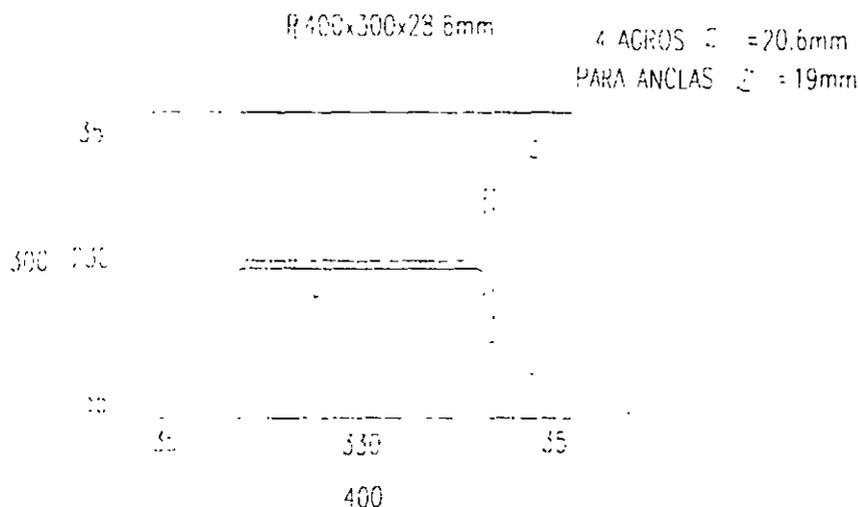
$$M_F = \frac{97 \times 9.2^2}{2} = 4105 \text{ kg} \cdot \text{cm. (rige)}$$

El espesor para éste volado es:

$$t = \frac{4 \times 4105}{0.9 \times 2530} = 2.69 \text{ cm en octavos } N^\circ = 8.4 \approx 9 \text{ octavos}$$

Placa de 28.6 mm (1 1/8").

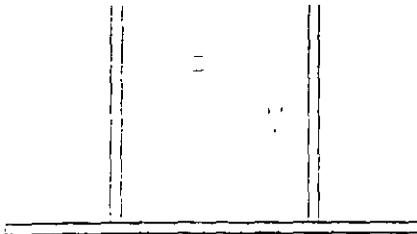
Con placa de 28.6 mm (1 1/8") se cumple: debido a que el concreto soporta los efectos de la flexión y la carga axial por completo, no se diseñan las anclas, pero es recomendable que sean por lo menos de la mitad del espesor de la placa, quedando el resultado final :



Observese que la disposición de las anclas intenta restringir el giro de la placa, para darle capacidad de absorber momentos, contrario a los arreglos propuestos en los ejemplos anteriores..

EJEMPLO 6.4 :

Determinar la placa base necesaria para la columna siguiente, si el concreto de su dado será de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.



$$P_u = 50 \text{ Ton}$$

$$M_u = 8.5 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

sección IR-254x32.9 ($b_f=146$, $d=258$)

$$e = \frac{M}{P} = \frac{850}{50} = 17.0 \text{ cm}$$

Proponiendo una sección para la placa de $40 \times 30 \text{ cm}$ como en el caso anterior :

$$\frac{D}{6} = \frac{40}{6} = 6.7 \text{ cm} < 17.0 \text{ cm} \quad \text{Diagrama inciso c).}$$

$$\frac{y}{3} = 20 - 17.0 = 3.0 \text{ cm} \quad \therefore \quad y = 3 \times 3.0 = 9.0 \text{ cm}$$

Obsérvese que en este caso se tiene un valor de "y" muy pequeño, indicando con esto que la zona trabajando al aplastamiento del concreto es muy reducida y por tanto su esfuerzo se ve incrementado, como se puede calcular aquí :

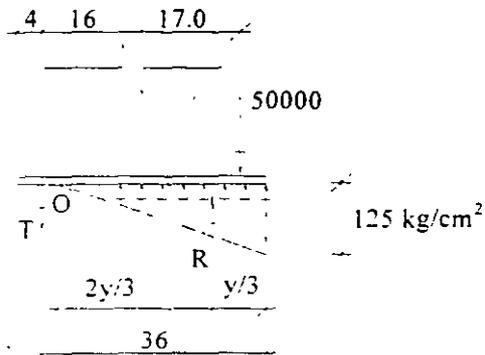
$$R = \frac{f_p(9.0)}{2} \times 30 = 50000 \text{ Kg}$$

$$f_p = \frac{50000 \times 2}{30 \times 9.0} = 370 \text{ kg cm}^2 < 125 \text{ kg cm}^2$$

Donde :

$$F_p = 0.50 f'_c = 0.50 \times 250 = 125 \text{ kg cm}^2$$

Para poder incrementar la zona a compresión en la placa, será necesario colocar anclas que disminuyan los efectos del momento flexionante, (la alternativa de aumentar el tamaño de la placa incrementaría también su espesor, y resultaría menos económica) analizando el diagrama de cuerpo libre siguiente:



Del equilibrio de fuerzas verticales :

$$R = 50000 + T$$

$$R = \frac{(125)y}{2} \times 30 = 1875y$$

Del equilibrio de momentos, tomando el punto "0" como origen (para eliminar a la incógnita "T" de la ecuación).

$$\sum M_o = (50000)(33.0) - R \cdot 36 - \frac{y}{3} = 0$$

$$1650000 - 1875y \cdot 36 - \frac{y}{3} = 0$$

$$1650000 - 67500y + 625y^2 = 0$$

$$y^2 - 108y + 2640 = 0$$

$$y_1 = 70.6 \text{ cm}$$

$$y = \frac{108 \pm \sqrt{11664 - 10560}}{2}$$

$$y_2 = 37.4 \text{ cm} \leftarrow \text{Dentro del rango de la placa}$$

Obsérvese que las anclas hacen que trabaje una proporción mayor de la placa. (sin anclas, sólo trabajaban 9.0 cm en lugar de 37.4 cm).

$$\text{Si } y = 37.4 \text{ cm}$$

$$R = 1875 \times 37.4 = 70125 \text{ kg}$$

$$T = 70125 - 50000 = 20125 \text{ kg}$$

como : $F_t = F_R [0.75 F_u]$ (barras roscadas)

$$F_t = [0.75 \times 4080] 0.75 = 2295 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{20125}{2295} = 8.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{colocando 3 anclas } A_t = \frac{8.8}{3} = 2.93 \text{ cm}^2$$

con anclas $\phi = 19.1 \text{ mm}$ (3/4") $A = 2.85 \text{ cm}^2 \approx 2.93 \text{ cm}^2$ Bien

Distancia mínima al borde para anclas $\phi = 19.1 \text{ mm}$ (de acuerdo a la tabla 5.3.7)

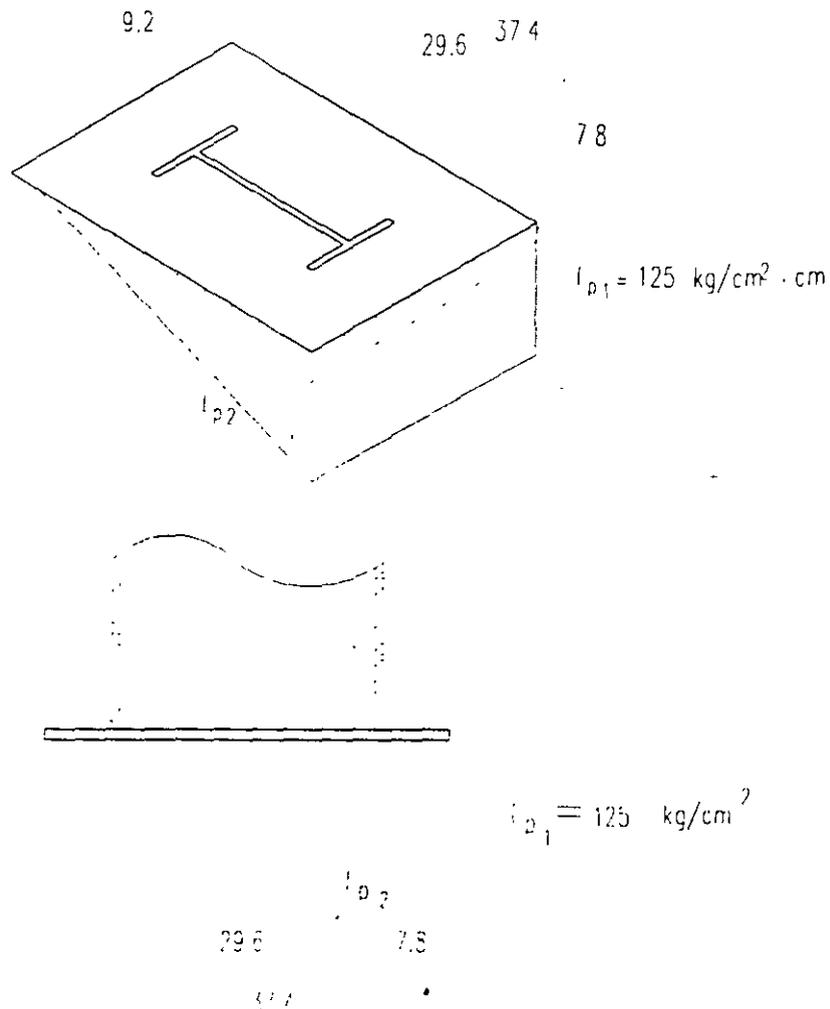
$$d_{\min} = 31.8 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \quad \text{Bien}$$

Separación mínima entre anclas $3\phi = 3 \times 19.1 = 57.3 \approx 60 \text{ mm}$

Separación con el ancho de 300 mm $sep = \frac{300 - 2(40)}{2} = 110 > 60 \quad \text{Bien.}$

Se dejarán entonces 3 anclas $\phi = 19.1 \text{ mm}$.

Se efectuará el cálculo del espesor con el momento flexionante mayor que se presente en cualquiera de los dos volados.

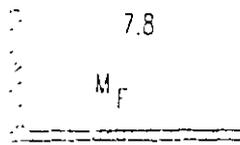


Por relación de triángulos :

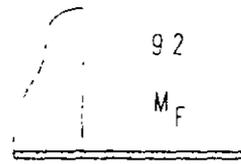
$$\frac{f_{p1}}{37.4} = \frac{f_{p2}}{29.6} \quad \therefore \frac{125}{37.4} = \frac{f_{p2}}{29.6}$$

$$f_{p2} = \frac{125 \times 29.6}{37.4} = 99 \text{ kg cm}^2 \cdot \text{cm}$$

Tenemos los diagramas de esfuerzos siguientes :



99 125 kg/cm
26



99.4 kg/cm

$$M_{F1} = \frac{99(7.8)^2}{2} = 3012 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

$$M_F = \frac{99(9.2)^2}{2} = 4190 \text{ kg} \cdot \text{cm.} \quad \leftarrow \text{Rige.}$$

$$M_{F2} = \frac{26(7.8)^2}{3} = 527 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

$$\therefore t = \frac{4 \times 4190}{0.9 \times 2530} = 2.71 \text{ cm.}$$

$$M_F = 3539 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

Placa de 28.6 mm (1 1/8").

Se colocará placa de 28.6 mm (1 1/8") que cumple con lo anterior, por lo tanto la placa base será de 400 x 300 x 28.6 mm; la longitud del ancla se puede calcular con la expresión (extraída de las Normas Técnicas Complementarias de Concreto, Capítulo 3 inciso 3.1.1c.).

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y \text{ (longitud de desarrollo básica)}$$

$$(L_d)_{\min} = 30 \text{ cm} \quad L_d = 1.0(L_{db}) \text{ (para anclas en concreto normal)}$$

Para barras lisas $L_t = 2 L_d$, la longitud del gancho será igual a 12 db (donde db es el diámetro del ancla): quedando en este caso :

$$L_{db} = 0.06 \frac{2.85 \times 2530}{250} = 27.4 \text{ cm} \quad \text{Toma } L_{db} = 30 \text{ cm}$$

$$0.006 \times 1.91 \times 2530 = 29 \text{ cm}$$

$$L_t = 30 \times 2 = 60 \text{ cm} \text{ (longitud mínima de anclaje)}$$

Para el gancho se tendría :

$$L_{ct} = 12 \times 1.91 = 22.9 \approx 25 \text{ cm} \text{ (gancho mínimo)}$$

Diámetro de dobléz = 6 db (sí db \leq 25.4 mm)

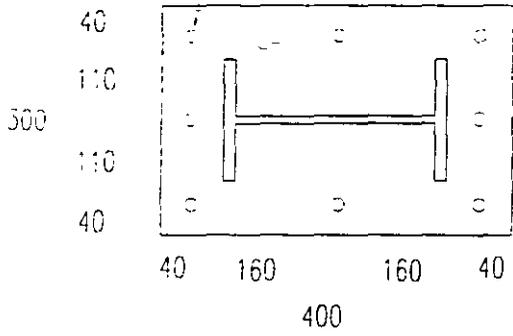
Diámetro de dobléz = 6 x 1.91 = 11.5 cm

Zona roscada = 28.6 x 3 = 85.8 \approx 90 mm (mínimo).

Quedando finalmente el detalle de la placa :

8 agros $z' = 20.7 \text{ mm}$
 para anclas $z = 19.1 \text{ mm}$

- R_L 400x300x28.6



PLANTA DE LA
 PLACA BASE

90

600

DETALLE
 DE ANCLA TIPO
 $\varnothing = 19.1 \text{ mm}$

115

250

EJEMPLO 6.5 :

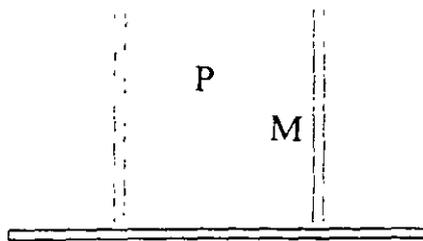
Determinar la placa base necesaria para la columna siguiente, si el concreto de su dado es de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

$$P_u = 42 \text{ Ton.}$$

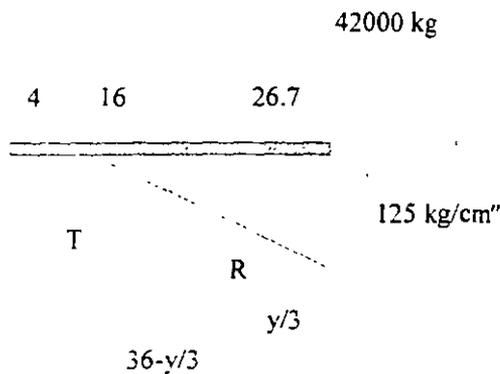
$$M_u = 11.2 \text{ T.m}$$

Sección IR-254 x 32.9 ($b_f=146\text{mm}$; $d=258\text{mm}$)

$$e = \frac{M}{P} = \frac{1120}{42} = 26.7 \text{ cm.}$$



Del diagrama de cuerpo libre Proponiendo una placa de 40 x 30 cm.



$$R = \frac{(125)y}{2} \times 30 = 1875y$$

$$\sum M_o = (42000 \times 42.7) - 1875y \cdot 36 - \frac{y}{3} = 0$$

$$1793400 - 67500y + 625y^2 = 0$$

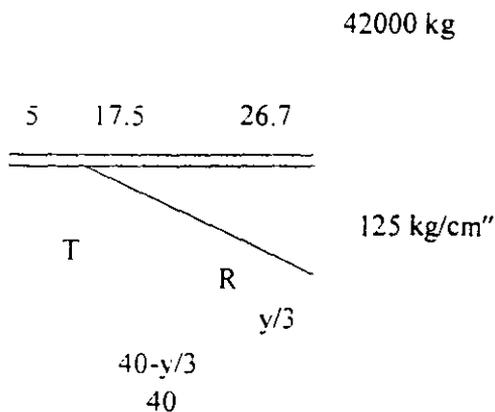
$$y^2 - 108y + 2869 = 0$$

$$y = \frac{108 \pm \sqrt{11664 - 11476}}{2} = \frac{108 \pm \sqrt{188}}{2}$$

$$Y_1 = 148 \text{ cm}$$

$$Y_2 = -40 \text{ cm}$$

Ninguno de los valores tiene significado físico
Cambiando a una placa de 45 x 35 cm.



$$R = \frac{(125)y}{2} \times 35 = 2187.5y$$

$$\sum M_o = (42000 \times 44.2) - 2187.5y(40 - y/3) = 0$$

$$1856400 - 87500y + 729.17y^2 = 0$$

$$y^2 - 120y + 2546 = 0$$

$$y = \frac{120 \pm \sqrt{14400 - 10184}}{2}$$

$$y_1 = 92.5 \text{ cm}$$

$$y_2 = 27.5 \text{ cm}$$

Con $y = 27.5 \text{ cm}$:

$$R = 2187.5 \times 27.5 = 60156 \text{ kg.}$$

$$T = 60156 - 42000 = 18156 \text{ kg.}$$

$F_t = F_R \times 0.75 F_u = 0.75 \times 0.75 \times 4080 = 2295 \text{ kg/cm}^2$ (tensión permisible en elementos roscados)

$$A_s = \frac{18156}{2295} = 7.91 \text{ cm}^2 \text{ con 3 anclas.}$$

$$a_s = \frac{7.91}{3} = 2.64 \text{ cm}^2 \text{ con } \phi = 19.1 \text{ mm} \quad A_s = 2.85 \text{ cm}^2 > 2.64 \text{ cm}^2. \text{ Bien}$$

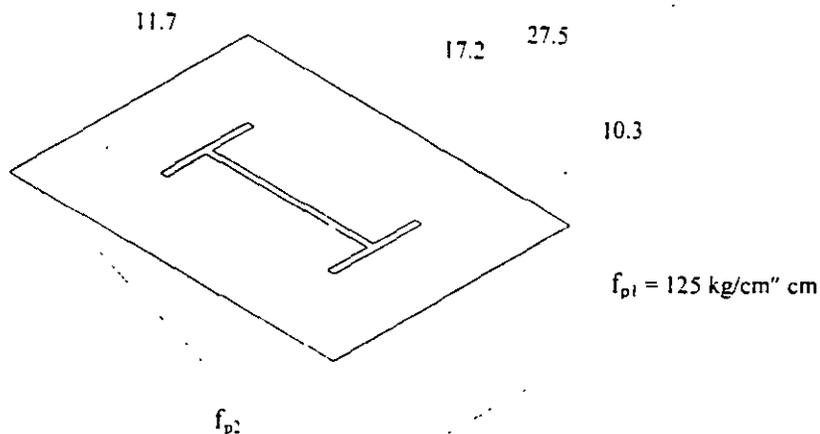
Se colocarán 3 anclas $\phi = 19.1 \text{ mm}$

Distancia mínima al borde = $31.8 \text{ mm} \approx 32 < 50$ (propuesta) bien

Sep. mínima de anclas = $3\phi = 3 \times 19.1 = 57.3 \text{ mm} \approx 60 \text{ mm}$

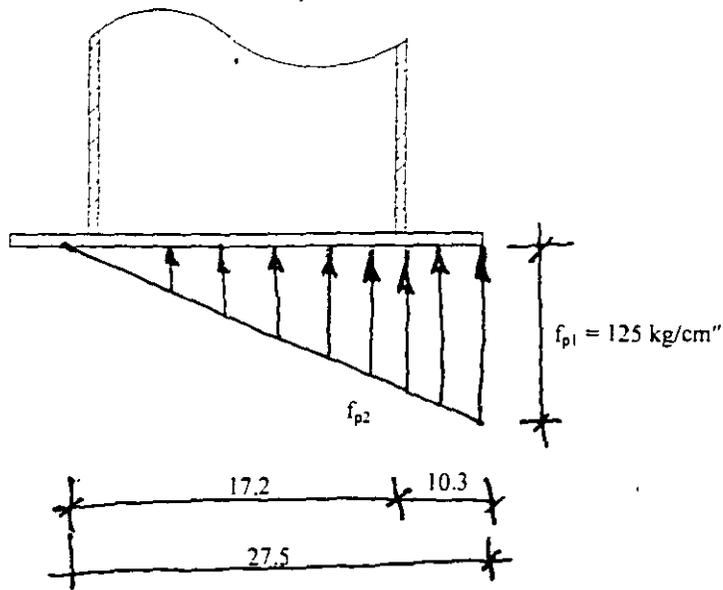
Sep. con el ancho de $350 \text{ mm} = \frac{350 - 2(50)}{2} = 125 \text{ mm} > 60 \text{ mm}$ bien.

Cálculo del espesor de la placa :



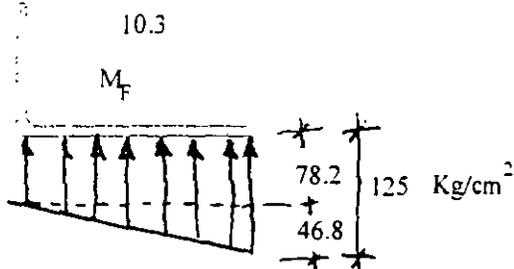
$$m = \frac{45.0 - (0.95 \times 25.8)}{2} = 10.3 \text{ cm}$$

$$n = \frac{35.0 - (0.8 \times 14.6)}{2} = 11.7 \text{ cm}$$



$$\frac{f_{p1}}{27.5} = \frac{f_{p2}}{17.2}$$

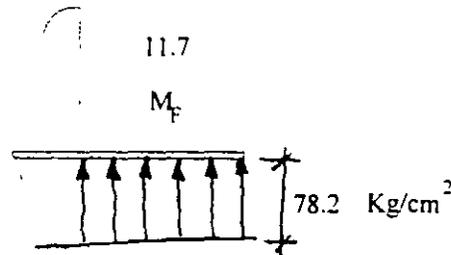
$$f_{p2} = \frac{125}{27.5} \times 17.2 = 78.2 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2 \cdot \text{cm.}$$



$$M_F = \frac{78.2(10.3)^2}{2} + \frac{46.8(10.3)^2}{3}$$

$$M_F = 5803 \text{ kg} \cdot \text{cm.} \quad \leftarrow \text{Rige.}$$

$$t = \frac{4 \times 5803}{0.9 \times 2530} = 3.2 \text{ cm.}$$



$$M_F = \frac{78.2(11.7)^2}{2}$$

$$M_F = 5352 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

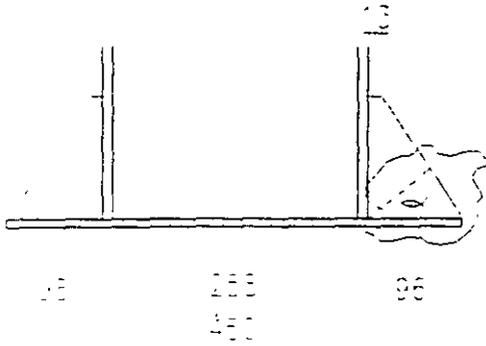
Se requiere placa de 31.8 mm (1 1/4"), pero por ser demasiado gruesa se reducirá usando atiesadores que impidan la flexión.

Proponiendo una placa base de :

$$t = \frac{T}{2} = \frac{31.8}{2} \approx 15.9 \text{ mm}$$

y atiesadores (2 por lado) de :

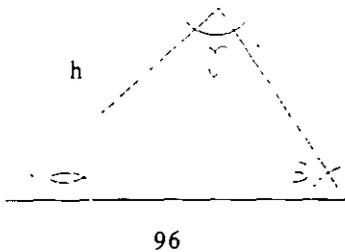
$$t' = \frac{t}{2} = \frac{15.9}{2} = 7.9 \text{ mm}$$



$$96 \times 1.5 = 144$$

$$150 \text{ mm}$$

Considerando $\alpha = 50^\circ$ (resultado de ensayos de placas).



Altura efectiva
h

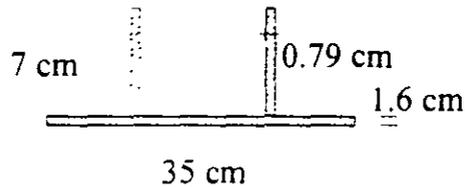
$$\beta = \text{tg}^{-1} \frac{150}{(96 - 13)} = 61^\circ$$

$$\gamma = 180 - (61 + 50) = 69^\circ$$

Y por la ley de los senos :

$$\frac{h'}{\text{Sen } \beta} = \frac{96}{\text{Sen } \gamma} \quad \therefore \quad h' = 96 \frac{\text{Sen } \beta}{\text{Sen } \gamma} = 96 \frac{\text{Sen } 61^\circ}{\text{Sen } 69^\circ} = 90 \text{ mm.}$$

Y la altura efectiva seria $h = 90 \text{ Sen } \alpha = 69 \text{ mm} \approx 7 \text{ cm}$. quedando entonces la sección a revisar por momento flexionante de la manera siguiente :



Cálculo del eje centroidal :

$$Y = \frac{(1.6 \times 35)0.8 + (7 \times 0.79)2 \times 5.1}{(1.6 \times 35) + (7 \times 0.79)2} = \frac{101.2}{67.6} = 1.51 \text{ cm.}$$

$$\text{Inercia centroidal de atiesadores } I_1 = \frac{0.79(7)^3}{12} = 22.6 \text{ cm}^4$$

$$Ad^2 \text{ de atiesadores } Ad^2 = (7 \times 0.79)(3.59)^2 = 71.3 \text{ cm}^4 \text{ (c/u)}$$

Inercia centroidal de placa base $I_x = \frac{35(1.6)^3}{12} = 12 \text{ cm}^4$

Ad^2 de la placa base $Ad^2 = (1.6 \times 35)(0.71)^2 = 28.2 \text{ cm}^4$

Inercia total de la placa (en el sentido X) :

$$I_x = 40.2 + (2 \times 93.9) = 228 \text{ cm}^4$$

Distancia a la fibra donde se desean los esfuerzos (a la placa base) :

$C_x = 1.51 \text{ cm}$ $S_x = \frac{228}{1.51} = 151 \text{ cm}^3$

Esfuerzo en esa sección :

$$M_{\max} = M_{(\text{unitario})} \times \text{ancho (ver cálculo del espesor)}$$

$$M_{\max} = 5803 \times 35 = 203105 \text{ kg} \cdot \text{cm}.$$

$$f_b = \frac{203105}{151} = 1345 \text{ kg/cm}^2$$

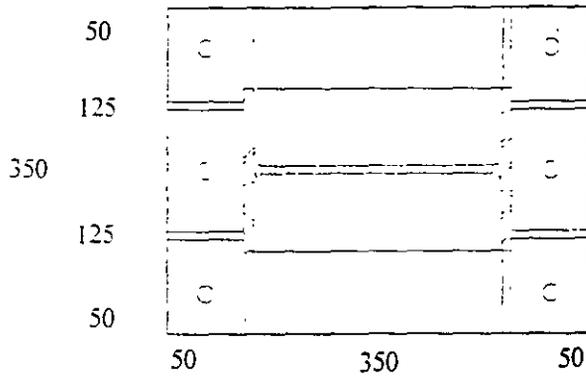
$$F_b = 0.9F_y = 0.9 \times 2530 = 2277 \text{ kg/cm}^2 > 1345 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto nuestro arreglo es correcto, ya que el esfuerzo que resiste la placa es mayor que el actuante. El cálculo de la longitud de anclaje y detallado de las anclas, debido a que resultarán del mismo diámetro a las del problema anterior, sería el mismo, y por lo tanto el detalle de la placa sería el siguiente:

R_L 450x350x19mm

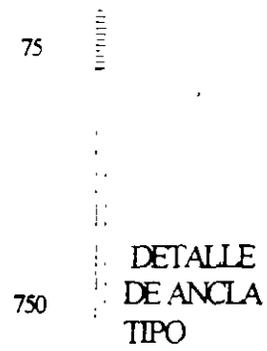
6 AGROS $\varnothing = 23.8\text{mm}$

Para anclas $\varnothing = 22\text{mm}$



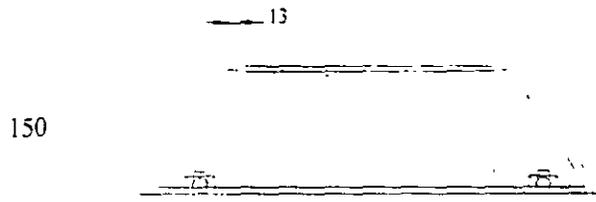
ATIES PL 9.5 mm

Planta



COL. IR-254x32.9

ATIES PL 9.5 mm



6 ANCLAS

$\varnothing = 22\text{mm}$

DADO DE
CONCRETO
 $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$



CAPITULO 7

7. CONEXIONES

En los capítulos anteriores se ha estudiado la manera de diseñar a los distintos elementos de una estructura de manera aislada, sin embargo, para que estos elementos cumplan con su función, es necesario que sean unidos de manera adecuada. Por otro lado, si un elemento es de dimensiones tan grandes que impidan su transporte en una sola pieza, se debe transportar en varias secciones, diseñando los empalmes de campo necesarios, estos empalmes deben ser el menor número posible para no encarecer a la estructura, ya que las conexiones efectuadas en campo resultarán más costosas.

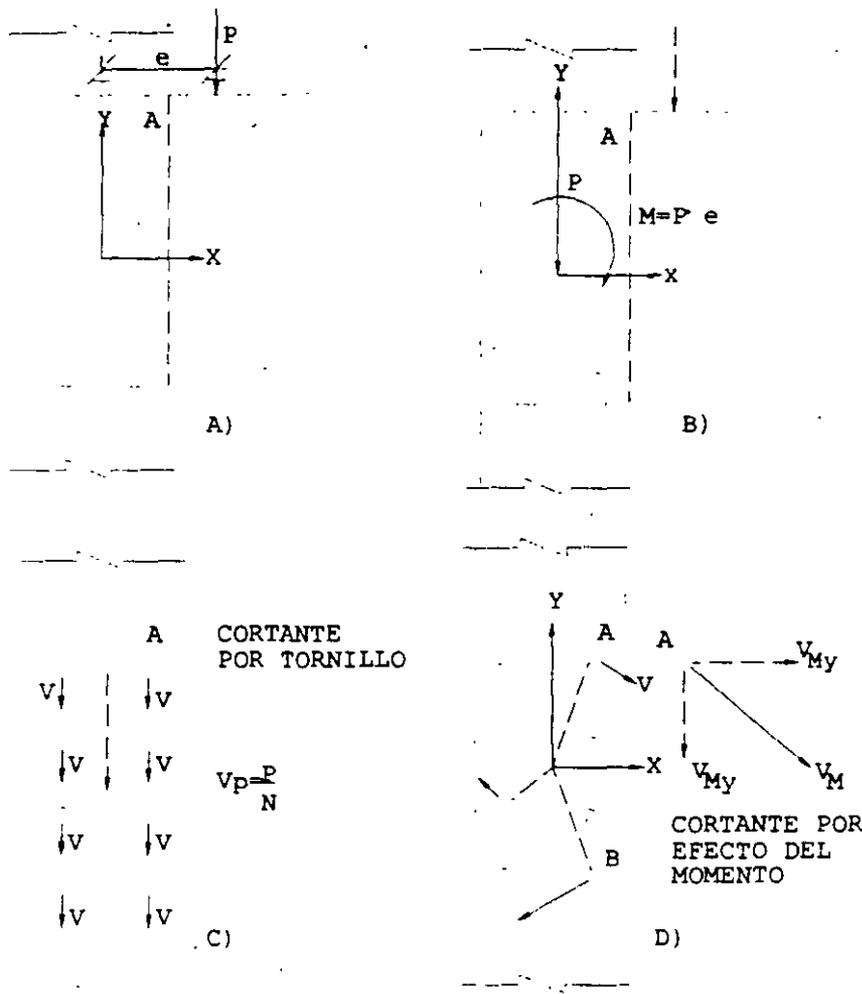
En éste capítulo se estudiarán las conexiones efectuadas con tornillos y soldadura, por ser éstos los más usados en la actualidad, de hecho, muchas veces se usan de manera combinada, con una fabricación en taller por medio de soldadura y usando tornillos de alta resistencia en las conexiones de campo, de ésta manera se aprovechan las ventajas de ambos, ya que la soldadura se realiza en taller, bajo condiciones controladas, lo cual proporciona soldaduras de buena calidad, a un costo económico. Los tornillos de alta resistencia dan la ventaja de un ensamble rápido en campo.

7.1.- CONEXIONES ATORNILLADAS.

Las características principales de los tornillos y el diseño de conexiones a cortante simple se vió en el Capítulo 2(Diseño de miembros a tensión), por lo tanto, se tratarán aquí sólo las conexiones atornilladas sujetas a carga excéntrica.

7.1.a).- Tornillos sujetos sólo a fuerza cortante.

Cuando la excentricidad de la carga sólo genera fuerzas de cortante en los tornillos, sin variar su tensión inicial, se hace la hipótesis de sustituir la carga excéntrica por una fuerza y un momento equivalente, actuando en el centroide del grupo de tornillos, de ésta forma el problema consiste solamente en determinar la fuerza cortante resultante máxima en el tornillo más crítico, el cual se puede localizar fácilmente, por simple observación, la figura siguiente nos auxiliará a comprender el procedimiento anterior.



En la figura a) se muestra un arreglo de 8 tornillos que conectan a una placa que sirve como ménsula para soportar una carga "P" con una excentricidad "e", con respecto al centroide del arreglo de tornillos propuesto, éste sistema se puede sustituir por una carga "P" y un momento $M = Pe$ aplicados en el centroide del arreglo, como se observa en la figura b).

De ésta forma podemos separar los efectos de la fuerza cortante en cada tornillo, para la carga "P", en los efectos de un cortante directo, $V_p = \frac{P}{N}$, siendo "N" el número de tornillos, y los del momento torsionante, este efecto es mayor en los tornillos más alejados del centroide; de ellos los tornillos en las posiciones A y B suman sus efectos con el producido por la carga "P" y serían los más críticos en éste caso. Las componentes " V_{Mx} " y " V_{My} ", se pueden calcular con las expresiones :

$$V_{Mx} = \frac{Mx}{\sum r_i^2} \quad \text{y} \quad V_{My} = \frac{My}{\sum r_i^2}$$

En donde :

"y" y "x" son las coordenadas del tornillo más crítico.

$\sum r_i^2$ sumatoria de las distancias de cada tornillo al centroide, elevadas al cuadrado, las cuales se pueden poner en función de sus coordenadas, quedando :

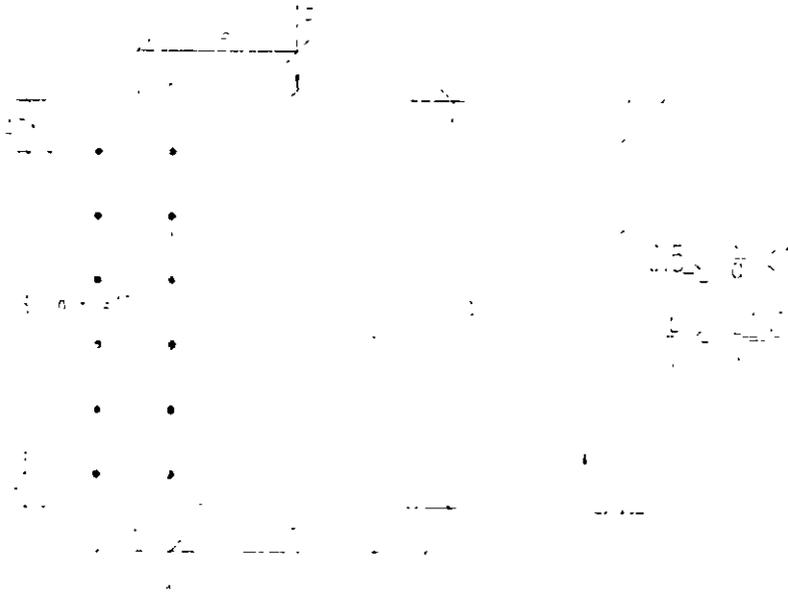
$$\Sigma r_i^2 = \Sigma x_i^2 + \Sigma y_i^2$$

A las componentes " V_{MX} " y " V_{MY} ", se les sumará el efecto del cortante directo producido por "P", pudiéndose determinar finalmente la fuerza cortante actuante en el tornillo crítico por medio de la expresión :

$$R = \sqrt{V_{Mx}^2 + (V_{My} + V_p)^2}$$

Y se selecciona el tornillo que cubra ésta resistencia, ya que para el análisis sólo se requiere proponer el arreglo de tornillos, y no su diámetro. En caso de que "P" se aplique con alguna inclinación, se descompone en sus proyecciones " V_{px} " y " V_{py} ", sumándose a sus componentes respectivas para calcular la resultante descrita anteriormente.

Para el cálculo de la placa se debe considerar el momento flexionante en el eje Z-Z (primera línea de tornillos), y comprobar que los esfuerzos no rebasen los permisibles de $0.6F_y$ en el área total y $0.5F_u$ en el área neta, adicionalmente se deben cumplir los límites siguientes en sus dimensiones "a", "b" y "t".



EJEMPLO 7.1.

Calcular la placa y tornillos (A-325, con la cuerda dentro de la zona de corte), necesarios para la ménsula de la figura anterior, si $P=15$ Ton. y $e=30$ cm, las separaciones de los tornillos se dan en la figura y son los típicos para éste tipo de conexiones, tomar $b=35$ cm.

Elementos mecánicos aplicados en el centroide del arreglo de tornillos :

$$P = 15000 \text{ kg.}$$

$$M = P \cdot e = 15000 \times 30 = 450000 \text{ kg.cm}$$

$$N = 12 \text{ (número de tornillos)}$$

Cortante directo por tornillo :

$$V_p = \frac{15000}{12} = 1250 \text{ kg.}$$

Cálculo de :

$$\Sigma r_i^2 = \Sigma x_i^2 + \Sigma y_i^2$$

$$\Sigma x_i^2 = 12(7)^2 = 588 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma y_i^2 = 4[(20)^2 + (12)^2 + (4)^2] = 2240 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma r_i^2 = 588 + 2240 = 2828 \text{ cm}^2$$

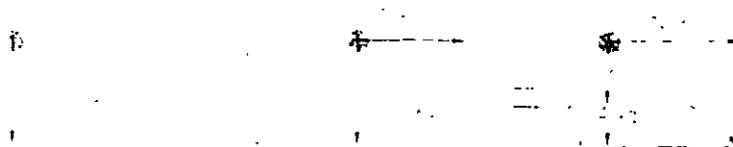
Componente en "x" del cortante generado por el momento :

$$V_{Mx} = \frac{My}{\Sigma r_i^2} = \frac{450000 \times 20}{2828} = 3182 \text{ kg}$$

Componente en "y" del cortante generado por el momento :

$$V_{My} = \frac{Mx}{\Sigma r_i^2} = \frac{450000 \times 7}{2828} = 1114 \text{ kg}$$

En donde $x = 20$ cm, $y = 7$ cm, son las coordenadas del tornillo más esforzado, (superior derecho) del arreglo, graficamente estos resultados se verian de la siguiente manera :



De tal suerte que la resultante, que es la fuerza actuante en el tornillo más crítico, se calcularía como sigue :

$$R = \sqrt{(3182)^2 + (1250 + 1114)^2} = 3964 \text{ kg}$$

Si queremos calcular el área que deberá tener el tornillo, para resistir ésta fuerza, deberemos dividirla entre el esfuerzo permisible del material, en éste caso $F_v = 1480 \text{ kg/cm}^2$ (para tornillos A-325 trabajando al aplastamiento con la cuerda dentro del plano de corte), quedando :

$$A_{req} = \frac{3964}{1480} = 2.68 \text{ cm}^2$$

El tornillo de :

$$\phi = 19.0 (3/4") \quad A = 2.85 \text{ cm}^2 > 2.68 \text{ cm}^2 \text{ bien.}$$

Se colocarán 12 tornillos $\phi = 19.0 \text{ mm}$ en la conexión.

-Cálculo del espesor de la placa :

Momento en la sección crítica (primera línea de tornillos).

$$M = P (e-7) \quad M = 15000 (30-7.0) = 345000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Esfuerzos permisibles a flexión en la placa.

$$F_b = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2 \text{ (en el área total)}$$

$$F_b = 0.5 F_u = 0.5 \times 4080 = 2040 \text{ kg/cm}^2 \text{ (en el área neta)}$$

Por lo tanto, los módulos de sección necesarios para cumplir con éstos esfuerzos, serían :

$$S = \frac{345000}{1520} = 227 \text{ cm}^3 \text{ (en el área total)}$$

$$S = \frac{345000}{2040} = 169 \text{ cm}^3 \text{ (en el área neta)}$$

Para el área total $I = \frac{th}{12} \quad S = \frac{I}{c} = \frac{\frac{th}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{2th^3}{12h} = \frac{th^2}{6}$ como $h = 40 + 2(4) = 48 \text{ cm}$.

$$t = \frac{227 \times 6}{(48)^2} = 0.59 \text{ cm}$$

Con $t = 6.3 \text{ mm}$ ($1/4"$), se cubre éste requisito, verificando las relaciones de aspecto de la placa

$$\frac{b}{a} = \frac{350}{480} = 0.73 \quad 0.5 < 0.73 < 1.0 \text{ Bien.}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{350}{6.3} = 55.6 > 41.8 \left| \frac{2100}{\sqrt{F_y}} \right| \text{ No cumple}$$

$$\text{Haciendo } \frac{b}{t} = 41.8 \text{ y } b = 350 \text{ mm } t = \frac{350}{41.8} = 8.4 \text{ mm}$$

Lo cual se cubre con placa de 9.5 mm (3/8")

Revisión de la sección neta, en éste caso se consideran los agujeros 3.2 mm mayores al tamaño de los tornillos, quedando :

$$\phi = 19.05 + 3.2 = 22.2 \text{ mm}$$

Y el área del agujero sería :

$$A_{\text{agro}} = 2.22 \times 0.95 = 2.1 \text{ cm}^2$$

Y sus distancias al eje neutro serían :

$$d_1 = 4 \text{ cm} \quad d_2 = 12 \text{ cm} \quad d_3 = 20 \text{ cm}$$

Calculando el módulo de sección del área neta :

Momento de inercia de la sección total:

$$I_x = \frac{0.95(48)^3}{12} = 8755 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia de los agujeros (Ad^2)

$$I_{x(-)} = 2 \left| 2.1(4^2 + 12^2 + 20^2) \right| = 2352 \text{ cm}^4$$

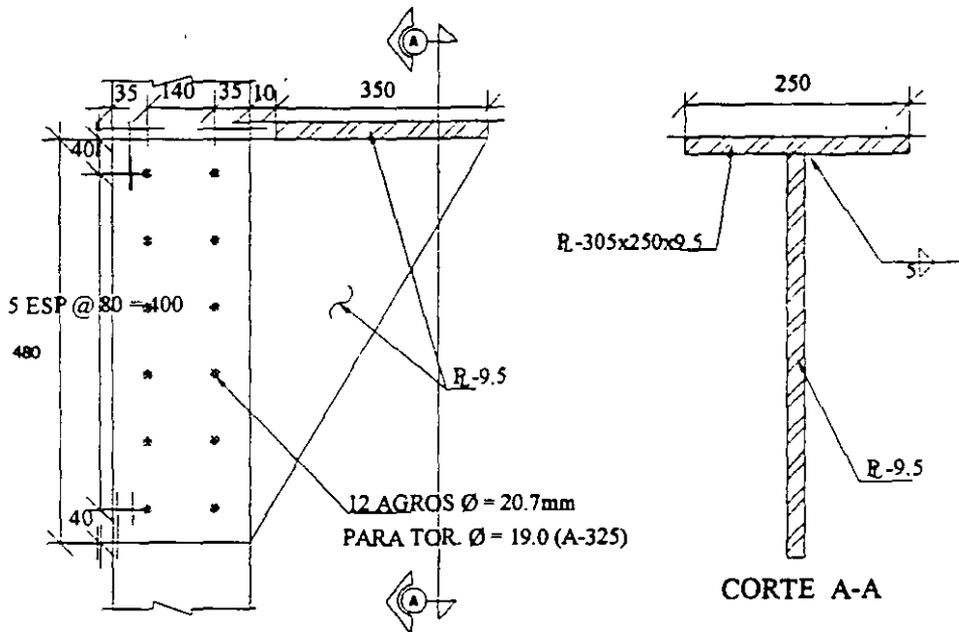
Momento de inercia de la sección neta (de la sección descontando los agujeros)

$$I_x = 8755 - 2352 = 6403 \text{ cm}^4$$

$$\text{Distancia a la fibra más alejada } C_x = \frac{48}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Módulo de sección del área neta } S_x = \frac{6403}{24} = 267 \text{ cm}^3 > 164 \text{ cm}^3$$

$$\text{Módulo de sección del área total } S_x = \frac{8755}{24} = 365 \text{ cm}^3 > 227 \text{ cm}^3$$



b) TORNILLOS SUJETOS A CORTANTE Y TENSION

7.1b) Tornillos sujetos a cortante y tensión.

Los efectos de cortante y tensión actuando de manera simultánea sobre los tornillos, ocurren frecuentemente en conexiones de elementos diagonales y ménsulas (ejemplos 7.2 y 7.3).

Las especificaciones del A.I.S.C. en su sección J3 proporcionan las siguientes ecuaciones de interacción, que cubren estos casos para los distintos tipos de tornillos usados comúnmente en conexiones por aplastamiento.

TIPO DE TORNILLO	ROSCA DENTRO DEL PLANO DE CORTE.	ROSCA FUERA DEL PLANO DE CORTE.
Barras roscadas y tornillos A-449 de más de 38 mm de diámetro.	$0.43F_u - 1.8f_v \leq 0.33F_u$	$0.43F_u - 1.4f_v \leq 0.33F_u$
Tornillos A - 325	$\sqrt{(3090)^2 - 4.39f_v^2}$	$\sqrt{(3090)^2 - 2.15f_v^2}$
Tornillos A - 490	$\sqrt{(3800)^2 - 3.75f_v^2}$	$\sqrt{(3800)^2 - 1.82f_v^2}$
Tornillos A - 307	$830 - 1.8f_v \leq 1410$	

TABLA 7.1

Donde f_v es el esfuerzo cortante actuante en el tornillo, sin exceder su valor permisible dado en el Capítulo 2. Para tornillos A-325 y A-490 trabajando a fricción, éste cortante permisible debe multiplicarse por el factor de reducción $(1 - f_t A_b / T_b)$, en el que f_t es el esfuerzo promedio de tensión debido a una carga directa aplicada en todos los tornillos de la conexión, y T_b es la carga de tensión inicial dada en la tabla siguiente, en donde los valores corresponden aproximadamente al 70% de la resistencia mínima a tensión especificada para el tornillo.

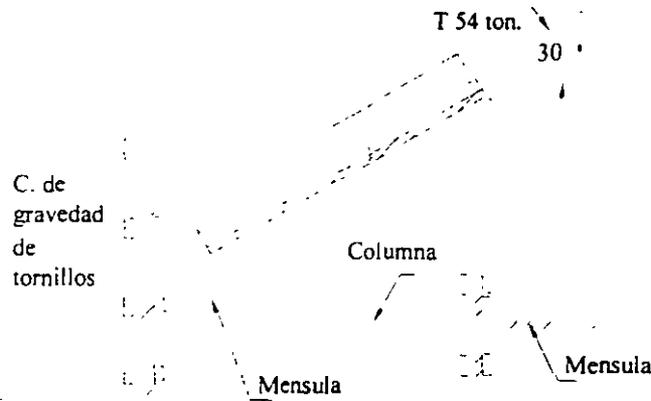
DIAMETRO DEL TORNILLO (MM).	TORNILLOS A-325	TORNILLOS A-490
13	5400	6800
16	8600	10900
19	12700	15900
22	17700	22200
25	23100	29000
29	25400	36300
32	32200	47300
35	38600	54900
38	46700	67100

TABLA 7.2

La información anterior se empleará en los ejemplos siguientes.

EJEMPLO 7.2.

Revisar la siguiente conexión usando tornillos de 19.0 mm A-325 trabajando a), al aplastamiento y b). a la fricción.



a). Conexión trabajando al aplastamiento.

Como el eje de la diagonal coincide con el centro de gravedad del arreglo de tornillos, los efectos de tensión y cortante sobre la conexión serían :

$$T = 54 \cos 30^\circ = 46.8 \text{ Ton.}$$

$$V = 54 \sin 30^\circ = 27 \text{ Ton.}$$

La fuerza cortante y de tensión que será resistida por cada tornillo será :

$$T_i = \frac{46800}{8} = 5850 \text{ kg}$$

$$V_i = \frac{27000}{8} = 3375 \text{ kg}$$

Y los esfuerzos generados en los tornillos $\phi = 19.0$ con área $A = 2.85 \text{ cm}^2$ serán :

$$f_t = \frac{5850}{2.85} = 2053 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{3375}{2.85} = 1184 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo el valor del esfuerzo cortante actuante en la ecuación de interacción de los tornillos A-325. (suponiendo que la cuerda de los tornillos, no coincide con el área de corte) quedaría :

$$F_t = \sqrt{(3090)^2 - 2.15(1184)^2} = 2556 \text{ kg/cm}^2 > 2053 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Se aceptan 8 tornillos $\phi = 19.0 \text{ mm}$ A-325 para la conexión.

b). Conexión trabajando a la fricción.

Usando tornillos $\phi = 19.0 \text{ mm}$ A-325 :

$$A_b = 2.85 \text{ cm}^2 \quad f_t = 2053 \text{ kg/cm}^2 \quad f_v = 1184 \text{ kg/cm}^2 \quad T_b = 12700 \text{ kg. (ver tabla)}$$

Calculando el factor de reducción al cortante :

$$\text{Factor} = \left| 1 - \frac{2053 \times 2.85}{12700} \right| = 0.54$$

Para los tornillos A-325, con agujeros estándar, el cortante permisible es (ver tabla en Capítulo 2).

$$F_v = 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

Y el cortante permisible reducido sería :

$$F_v = 0.54 \times 1200 = 647 \text{ kg/cm}^2 < 1184 \text{ kg/cm}^2 \text{ No pasa.}$$

Proponiendo tornillos $\phi = 22.2 \text{ mm}$ $A_b = 3.87 \text{ cm}^2$

$$f_t = \frac{5850}{3.87} = 1512 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_b = 17700 \text{ kg.}$$

$$\text{Factor} = \left| 1 - \frac{1512 \times 3.87}{17700} \right| = 0.67$$

Cortante permisible reducido : $F_v = 1200 \times 0.67 = 803 \text{ kg/cm}^2$.

$$f_v = \frac{3375}{3.85} = 876 \text{ kg/cm}^2 > 803 \text{ kg/cm}^2 \text{ No pasa.}$$

Proponiendo tornillos $\phi = 25.4 \text{ mm}$ $A_b = 5.07 \text{ cm}^2$.

$$f_t = \frac{5850}{5.07} = 1154 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_b = 23100 \text{ kg.}$$

$$\text{Factor} = \left| 1 - \frac{1154 \times 5.07}{23100} \right| = 0.75$$

Cortante permisible reducido : $F_v = 1200 \times 0.75 = 896 \text{ kg/cm}^2$.

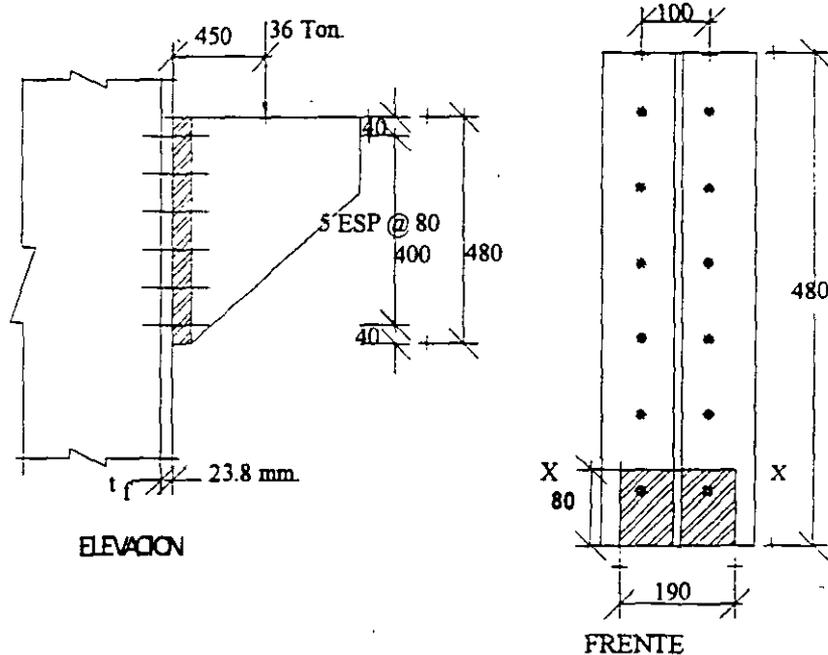
$$f_v = \frac{3375}{5.07} = 665 \text{ kg/cm}^2 < 896 \text{ kg/cm}^2 \text{ Bien.}$$

∴ Se emplearán 8 tornillos $\phi = 25.4 \text{ mm}$ trabajando a la fricción, la conexión del ángulo a la ménsula y la revisión del bloque de cortante se vio en el Capitulo 2 y por eso se omite aquí.

Otro caso en el que se generan fuerzas de tensión y cortante simultáneamente en los tornillos, son las ménsulas del tipo indicado en el ejemplo 7.3 en donde una zona, (la parte superior) de la conexión se encuentra a tensión y otra, (la inferior) se encuentra a compresión. Una forma de solucionar el problema es suponiendo que el eje neutro de la conexión, se ubica abajo del centro de gravedad del grupo de conectores y los tornillos abajo del eje neutro se supone que sólo resisten cortante.

EJEMPLO 7.3.

Revisar los tornillos propuestos en la ménsula definida en la figura siguiente, usando tornillos A-325 de $\phi = 22.2$ mm con sus roscas fuera del plano de corte, trabajando al aplastamiento.



Suponiendo que el eje neutro queda a $1/6$ de la altura de la ménsula (8 cm) y considerando un ancho efectivo de $8t_f$ (19 cm), tendríamos :

Cortante por tornillo :
$$V_i = \frac{36000}{12} = 3000 \text{ kg.}$$

Esfuerzo cortante por tornillo :
$$f_v = \frac{3000}{3.87} = 775 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante permisible para los tornillos :

$$F_v = 2100 \text{ kg/cm}^2 > 775 \text{ kg/cm}^2 \text{ Bien.}$$

Localización del eje neutro (con las suposiciones anteriores).

$$(19 \times 8) (8/2) = 608 \text{ cm}^3 \text{ (momento de la zona de aplastamiento)}$$

Ubicación del centroide de los 10 tornillos trabajando a tensión, con respecto al eje neutro supuesto :

$$\bar{y} = 4 + 2 \times 8 = 20 \text{ cm}$$

Area total de tornillos a tensión : $10 \times 3.87 = 38.7 \text{ cm}^2$

Momento $38.7 \times 20 = 774 \neq 608 \therefore$ No coincide.

-Incrementando la posición del eje neutro a 9 cm de la base, tendríamos :

Area y momento de aplastamiento : $(19 \times 9) \left| \frac{9}{2} \right| = 770 \text{ cm}^3$

Area y momento de los tornillos $38.7(19) = 735 \text{ cm}^3$

La diferencia entre estos resultados es menor al 5% (35/735), por lo que se considera adecuada.

Momento de inercia y módulo de sección del arreglo.

Para los tornillos a tensión $I_x = \Sigma A_b d^2 = A_b \Sigma d_i^2$

$$\Sigma d_i^2 = 2 \left| (3)^2 + (11)^2 + (19)^2 + (27)^2 + (35)^2 \right| = 4890 \text{ cm}^2$$

$$A_b \Sigma d_i^2 = 3.87 \times 4890 = 18924 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia de la zona a compresión : $I_o + Ad^2$

$$I_o = \frac{19 \times 9^3}{12} = 1154 \text{ cm}^4 \quad Ad^2 = (19 \times 9) \left| \frac{9}{2} \right|^2 = 3463 \text{ cm}^4$$

$$I_o + Ad^2 = 1154 + 3463 = 4617 \text{ cm}^4$$

$$\text{Inercia total} = 4617 + 18924 = 23541 \text{ cm}^4$$

$$S_t = \frac{23541}{35} = 672.6 \text{ cm}^3$$

$$S_c = \frac{23541}{9} = 2615.7 \text{ cm}^3$$

$$\text{Momento con respecto a la conexión} = 36000 \times 45 = 1620000 \text{ kg} \cdot \text{cm}.$$

$$\text{Esfuerzo de tensión} = \frac{1620000}{672.6} = 2409 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a tensión de acuerdo a la fórmula de interacción correspondiente :

$$F_t = \sqrt{(3090)^2 - 2.15(775)^2} = 2873 \text{ kg/cm}^2 > 2409 \text{ kg/cm}^2 \text{ Bien.}$$

-Verificación del aplastamiento.

$$\text{Esfuerzo máximo de aplastamiento} = \frac{1620000}{2615.7} = 619 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible :

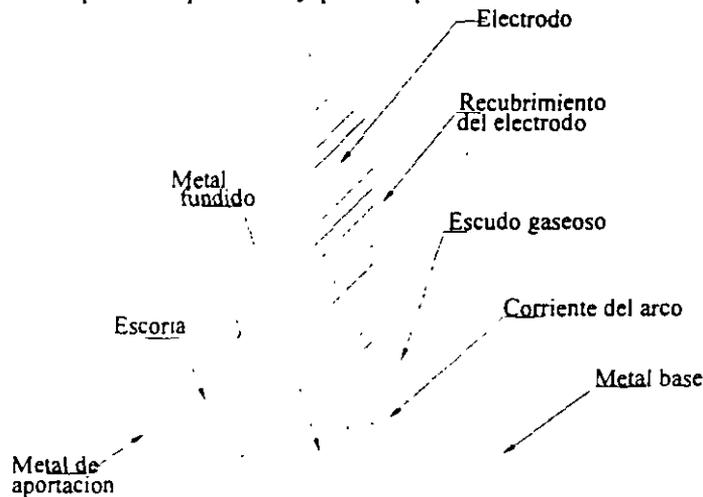
$$F_p = 0.9F_y = 2275 \text{ kg/cm}^2 > 619 \text{ kg/cm}^2 \text{ Bien.}$$

∴ Se dejará el arreglo de tornillos propuesto.

7.2. CONEXIONES SOLDADAS

Las conexiones soldadas se realizan normalmente por el proceso llamado de "arco eléctrico con electrodo protegido", cuando se realizan de manera manual y por el proceso de "arco eléctrico con electrodo sumergido", cuando se realizan de manera automática en taller. En ambos procesos el calor que se genera por el arco eléctrico, funde simultáneamente el electrodo con el que se realiza, y el acero adyacente a las partes que se unen.

En la figura siguiente se ilustra el proceso de arco eléctrico con electrodo protegido, y como se observa, el recubrimiento del electrodo forma un escudo gaseoso que protege contra la atmósfera al metal de aportación. En el proceso de arco sumergido, el arco eléctrico se genera bajo la protección del fundente pulverizado, que se deposita automáticamente sobre el electrodo desnudo que se presenta en forma de carrete. El recubrimiento una vez fundido forma una "costra" protectora, llamada escoria, que evita el enfriamiento rápido del metal de aportación, esta escoria debe retirarse de las soldaduras, una vez enfriadas, antes de aplicar el primario y pintura protectora.



Las principales ventajas que ofrecen las conexiones soldadas son las siguientes :

- 1.- Como la soldadura proporciona la transferencia más directa de los elementos mecánicos de un miembro a otro, se obtienen detalles más sencillos, eficientes y de menor peso que los atornillados.
- 2.- Los costos de fabricación se reducen debido a que se manejan menos componentes, y los trabajos de perforado, punzonado y rimado, se eliminan.
- 3.- Hay un ahorro en peso de los elementos a tensión, ya que no se reduce el área por la presencia de agujeros.
- 4.- La soldadura es ideal para las uniones de los tanques de almacenamiento de líquidos o barcos, ya que se sellan las juntas.
- 5.- La soldadura mejora la apariencia arquitectónica de las estructuras y reduce las concentraciones de esfuerzos que se generan por la presencia de agujeros.
- 6.- Permite las conexiones simples en miembros con superficies curvas o con pendiente, como cuando se unen elementos tubulares.

7.- Se simplifica la reparación o reforzamiento de las estructuras existentes.

Los dos tipos más comunes de soldadura se conocen como de chaflán o filete y de preparación, las primeras se utilizan para conectar dos placas o elementos que se traslapan o forman una posición de "T". Las soldaduras de preparación, se usan comúnmente en conexiones a tope y algunas veces requieren de un biselado o preparación de sus bordes antes de la colocación de la soldadura. Cuando la soldadura abarca al espesor completo de la placa, para lo cual se requiere algunas veces soldar por ambos lados, a colocar placas de respaldo, se dice que alcanzan la "penetración completa": en caso contrario, se les llama de penetración parcial. En la figura siguiente se ilustran estos casos de soldaduras.

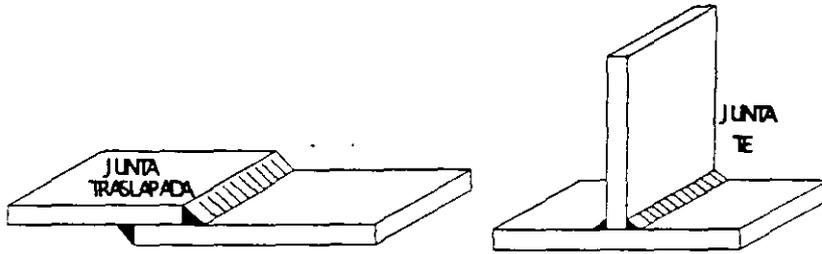
Las soldaduras de filete son las que se realizan con mayor facilidad, y por ésta razón, son también las más utilizadas, las capacidades de los distintos espesores y tipos de electrodos se dieron en una tabla de la Unidad 2, se prefiere utilizar los espesores de soldadura de 5, 6 y 8 mm, porque se pueden realizar con una sola pasada del electrodo, debe considerarse que la cantidad de metal de aportación se incrementa con el cuadro del tamaño de la soldadura, por lo que los incrementos en el tamaño y costo de la soldadura crecen enormemente cuando se incrementa el tamaño de la misma.

Debido a que una soldadura pequeña en el borde de una placa gruesa se enfría con mucha rapidez produciendo fragilidad y agrietamientos, cuando el material de aportación se contrae al enfriarse mientras la placa gruesa se lo impide, los tamaños mínimos que se permiten en las soldaduras de filete en función de la placa más gruesa de la unión se dan en la tabla siguiente :

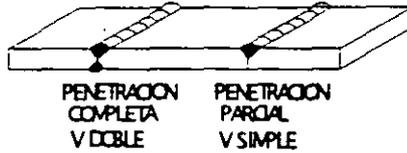
ESPEJOR MAS GRUESO DE LAS PARTE UNIDAS EN MM.	ESPEJOR MINIMO DE LA SOLDADURA.
Hasta 6 mm inclusive	3 mm
Más de 6 a 13 mm	5 mm
Más de 13 a 19 mm	6 mm
Más de 19 a 38 mm	8 mm
Más de 38 a 57 mm	10 mm
Más de 57 a 152 mm	13 mm
Más de 152 mm	16 mm

TABLA 7.3

También se limita el tamaño máximo de la soldadura de filete a no más del espesor de la placa menos 1.6 mm, cuando ésta excede de 6 mm, y al espesor de la placa, cuando es menor de 6 mm.

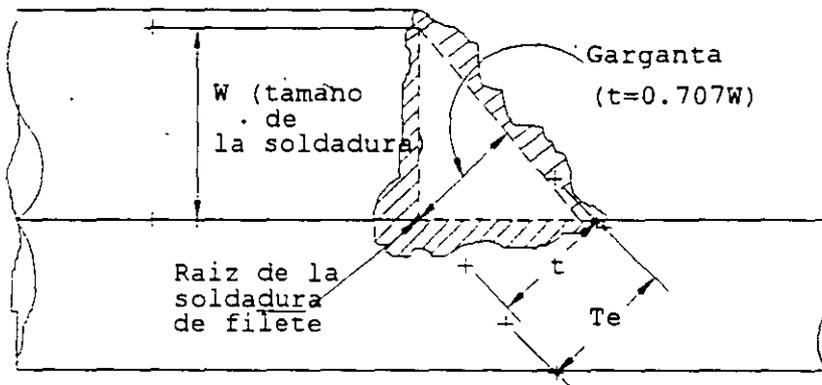


(a) JUNTAS CON SOLDADURAS DE FILETE

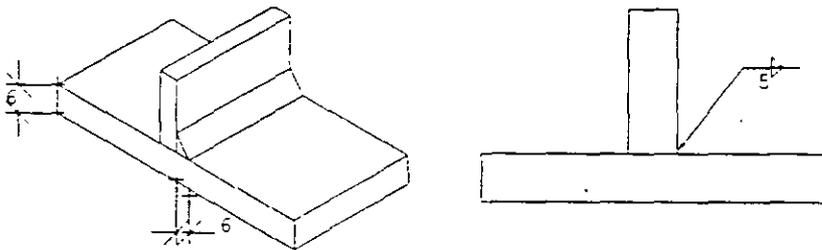


JUNTAS SOLDADAS A TOPE CON PREPARACION

Cuando se utiliza el proceso de soldadura eléctrica manual con electrodo protegido, la garganta efectiva es igual a la dimensión t de la figura siguiente. Cuando se utiliza el proceso de electrodo sumergido, la cantidad mayor de calor que se genera, produce una penetración más profunda y se permite una dimensión de garganta efectiva mayor, llamada T_e , igual al tamaño de la soldadura ω , si $\omega \leq 10\text{mm}$, y T_e se toma igual a $\omega + 3\text{ mm}$ cuando $\omega > 10\text{mm}$, esta situación se representa en la figura siguiente.



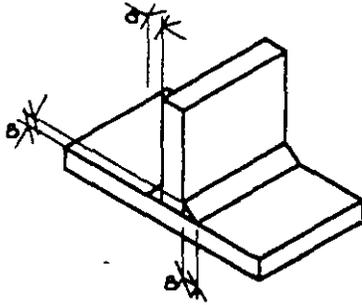
Los principales símbolos que se utilizan en las soldaduras son los siguientes:



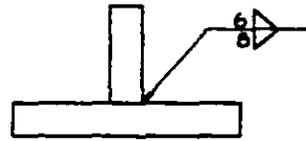
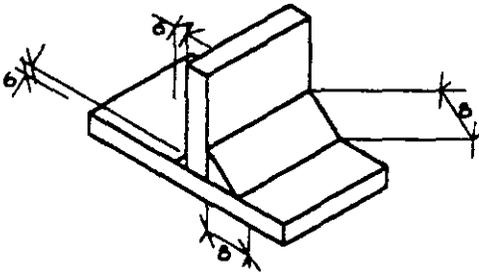
FILETE POR UN SOLO LADO

Soldadura deseada

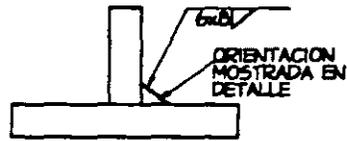
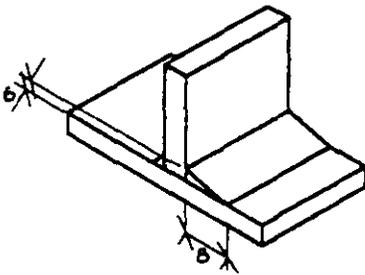
Símbolo



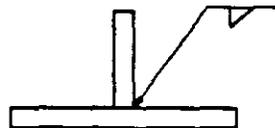
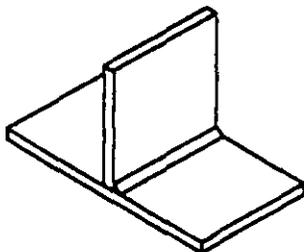
FILETES IGUALES A AMBOS LADOS



FILETES DESIGUALES A AMBOS LADOS

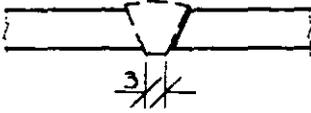


FILETE DE UN LADO DE LADOS DESIGUALES

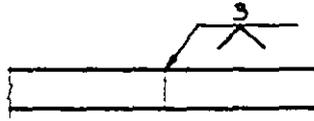


FILETE CONTINUO

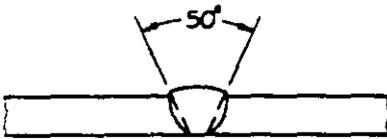
Soldadura deseada



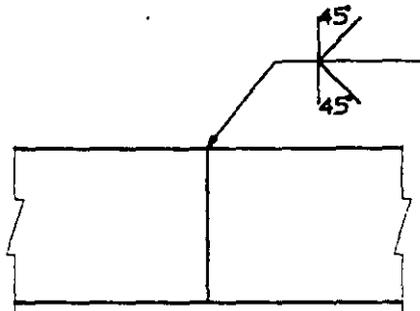
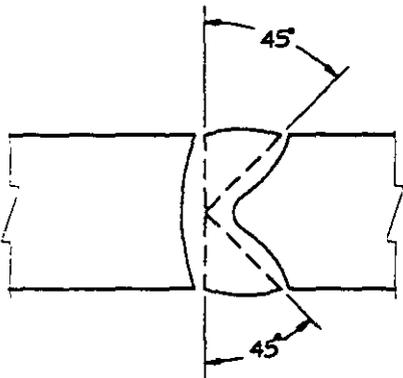
Simbolo



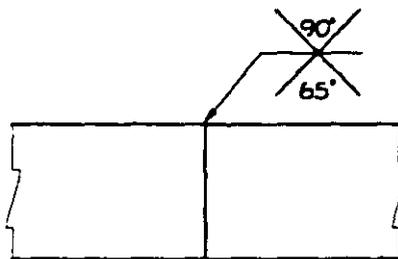
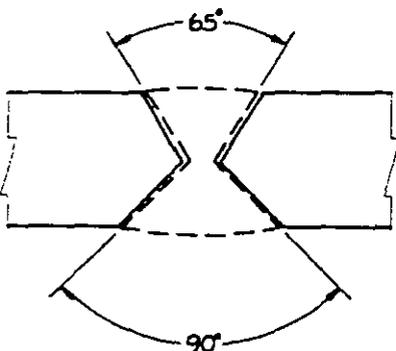
BISEL SENCILLO AMBAS PLACAS



BISEL SENCILLO AMBAS PLACAS



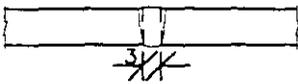
BISEL DOBLE EN UNA SOLA PLACA



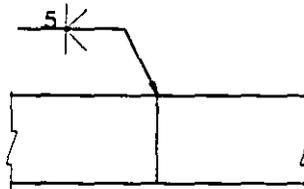
DOBLE BISEL CON ANGULO DISTINTO

Soldadura deseada

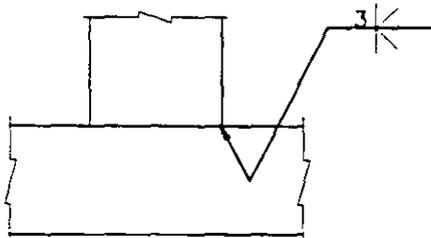
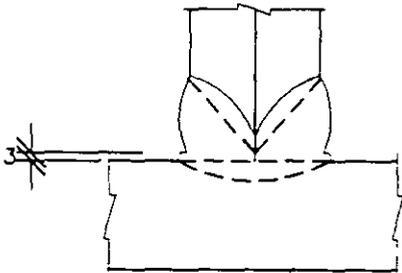
Simbolo



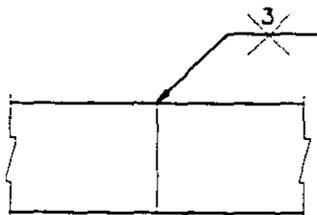
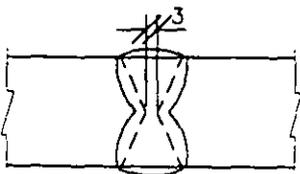
PREPARACION RECTA CON ABERTURA EN LA RAIZ



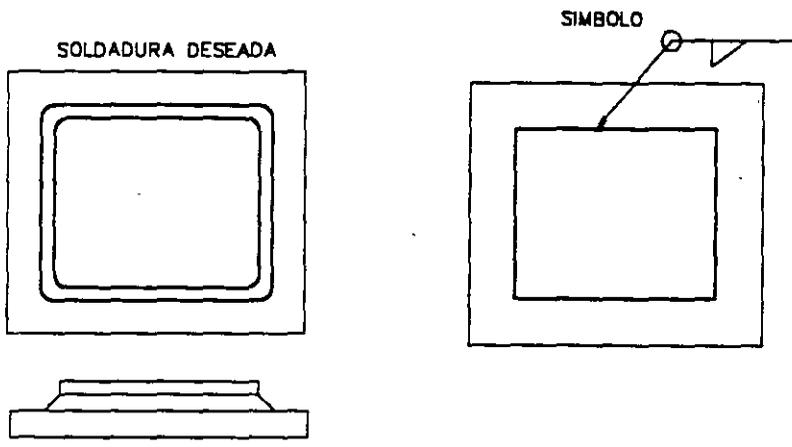
PREPARACION EN DOBLE BISEL A TOPE



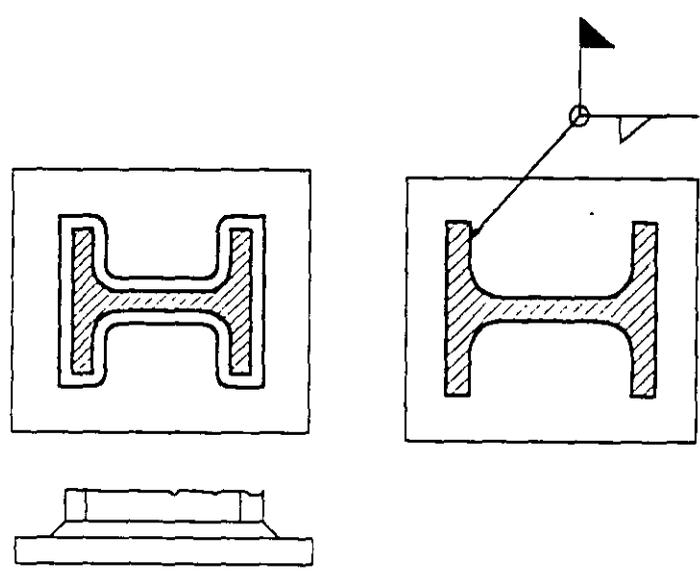
PREPARACION EN DOBLE BISEL A TE



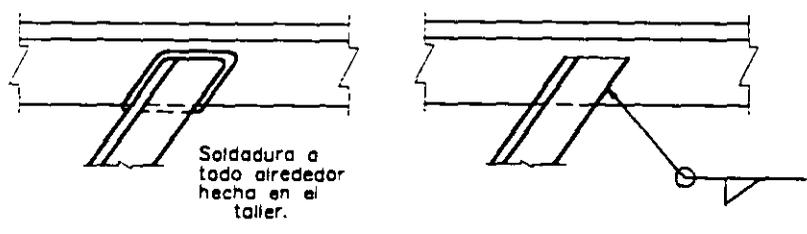
DOBLE BISEL EN AMBAS PLACAS



SOLDADURA DE FILETE A TODO ALREDEDOR

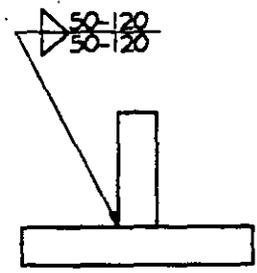
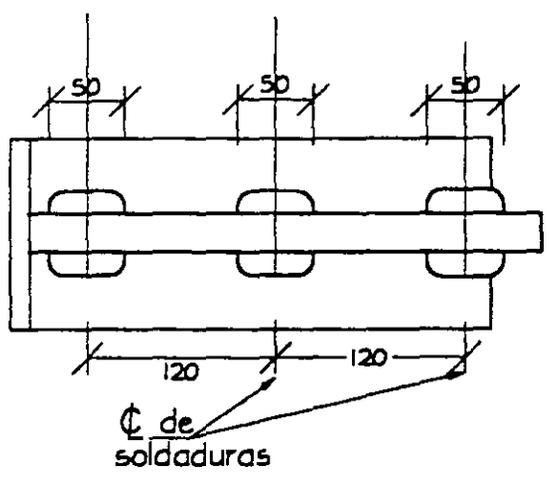


SOLDADURA DE FILETE A TODO ALREDEDOR
HECHA EN CAMPO

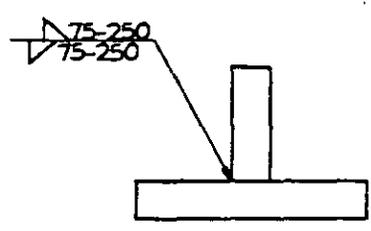
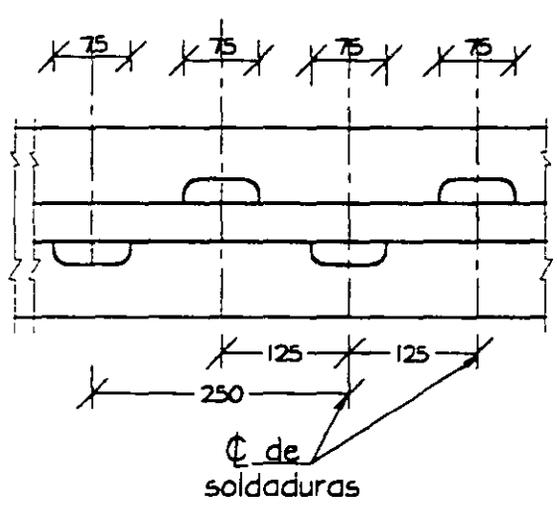


Soldadura deseada

Símbolo

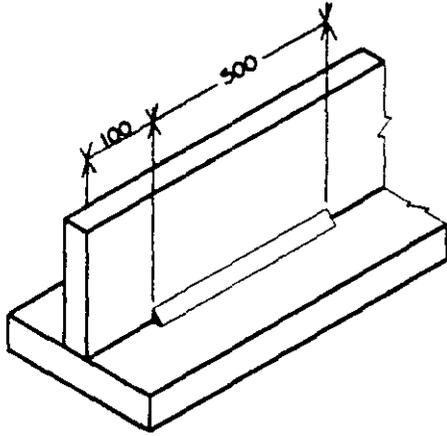


SOLDADURA INTERMITENTE AMBOS
LADOS APAREJADA

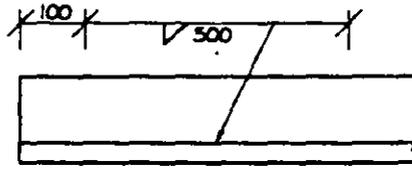


SOLDADURA INTERMITENTE AMBOS
LADOS ALTERNOS

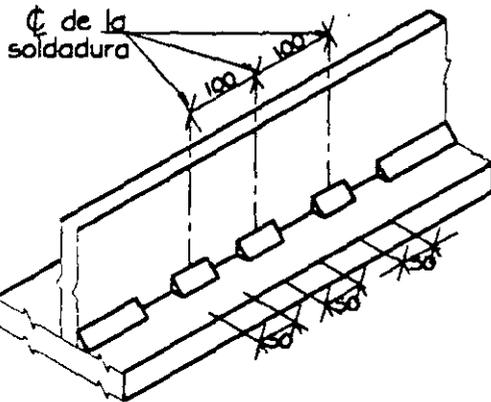
Soldadura desecada



Símbolo



FILETE DE LONGITUD DEFINIDA



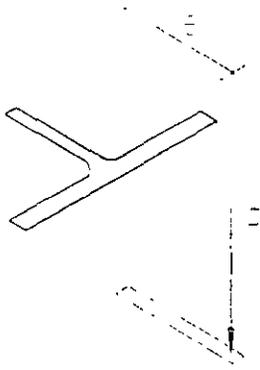
Símbolo



SEPARACION DE SOLDADURAS INTERMITENTES

EJEMPLO 7.4:

En la figura se muestra una ménsula cargada excentricamente. Calcular el espesor de soldadura de filete requerida.



Notas :

Material ASTM A-36

Electrodo E-70XX

P = 9100 kg

e = 30 cm.

L = 38 cm.

Momento sobre la soldadura P·e

M = 9100 x 30 = 273000 kg · cm.

a). Determinar el modulo de sección del grupo de soldadura

$$S = \frac{I}{c} = \frac{(L^3 / 12)}{(L / 2)} = \frac{L^2}{6}$$

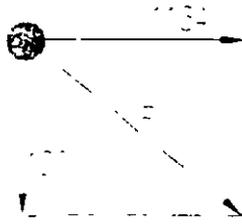
La fuerza cortante máxima por centímetro de longitud de soldadura debido al momento es :

$$f_m = M/S = \frac{3M}{L^2} = \frac{3 \times 9100 \times 30}{38^2} = 1134 \quad \text{kg / cm}$$

Dado que tenemos 2 líneas de soldadura, el esfuerzo a soportar por cada línea será:

$$f_m = 1134/2 = 567 \quad \text{kg / cm}$$

b). El cortante debido a la carga directa es calculada suponiendo que la línea de soldadura a cada lado de la placa toma la mitad de la carga total.



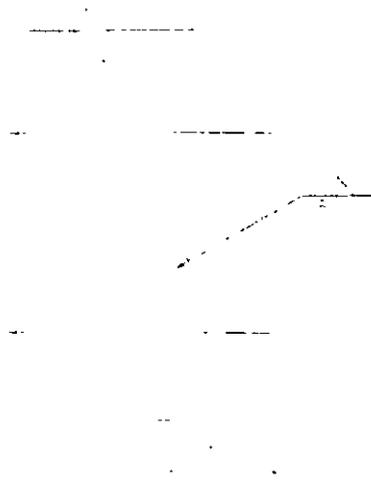
$$f_v = P/2L = 9100/(2 \times 38) = 120 \text{ kg / cm.}$$

c). La resultante de las dos fuerzas es :

$$f_R = \sqrt{f_m^2 + f_v^2} = \sqrt{567^2 + 120^2} = 580 \text{ kg / cm}$$

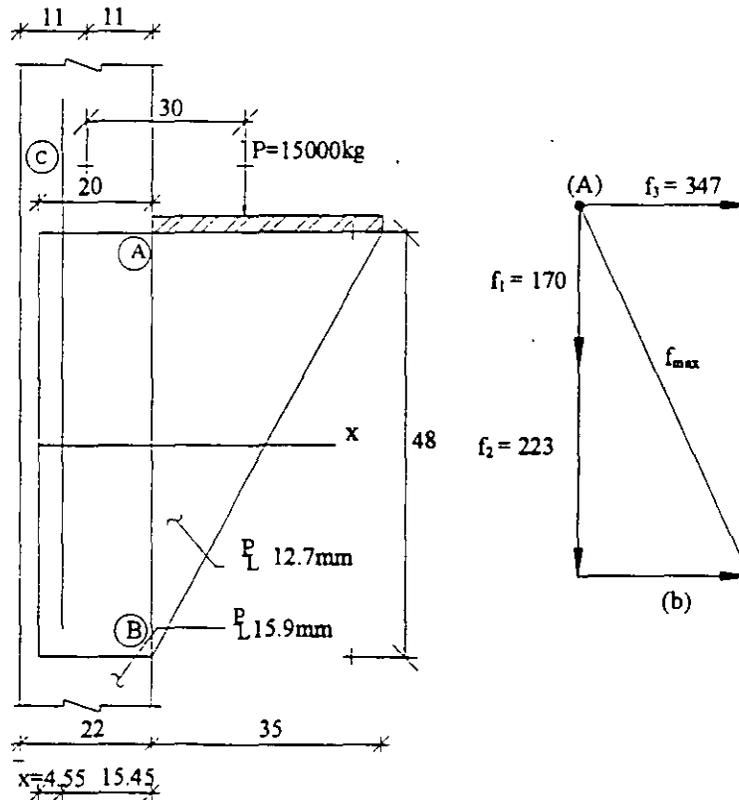
Para soldadura E-70XX con espesor de $t = 6 \text{ mm}$ la resistencia será 625 kg/cm .

$R = 625 \text{ kg/cm} > 580 \text{ kg/cm} \therefore$ se colocará soldadura de filete de $t = 6 \text{ mm}$.



EJEMPLO 7.5 :

Determinar el tamaño de la soldadura de filete de la ménsula del ejemplo 7.1. Los electrodos a emplearse serán E-70XX.



Obtención del centroide del cordón de soldadura propuesto :

$$\bar{x} = \frac{\sum M_c}{L} = \frac{[20(10)]2}{20 \times 2 + 48} = 4.55 \text{ cm}$$

Calculo del momento torsionante:

Brazo de palanca = $(30+11-2-4.55) = 34.45 \text{ cm}$

$$M_T = 15000 \times 34.45 = 516750 \text{ kg} \cdot \text{cm}.$$

Longitud total de soldadura : $L = 48 + 20 \times 2 = 88 \text{ cm}$

$$I_x = \left[20(24)^2 \right] 2 + \frac{(48)^3}{12} = 32256 \text{ cm}^3$$

$$I_y = \left[\frac{(20)^3}{12} + 20(5.45)^2 \right] 2 + 48(4.55)^2 = 3515 \text{ cm}^3$$

$$J = I_x + I_y$$

Los puntos críticos son A y B; en la figura (b) se muestran las fuerzas por unidad de longitud en el primero de ellos.

$$f_1 = \frac{T}{L} = \frac{15000}{88} = 170 \text{ kg/cm}$$

$$f_2 = \frac{M_T}{J} x = \frac{516750}{35771} (15.45) = 223 \text{ kg/cm}$$

$$f_3 = \frac{M_T}{J} y = \frac{516750}{35771} (24) = 347 \text{ kg/cm}$$

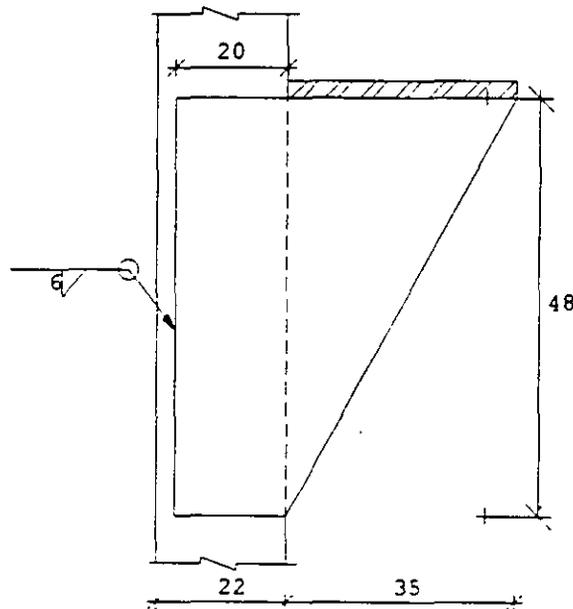
$$f_{\max} = \sqrt{(170 + 223)^2 + 347^2} = 524 \text{ kg/cm}$$

De la tabla de espesores de soldadura obtenemos que para el espesor $t = 6\text{mm}$ con electrodo E-70XX tenemos una capacidad de 625 kg/cm .

espesor mínimo $t = 6 \text{ mm}$

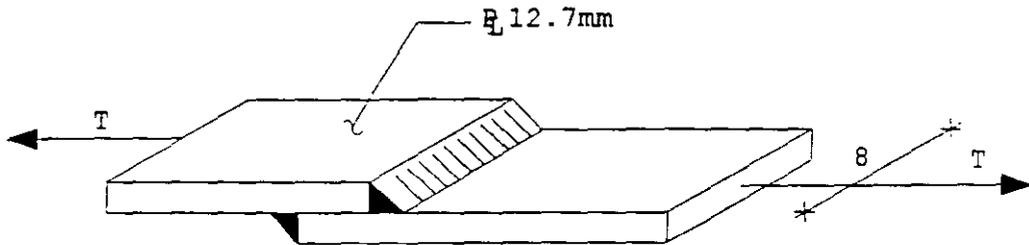
espesor máximo $t = 12.7 - 1.6 = 11.1 \text{ mm}$

∴ Se acepta la soldadura, quedando el croquis de la manera siguiente :



EJEMPLO 7.6 :

Diseñar las soldaduras de filete necesarias para la junta traslapada mostrada en la figura, considerando que se emplearán electrodos E-70XX. El diseño debe realizarse para desarrollar la capacidad total de las placas mostradas.



Sabiendo que el esfuerzo a tensión permisible es $F_t = 1520 \text{ kg/cm}^2$

La tensión máxima que soporta la placa es de :

$$T = A F_t = (8 \times 1.27) 1520 = 15443 \text{ kg}$$

Cálculo del espesor de la soldadura; teniendo un cordón de $L = 8 \times 2 = 16 \text{ cm}$

$$\text{espesor requerido } t = \frac{T}{L} = \frac{15443}{16} = 965 \text{ kg/cm}$$

De la tabla observamos que el espesor que se aproxima a esa capacidad es :

$$t = 10 \text{ mm con una capacidad de } 1040 \text{ kg/cm} > 965 \text{ kg/cm}$$

verificando espesores mínimos y máximos de soldadura, tenemos :

$$\text{Para placa de } 12.7 \text{ mm} \quad t_{\min} = 5 \text{ mm} < 10 \text{ mm.}$$

$$t_{\max} = 12.7 - 1.6 = 11 \text{ mm} > 10 \text{ mm}$$

\therefore se acepta la soldadura.

CAPITULO 8

**MANUAL DE EVALUACIÓN
POSTSÍSMICA DE LA
SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE EDIFICACIONES**

GOBIERNO DEL DISTRITO
FEDERAL
RECIBIDO
FEB. 16 1999
DIRECCION GENERAL DE
PROTECCION CIVIL

6.8.- Evaluación detallada en estructuras de acero.

6.8.1.- Generalidades.

La información de daños en estructuras de acero obtenida durante terremotos como los de la Ciudad de México y Chile en 1985, el de Northridge, California en 1994 y Kobe, Japón en 1995, es la base que permite proponer criterios de evaluación postsísmica detallada en estructuras de acero. De acuerdo con esta información, se han podido identificar patrones de daños típicos en este tipo de estructuras, los cuales se comentan a continuación.

En elementos estructurales podemos destacar los siguientes daños típicos que pueden presentarse durante un evento sísmico importante:

- Pandeo lateral y pandeo local en vigas, con fluencia o fractura de patines, fractura de placas que forman el alma, etc.
- Pandeo local en columnas, con fractura y desgarramiento laminar.
- Pandeo general y local en contraventeos.
- Falla por pandeo y fuerza cortante elevada en diagonales, montantes de armaduras, columnas y vigas de alma abierta.
- Falla de placas de conexión en la cimentación.

Un aspecto relevante a considerar en la evaluación postsísmica de la seguridad estructural en estructuras de este tipo, es el del comportamiento de conexiones entre elementos estructurales, tanto remachadas como soldadas. El mal comportamiento de estas conexiones ha sido identificado como causa principal de daño y falla en estructuras de acero durante sismos. Los principales factores que en eventos sísmicos anteriores han influido en este mal comportamiento han sido el uso de acero y elemento base con características pobres para soldar, presencia de esfuerzos residuales productos del proceso de construcción y de soldadura, el empleo de mano de obra no calificada, escasa resistencia al cortante en tornillos (lo cual provocó fluencia y ruptura de éstos); etc.

Otros aspectos a considerar en los procedimientos de evaluación de estructuras de acero son la corrosión y oxidación, ya que estos fenómenos pueden alterar notablemente las propiedades del acero.

6.8.2.- Información relevante para efectuar la evaluación postsísmica de estructuras formadas a base de marcos de acero

A continuación se propone un procedimiento con el cual se pretende que, después de un sismo fuerte, el ingeniero pueda realizar una evaluación confiable de la seguridad estructural de una edificación a base de elementos estructurales de acero y dictaminar si la edificación puede ser ocupada sin riesgo excesivo para sus ocupantes. Con el propósito de facilitar la ejecución de esta evaluación, ésta se ha dividido en tres partes principales: conexiones, vigas y columnas. Además, se comenta el caso de elementos estructurales con secciones de alma abierta.

Conexiones

Es deseable iniciar la revisión de la seguridad de una estructura de acero con las conexiones, pues como ya mencionó anteriormente, esta parte es relevante en el buen desempeño de la estructura. La mayoría de las veces las conexiones estarán ocultas por elementos no estructurales, por lo que será necesario remover estos elementos, que normalmente son plafones, tableros, elementos secundarios, etc. En algunos casos será necesario demoler parcialmente techos y paredes. Se recomienda dejar al descubierto como mínimo una distancia igual al peralte de la viga, tanto en columnas como en vigas con el fin de poder realizar también la revisión de las secciones críticas de estos elementos estructurales.

Se debe tratar de detectar los grupos de conexiones que se crea que resulten más vulnerables y que se encuentren en los lugares que sean más accesibles para la revisión.

En la fig. 6.8 se muestran los daños más comunes que se pueden observar en una conexión soldada:

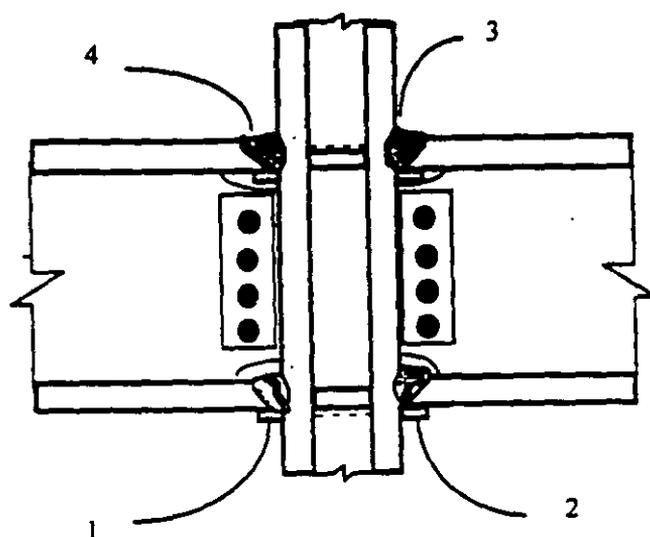


Fig. 6.8 Daños en conexiones soldadas (SAC, 1994)

- 1.- Fractura completa en la soldadura
- 2.- Fractura parcial en la soldadura
- 3.- Fracturas en el contacto del patín de la columna con la soldadura
- 4.- Fracturas en el contacto de los patines de la trabe con la soldadura

En el primer y segundo caso, las fracturas se prolongan a través del metal utilizado en la soldadura. Los otros dos casos ocurren en la zona de fusión entre el material de aportación y el material base, constituido en este caso por los patines de vigas y columnas. Estos tipos de daños son resultado de la pérdida de capacidad a tensión del patín inferior de la viga.

Las principales fallas en soldaduras ocurren en la unión de columnas con los patines inferiores de las vigas. esto es debido principalmente a que en obra los soldadores pueden realizar sin dificultad de operación una junta de penetración completa en el patín superior; sin embargo, en el caso del patín inferior la ejecución de la soldadura se complica, ya que el alma de la viga obstruye la colocación continua de la soldadura. Esto sugiere que la inspección de la soldadura de la conexión en la parte del patín inferior debe ser objeto de una revisión cuidadosa. Es de interés mencionar que de acuerdo a estadísticas de daños observados durante el sismo de Northridge, la ocurrencia de daños en el patín superior implicaba que el patín inferior también estaba dañado.

En relación a conexiones atornilladas, los daños pueden ser detectados más fácilmente, pues la forma en que éstos se presentan hacen identificable el tipo de falla. Los tipos más comunes de estas fallas se muestran en la fig. 6.9:

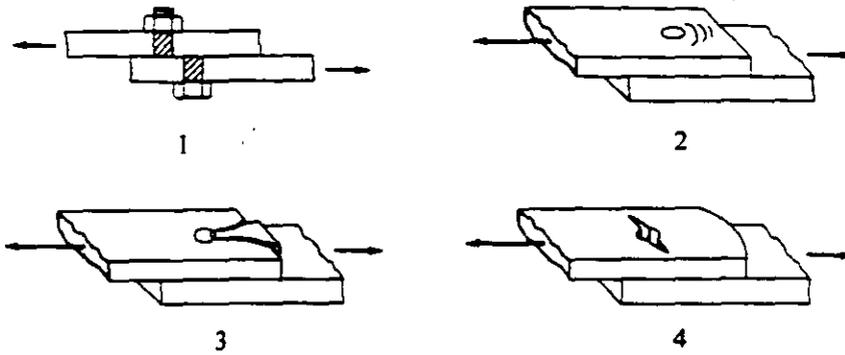


Fig. 6.9 Daños típicos en conexiones remachadas (Salmon et al, 1996)

- 1.- cortante
- 2.- aplastamiento
- 3.- desgarramiento
- 4.- sección insuficiente

La falla por cortante en conexiones atornilladas o remachadas se origina cuando se excede la capacidad de los tornillos o remaches. En la mayor parte de los casos esto se manifiesta con la fluencia o deformación de los tornillos o remaches. En la falla por aplastamiento la capacidad de los tornillos es mucho mayor que la de las placas y éstas son las que llegan a la ruptura. La falla por desgarramiento es originada por una escasa distancia del tornillo al borde de la placa la cual se puede fracturar si se presenta una tensión elevada en ella. La falla por sección insuficiente se presenta sólo en miembros sujetos a tensión, el diámetro y separación de los agujeros influye de manera directa, ya que se reduce el área neta, lo cual origina que la resistencia disminuya y ocurra la ruptura de la placa se divida en dos.

Panel de Unión

Las traveses se unen con una columna en un punto común por lo que aquí se forman paneles de unión, la revisión de estas zonas también es importante pues en este lugar se llevan a cabo un gran número de conexiones. Los daños que se presentan en esta zona son difíciles de detectar, pues en muchos casos, además de las vigas conectadas a los patines de la columna, existen vigas conectadas al alma, lo que impide la visibilidad de dicha zona.

Los daños más comunes que se presentan en esta zona se muestran en la fig. 6.10:

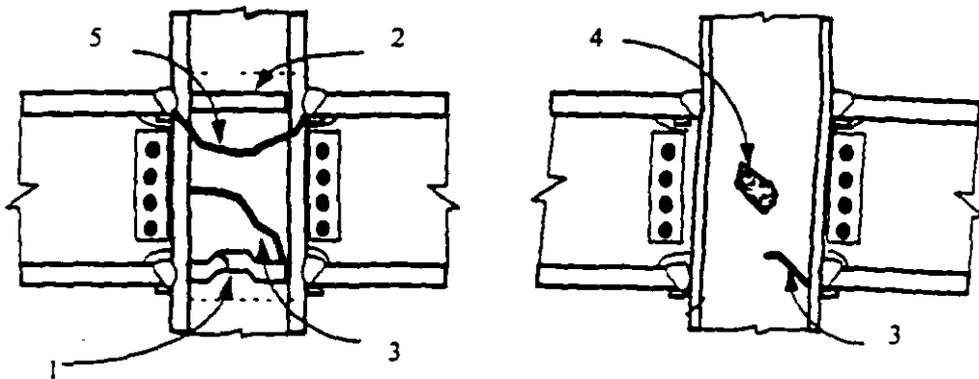


Fig. 6.10 Daños típicos en conexiones viga-columna (SAC, 1994)

- 1.- Fractura o pandeo de atiesadores.
- 2.- Fracturas en la soldadura de los atiesadores.
- 3.- Fractura parcial en el alma de la columna.
- 4.- Pandeo del alma.
- 5.- Ruptura de la columna.

Las grietas en la soldadura de los atiesadores, y cualquier daño ocurrido en éstos no será de graves consecuencias para la estructura, siempre y cuando la fractura o grieta no se extienda y penetre el material de la columna. Si la grieta penetra en el panel, ésta tiende a extenderse bajo la presencia de cargas adicionales resultando una separación completa de la parte superior de la

columna con la inferior. Esta falla representa un gran riesgo para la estructura, pues la columna pierde gran parte de su capacidad resistente.

Vigas

Los daños en vigas consisten principalmente en fluencia, pandeo o fractura de los patines o alma en zonas cercanas a la conexión con la columna. La fig. 6.11 ilustra los tipos de daños en estos elementos estructurales:

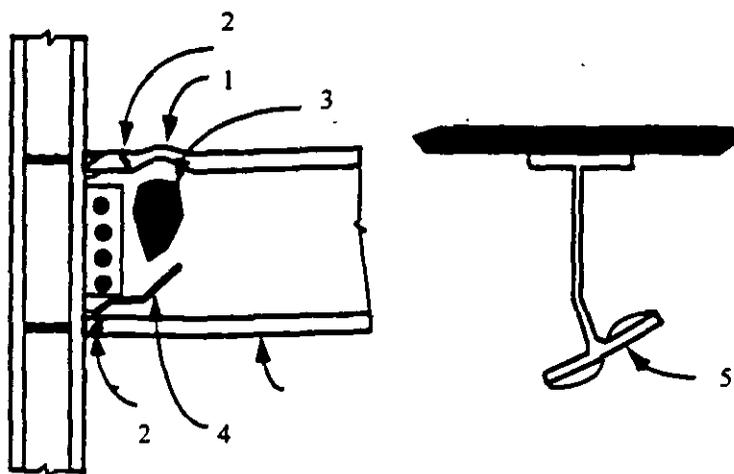


Fig. 6.11 Daños típicos en vigas (SAC, 1994)

- 1.- Pandeo de los patines.
- 2.- Fractura de los patines.
- 3.- Pandeo del alma.
- 4.- Fractura del alma.
- 5.- Pandeo lateral de la sección.

La fluencia y el pandeo en patines ocurren debido a la pérdida de su capacidad que en secciones compactas aparece gradualmente y se incrementa a medida que crece el número de ciclos inelásticos que se producen durante un sismo.

Las fracturas en los patines fuera de la zona de soldadura son resultado de la pérdida completa de la capacidad a tensión del patín, esto trae como consecuencia una reducción significativa de la capacidad resistente del marco ante cargas laterales, así como reducción importante de la rigidez de la conexión.

Es de interés mencionar que los daños en vigas se presentan con mayor frecuencia en el patín inferior debido a que generalmente en todas las estructuras se tienen losas de concreto que se apoyan en los patines superiores las cuales reducen notablemente la posibilidad de pandeo local en dichos patines. Además, la presencia de estas losas tienden a colocar el eje neutro cerca del patín superior, por lo tanto, existe mayor deformación por tensión en los patines inferiores. Otro factor, anteriormente mencionado, es la dificultad de soldar en la parte inferior.

Columnas

En la fig. 6.12 podemos distinguir los siguientes tipos de daños en columnas:

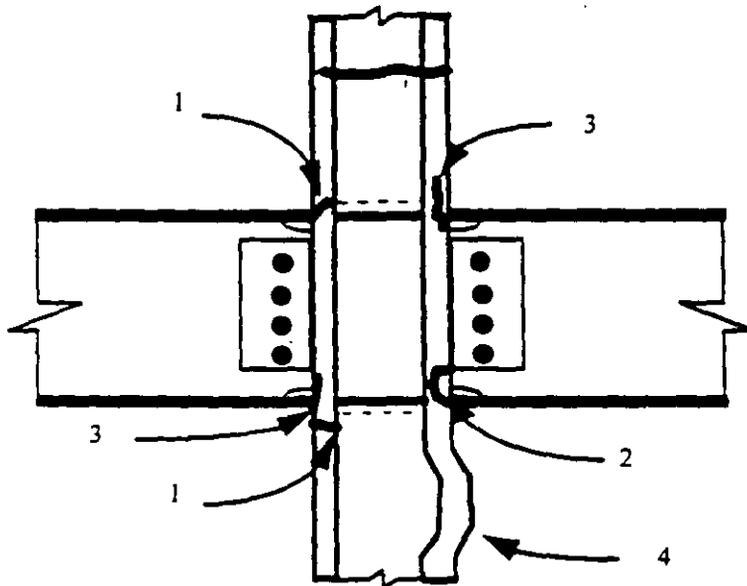


Fig. 6.12 Daños típicos en columnas (SAC, 1994)

1.- Fracturas en el patín

- 2.- Desprendimiento de una sección del patín
- 3.- Desgarramiento laminar del patín
- 4.- Pandeo del patín

El daño identificado con el número 1 en la fig. 6.12 consiste en pequeñas grietas que se presentan en el patín, principalmente en la unión con la viga. El daño número 2 es una extensión del daño anterior, la grieta se inicia en la raíz de la soldadura entre los patines de la viga y la columna y se extiende longitudinalmente en el patín de la columna. Las rupturas en los patines son resultado de la pérdida de la capacidad a tensión y bajo cargas adicionales pueden convertirse en daños mayores. El daño número 3 es resultado de defectos en el proceso de fabricación del acero y contribuye de manera directa al desprendimiento de alguna sección del patín.

La revisión de las columnas del primer nivel es de gran importancia pues representan la unión entre la estructura y la cimentación, por lo que ésta también debe revisarse. Un criterio simplista que se sugiere para los contraventeos es revisarlos como columnas.

En edificaciones a base de marcos de acero estructural se evaluarán los porcentajes de elementos con grado de daño IV y V, y se procederá a evaluar estos grados de daño como se indica a continuación:

	< 10%	⇒	Clasificación A
Grado IV	10% - 30%	⇒	Clasificación B
	> 30%	⇒	Clasificación C
	< 5%	⇒	Clasificación A
Grado V	5% - 15%	⇒	Clasificación B
	> 15%	⇒	Clasificación C

La tabla 6.4 muestra los criterios para definir los grados de daño en elementos de acero estructural.

TABLA 6.4- CRITERIOS PARA DETERMINAR EL GRADO DE DAÑOS DE ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL.

GRADO	ESTADO DE DAÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES
I	Sin defectos visibles.
II	Con deformaciones dentro de las tolerancias que establecen las normas para fabricación y montaje de estructuras de acero.
III	Con deformaciones ligeramente superiores a las normales.
IV	En vigas o columnas que forman parte de marcos: pandeo local, fractura o alguna evidencia de daños en secciones del elemento estructural fuera de zonas de posible formación de articulaciones plásticas.
V	En vigas o columnas que forman parte de marcos: pandeo local, fractura o alguna evidencia de daños en secciones del elemento estructural dentro de zonas de posible formación de articulaciones plásticas. En vigas de alma abierta que forman parte de marcos: fractura o pandeo de alguna cuerda o montante. En uniones viga-columna: pandeo local, fractura o alguna evidencia de daños, fractura de soldadura, tornillos o remaches faltantes o con algún tipo de daño. Pandeo o fractura de elementos de contraventeo.

En las fotografías 13 a 16 se ilustran grados de daño en elementos de acero estructural.

CONEXIONES VIGA-COLUMNA EN MARCOS RIGIDOS DE EDIFICIOS

INTRODUCCION: Las hipótesis relativas al comportamiento de las conexiones constituyen uno de los aspectos más importantes del análisis estructural.

Las conexiones transmiten los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales entre vigas y columnas, con lo que se logra que todos los elementos de la estructura trabajen en conjunto.

El análisis de los marcos rígidos se basa en la suposición de que hay continuidad completa en las juntas entre vigas y columnas, las que transmiten los elementos mecánicos íntegros, sin desplazamientos lineales o angulares relativos entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo; para que el comportamiento de la estructura real corresponda al supuesto, no basta con analizar y diseñar vigas y columnas con gran exactitud, sino se requiere también que las uniones entre ellas se diseñen y construyan de manera que se satisfaga esa suposición.

Hasta hace pocos años las conexiones se trataban, en general, como si no tuviesen dimensiones, como si fuesen el punto de intersección de los ejes de las barras que concurren en ellas; si se consideraban las dimensiones, se suponía que eran indeformables. La realidad es otra: las conexiones son elementos estructurales deformables de dimensiones finitas: sus deformaciones, sobre todo las producidas por las fuerzas cortantes en el tablero limitado por los bordes interiores de los patines de vigas y columnas, pueden influir de manera significativa en la respuesta bajo carga de la estructura, lo que obliga a proporcionarles una rigidez suficiente para que las deformaciones no afecten el comportamiento de la estructura, o a tenerlas en cuenta en el análisis cuando sean significativas.

El comportamiento de los marcos rígidos depende en buena medida del de sus juntas: si su rigidez es insuficiente pueden permitir rotaciones elásticas y comportarse como uniones semirígidas, lo que hace que los momentos en otras zonas de la estructura sean mayores que los determinados en el análisis (por ejemplo, aumentan los momentos positivos que producen las cargas verticales en la parte central de las vigas); si su resistencia es baja, pueden ser incapaces de resistir las sollicitaciones que obran sobre ellas, o de alcanzar y mantener, durante rotaciones importantes, los momentos necesarios para que se forme el mecanismo de colapso, lo que ocasiona una disminución de la resistencia del marco.

Como el diseño correcto de un marco rígido requiere un conocimiento completo del comportamiento de sus conexiones, en los intervalos elástico e inelástico, se han realizado muchos estudios, analíticos y experimentales, para determinarlo; la mayor parte de ellos, sobre todo los recientes se refiere a juntas soldadas, con tornillos de alta resistencia, o con una combinación de ambos.

Buena parte de los estudios se ha encaminado a conocer el comportamiento bajo carga estática, pero en los últimos años se han investigado también las conexiones cargadas cíclicamente, para obtener métodos de diseño aplicables a marcos rígidos de edificios construidos en zonas sísmicas.

Las cuatro conexiones viga-columna que se emplean más comúnmente en marcos de edificios se muestran en la Fig. 8.1; las dos primeras corresponden al nivel superior y las otras dos a uno intermedio; en cada caso se ha dibujado una columna extrema y una intermedia.

Como es usual en estructuras reales, la columna pasa a través de la junta, y las vigas se unen a sus patines.*

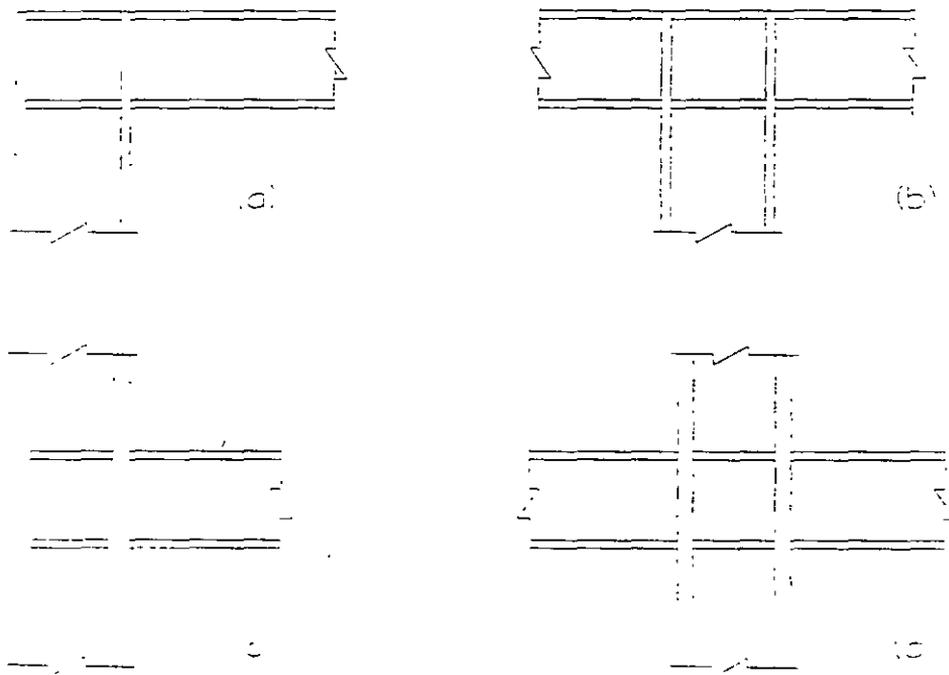


Fig 8.1 Conexiones viga-columna de marcos rígidos

* Este no es un requisito indispensable; ya que puede haber ocasiones en que convenga que los elementos que se interrumpen en la conexión sean las columnas por facilidad de conexión. Sin embargo, es la situación más común, pues se facilita el montaje de la estructura y se obtienen conexiones más resistentes, en vista de que los perfiles usados como columnas suelen ser mayores que las vigas y su alma es, en general, más gruesa.

Casi todos los estudios realizados hasta ahora han correspondido a marcos planos, con una o dos vigas unidas a los patines de la columna; sin embargo, en estructuras reales hay casi siempre tres o cuatro vigas en cada conexión, pues en cada columna se cruzan dos marcos; las vigas llegan a uno o a los dos patines y a uno o ambos lados del alma.

Cuando la columna pasa a través de la junta, el diseño de la conexión consiste en:

- 1.- Dimensionamiento de los medios de unión entre traveses y columna, necesarios para transmitir a esta los elementos mecánicos de las secciones extremas de aquellas, utilizando soldadura, remaches* o tornillos de alta resistencia. En juntas soldadas la unión puede ser directa o por medio de placas en los patines, ángulos o placas en el alma, o ménsulas; en juntas atornilladas siempre se utilizan placas, ángulos u otros elementos de unión (tés, por ejemplo).
- 2.- Revisión de la columna para determinar si tiene resistencia y rigidez adecuadas a fin de soportar las solicitaciones que recibe de las vigas, al mismo tiempo que actúa sobre ella la compresión que proviene de los niveles superiores.
- 3.- Diseño, en su caso, de los refuerzos necesarios: atiesadores entre los patines de la columna, placas adosadas o paralelas al alma.

Bajo carga vertical las juntas más críticas suelen ser las laterales (fig. 8.1, a y c), porque los momentos que recibe una columna central de las dos vigas son, en general, de signos contrarios, por lo que tienden a equilibrarse; la situación cambia cuando obran sobre la estructura fuerzas horizontales ocasionadas por viento o sismo.

CARACTERÍSTICAS DE LAS CONEXIONES: Para que el comportamiento de una junta sea satisfactorio, han de satisfacerse los requisitos siguientes:

RESISTENCIA: Las conexiones deben ser capaces de resistir las acciones que les transmiten los miembros de la estructura que llegan a ellas. En diseño elástico, el límite de utilidad estructural debería ser la aparición del esfuerzo de fluencia en la junta o en el extremo de alguna de las vigas o columnas *. En diseño plástico, el estado límite lo constituye la formación de una articulación plástica necesarias para que la estructura se convierta en un mecanismo.

RIGIDEZ: La rigidez, en el intervalo elástico, de las conexiones viga-columna, debe ser suficiente para que las posiciones relativas de todos los elementos estructurales se conserven fijas bajo cargas de trabajo.

* Los remaches casi no se usan en estructuras modernas; no se tratarán aquí, aunque su diseño es similar al de los tornillos y debe considerarse cuando se revisan edificaciones antiguas.

CAPACIDAD DE ROTACION: Las conexiones deben admitir rotaciones inelásticas importantes conservando la resistencia a la flexión correspondiente a la formación, en ellas, de una articulación plástica, o tener resistencia y rigidez suficientes para que se formen articulaciones plásticas en el extremo contiguo a ellas de alguno o algunos de los miembros, y que giren, bajo momento M_p constante, los ángulos necesarios para las redistribuciones de momentos que preceden la formación del mecanismo de colapso.

Esta característica es indispensable para que la estructura alcance la carga de colapso teórica, pues para ello tienen que formarse todas las articulaciones requeridas para el mecanismo sin que disminuya el momento resistente de ninguna, lo que solo sucede cuando su capacidad de rotación bajo momento M_p constante es suficiente.

Las juntas de estructuras diseñadas elásticamente no requieren, en teoría, capacidad de rotación, ya que el límite de utilidad estructural corresponde a la aparición del esfuerzo de fluencia en alguna zona crítica; sin embargo, la ductilidad es deseable como una protección contra fallas frágiles y para obtener un comportamiento aceptable bajo solicitaciones sísmicas. (Los esfuerzos evaluados con métodos elásticos aplicados a estructuras de cierta complejidad tienen poco que ver con los que realmente existen en ellas; su utilidad estriba en que permiten comparar el comportamiento previsto de la estructura que se está diseñando con el de otras ya construidas, diseñadas con los mismos métodos, que se han comportado satisfactoriamente. Las incertidumbres en el cálculo de los esfuerzos provienen de dificultades en la evaluación de las solicitaciones, sobre todo sísmicas, de la complejidad de las estructuras y su interacción con muros, contravientos verticales, sistemas de piso y rampas de escaleras, de la existencia de esfuerzos residuales y concentraciones de esfuerzos, así como de las interacciones suelo estructura que puede ocasionar, entre otros fenómenos, hundimientos diferenciales de los apoyos; por todo esto, las juntas deben diseñarse para que permitan un comportamiento dúctil de las estructuras bajo solicitaciones mayores que las calculadas, pues en caso contrario la falla puede presentarse mucho antes de que se alcance la resistencia máxima teórica. Por las razones expuestas, las juntas de los marcos diseñados elásticamente deben dimensionarse y construirse de manera que posean una capacidad de rotación suficiente).

*** El estado de esfuerzos en las conexiones es muy complejo, pues los esfuerzos producidos por los momentos flexionantes, fuerzas normales y fuerzas cortantes que les transmiten las vigas y columnas, ya de por sí complicados y difíciles de evaluar, se superponen con los residuales que hay siempre en los perfiles de acero y con los que ocasiona la soldadura; esto hace que bajo cargas de trabajo (y, seguramente, antes de aplicar esas cargas) haya ya zonas localizadas en estado plástico. La imposibilidad de determinar los esfuerzos reales en condiciones de servicio, y el hecho de que la aparición del esfuerzo de fluencia en algún punto no constituye un estado límite de resistencia, hacen que en la práctica actual las conexiones se diseñen con métodos plásticos simplificados, aunque el diseño de la estructura en general se efectúe utilizando esfuerzos permisibles.**

ECONOMIA: La resistencia, rigidez y capacidad de rotación de una junta pueden incrementarse siempre aumentando la cantidad de material utilizada en ella; sin embargo, como una parte importante del costo de fabricación de los marcos rígidos corresponde a las conexiones, estas han de diseñarse de manera que tengan propiedades satisfactorias con el menor incremento posible de material y mano de obra. Además, han de proyectarse para que permitan un montaje sencillo y rápido.

DISEÑO DE CONEXIONES CARGADAS ESTATICAMENTE: De acuerdo a los resultados obtenidos al ensayar conexiones de dos tipos, unas con dos vigas, soldadas a los patines y a los dos lados del alma; las vigas se soldaron directamente a la columna en todos los casos. con penetración completa en los patines y filetes en las almas, pero las formulas desarrolladas partiendo de los resultados de estas investigaciones pueden utilizarse también cuando las fuerzas normales en los patines de las vigas, y las cortantes en el alma, se transmiten por medio de placas.

Con fecha posterior se han estudiado juntas en las que las vigas se unen a las columnas de otras maneras.

En los trece especímenes ensayados en la forma descrita anteriormente se utilizó el mismo perfil para las vigas, pero el tamaño de las columnas se varió, simulando conexiones de los niveles superiores, intermedios e inferiores de un marco alto. Tres especímenes se hicieron con cuatro vigas, conectadas a los patines y al alma de la columna.

Las cargas, que se aplicaron en todos los casos como se muestra en la Fig. 8.2, se incrementaron lentamente hasta la falla, para estudiar el comportamiento de juntas interiores bajo carga estática vertical, en las que los momentos en los extremos de las vigas son sensiblemente iguales y de sentidos contrarios. En todos los especímenes se aplicó una carga axial considerable en la columna, para reproducir las condiciones en que se encuentran las conexiones de edificios reales.

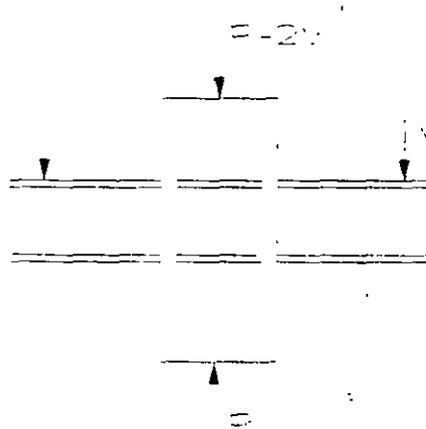


Fig 8.2 Cargas de los especímenes de la ref 8.4

Uno de los problemas principales que trató de resolverse es el de determinar si el alma de la columna requiere algún tipo de refuerzo, o si puede comportarse de manera adecuada por sí sola.

La magnitud de la compresión en la columna influyo poco en el comportamiento de las conexiones; las columnas no mostraron ningún indicio de falla baja cargas 1.65 veces mayores que las de trabajo, ni tampoco cuando al final de cada prueba se aumentaron el doble de las de trabajo, conservando las fuerzas finales en las vigas.

Los tres especímenes de cuatro vigas se comportaron mejor que los correspondientes de dos.

Los ensayos que se han descrito se complementaron con las pruebas de la Fig. 8.3, con las que se estudió el comportamiento de las columnas en las zonas opuestas a los patines de las vigas que están en tensión y en compresión, y la efectividad de atiesadores excéntricos.*

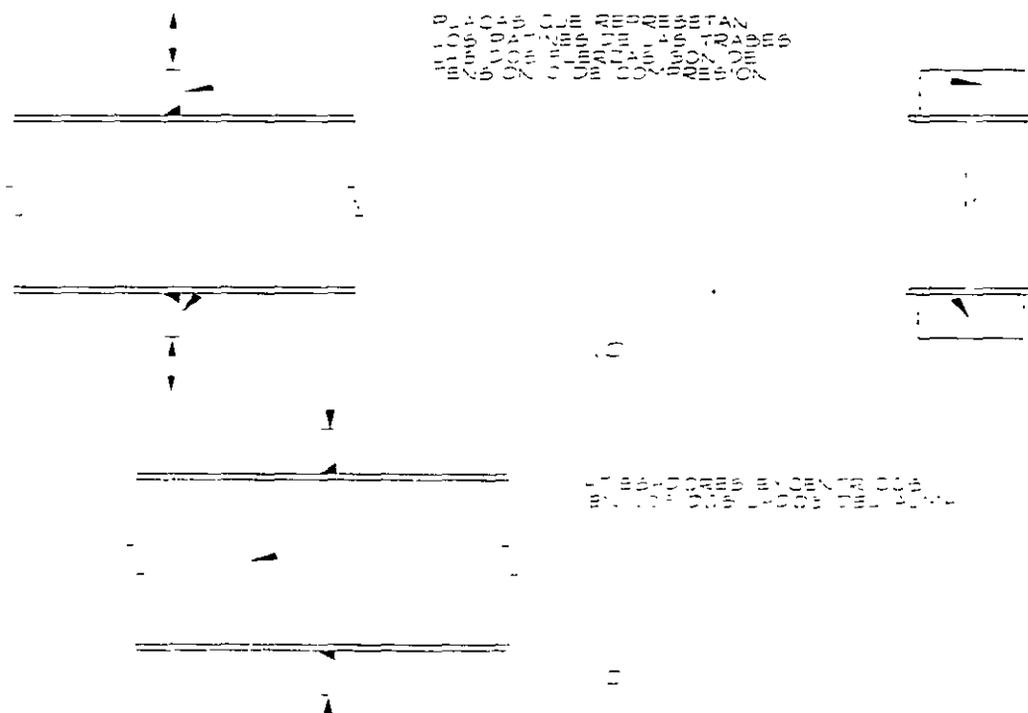


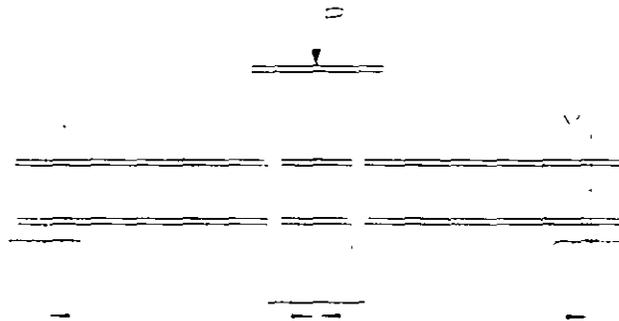
Fig 8.3 Simulación del efecto de los patines de las vigas en la columna

* Los atiesadores de la columna que reciben cuatro vigas suelen ser los patines o las placas de conexión de las traveses que se apoyan en el alma; si el peralte de estas es diferente del de las vigas conectadas a los patines los atiesadores resultan excéntricos, y su efectividad es dudosa. Este es el problema que se trató de aclarar con las pruebas de la Fig. 8.3b.

Posteriormente se han hecho estudios adicionales para comprobar si las reglas de diseño deducidas en los ensayos anteriores, siguen siendo aplicables a conexiones con carga vertical simétrica estática cuando en los extremos de las vigas actúan, al mismo tiempo, el momento plástico y una fuerza cortante muy cercana a la que ocasiona la plastificación del alma, así como para saber si pueden utilizarse cuando el alma de la columna, en la zona de la conexión, soporta fuerzas cortantes elevadas, producidas por momentos asimétricos.

Las conexiones suelen estar sometidas a condiciones de carga muy severas, puesto que en los extremos de las vigas los momentos flexionantes son máximos y las fuerzas cortantes elevadas. El diseño ha de hacerse de manera que el comportamiento real se acerque razonablemente al supuesto, lo que implica que los extremos de las vigas desarrollen su momento plástico teórico, y lo mantengan durante rotaciones importantes, al mismo tiempo que obran en ellos las fuerzas cortantes; las columnas, a su vez, deben resistir los elementos mecánicos correspondientes junto con las compresiones que reciben de los niveles superiores.

El comportamiento de conexiones en las condiciones mencionadas se ha estudiado ensayando especímenes como el de la Fig. 8.4; las distancias L se escogieron de manera que en la unión entre cada viga y la columna se presenten, al mismo tiempo, el momento plástico de la viga y el 95 por ciento de la fuerza de plastificación del alma por cortante.



8.4 Conexiones con fuerzas cortantes elevadas en las vigas

En otros ensayos se ha investigado el comportamiento de conexiones con una sola viga, unida a uno de los patines de la columna: en el alma de esta aparecen importantes fuerzas cortantes, en la zona comprendida entre los patines de la viga. Se estudia la deformación por cortante de la junta y su influencia en el comportamiento de la estructura. Estas conexiones aparecen en las columnas extremas de marcos con carga vertical (Fig. 8.1c).*

* Cuando las fuerzas horizontales, de viento o sismo, producen momentos importantes, en todas las conexiones hay fuerzas cortantes significativas; este problema se estudia en los artículos 8.3.2 y 8.4)

Una conexión es satisfactoria cuando puede resistir los momentos plásticos de las vigas o viga que llegan a ella, mientras obra sobre la columna la compresión producida por las cargas de la viga y de la parte del edificio que esta encima, y tiene capacidad de rotación suficiente para que se forme una segunda articulación plástica en la zona central de las vigas, sin que disminuya su resistencia. También es satisfactoria cuando su resistencia es adecuada para soportar las acciones que le transmiten las vigas cuando se forman articulaciones plásticas en sus extremos mientras giran los ángulos necesarios para que aparezca la segunda articulación, en el otro extremo o en la zona central.

El segundo comportamiento es el que suele buscarse en las estructuras reales

Para determinar si el comportamiento de una junta es satisfactorio se investigan los puntos siguientes:

- 1.- Resistencia de la región de la columna adyacente a los patines en compresión de las vigas, cuando no se colocan atiesadores horizontales. El alma de la columna puede fallar por flujo plástico excesivo, por pandeo o por aplastamiento.
- 2.- Resistencia de la región de la columna adyacente a los patines en tensión de las vigas, cuando no se colocan atiesadores horizontales. El patín de la columna puede deformarse en exceso, y el alma fallar por flujo plástico.
- 3.- Aumento de la resistencia de la junta cuando se colocan atiesadores horizontales, o placas adosadas al alma de la columna.
- 4.- Posibilidad de falla de la columna ocasionada por una combinación de esfuerzos normales y cortantes.
- 5.- Efecto de la viga o vigas ligadas al alma de la columna.
- 6.- Resistencia y rigidez de la zona del alma de la columna comprendida entre los patines de las vigas cuando hay una sola viga, cuando los momentos en las dos vigas unidas a los patines de la columna no son iguales, o cuando esos momentos tienen el mismo sentido.
- 7.- Rotación requerida en las conexiones y capacidad de giro de las mismas.

Deben investigarse también los elementos que ligan a las vigas con la columna: soldaduras, tornillos, ángulos y placas.

Del estudio de los resultados experimentales se concluye que el efecto de la carga axial que actúa en la columna puede, en general, ignorarse, y que se obtienen resultados conservadores tratando las uniones de tres o cuatro vigas como si no existiesen las que llegan al alma, pues estas proporcionan una acción benéfica mayor que lo que la debilitan los esfuerzos triaxiales introducidos en ella.

El punto 7 se ha investigado de manera analítica y experimental, y aunque la rotación requerida varía con la geometría de la estructura y las condiciones de carga, se ha calculado una rotación tipo, más grande que la necesaria en la mayoría de los casos; todas las juntas ensayadas admiten rotaciones mayores, bajo momento casi constante. Además, como ya se ha mencionado, si se le da a la junta la resistencia adecuada, las rotaciones necesarias para que se forme el mecanismo de colapso se presentan en los extremos de las vigas, y no en ella.

CONEXIONES CON CARGA ESTÁTICA SIMÉTRICA: En la Fig 8.5 se muestran esquemáticamente las solicitaciones existentes en una conexión interior viga-columna con carga vertical simétrica; en la columna no hay flexión, pues los momentos que le transmiten las vigas se equilibran entre sí.

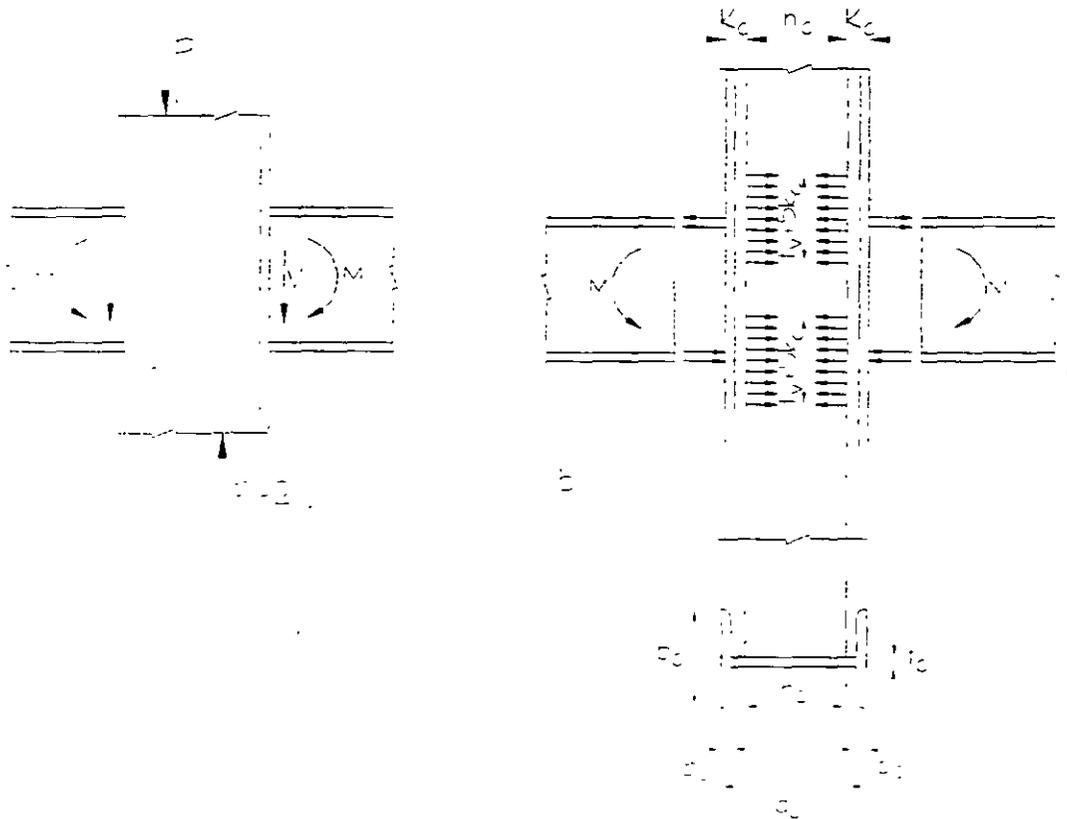


Fig 8.5 Conexión viga-columna con carga vertical simétrica.
Acciones sobre la columna.

En la Fig. 8.5b se ha dibujado el diagrama de cuerpo libre de la columna, sustituyendo las vigas por sus efectos: no se incluyen las fuerzas cortantes, que son de importancia secundaria, y los momentos se sustituyen por fuerzas aplicadas por los patines.

En la Fig. 8.6 se muestran las deformaciones de una columna que no tiene atiesadores, exageradas para mayor claridad.

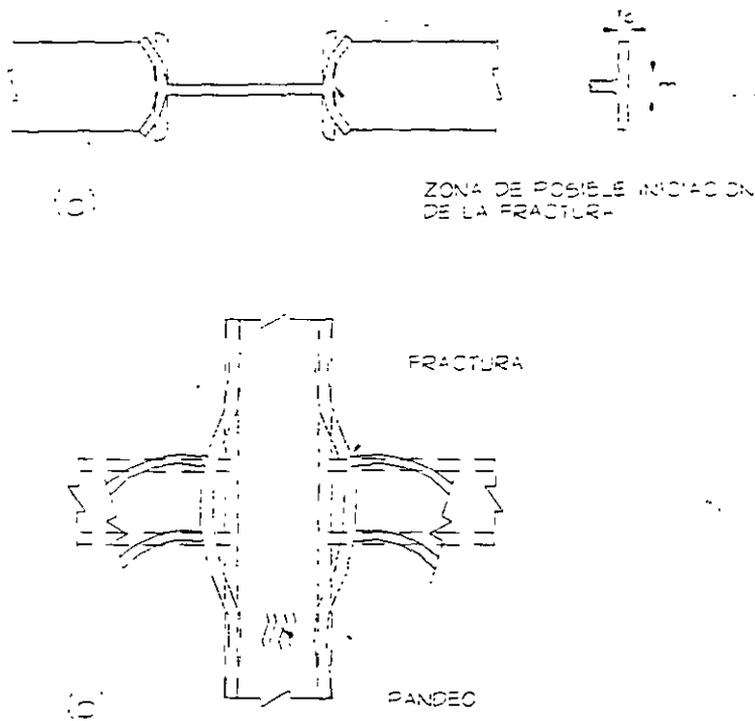


Fig 8.6 Deformaciones de una columna sin atiesadores

Debe investigarse el comportamiento del alma de la columna en las zonas frente a los dos patines de las vigas, en tensión y en compresión, y el de los patines de la columna en la zona en tensión. El alma puede ser crítica en cualquiera de las dos zonas, ya que puede fallar por flujo plástico, acompañado o seguido inmediatamente por pandeo en la zona comprimida, o por fractura en la tensión; si el alma es delgada, el pandeo de la zona comprimida puede iniciarse antes de que los esfuerzos lleguen al límite de fluencia.

En la zona en tensión pueden ser críticos los patines de la columna, que se flexionan y contribuyen a la fractura de las soldaduras que los unen con los de las vigas; por su poca rigidez, los extremos se flexionan hacia fuera, siguiendo el desplazamiento de la viga, pero la deformación de la zona central está restringida por el alma de la columna, y es probable que ahí se inicie una falla de la soldadura cuando se agote su capacidad de deformación y no pueda seguir, sin fracturarse, los desplazamientos de los extremos (Fig. 8.6b).

La zona del alma afectada por las fuerzas concentradas que recibe de los patines de las vigas se extiende al penetrar en la columna; si la ampliación de esta zona es insuficiente para reducir a F_{yc} los esfuerzos en la base de la curva de unión de patines y alma (o sea a la distancia k_c del paño exterior de la columna, Fig. 8.5b), la resistencia del alma es insuficiente. Este efecto debe revisarse frente a los dos patines de la viga, en las regiones en compresión y en tensión. Cuando la columna está formada por tres placas soldadas la fuerza de tensión puede hacer que falle la soldadura que une patines y alma; además, la distancia k_c se reduce a la suma del grueso del patín y el tamaño de la soldadura. Por todo esto, muchas veces es necesario aumentar las dimensiones de las soldaduras en la zona de la conexión.

Es difícil determinar analíticamente como se distribuyen las fuerzas que recibe la columna, por lo que se suele suponer una distribución lineal, basada en investigaciones experimentales; se obtienen buenos resultados con una pendiente de 2.5:1 desde el punto de contacto hasta la distancia k_c (Fig .8.5b). En diseño elástico se utilizaba una pendiente de 1:1, correspondiente a una distribución de esfuerzos según rectas a 45° trazadas a partir del punto de aplicación de la carga. Las dos suposiciones están basadas en resultados experimentales; la discrepancia entre ellas se debe probablemente a que los especímenes se cargan hasta el colapso para obtener resultados aplicables a diseño plástico, mientras que en diseño elástico los estudios se suspenden cuando las sollicitaciones alcanzan intensidades poco mayores que las de trabajo. Sin embargo, para hacer compatibles sus dos especificaciones, el AISC recomienda ahora la pendiente 2.5:1 también en sus normas para diseño por esfuerzos permisibles.

La suposición anterior implica que la fuerza de cada uno de los patines tiene que ser resistida, a la distancia k_c de la cara exterior de la columna, por una porción de alma de longitud $t_v + 5k_c$, donde t_v es el grueso del patín de la viga.

ANÁLISIS DE LA ZONA COMPRIMIDA DE LA CONEXIÓN: La viga se sustituye por una placa de dimensiones iguales a las de uno de sus patines, que aplica una fuerza de compresión en la columna (Fig 8.7)

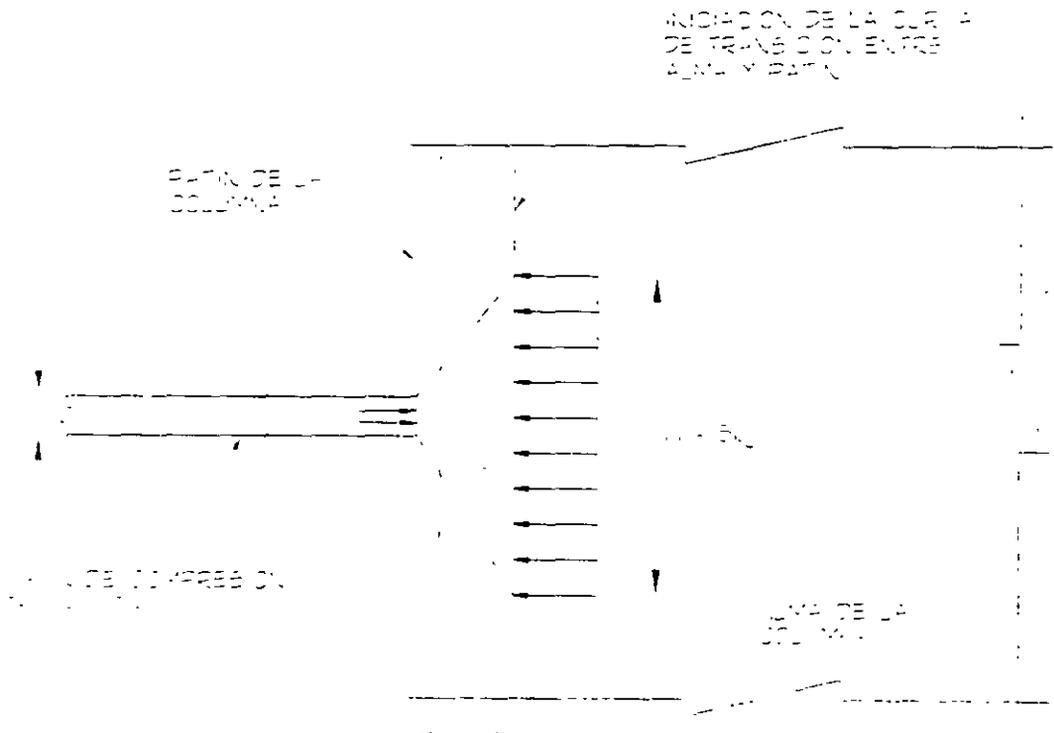


Fig 8.7 Zona comprimida de la junta

Si el alma no se pandea prematuramente se obtiene una estimación conservadora de la resistencia máxima de la región comprimida suponiendo que el esfuerzo en la terminación de la curva de unión es igual a F_{yc} , de manera que la fuerza total con que la columna puede resistir los efectos de la viga es $F_{yc}t_c(t_v + 5k_c)$; t_c es el grueso del alma de la columna y f_{yc} el esfuerzo de fluencia del material utilizado en ella.

Si el momento en el extremo de la viga es el plástico resistente, M_p , la fuerza en cada patín es $A_p F_{yv}$, donde A_p es el área y F_{yv} el esfuerzo de fluencia del patín, de manera que el espesor mínimo necesario en el alma de la columna se obtiene de la igualdad

$$A_p F_{yv} = F_{yc} t_c (t_v + 5k_c) \quad (8.1)$$

de donde

$$t_c = \frac{A_p F_{yv}}{(t_v + 5k_c) F_{yc}} = \frac{C_1 A_p}{t_v + 5k_c} \quad (8.2)$$

C_1 es el cociente F_{yv}/F_{yc} ; se reduce a la unidad si, como es frecuente, se utiliza el mismo acero en las vigas y en la columna.

Si $t_c \geq C_1 A_p / (t_v + 5k_c)$ y el alma no falla por inestabilidad, su resistencia es suficiente; en caso contrario, cuando el grueso es menor que el obtenido con la ec 8.2, debe reforzarse con atiesadores o con placas adosadas o paralelas a ella.

En los extremos de las vigas de los marcos rígidos suele haber, al mismo tiempo, momentos y fuerzas cortantes elevados. Cuando la fuerza cortante se acerca a la que ocasiona la plastificación del alma se anula su capacidad para resistir momento, el que debe ser soportado por completo, y transmitido a la columna, por los patines. En esas condiciones la fuerza máxima en cada patín es aproximadamente igual a M_{pv}/d_v , donde M_{pv} es el momento plástico resistente de la viga y d_v su peralte total; esta fuerza es mayor que la utilizada en las ecs 8.1 y 8.2, $A_p F_{yv}$. (Se ha demostrado experimentalmente que los patines de las vigas pueden desarrollar por sí solos el momento plástico completo de la sección, gracias al endurecimiento por deformación). La ec (8.2) no debe utilizarse cuando la fuerza cortante en la viga excede del 60 por ciento de la de plastificación del alma; si es mayor que ese límite, el grueso t_c se calcula con la fuerza incrementada M_{pv}/d_v . Se obtiene así

$$\frac{M_{pv}}{d_v} = F_{yc} t_c (t_v + 5k_c) \quad (8.3)$$

$$t_c = \frac{M_{pv}}{F_{yc} (t_v + 5k_c) d_v} \quad (8.4)$$

Las ecs 8.1 a 8.4 son validas cuando la relación peralte/grueso del alma de la columna es suficientemente pequeña para evitar inestabilidad antes de que el material fluya plásticamente; para ello debe satisfacerse la condición:

$$\frac{h_c}{t_c} \leq \frac{1510}{\sqrt{F_{yc}}} \quad (8.5)$$

h_c es el peralte libre del alma, medido entre los bordes de las curvas de unión con los patines cuando el perfil es laminado, o entre los extremos de las soldaduras cuando esta hecho con tres placas soldadas.

La ec 8.5 se obtiene considerando el alma como una placa larga comprimida, libremente apoyada; comparándola con resultados experimentales se encuentra que es, en general, conservadora.

La carga critica de una placa rectangular de relación de aspecto a/h_c grande, con apoyos libres, se calcula con la expresión

$$P_{cr} = \frac{4\pi^2}{12(1-\mu^2)} \frac{t_c^3}{h_c} = \frac{2346400 t_c^3}{h_c} \quad (8.6)$$

t_c y h_c deben estar en cm, con lo que P_{cr} se obtiene en kg.

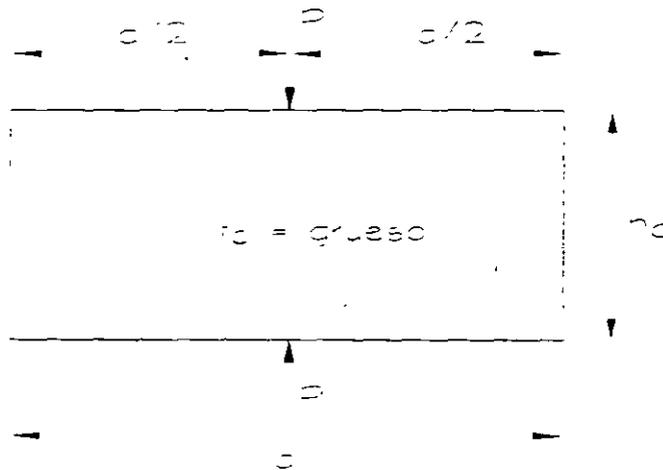


Fig 8.8 Placa rectangular con cargas concentradas en los puntos medios de los bordes largos

En columnas de acero A36 puede considerarse que los patines no proporcionan ninguna restricción angular en los bordes del alma, a causa del flujo plástico que se presenta en la unión entre ambos; en cambio, si el acero es de alta resistencia no hay flujo plástico antes de que la carga alcance el valor crítico, y los patines proporcionan más restricción al alma, que puede considerarse empotrada en ellos. (En pruebas de laboratorio con acero con limite de fluencia de 7000 kg/cm² se encontró que la resistencia al pandeo del alma era, de acuerdo con la teoría, del orden del doble de la obtenida con la ec 8.6).

Como un resultado de los estudios que han llevado a las observaciones anteriores se ha propuesto que el incremento de rigidez angular en los bordes del alma se tenga en cuenta, para fines de diseño, aumentando la resistencia proporcionalmente a la raíz cuadrada del cociente del esfuerzo de fluencia del acero de la columna y el del acero A36. Así,

$$P_{cr} = \frac{2\,346\,400\,t_c^3}{h_c} \sqrt{\frac{F_{yc}}{2530}} = \frac{46650\,t_c^3 \sqrt{F_{cy}}}{h_c} \quad (8.7)$$

Haciendo P_{cr} igual a $A_{pv}F_{yv}$, suponiendo que $F_{yv} = F_{yc}$, y despejando h_c/t_c se obtiene el valor máximo de este cociente para el que la columna puede resistir la compresión correspondiente a la plastificación de los patines de las vigas, sin que el alma se pandee en forma prematura:

$$\frac{h_c}{t_c} = \frac{46650\,t_c^2}{A_{pv} \sqrt{F_y}} = \frac{46650}{(A_{pv}/t_c^2) \sqrt{F_y}} \quad (8.8)$$

Tomando $A_{pv}/t_c^2 = 30.9$ se llega a la ec 8.5, que es conservadora cuando se aplica a los especímenes de los que se dedujo; debe tenerse en cuenta, sin embargo, que puede proporcionar resultados inseguros al utilizarla para diseñar conexiones entre vigas y columnas con otras características geométricas o hechas con aceros de límite de fluencia diferente.

El coeficiente semirracional de la ec 8.7, 46650, se ha disminuido a 34400, valor que representa un límite inferior de todos los resultados experimentales obtenidos hasta ahora; se llega así a la ec 8.9, que proporciona la carga concentrada máxima que resiste la columna sin que el alma se pandee.

$$P_{cr} = \frac{34\,400\,t_c^3 \sqrt{F_{yc}}}{h_c} \quad (8.9)$$

Con t_c y h_c en cm y F_{yc} en kg/cm^2 , P_{cr} se obtiene en kg.

Si el grueso t_c del alma de la columna es igual o mayor que el obtenido con la ec 8.2 o con la 8.4 y se satisface, además, la ec 8.5 (o, aunque no se cumpla ésta, la fuerza que aplica el patín de la viga es menor que la calculada con la ec 8.9), no se necesita reforzar el alma en la zona comprimida de la conexión. Si no se cumple alguna de las condiciones anteriores, deben colocarse placas de refuerzo que resistan la parte de la fuerza que está en exceso de la que puede soportar el alma; cuando es así, las ecs 8.1 y 8.3 se modifican para incluir en ellas la resistencia de esas placas.

Cuando se emplean atiesadores horizontales alineados con los patines comprimidos de las vigas, la ec 8.1 se transforma en

$$A_p F_{yv} = F_{yc} t_c (t_v + 5k_c) + F_{yat} A_{at}$$

F_{yv} , F_{yc} y F_{yat} son los esfuerzos de fluencia de los aceros utilizados en viga, columna y atiesadores, y A_{at} es el área de la sección transversal de estos últimos. El segundo miembro, que representa la resistencia de la columna reforzada, incluye la contribución de los atiesadores, que es la fuerza que ocasionaría su plastificación.

De la ecuación anterior,

$$A_{at} = \frac{A_p F_{yv}}{F_{yat}} - \frac{t_c F_{yc}}{F_{yat}} (t_v + 5k_c) = C_1 A_p - t_c (t_v + 5k_c) C_2 \quad (8.10)$$

C_1 tiene el mismo significado que en la ec 8.1, y C_2 es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna dividido entre el del atiesador, F_{yc}/F_{yat} .

El efecto de los atiesadores horizontales se tiene en cuenta de la misma manera cuando la fuerza cortante en el alma de la viga es elevada y se emplea la ec 8.3 en vez de la 8.1.

Para evitar pandeo local, la relación ancho/grueso de los atiesadores no debe exceder de $800/\sqrt{F_{yat}}$ (15.9, si son de acero A36). Si se satisface la ec 8.2 o la 8.4, pero no la 8.9, los atiesadores se requieren solo para evitar el pandeo del alma de la columna, por lo que basta con que el ancho de cada uno de ellos sea cercano a la mitad del ancho del patín de la columna y que su relación ancho/grueso no sobrepase el límite que se acaba de mencionar.

En otros ensayos reportados, se encontró que las placas de refuerzo verticales paralelas al alma de la columna, colocadas en los extremos de sus patines, están sometidas a esfuerzos del orden de la mitad de los que aparecen en el alma; llevando esa condición a la ec 8.1 se obtiene

$$A_p F_{yv} = F_{yc} t_c (t_v + 5k_c) + \frac{F_{ypv}}{2} 2t_{pv} (t_v + 5k_c)$$

de manera que

$$t_{pv} = \frac{F_{yv}}{F_{ypv}} \frac{A_p}{t_v + 5k_c} - \frac{F_{yc}}{F_{ypv}} t_c = \left(\frac{C_1 A_p}{t_v + 5k_c} - t_c \right) C_2 \quad (8.11)$$

t_{pv} es el grueso de cada una de las placas verticales (se colocan en pares, en los extremos de los dos patines), y C_2 es ahora igual a F_{yc}/F_{ypv} .

La resistencia de las placas verticales se ha determinado con la expresión usada para el alma, a pesar de que entre ellas y los patines no hay curva de unión; sin embargo, el

procedimiento se justifica al emplear el esfuerzo $F_{ypv}/2$, medido experimentalmente en juntas reales.

Para que las placas no se pandeen localmente, h_{pv}/t_{pv} debe ser menor o igual que $2100/\sqrt{F_{ypv}}$ (41.8 si el acero es A36); h_{pv} es la dimensión horizontal de la placa, entre los patines de la columna. (El límite anterior es conservador, puesto que el esfuerzo máximo no excede de alrededor de $F_{ypv}/2$).

Si los patines de la columna son más anchos que los de las vigas disminuye la efectividad de las placas verticales colocadas en sus extremos, y si el grueso del alma es mucho menor que el dado por la ec 8.2 no es recomendable confiar en ellas. Su eficiencia mejora acercándolas al alma, y llega al cien por ciento cuando se colocan adosadas a ella.

Los atiesadores horizontales deben colocarse en pares situados simétricamente con respecto al alma de la columna, soldados a ella y a los patines con filete o con soldaduras de penetración. Las soldaduras entre atiesadores y patines pueden suprimirse si se ajustan perfectamente, de manera que la compresión se transmita por contacto directo. Las placas verticales se colocan también en pares simétricos, de longitud suficiente para que la fuerza que reciben del patín de la viga se distribuya en ellas de la misma manera en que se supone que lo hace en el alma.

Se han realizado pruebas de laboratorio muy limitadas con atiesadores horizontales excéntricos, que no permiten llegar a conclusiones definitivas respecto a su eficiencia; sin embargo, si puede afirmarse que se obtiene un diseño conservador despreciándolos cuando la excentricidad excede de 5 cm, y suponiendo que su efectividad es del 50 por ciento cuando las excentricidades son menores.

ANÁLISIS DE LA ZONA SOMETIDA A TENSION: El patín de la columna puede considerarse formado por dos placas empotradas en tres bordes y libres en el otro, en las que actúa la fuerza que transmite el patín en tensión de la viga; los bordes que se suponen empotrados son el vertical correspondiente a la unión con el alma y los dos horizontales, que se consideran empotrados a distancias $p/2$ del patín de la viga (Fig. 8.9).

La carga se reparte de manera más o menos uniforme hasta que las placas alcanzan su resistencia última; en ese instante sus bordes exteriores se curvan hacia fuera (Fig. 8.6), lo que ocasiona deformaciones grandes en la porción central de la soldadura, en el patín de la columna adyacente a ella y en la unión de alma y patín; la falla se presenta eventualmente por agrietamiento de alguna de esas regiones, cuando se agota su capacidad de fluir plásticamente.

El modelo que se acaba de describir, basado en los resultados de las experiencias de laboratorio reportadas en una investigación indica que una parte de la fuerza de tensión llega al alma de la columna, a la distancia k_c de su paño exterior, repartida en una zona de

longitud del orden de $p + 5k_c$, y el resto se transmite a los atines arriba y abajo del tramo de largo p , y llega al alma fuera de la zona mencionada (Fig 8.9)

La resistencia total del patín de la columna se obtiene sumando las resistencias de las dos placas descritas arriba más la de la zona central de ancho m (Fig 8.9)

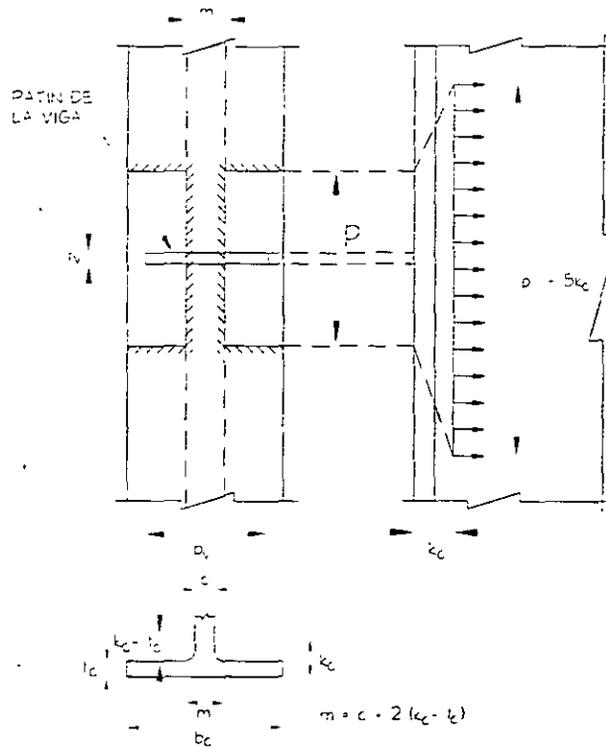


Fig 8.9 Modelo del patín de la columna en la zona de tensión

En la Fig 8.10 se representa, de manera esquemática, una de las placas; la longitud p es aproximadamente igual a $14 t_c$, y se considera que la placa está empotrada en los extremos de esa longitud y en el extremo de la curva de unión con el alma. Actúa sobre ella una carga de línea, correspondiente a la tensión en el patín de la trabe. La resistencia última de la placa, determinada por medio de la teoría de las líneas de flujo, es:

$$P_u = C_1 F_{yc} t_c^2 \quad (8.12)$$

Donde

$$C_1 = (4/\beta + \beta/\eta) / 2 - \eta/\lambda, \quad \eta = \beta(\sqrt{\beta^2 + 8\lambda} - \beta)/4, \quad \beta = p/q, \quad \lambda = h/q \quad (Fig 8.10)$$

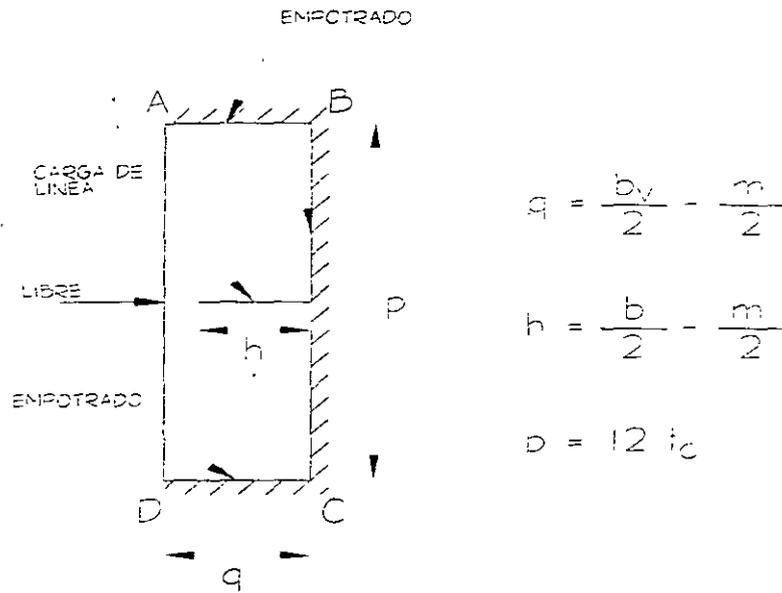


Fig 8.10 Representación esquemática de una placa del patín de la columna y de la fuerza que actúa sobre ella

Con los perfiles H laminados que se emplean usualmente en columnas, y suponiendo vigas de los tamaños que se utilizan en estructuras reales, se obtienen valores del coeficiente C_1 que varían entre 3.5 y 10, de manera que $3.5 F_{yc}t_c^2$ es una estimación conservadora de la capacidad de carga última de cada una de las placas. (Suponiendo que la columna es una W14" x 426 lb/pie, que es de los perfiles H más robustos tabulados en los manuales de diseño y que el patín de la viga es de 30.5 x 1.9 cm (12" x 3/4"), se obtiene $C_1 = 8.99$, valor bastante mayor que los mencionados; en cambio, si la columna es una W14 x 82 lb/pie, de alma y patines mucho más delgados, y se conservan las dimensiones del patín de la viga, C_1 es igual a 3.45).

Se considera que la parte central de ancho m (Fig 8.9) puede desarrollar el esfuerzo de fluencia σ_{yv} , de manera que resiste una fuerza igual al producto de su área por σ_{yv}^* . Por consiguiente, la resistencia total del patín de la columna es

$$Q_T = F_{yv}t_v m + 2 (3.5 F_{yc}t_c^2) \quad (8.13)$$

Cuando el momento en el extremo de la viga es M_p , el patín en tensión aplica una fuerza $A_p F_{yv}$ a la columna; si su resistencia se reduce en 20 por ciento, para obtener en la zona de tensión una fórmula que será aproximadamente igual de conservadora que la deducida para la región comprimida, con lo que se llega a

$$A_p F_{yv} = b_v t_v F_{yv} = 0.8 (F_{yv} t_v m + 7 F_{yc} t_c^2) \quad (8.14)$$

* En realidad el esfuerzo de fluencia que se desarrolla en esa zona es el menor de los correspondientes a los patines de viga y columna, F_{yv} y F_{yc}

De esta expresión se despeja t_c :

$$t_c^2 = \frac{b_v t_v}{7} \left(1.25 - \frac{m}{b_v}\right) C_1 \quad (8.15)$$

t_c es el grueso que ha de tener el patín de la columna para que falle, en teoría, cuando el momento en la sección extrema de la viga es M_p . $C_1 = F_y / F_{yc}$; se reduce a la unidad cuando viga y columna están hechas con el mismo acero.

Si las columnas y vigas son de las tabuladas en el manual IMCA, el cociente m/b_v oscila entre 0.15 y 0.20, haciendo conservadoramente, $m/b_v = 0.15$, la ec 8.15 se reduce a

$$t_v = 0.4 \sqrt{C_1 A_p} \quad (8.16)$$

En los casos mencionados arriba, en los que se consideraron columnas W14 x 426 y W14 x 82 y una viga con patín de 30.5 cm de ancho, el cociente m/b_v vale, respectivamente, 0.25 y 0.17; en el primer caso la ec 8.16 es un poco mas conservadora de los que se había supuesto, y en el segundo se encuentra entre los límites considerados al deducirla.

Cuando $t_c \geq 0.4 \sqrt{C_1 A_p}$ no se necesitan atiesadores en la zona de tensión de la conexión para evitar la falla por deformación excesiva del patín de la columna; si $t_c < 0.4 \sqrt{C_1 A_p}$ deben colocarse atiesadores o placas paralelas o adosadas al alma, con lo que se obtienen configuraciones de equilibrio iguales a las de la región comprimida; en uno y otro caso debe revisarse la posible plastificación del alma de la columna en la zona adyacente a los patines de las vigas, para lo que se emplean las mismas ecuaciones que en la zona en compresión.

En vista de las simplificaciones que se han hecho para obtenerla, la ec 8.16 no es valida en general cuando la columna esta formada por tres placas soldadas; en ese caso debe calcularse la constante C_1 para cada problema particular y llevar su valor a la ec 8.13, en lugar del 3.5 que aparece en ella.

Cuando la fuerza cortante en la viga se acerca a la que ocasionaría la plastificación del alma, teóricamente debe sustituirse $A_p F_{yv}$ por M_p/d_v en la ec 8.14. sin embargo, las hipótesis introducidas en la obtención de la ec. 8.16 hacen que sea conservadora en general, aun con fuerzas cortantes elevadas.

Como ya se ha mencionado, también en la zona en tensión debe revisarse la condición 8.2, y colocarse los atiesadores necesarios cuando no se cumpla.

CONEXIONES CON CARGA ESTÁTICA ASIMÉTRICA: Hasta ahora se han estudiado conexiones con dos vigas que aplican momentos iguales y de sentidos contrarios; no hay flexión en las columnas y la fuerza cortante en la junta es nula. Esta condición, que corresponde a columnas interiores de marcos rígidos con vigas de claros iguales y cargas verticales también iguales, no se cumple cuando claros o cargas son diferentes, cuando la columna es extrema o cuando sobre la estructura actúan fuerzas horizontales, de sismo o viento, además de las cargas verticales. (las acciones producidas por el viento pueden tratarse como si fuesen estáticas; más adelante se estudian los efectos de las solicitaciones sísmicas)

En la Fig 8.11a se muestran las vigas y columnas que concurren en una junta central de un marco bajo cargas verticales y horizontales y los momentos en sus extremos. En la Fig 8.11b se ha dibujado la conexión y las fuerzas horizontales en los patines de las vigas, que ocasionan cortantes en el alma de la columna; se ha supuesto que las fuerzas en los patines se obtienen con precisión suficiente dividiendo el momento en la sección extrema entre el 95 por ciento del peralte total, que es, aproximadamente, la distancia entre los centroides de los patines.*

La Fig 8.11c es el diagrama de fuerzas cortantes en la columna, trazado sin considerar las fuerzas normales en las vigas, que suelen tener poca importancia.

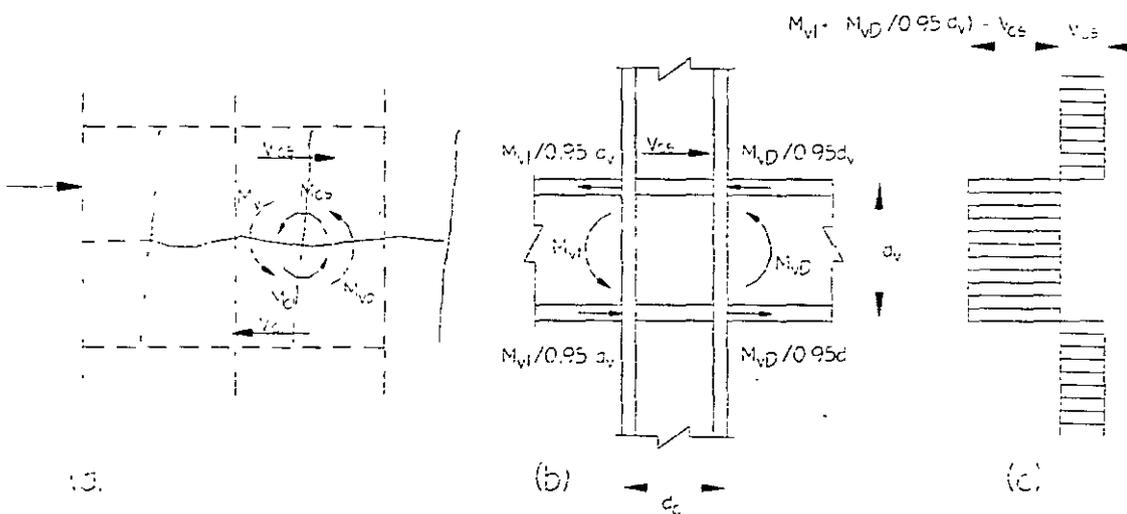


Fig 8.11 Junta de un marco rígido en el que obran cargas Verticales y horizontales

* Los momentos M_{VI} y M_{VD} son las sumas algebraicas de los producidos por viento y por carga vertical; en el caso mostrado en la Fig 8.11, en el que el viento actúa de izquierda a derecha, los dos momentos se suman en la viga de la izquierda y se restan en la de la derecha.

Una situación análoga se presenta en juntas de columnas extremas (Fig 8.12). con la diferencia de que tienen solo una viga, y en conexiones centrales bajo carga vertical asimétrica.

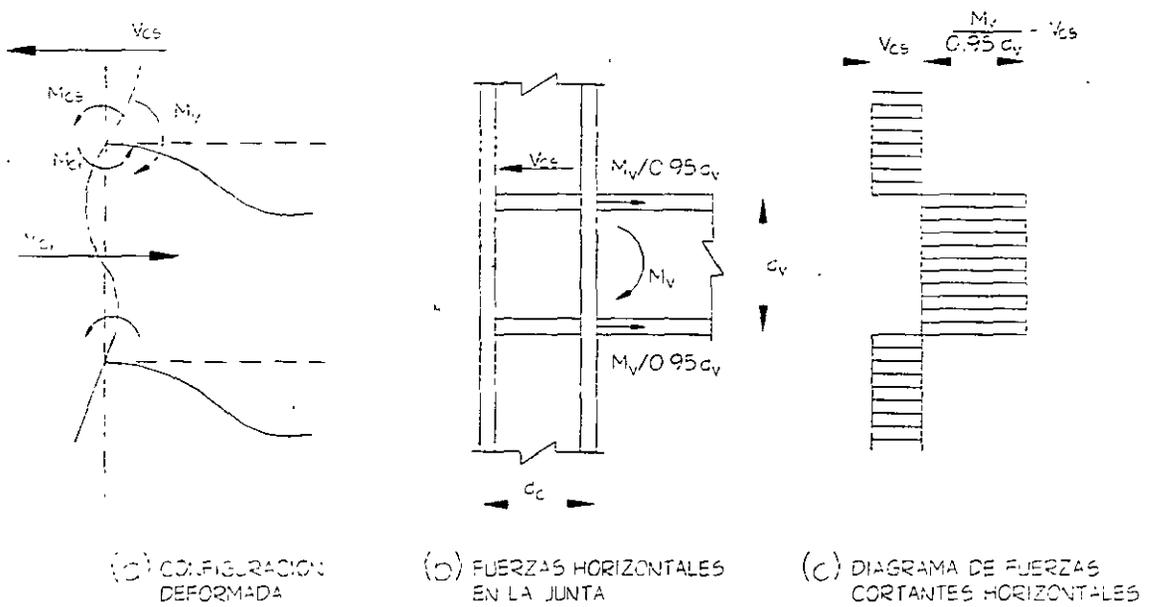


Fig 8.12 Junta viga-columna lateral

El esfuerzo cortante medio que ocasiona el flujo plástico del tablero de alma de la conexión puede expresarse como $F_y/\sqrt{3}$, de acuerdo con el criterio de Von Mises, y que la fuerza cortante correspondiente se obtiene con la expresión $V_y = 0.95 d_c t_c F_{yc}/\sqrt{3}$, donde $0.95 d_c$ es el peralte efectivo de la columna, aproximadamente igual a la distancia entre los centroides de los patines. Por otro lado, la fuerza cortante que transmiten las vigas a la junta es $T = \Sigma M/0.95 d_v$, donde ΣM es la suma algebraica de los momentos en las dos vigas, o el de la única, si la conexión es de borde. (Se está suponiendo que las dos vigas tienen el mismo peralte; en caso contrario el denominador $0.95 d_v$ no sería igual para ambas).

Además, obra también sobre la junta la fuerza cortante de la columna superior, V_{cs} , que tiene sentido contrario al de las fuerzas en los patines de las vigas.

El flujo por cortante del tablero de alma se inicia cuando la suma algebraica de las fuerzas exteriores es igual a la resistencia:

$$\frac{\sum M}{0.95 d_v} - V_{cs} = \frac{0.95 d_c t_c F_{yc}}{\sqrt{3}}$$

El alma no necesita refuerzo por cortante si

$$t_c \geq \frac{1}{0.55 F_{yc} d_c} \left[\frac{\sum M}{0.95 d_v} - V_{cs} \right] \quad (8.17)$$

Si no se cumple esta condición la columna debe reforzarse con un par de atiesadores en diagonal, o con una o dos placas adosadas al alma, soldadas en todo el perímetro a los patines y a los atiesadores horizontales.*

Las dimensiones de las almas de columnas hechas con perfiles H laminados suelen ser tales que no se pandean por cortante bajo fuerzas menores que las que ocasionan su plastificación; para ello, basta que se cumpla la condición (NTC, art 3.3.3b)

$$h_c/t_c \leq 3580/\sqrt{F_y} \quad (h_c/t_c \leq 71, \text{ para acero A36})$$

h_c es el peralte libre del alma y t_c su grueso, incluyendo el de las placas de refuerzo adosadas, si están unidas a ella de manera que se pandeen en conjunto. La condición anterior debe revisarse siempre en columnas hechas con placas soldadas.

Al deducir la ec 8.17 no se ha tenido en cuenta la influencia de la compresión existente en la columna sobre su resistencia al cortante, por lo que proporciona resultados inseguros cuando esa compresión es importante.

De acuerdo con el criterio de Von Mises, el flujo plástico en un punto cualquiera del tablero de alma de la conexión, que esta en un estado biaxial de esfuerzos, se inicia cuando los esfuerzos en ese punto satisfacen la igualdad.

$$\sigma_a^2 + \sigma_b^2 + 3\tau_{ab}^2 = \sigma_y^2 \quad (8.18)$$

Se ha encontrado experimentalmente que el primer miembro de la ec 8.18 es prácticamente igual en todos los puntos del tablero. En el centro (Fig 8.13) σ_b se anula y σ_a puede tomarse igual a P_{cs}/A_c , donde A_c es el área de la sección transversal completa de la columna. Pero $A_c \sigma_y = P_y$, $A_c = P_y/\sigma_y$, luego

$$\sigma_a = \frac{P_{cs}}{A_c} = \frac{P_{cs}}{P_y} \sigma_y \quad (8.19)$$

* Aunque son menos eficientes, el refuerzo puede hacerse también con placas paralelas al alma pero no adosadas a ella, que se soldan a los patines de la columna

$P_y = A_c \sigma_y$ es la carga axial que produce el flujo plástico, en compresión, de la columna.

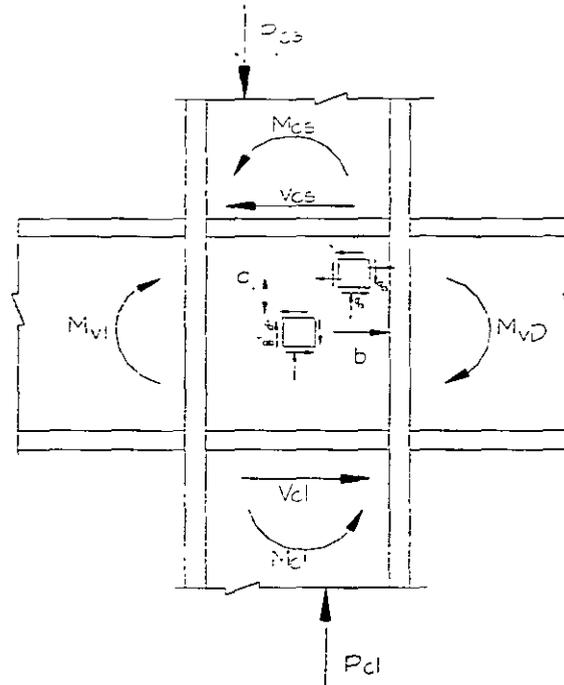


Fig 8.13 Esfuerzos en el alma de la columna en una junta

Sustituyendo σ_a (ec 8.19) en la ec 8.18, y recordando que en el centro del tablero $\sigma_b = 0$, se obtiene, en ese punto,

$$\left(\frac{P_{cs}}{P_y}\right)^2 \sigma_y^2 \tau_{ab}^2 = \sigma_y^2 \left[\left(\frac{P_{cs}}{P_y}\right)^2 + \frac{3\tau_{ab}^2}{\sigma_y^2} \right] = 1 \quad (8.20)$$

De aquí se despeja $\tau_{ab} = \tau'_y$, que es un esfuerzo cortante de flujo reducido por la fuerza de compresión que actúa en la columna:

$$\tau_{ab} = \tau'_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - \left(\frac{P}{P_y}\right)^2} \quad (8.21)$$

Cuando el esfuerzo cortante iguala a τ'_y , el alma de la columna fluye a causa del efecto combinado de las fuerzas cortantes y normales.

Para determinar si se necesitan atiesadores, teniendo en cuenta la compresión en la columna, se iguala la fuerza cortante en el tablero con la resistencia de éste, disminuida por el efecto mencionado:

$$\frac{\sum M}{0.95d_v} - V_{cs} = \frac{0.95d_c t_c F_{yc}}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - \left(\frac{P}{P_y}\right)^2} \therefore t_c \geq \frac{1}{0.55F_{yc}d_c} \left[\frac{\sum M}{0.95d_v} - V_{cs} \right] \frac{1}{\sqrt{1 - (P/P_y)^2}}$$

Esta expresión es semejante a la 8.17 y, como ella, permite determinar el grueso del alma de la columna para el que no se necesita refuerzo por cortante, incluyendo el efecto de la fuerza normal.

En la mayoría de los casos no se requiere el factor $\sqrt{1 - (P/P_y)^2}$, pues experimentalmente se ha encontrado que casi toda la fuerza normal de la columna se transfiere a sus patines, en la zona de la junta, cuando el alma fluye por cortante. Esto solo es cierto, sin embargo, en columnas con patines de capacidad suficiente para resistir la fuerza normal completa más los esfuerzos eventuales de flexión producidos en la zona de la conexión. De este modo, el factor $\sqrt{1 - (P/P_y)^2}$ solo es significativo cuando P/P_y excede de 0.5.

Cuando el tablero de alma de la columna comprendido entre los atiesadores horizontales fluye plásticamente, debido a fuerzas cortantes y de compresión elevadas, la rigidez de la junta disminuye, pero el modo de falla es estable, es decir, no hay disminución brusca de resistencia. El comportamiento es semejante a la del alma de vigas I o H, que después de fluir plásticamente por cortante siguen soportando cargas adicionales, hasta que las deformaciones tangenciales se hacen excesivas. De hecho, la capacidad al cortante de las conexiones no atiesadas debe basarse en un valor admisible de los desplazamientos de entrepiso del marco del que forman parte, y no en una carga última que es hasta cierto punto imaginaria. Si las consecuencias de las deformaciones de las conexiones son tolerables no hace falta rigidizarlas, aun cuando no se satisfaga la ec 8.22, pues tienen una importante resistencia posterior a la plastificación por cortante, debida principalmente a la rigidez de los patines y los atiesadores que las rodean, que actúan como un marco rígido, y al endurecimiento por deformación.

Cuando se necesiten atiesadores sus características deben basarse en consideraciones de rigidez, más que en el criterio que define la iniciación del flujo plástico.*

Las deformaciones unitarias de los atiesadores horizontales de conexiones con una sola viga disminuyen desde un máximo en el extremo que queda frente a la viga hasta cero en el extremo opuesto, lo que indica que la fuerza se trasmite de los atiesadores al alma de la columna. El esfuerzo en el primer extremo llega al límite de fluencia, de manera que la soldadura entre atiesadores y alma ha de dimensionarse para transmitir la fuerza de plastificación de los primeros.

*** Estas observaciones son validas para conexiones con carga estática asimétrica o con fuerzas de viento; pueden no serlo cuando las acciones de diseño incluyen efectos sísmicos importantes.**

CONEXIONES CON VIGAS EN EL ALMA DE LA COLUMNA: La mayor parte de los estudios efectuados hasta ahora se ha referido a juntas en las que las vigas llegan a los patines de la columna; sin embargo, también se han investigado las conexiones formadas por una viga unida rígidamente con el alma de la columna, de manera que el momento que transmite la primera hace que la segunda se flexione alrededor de su eje de menor momento de inercia. Los especímenes ensayados han sido del tipo mostrado en la Fig 8.14; en la columna actúa una fuerza de compresión, aplicada en el extremo superior, que reproduce los efectos de los niveles del edificio situados encima de ella.

El análisis y diseño de estas conexiones es más difícil que el de las que tienen las vigas unidas a los patines de la columna, por las razones siguientes:

- 1.- La resistencia máxima de la conexión corresponde, en teoría, a la formación de articulaciones plásticas en la columna o en la viga. Sin embargo, hay otros factores que limitan esa resistencia; por ejemplo, si los patines de la viga son mucho más angostos que el alma de la columna, puede formarse en ésta un mecanismo con líneas de flujo antes de que aparezcan las articulaciones plásticas. Otros factores que pueden impedir que se alcance la resistencia máxima predicha por la teoría plástica simple son el pandeo local de los patines o el alma de la columna y la fractura de material del conjunto. La posible formación de un mecanismo con líneas de flujo o el pandeo local pueden obligar a rigidizar la columna.
- 2.- El montaje en campo puede ser difícil, aunque la conexión se haya diseñado y detallado adecuadamente, a causa de las restricciones de espacio que crean los patines de la columna.

El objetivo de los estudios reportados en esa investigación es examinar las conexiones por alma desde los puntos de vista de resistencia, rigidez y ductilidad, así como considerar los efectos que producen los atiesadores, cuando son necesarios para alcanzar la resistencia o rigidez deseadas, su mira final es formular recomendaciones para diseño.

El comportamiento de las conexiones es adecuado, en general, cuando se emplean atiesadores que evitan que el alma de la columna se deforme (Fig 8.14, b y c), pero puede no serlo si el ancho del patín de la viga es menor que el peralte del alma de la columna y la unión se hace en forma directa, sin atiesadores (Fig 8.14d), ya que puede formarse un mecanismo de falla con líneas de flujo en el alma de la columna, antes de que aparezca un articulación plástica en la viga. Además, aunque no se forme ese mecanismo, lo que depende del ancho del patín y del peralte de la viga, así como del peralte y grueso del alma de la columna, es posible que no se alcance la carga máxima predicha por la teoría plástica simple porque la unión mencionada ocasiona elevadas concentraciones de esfuerzos y pérdida de ductilidad, que pueden producir la fractura del material.

La mayor parte de las conexiones ensayadas falló por fractura cuando la carga alcanzó el valor predicho por la teoría plástica simple, o estaba cerca de él, sin que se presenten deformaciones plásticas significativas. Las grietas que ocasionaron la falla se iniciaron en la unión del patín en tensión de la viga y el alma de la columna en las conexiones como la mostrada en la Fig 8.14d, y en el punto en que se unen la placa de

conexión y el patín de la columna en las del tipo de la Fig. 8.14b; estas últimas grietas se debieron, probablemente, al estado triaxial de esfuerzos que se crea en el punto mencionado

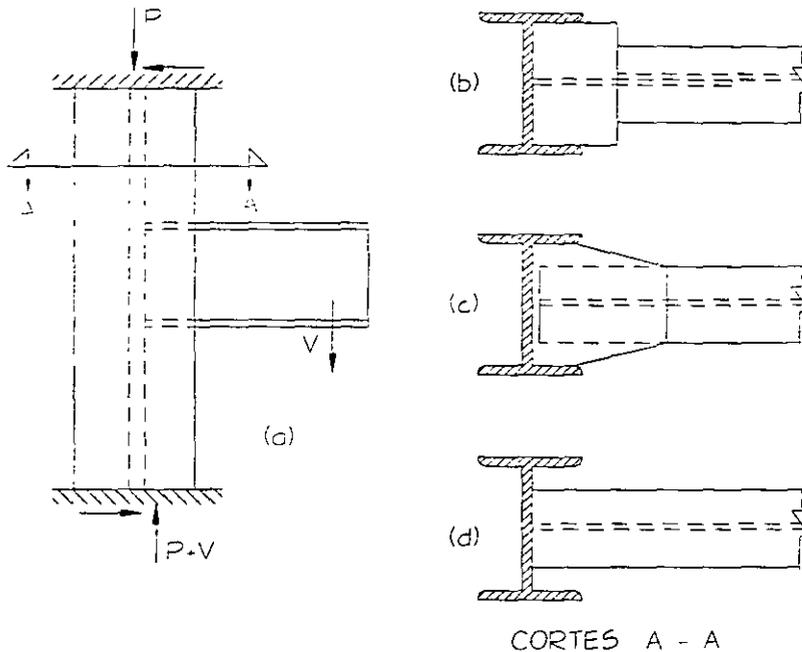


Fig 8.14 Viga conectada al alma de la columna

Las juntas que no tienen capacidad de rotación bajo carga máxima no son satisfactorias, puesto que impiden la redistribución de momentos que es necesaria tanto en diseño plástico como en estructuras construidas en zonas de alta sismicidad.

Algunos autores sugieren medidas para mejorar el comportamiento de las conexiones, sobre todo desde el punto de vista de su capacidad de rotación (Fig. 8.18):

- 1.- Empleo de placas para transmitir el momento de grueso mayor que el del patín de la viga (Fig. 8.15a), con lo que se reducen las concentraciones de esfuerzos en las zonas de las placas adyacentes a los extremos de los patines de la columna.
- 2.- Empleo de atiesadores en la columna del lado opuesto al que recibe la viga (Fig. 8.15b). Algunos análisis realizados con elemento finito han indicado que las concentraciones de esfuerzos en las zonas indicadas en el punto 1 se reducen cuando menos en un tercio al colocar esos atiesadores.
- 3.- Alargamiento de las placas de conexión para separar las soldaduras entre ellas y el patín de la viga y los de la columna, evitando la intersección de soldaduras y los elevados esfuerzos residuales asociados con ella (Fig 8.15c).
- 4.- Uso de placas de ancho variable para reducir la concentración de esfuerzos en la sección crítica (Fig 8.15d).

- 5.- Reducción de la placa de conexión entre su unión con los patines de la viga y los de la columna, a cierta distancia de ambas uniones (Fig 8.15e).

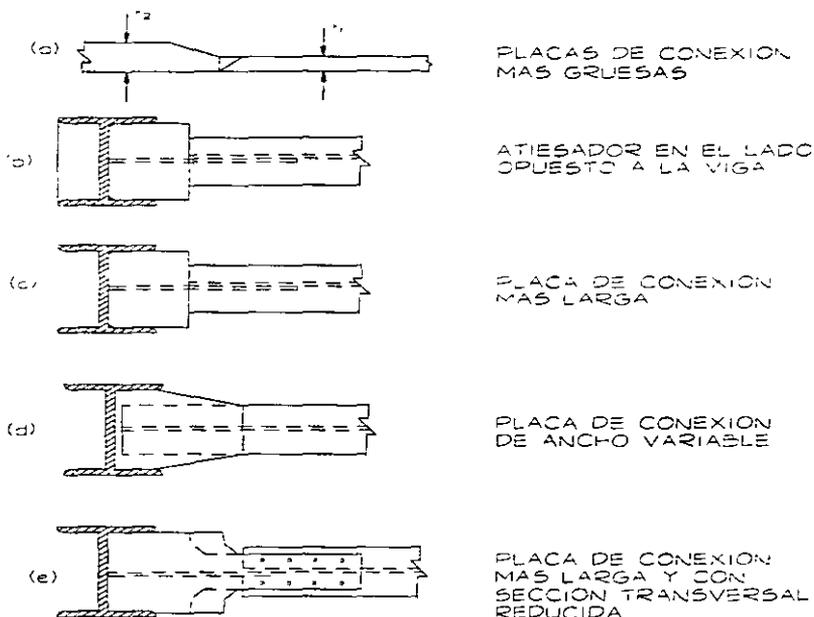


Fig 8.15 Medidas para mejorar el comportamiento de juntas con Vigas unidas al alma de la columna

CONEXIONES VIGA-COLUMNA CARGADAS ESTATICAMENTE.

RESUMEN DE RESULTADOS: Los resultados que se resumen aquí corresponden a juntas en las que la columna recibe vigas en uno o en los dos patines y en una o en las dos caras del alma.

COLUMNAS NO ATIESADAS: No se necesitan atiesadores frente a los patines comprimidos de las vigas si

$$t_c \geq \frac{C_1 A_p}{t_v + 5k_c} \quad (8.2)$$

y, simultáneamente,

$$t_c \geq \frac{h_c \sqrt{F_{yc}}}{1510} \quad (8.5)$$

o la fuerza aplicada por el patin de la viga no excede de

$$P_{crc} = \frac{34400 t_c \sqrt{F_{yc}}}{h_c} \quad (8.9)$$

Cuando la fuerza cortante en la viga es mayor que el 60 por ciento de la que ocasionaría la plastificación del alma, la ec 8.2 se sustituye por

$$t_c \geq \frac{M_{pvc}}{F_{yc}(t_v + 5k_c)d_v} \quad (8.4)$$

No se necesitan atiesadores frente a los patines en tensión si se satisface la ec 8.2 (o la 8.4), y, además,

$$t_c \geq 0.4 \sqrt{C_1 A_p} \quad (8.16)$$

ATIESADORES: Cuando no se satisface alguna de las condiciones anteriores deben colocarse atiesadores horizontales frente a los patines de la viga en la zona o zonas donde no se cumplen. Los atiesadores se dimensionan para soportar la parte de la fuerza aplicada por los patines de la viga que no puede ser resistida por la columna. Su área se calcula con la ec 8.10:

$$A_{at} = (C_1 A_p - t_c(t_v + 5k_c)C_2) \quad (8.10)$$

En lugar de utilizar atiesadores horizontales, el alma puede reforzarse con una o dos placas adosadas o paralelas a ella. Las placas adosadas al alma son 100 por ciento efectivas; las paralelas, colocadas en los extremos de los patines, se dimensionan con la ec 8.11).

Tanto en los atiesadores horizontales como en las placas adosadas al alma o paralelas a ella debe evitarse una falla prematura por pandeo local; para ello, han de cumplirse las condiciones siguientes:

Atiesadores horizontales. $b/t \leq 800 \sqrt{F_{yat}}$

Placas adosadas o paralelas al alma. $h_{pvc}/t_{pv} \leq 2100 \sqrt{F_{ypv}}$

REFUERZOS DEL ALMA POR CORTANTE: Cuando los momentos que recibe la columna no se equilibran entre sí y producen una fuerza cortante mayor que la que ocasionaría la plastificación del alma, esta se refuerza con placas adosadas a ella. (También puede reforzarse con atiesadores en diagonal, pero su empleo en edificios urbanos es limitado, porque dificultan la conexión de las vigas que llegan al alma de la columna).

El grueso mínimo del alma para el que no se requiere refuerzo por cortante se determina con alguna de las ecuaciones siguientes:

$$t_c = \frac{1}{0.55 F_{yc} d_c} \left[\frac{\sum M}{0.95 d_v} - V_{cs} \right] \quad (8.17)$$

$$t_c = \frac{1}{0.55 F_{yc} d_c} \left[\frac{\sum M}{0.95 d_v} - V_{cs} \right] \frac{1}{\sqrt{1 - (P/P_y)^2}} \quad (8.22)$$

Se utiliza la segunda ecuación cuando la fuerza normal en la columna es elevada ($P/P_y > 0.5$).

Además, debe satisfacerse la condición

$$h_c/t_c \leq 3580/\sqrt{F_y}$$

DISEÑO DE CONEXIONES CARGADAS DINAMICAMENTE: El análisis sísmico de las estructuras se realiza en la actualidad, en la gran mayoría de los casos, con métodos elásticos; sin embargo, en el diseño de las conexiones ha de seguirse un enfoque inelástico modificado, puesto que los miembros que componen la estructura realizarán, durante temblores intensos, excursiones fuera del dominio elástico; esto es una consecuencia de la filosofía actual, que permite hacer el diseño sísmico con fuerzas mucho menores que las que corresponderían a una respuesta elástica ilimitada. Durante temblores de gran intensidad se consideran tolerables deformaciones permanentes en zonas localizadas, ocasionadas por comportamiento inelástico, por medio de las cuales se absorbe y disipa parte de la energía recibida del terreno, se amortiguan los movimientos y la estructura sobrevive.

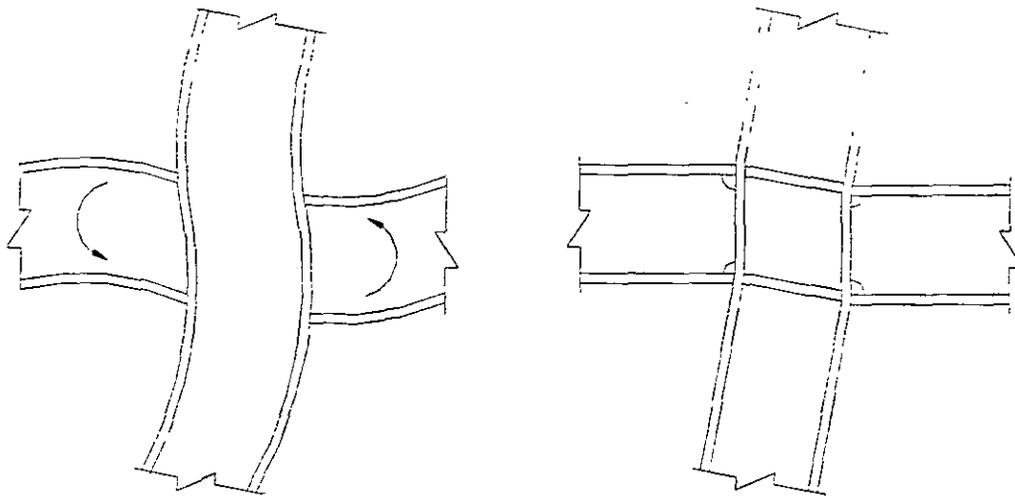
El comportamiento descrito impone requisitos de ductilidad en todos los elementos de la estructura en que haya deformaciones inelásticas severas.

Por las razones anteriores, los miembros y las conexiones deben diseñarse, detallarse y construirse de manera que puedan admitir deformaciones inelásticas importantes sin fallar y sin provocar fenómenos de inestabilidad de conjunto. Los marcos que satisfacen estos requisitos son los llamados marcos dúctiles; se emplean en construcciones en zonas de alta sismicidad.

Se cuenta con varios enfoques. En uno de ellos las juntas se diseñan de manera que tengan la rigidez y resistencia necesarias para que las articulaciones plásticas se formen en los extremos de las vigas, junto a las columnas; en otro, que puede ser apropiado para edificios bajos, de uno o dos niveles, se busca que las deformaciones plásticas ocurran, esencialmente, dentro de la conexión; en el tercero se intenta repartir las acciones inelásticas entre las vigas y las juntas, con objeto de disminuir la demanda de ductilidad en las primeras.

UNIONES ENTRE LOS PATINES DE LAS VIGAS Y LAS COLUMNAS: Los estudios realizados en laboratorio para determinar el comportamiento de juntas bajo cargas cíclicas que las llevan un número elevado de veces al intervalo plástico, tratando de reproducir las sollicitaciones a que quedan sometidas las juntas de marcos rígidos durante temblores de tierra intensos, han demostrado que los requisitos relativos al refuerzo de la

columna en las zonas frente a los patines de las vigas, en tensión o compresión. deducidos para juntas rígidas bajo carga estática, siguen siendo básicamente válidos cuando las cargas son cíclicas, producen deformaciones inelásticas y hacen que cada uno de los patines trabaje, alternadamente, en tensión y compresión. En la Fig 8.16a se muestran las deformaciones producidas por las fuerzas en los patines y corresponde a la Fig 8.6



(a) DEFORMACIONES POR FLEXION

(b) DEFORMACIONES POR CORTANTE

Fig 8.16 Deformación de juntas con momentos asimétricos en las vigas

EFFECTOS DE LA FUERZA CORTANTE EN LAS CONEXIONES: Como se vio anteriormente, cuando los momentos que las vigas aplican a las columnas no se equilibran entre sí, aparecen en la junta fuerzas cortantes, que pueden jugar un papel muy importante en su comportamiento.

Como ya se ha estudiado el problema para solicitaciones producidas por cargas verticales o por la combinación de estas y viento; aquí se tratan las conexiones bajo excitaciones sísmicas severas: es en este caso cuando el diseño por cortante de las juntas viga-columna adquiere particular importancia.

La Fig 8.16b muestra como se deforma la junta cuando el alma fluye plásticamente y en la Fig 8.17 se indican las fuerzas que actúan en la columna y en la junta. Esta figura es semejante a las Figs 8.11 y 8.12.

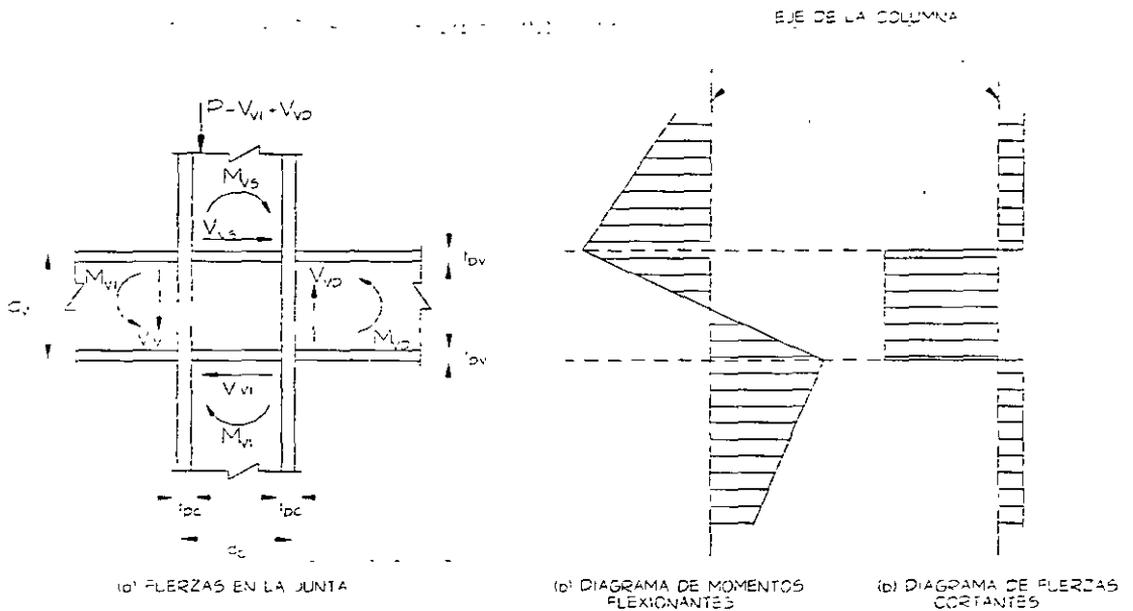


Fig 8.17 Fuerzas en las columnas y en la junta

La fuerza cortante máxima que puede transmitirse a través de la junta es:

$$\text{NTC - RDF 87} - V_r = F_R V_N = 0.9 \times 0.66 F_y d_c t_c, \text{ para } h/t \leq 1400 \sqrt{k/F_y} = 3130/\sqrt{F_y} \quad (8.23)$$

$$\text{AISC - LRDF 86 (ref 5.8.2)} - V_r = F_R V_N = 0.9 \times 0.6 F_y d_c t_c, \text{ para } h/t \leq 1568 \sqrt{k/F_y} = 3510/\sqrt{F_y} \quad (8.24)$$

Los valores finales de la relación h/t corresponden a almas sin atiesadores, en las que $K = 5.0$.

La diferencia entre las expresiones 8.23 y 8.24 se debe a que en las Normas Técnicas se tiene en cuenta el incremento de la resistencia ocasionando por el endurecimiento por deformación.

V_R tiene que ser igual o mayor que la fuerza cortante de diseño en la junta, que vale

$$V = \frac{\sum M}{0.95d_v} - V_{cs} \quad (8.25)$$

o, si las dos vigas tienen peraltes diferentes,

$$V = \frac{M_{vI}}{0.95d_{vI}} + \frac{M_{vD}}{0.95d_{vD}} - V_{cs} \quad (8.26)$$

Los momentos y la fuerza cortante están multiplicados por el factor de carga para solicitaciones gravitacionales y sísmicas combinadas.

Sin embargo, se ha recomendado que las juntas de marcos dúctiles se diseñen para que resistan las fuerzas cortantes máximas que pueden aparecer en ellas, correspondientes a la formación de articulaciones plásticas en los extremos adyacentes a la columna de la viga o vigas; en esas condiciones, la ec 8.26 se transforma en

$$V = \frac{(M_p)_{VI}}{0.95d_{VI}} + \frac{(M_p)_{VD}}{0.95d_{VD}} - \frac{(M_p)_{VI} + (M_p)_{VD}}{h_c} \quad (8.27)$$

$(M_p)_{VI}$ y $(M_p)_{VD}$ son los momentos plásticos resistentes de las dos vigas, izquierda y derecha, y d_{VI} y d_{VD} , sus peraltes; el ultimo termino es la fuerza cortante en la columna, V_{CS} , obtenida suponiendo que se forma un punto de inflexión en su succión media.

La evidencia experimental demuestra que la resistencia ultima en cortante de las juntas viga-columna es mucho mayor que la dada por la ec 8.23 o 8.24); se suele alcanzar después de que la junta experimenta distorsiones inelásticas grandes, pero que tienen poca importancia si no afectan negativamente los requisitos de resistencia y rigidez de los marcos.

Las gráficas carga-deformación de las juntas no corresponden a una respuesta elástica-casi plástica, sino exhiben una rigidez que decrece gradualmente, por lo que es apropiado asociar su resistencia ultima con la fuerza cortante que pueden transmitir con deformaciones inelásticas controladas.

En la Fig 8.18 se muestra el modelo utilizado en otra investigación para estudiar la resistencia y rigidez del conjunto formado por el tablero del alma de la columna, los patines de ésta y los dos atiesadores horizontales alineados con los patines de las vigas.

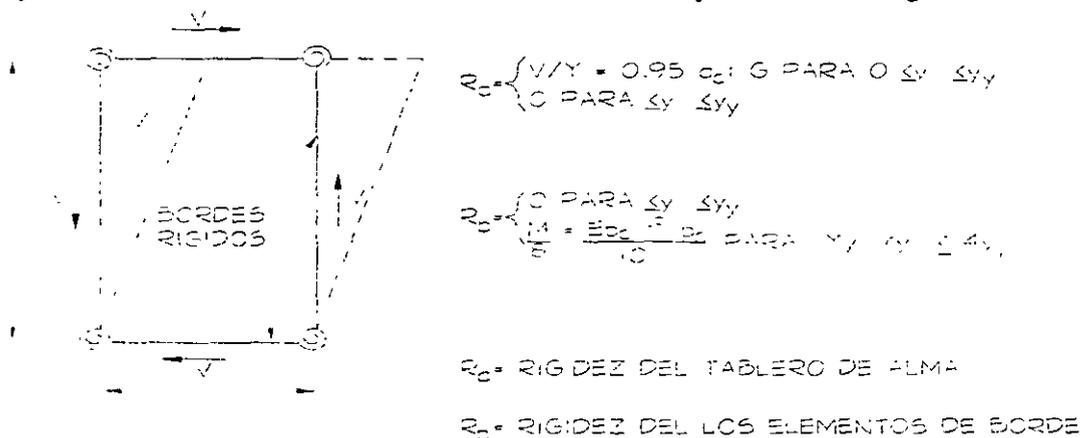


Fig 8.18 Modelo matemático de la junta

El modelo consiste en una placa de comportamiento elastoplástico perfecto, bajo fuerza cortante, rodeada por bordes rígidos con resortes en las cuatro esquinas, que simulan la resistencia de los elementos que rodean el tablero del alma, especialmente la resistencia a la flexión de los patines de la columna; las características de los resortes se escogen de manera que el modelo reproduzca los resultados experimentales con precisión adecuada. La placa resiste las fuerzas cortantes hasta que fluye plásticamente; la resistencia adicional es proporcionada por los elementos situados alrededor de ella.

Aceptando que la resistencia última de la junta corresponde a una distorsión cuatro veces mayor que la de plastificación del alma en cortante, se llega a la expresión:

$$V_u = 0.55 F_y d_c t \left(1 + \frac{3.45 b_c t^2}{d_v d_c t} \right) \quad (8.28)$$

t es el grueso total del alma en la junta.

El segundo término del paréntesis representa el incremento en resistencia por encima de la fuerza cortante que ocasiona la plastificación del alma.

El modelo que se acaba de describir proporciona buenos resultados para juntas interiores en las que el cociente de la fuerza normal de diseño en la columna, P , entre P_y , no excede de 0.50 y, además, la acción combinada de fuerza axial y momento flexionante no ocasiona flujo plástico en la columna fuera de la conexión pues si ese fenómeno se presenta en forma prematura hace que disminuya la resistencia de los elementos que rodean a la junta, principalmente los patines de la columna. El modelo no debe aplicarse a juntas de esquina, que carecen de elementos adyacentes en dos lados.

Si las vigas que llegan a los patines de la columna tienen peraltes diferentes, es conservador utilizar el mayor de los dos en la ec 8.28.

Cuando su resistencia es inadecuada, el alma de las columnas suele reforzarse con placas adosadas, que son completamente efectivas si están en contacto con el alma y ligadas a ella y a los patines con soldadura colocada en todo su perímetro.

La resistencia última en cortante de juntas con placas adosadas al alma de la columna esta dada por

$$V_u = (V_u)_{col} + 0.9 \times 0.66 F_y (d_c + t_{pc}) t \quad (8.29)$$

Donde $(V_u)_{col}$ es la resistencia de la junta sin reforzar, dada por la ec 8.28

La investigación se recomienda que la resistencia al cortante de una junta se calcule con la ecuación

$$V = 0.55 F_y d_c t \left(1 + \frac{3b_c t^2}{d_v d_c t} \right) \quad (8.30)$$

En la que t es el grueso total del tablero de alma de la junta, incluyendo placas adosadas, cuando las haya.

Los párrafos siguientes están tomados de esa investigación:

“En temblores severos debe esperarse que los marcos experimenten deformaciones varias veces mayores que las calculadas bajo cargas de trabajo; la magnitud y distribución de esas deformaciones, inelásticas en su mayor parte, dependen de las resistencias y rigideces relativas de los elementos que componen la estructura. Idealmente, los marcos deben diseñarse de manera que la respuesta inelástica se concentre en los elementos que puedan proporcionar mayor ductilidad. Al mismo tiempo, debe prestarse mucha atención a los requisitos de rigidez en todos los niveles de deformación, para limitar los desplazamientos de entrepiso con objeto de controlar los daños en elementos no estructurales y reducir la posibilidad de problemas de inestabilidad de conjunto.

Las juntas suelen ser elementos muy dúctiles, pero de rigidez reducida cuando se someten a esfuerzos cortantes mayores que los de trabajo. Por este motivo, la rigidez de un marco con juntas diseñadas para que resistan los momentos en los extremos de las vigas producidos por las fuerzas sísmicas estipuladas en los códigos disminuye considerablemente en cuanto se exceden esos momentos, pues la resistencia máxima de las juntas es, con frecuencia, insuficiente para que aparezcan articulaciones plásticas en las vigas. Además, la baja rigidez postelástica del marco hará que crezcan los desplazamientos de entrepiso y que se amplifique el efecto $p\Delta$.

En el caso anterior pierde importancia la ductilidad de las vigas pero, en cambio, debe prestarse mucha atención al diseño y a la fabricación de las juntas.

La resistencia y rigidez máximas de los marcos se obtienen diseñando sus juntas para la fuerza cortante de mayor intensidad posible, que corresponde a la formación de articulaciones plásticas en las vigas que llegan a ellas. Si, en esas condiciones, la resistencia de la junta se toma igual a $0.55 f_y d_c t$, que es la recomendada para diseño plástico, las conexiones se conservan esencialmente elásticas durante temblores intensos, y las deformaciones inelásticas se concentran en las vigas y, posiblemente, en algunas columnas, lo que puede imponer requisitos de ductilidad muy severos en ellas mientras que las juntas, que son dúctiles por naturaleza, no participan en la disipación de energía; el diseño suele ser demasiado conservador, pero puede resultar inadecuado si las demandas de ductilidad en vigas y columnas resultan excesivas.

Por los motivos anteriores, siempre que se juzgue necesario diseñar las juntas para la resistencia máxima de los miembros que llegan a ellas, conviene utilizar su máxima capacidad al cortante, que esta asociada a deformaciones inelásticas controladas, y se calcula con las ecs 8.28 o 8.29. Se logra así desarrollar la resistencia máxima de los elementos conectados sin afectar significativamente la rigidez de conjunto del marco,

mientras que las juntas participan en la disipación de energía y se reducen las demandas de ductilidad en las regiones inelásticas de vigas y columnas”.

COLUMNAS EN CAJON. Las conexiones de vigas con columnas en cajón son semejantes a las que se emplean cuando las vigas llegan a los patines de secciones H. Como en estos casos dos de las placas que forman el cajón son paralelas al alma de las vigas, no suele haber problemas de cortante en la junta; sin embargo, es frecuente que se necesiten atiesadores interiores frente a los dos patines de las vigas, lo que suele complicar la fabricación, ante la imposibilidad de soldarlos a las caras interiores de las cuatro placas.

En la Fig 8.19 se ilustra una posible solución del problema.

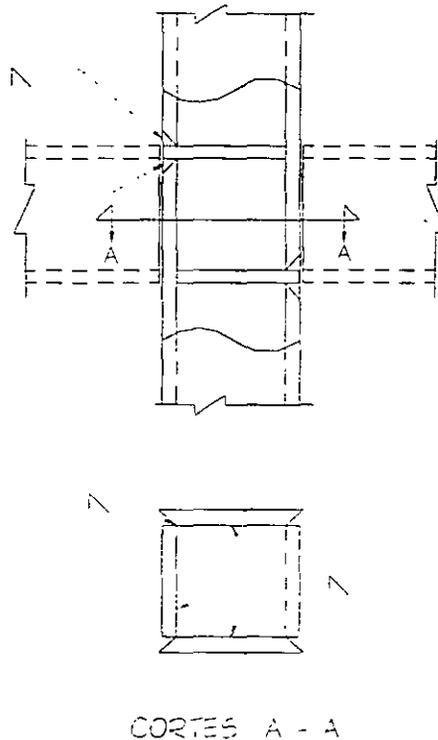


Fig 8.19 Colocación de atiesadores horizontales en una columna en cajón

CONEXIONES POR ALMA: Cuando las vigas se conectan en el alma de columnas de sección H no suele haber problemas de cortante, puesto que la fuerza cortante es resistida por los dos patines de la sección, paralelos al alma de la viga.

La situación es análoga a la que se tiene en las columnas en cajón mencionadas arriba.

JUNTAS VIGA-COLUMNA TÍPICAS: En la Fig 8.20 se muestran varios tipos de juntas rígidas viga-columna que se han utilizado con éxito en la práctica. En algunas de ellas se usan tornillos de alta resistencia, pero en juntas de marcos dúctiles que se construirán en zonas de alta sismicidad son preferibles las conexiones soldadas, al menos en los patines; pueden emplearse juntas con los patines de las vigas soldados a las columnas y el alma unidas por medio de una o dos placas verticales con tornillos de alta resistencia, pero no se recomienda que los patines se conecten con tornillos.

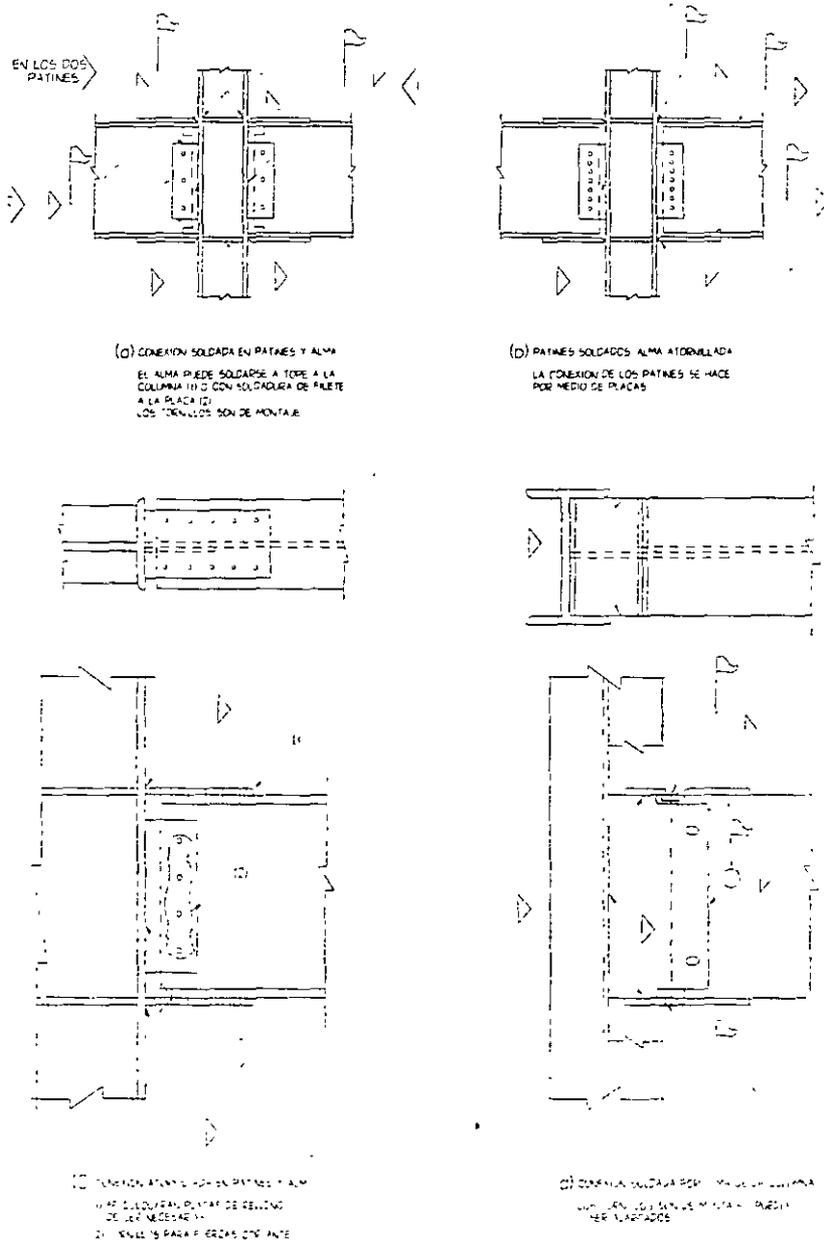


Fig 8.20 Diversos tipos de conexiones viga-columna

Se han dibujado atiesadores en el alma de las columnas en todas las juntas en que las vigas llegan a sus patines, aunque no siempre son necesarios.

DEFINICIONES: En la mayor parte de la literatura se emplean las palabras “juntas” y “conexiones”, indistintamente, para designar el conjunto constituido por partes de los miembros estructurales y por los elementos que los unen entre sí, soldadura, remaches o tornillos y, en muchos casos, placas y ángulos que transmiten todas, o algunas, de las solicitaciones. Así se han empleado los dos términos en la sección 8 que antecede a esta.

Sin embargo, en el inciso 8.1 se indica el significado concreto que debe darse a cada una de las dos palabras, con lo que se obtiene una mayor claridad en las normas.

RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN: En este inciso se mencionan los requisitos que deben cumplirse para que la conexión rígida de una viga con una columna sea satisfactoria; se refiere, por consiguiente, a los tornillos, remaches o soldaduras que se utilizan en la conexión y a las placas o ángulos, por patines o alma, cuando los haya.

Siguiendo la práctica usual, que busca obtener conexiones más resistentes que los miembros conectados, se especifica que los elementos de conexión han de ser capaces de transmitir, como mínimo, las acciones en los extremos de las vigas incrementadas en 25 por ciento, sin que sea necesario sobrepasar la resistencia de la viga ni la de la junta; en la evaluación de ésta se ha incluido, aproximadamente, el incremento en la fuerza cortante ocasionado por el endurecimiento por deformación y la influencia de los patines de la columna.

Las conexiones señaladas en a) y b), que han de cumplirse para que una conexión entre viga y columna desarrolle la resistencia de la primera, están basadas en resultados de laboratorio obtenidos mediante ensayos bajo cargas estáticas y dinámicas. Cuando la resistencia en flexión de los patines de la viga es un porcentaje elevado de la resistencia de la sección completa los primeros pueden transmitir el momento plástico total por sí solos, gracias al endurecimiento por deformación, por lo que la conexión del alma se diseña por fuerza cortante exclusivamente. En cambio, en secciones en las que el alma contribuye significativamente a la resistencia a la flexión debe conectarse para que se transmita, a través de ella, la fuerza cortante completa y el porcentaje del momento que le corresponde, con lo que se evita un endurecimiento por deformación excesivo en los patines.

Cuando se emplean aceros poco dúctiles no se permiten reducciones de área en los patines de las vigas en zonas de formación de articulaciones plásticas porque esas reducciones, debidas, por ejemplo, a agujeros para tornillos, ocasionan concentraciones de esfuerzos que tienden a reducir, aun más, la ductilidad del material.

El último párrafo de este inciso se refiere a los refuerzos que deben colocarse cuando las vigas se conectan al alma de la columna.

DISEÑO DE ATIESADORES: Aquí se indica como debe revisarse la columna, en las zonas que quedan frente a los patines de las vigas, en tensión o compresión, para evitar la falla del alma por flujo plástico frente a cualquiera de ellos, la falla por pandeo en la zona de los patines en compresión y la flexión excesiva del patín de la columna, que puede ocasionar la fractura de las soldaduras, en la zona en tensión. Estas recomendaciones corresponden al caso en que las vigas, uno o dos, se conectan con los patines de la columna.

La ec 8.1 proporciona el área requerida de atiesadores frente a los patines superior e inferior de la viga; si el resultado es negativo, el alma de la columna resiste por sí sola las fuerzas que le aplican las vigas, sin necesidad de atiesadores.

La ec 8.1 es la 8.10, en la que se ha sustituido $A_p F_{yv}$ por P_{pv} , fuerza que sea aplicada a la columna, a través del patín de la viga o de la placa horizontal.

Cuando el diseño queda regido por las cargas permanentes, o por la combinación de éstas y viento, P_{pv} se toma igual a 1:25 veces la fuerza transmitida por el patín; con el incremento se busca obtener una junta más resistente que los miembros que concurren en ella.

No se pide que P_{pv} sea igual a $A_p F_{yv}$ porque esto podría llevar a diseños demasiado conservadores, sobre todo en los casos, bastantes frecuentes, en que los tamaños de las vigas se aumentan para controlar los desplazamientos horizontales producidos por el viento, de manera que quedan sobradas por resistencia.

En cambio, en diseños en zonas sísmicas los extremos de las vigas deben ser capaces de desarrollar su momento plástico, puesto que en ellos se formarán, casi siempre, articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso, por lo que P_{pv} es igual a la fuerza que transmite un patín al formarse la articulación, multiplicada por 1.25 para incluir el efecto del endurecimiento por deformación.

Si se cumple la condición expresada por 8.2 el alma no se pandea en la zona de compresión bajo la acción de la fuerza P_{pv} , definida arriba. 8.2 es la ec de la que se ha despejado el peralte del alma de la columna, h_c , se ha sustituido P_{cr} por P_{pv} y se ha introducido el factor de resistencia F_R .

Por último, la condición 8.3 proviene de la ec 8.16, en la que se ha sustituido $C1$ por F_{yv}/F_{yc} , el producto $A_p F_{yv}$ por la fuerza en el patín de la viga, P_{pv} , y se ha multiplicado el esfuerzo de flujo nominal de la columna por el factor de reducción F_R .

TABLERO DEL ALMA DE LA COLUMNA: La resistencia ante fuerza cortante del tablero de alma de la columna se revisa con la ec 8.3, que aparece aquí como ec 8.4 la fuerza cortante V se obtiene con los momentos flexionantes en los extremos de las vigas, producidos por las cargas verticales de diseño más 1.3 veces las fuerzas de viento o 1.7 veces las fuerzas sísmicas, ambas de diseño, sin que sea necesario que excedan de 1.25

veces el producto del área del patín por el esfuerzo de fluencia del material con el que está hecho.

El factor 1.7 que multiplica los efectos de sismo se debe a las muchas incertidumbres que hay en la determinación de los momentos de diseño, sobre todo cuando el análisis sísmico se efectúa con métodos elásticos.

Cuando la resistencia del alma de la columna, calculada con la ec 8.4, es menor que la fuerza cortante que actúa en ella, debe cambiarse de perfil, o incrementar su resistencia por medio de una o dos placas adosadas al alma; en el párrafo c) se indican los requisitos que han de satisfacer las placas de refuerzo.

REQUISITOS ADICIONALES: Las condiciones que se señalan en a) buscan que las secciones extremas de las vigas puedan desarrollar su momento plástico y lo mantengan durante las rotaciones inelásticas necesarias para que se forme el mecanismo de colapso.

En b) se indica una condición que ha de satisfacerse para que las columnas sean más resistentes que las vigas, de manera que las articulaciones plásticas se formen en los extremos de estas, donde se tiene más ductilidad y capacidad de rotación. Este requisito es adecuado para marcos rígidos de edificios que se construirán en zonas de alta sismicidad, cuando se hayan diseñado con fuerzas horizontales reducidas apreciablemente por la capacidad de la estructura de disipar energía en el intervalo inelástico. De acuerdo con varias investigaciones y con el capítulo 11 de estas Normas Técnicas, la condición 8.5 debe cumplirse siempre que el diseño de los marcos se haga con un factor de comportamiento sísmico de 3.0 o 4.0

EJEMPLO 8.1: Diseñar la junta viga-columna de una columna interior de un edificio a la que llegan cuatro vigas, dos conectadas al alma y las otras dos a los patines. El acero es A36. Los elementos mecánicos de diseño y los perfiles de vigas y columna se muestran en la Fig 8.21. Supóngase que el análisis sísmico se hizo con $Q = 3.0$

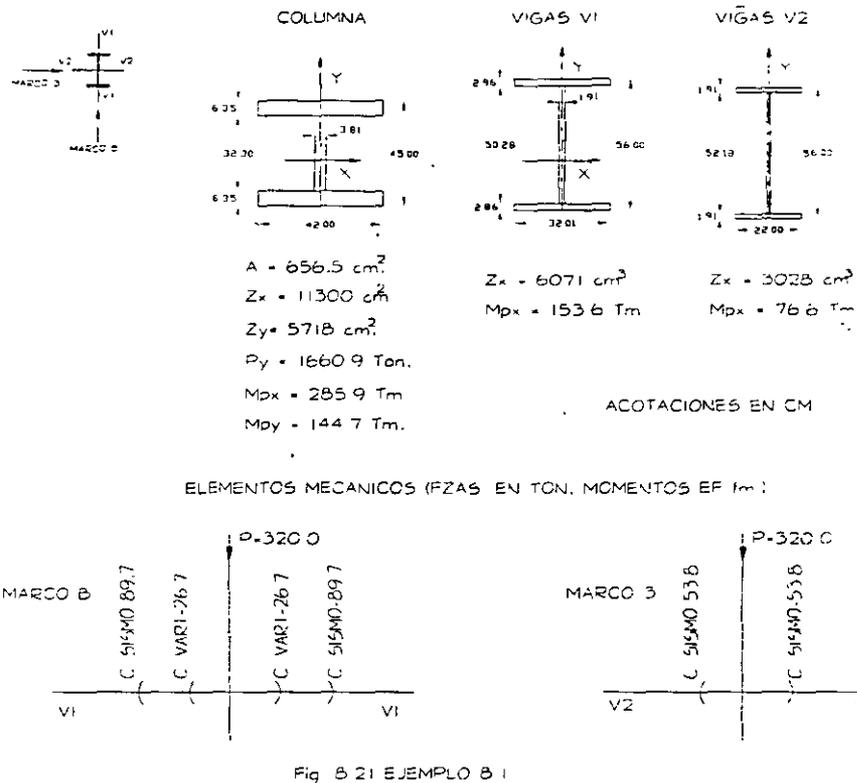


Fig 8.21 Ejemplo 8.1

El sistema de piso esta formado por elementos precolados apoyados en las vigas V1 y en las paralelas a ellas, por lo que en las vigas V2 no hay cargas verticales.

REQUISITOS ADICIONALES: Como el análisis sísmico se hizo con $Q = 3.0$, debe satisfacerse la condición dada por la expresión 8.5 en los dos planos de deflexión.

Art 8.5

$f_a = 320 \times 1.1 / 656.5 = 536 \text{ kg/cm}^2$. 1.1 es el factor de carga para la combinación carga gravitacional + sismo.

$$F_{yc} - f_a = 2530 - 536 = 1994 \text{ kg/cm}^2$$

$f_a / F_{yc} = 536 / 2530 = 0.21 < 0.4$. No es necesario revisar la condición dada por la ec 8.5: sin embargo, se hará la revisión con fines ilustrativos. Art 8.5b)1

FLEXION ALREDEDOR DEL EJE X DE LA COLUMNA: Se supone que las dos columnas que llegan al nudo son iguales.

$$\Sigma Z_c(F_{yc} - f_a) = 11300 \times 2 \times 1994 \times 10^{-5} = 450.6 \text{ Tm.}$$

$$\Sigma Z_v F_{yv} = \Sigma M_{pv} = 2 \times 153.6 = 307.2 \text{ Tm.}$$

$$\Sigma Z_c(F_{yc} - f_a) = 450.6 > \Sigma M_{pv} = 307.2. \text{ Se cumple la condición} \quad \text{Ec 8.5}$$

FLEXION ALREDEDOR DE Y:

$$\Sigma Z_c(F_{yc} - f_a) = 5718 \times 2 \times 1994 \times 10^{-5} = 228.0 \text{ Tm}$$

$$\Sigma Z_v F_{yv} = \Sigma M_{pv} = 2 \times 76.6 \times 153.2 \text{ Tm} < 228.0 \text{ correcto} \quad \text{Ec 8.5}$$

El requisito de “vigas débiles, columnas resistentes”, expresado por la ec 8.5, se cumple para flexión en los dos planos principales de la columna.

DISEÑO DE LA JUNTA:

a) VIGAS CONECTADAS A LOS PATINES DE LA COLUMNA

RESISTENCIA DE LA CONEXION

Módulos de sección plásticos de los patines de las vigas (Z_p).

$$\text{Vigas V1 } Z_p = 2 \times 32.0 \times 2.86 \times 26.57 = 4863 \text{ cm}^3$$

$$Z_p/Z_x = 4863/6071 = 0.80 > 0.70$$

Se obtiene una conexión de resistencia adecuada uniendo los patines de las vigas con los de las columnas por medio de soldaduras de penetración completa, y conectando el

alma de las vigas con soldaduras o tornillos de alta resistencia diseñados para transmitir la fuerza cortante total.

Art 8.2, inciso b

REVISION DEL TABLERO DE ALMA DE LA COLUMNA Conviene hacer esta revisión antes de estudiar si se requieren atiesadores horizontales frente a los patines de la viga porque la necesidad de estos y, en su caso, su grueso, se ve afectada si se refuerza el alma de la columna con placas adosadas

Art 8.4

RESISTENCIA AL CORTANTE DE LA JUNTA

Art 8.4a

$$V = 0.55 F_y d_c t \left(1 + \frac{3b_c t^2}{d_v b_c t}\right) = 0.55 \times 2.53 \times 45 \times 3.81 \times \left(1 + \frac{3 \times 42.0 \times 6.35^2}{56.0 \times 42.0 \times 3.81}\right)$$

Ec 8.4

$$= 238.6(1 + 0.567) = 373.9 \text{ ton}$$

FUERZA CORTANTE EN LA JUNTA Es igual a la suma de las fuerzas cortantes producidas por las vigas, correspondientes a $1.01 \times C \text{ Vert.} + 1.7 \times 1.1 \times \text{Sismo}$, sin exceder de $1.25 A_{pv} F_{yv}$, menos la fuerza cortante en la columna superior. Los momentos de sismo de las vigas se toman con los signos que ocasionen la fuerza horizontal máxima en la junta.

$$\text{Viga izquierda. } M = -1.1 \times 26.7 - 1.7 \times 1.1 \times 89.7 = -197.1 \text{ Tm}$$

$$\text{Fuerza en cada patín} = M/0.95d = 197.1/(0.95 \times 0.56) = 370.5 \text{ Ton} > 1.25 A_{pv} F_{yv} = 289.4 \text{ Ton}$$

$$\text{Viga derecha. } M = 1.1 \times 26.7 - 1.7 \times 1.1 \times 89.7 = -138.4 \text{ Tm}$$

$$\text{Fuerza en cada patín} = 138.4/(0.95 \times 0.56) = 260.2 \text{ Ton} < 289.4$$

La suma de fuerzas en los patines de las vigas es igual a $2 \times 1.25 A_{pv} F_{yv} = 578.8$ ton, porque pueden formarse articulaciones plásticas en las dos vigas.

Columna. La fuerza cortante en la columna superior, en el instante en que el marco se convierte en un mecanismo, es aproximadamente igual a

$$\frac{(M_p)VI + (M_p)vd}{h} = \frac{2 \times 153.6}{3.5} = 87.8 \text{ ton} \quad \text{Ec 8.27}$$

RECOMENDACIONES GENERALES AL DISEÑO DE JUNTAS DE PLACA EXTREMA

$h = 3.5$ m es la altura de la columna.

$$\text{Fuerza cortante en la junta} = 578.8 - 87.8 = 491.0 \text{ ton}$$

Puesto que esta fuerza es mayor que la resistencia de la junta ($491.0 > 373.9$) es necesario reforzar el alma de la columna.

Aumentando el grueso del alma a 6.35 cm ($2 \frac{1}{2}$ "") la resistencia al cortante de la junta sube a

$$V = 0.55 \times 2.53 \times 45.0 \times 6.35 \left(1 + \frac{3 \times 42.0 \times 6.35^2}{56.0 \times 45.0 \times 6.35}\right) = 397.6(1 + 0.318) = 524.0 \text{ ton} > 491.0$$

Ec 8.4

El refuerzo del alma puede hacerse con una o dos placas adosadas a ella o, como se trata de una sección hecha con tres placas soldadas, utilizando una placa de alma del grueso adecuado en el tramo de la junta.

Grueso del alma en la junta. 6.35 cm ($2 \frac{1}{2}$ "")

$(56.0 + 45.0) / 3.81 = 26.5 < 90$. Esta condición se cumple aunque no se refuerce el alma.

Art 8.4b

DISEÑO DE ATIESADORES

REVISION DEL ALMA POR FLUJO PLASTICO (frente a los patines de las vigas en tensión y compresión)

P_{pv} es igual al menor de los valores siguientes:

Inciso 8.3b

$$1.25 M_{pv}/d_v = 1.25 \times 153.6/0.56 = 342.9 \text{ ton}$$

$$1.25 A_{pv}F_{yv} = 289.4 \text{ ton} < 342.9 \therefore P_{pv} = 289.4 \text{ ton}$$

Si se supone que el alma y los patines están unidos entre si con soldaduras de filete de 1.27 cm ($1/2$ ""), k vale $6.35 + 1.27$ cm

$$A_{at} = \frac{P_{pv} - F_{yc} t_c (t_v + 5k)}{F_{yat}} = \frac{289.4 - 2.53 \times 6.35 (2.86 + 5 \times 7.62)}{2.53}$$

$$= \frac{289.4 - 658.0}{2.53} < 0 \quad \text{Ec 8.1}$$

Por este concepto no se necesitan atiesadores.

REVISION DEL PANDEO DEL ALMA EN LA ZONA DE COMPRESION

$$\frac{34400 t_c^3 \sqrt{F_{yc}}}{P_{pv}} F_R = \frac{34400 \times 6.35^3 \sqrt{2530}}{289400} \times 0.85 =$$

$$1301 \text{ cm} \gg h_c = 32.3 - 1.27 \times 2 = 29.8 \text{ cm} \quad \text{Ec 8.2}$$

Tomando t_c en cm, F_{yc} en kg/cm y P_{pv} en kg, el resultado se obtiene en cm.

El alma no se pandea por compresión.

REVISION DE LOS PATINES DE LA COLUMNA EN LA ZONA DE TENSION

$$0.4 \frac{P_{pv}}{F_{yc} F_R} = 0.4 \frac{289.4 \times 10^3}{2530 \times 0.9} = 4.51 \text{ cm} < t_{pc} = 6.35 \text{ cm} \quad \text{Ec 8.3}$$

No se necesitan atiesadores.

En resumen, el tablero de alma necesita refuerzo para resistir la fuerza cortante, pero no se necesitan atiesadores horizontales frente a ninguno de los patines de las vigas.

Este ejemplo es típico de las conexiones viga-columna de los niveles inferiores de marcos rígidos de cierta altura, donde los perfiles de las columnas son mucho más robustos que los de las vigas.

DISEÑO DE PLACAS DE EXTREMO ATIESADAS O RECORTADAS CON OCHO TORNILLOS EN EL PATÍN DE TENSION

1. ANTECEDENTES.

La solución de la conexión VIGA-COLUMNA en una estructura de edificio de marco rígido usando tornillos de alta resistencia ha demostrado ser una solución adecuada al problema de diseño de estructuras sismo resistente, aceptada ya por el AISC para cargas estáticas, las numerosas pruebas llevadas a cabo por Murray, Meng, Mays y otros realizados con el protocolo de pruebas ATC 24 señalaron en principio, la posibilidad de utilizar este tipo de conexión en edificios construidos en zonas sísmicas.

La tendencia a construir estructura de acero, soldados en taller y montadas en campo, atornillando los elementos estructurales, indica, que una solución muy adecuada con esta tendencia, es la conexión de placa extrema.

Las experiencias sufridas por la acción de los sismos de Northridge y de Kobe, señalaron que la conexión viga-columna usando la junta UBC consistente en soldar los patines de la viga al patín de la columna para transmitir el momento y usando un clip de ángulo para el cortante, fragilizaba la conexión y hacia perder un porcentaje alto de la ductilidad del acero, propiedad tan útil para resistir los efectos sísmicos y obligando a tener que reestudiar dicho tipo de junta y a tomar mas en cuenta la conexión EP (End Plate) y someterla mediante experimentos a sollicitaciones de tipo dinámico con resultados positivos.

Ahora bien, la junta EP puede adoptar varias configuraciones, desde la más frecuente de 4 tornillos en el patín de tensión desarrollada a raíz de las investigaciones del Prof. Krishnamurthy Profesor de Ingeniería Civil en la Universidad de Vanderbilt en Nashville, Tenn. y cuyo procedimiento de diseño aparece en los manuales del AISC y modificado por el Prof. T. Murphy y R. Meng objeto de un trabajo presentado en el Simposio del IMCA en el año de 1999, el que ahora presentamos en esta ocasión basado en los trabajos de los profesores Murphy y Kukreti que traducido al sistema métrico y presentando el uso

de las hojas al cálculo en Excel para la resolución de las fórmulas de diseño tanto en el procedimiento de Factores de Carga y Resistencia (LRFD); como en el diseño por esfuerzos permisibles (ASD).

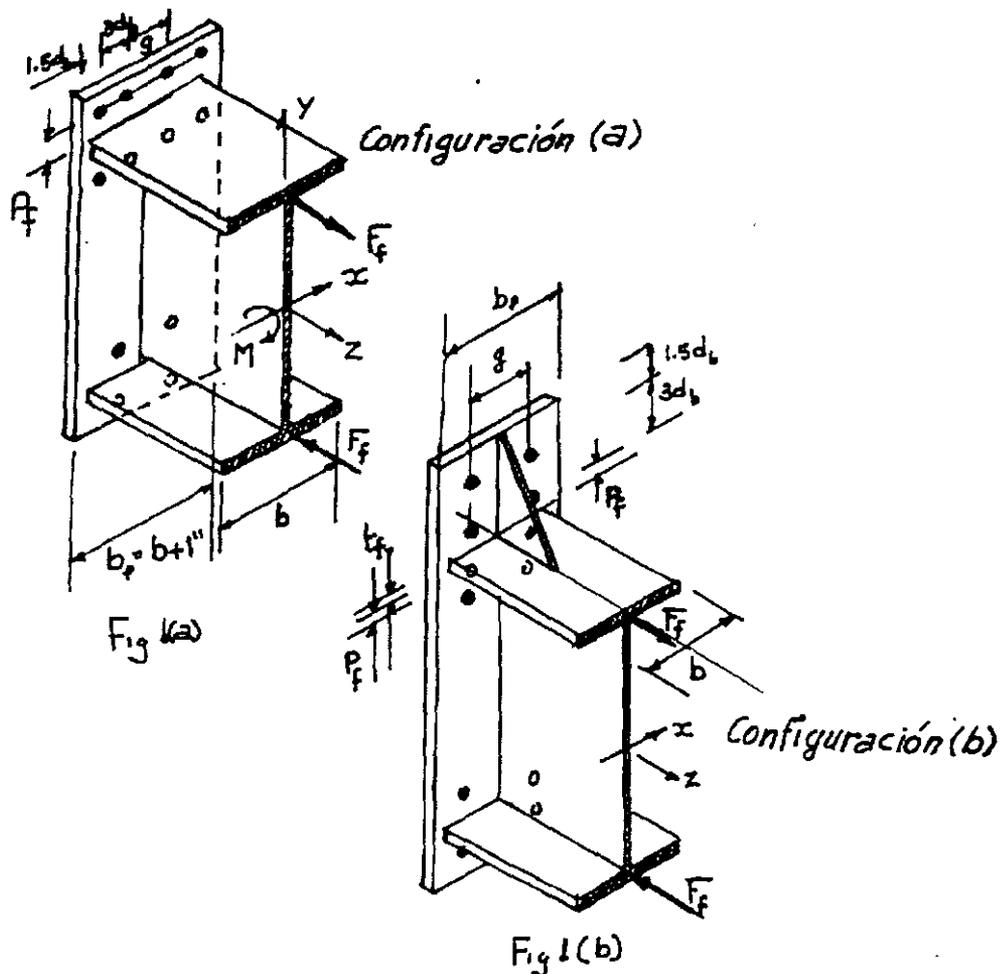
La configuración de 4 tornillos en el patín de tensión, está limitada hasta tornillos de $1 \frac{1}{2}$ " (3.81mm) que es el máximo diámetro que aparece en las tablas del AISC, sin embargo por el peso del equipo para instalar tornillos de esos diámetros, aconseja a no utilizar sino tornillos que no excedan el diámetro de $1 \frac{1}{8}$ " (2.86mm), lo que significa una limitación al momento resistente, ya que ello implica que la tensión en el patín de tensión quedará limitado a $4 \times 30.5 = 122$ Ton, y para valores mayores se tendrá que utilizar otra configuración, con un mayor número de tornillos.

2. CONFIGURACIONES DE PLACAS DE EXTREMO CON OCHO TORNILLOS EN EL PATIN DE TENSION.

La configuración de la placa de extremo con ocho tornillos en el patín de tensión presenta dos variantes que son:

- Dos costuras (o hileras) de 4 tornillos, cada una horizontal una por arriba del patín y otra por abajo del mismo patín de tensión.
- Dos costuras de 4 tornillos cada una colocadas verticalmente y cada lado del alma de la viga con un atiesador soldado al patín de la misma por arriba.

Las dos configuraciones se ilustran en las figuras (a) y (b)



La configuración (a) requiere que el ancho de la placa de extremo "b_p" que es igual al ancho del patín de la viga mas una pulgada sea mayor o a lo sumo igual a la suma del ancho del gramil "g" más dos veces la separación horizontal entre tornillos 2x3d_b más dos veces la distancia del eje de tornillos al borde de la placa 2x1.5d_b o sea:

$$b_p < (g + 9d_b) \quad (\text{configuración (a)})$$

En un caso extremo si minimizamos la distancia al borde a 1.25d_b se tendría:

$$b_p < (g + 8.5d_b) \quad (\text{configuración (a)}) \text{ fig (a)}$$

No siempre es fácil cumplir esta condición que además obliga a que el ancho del patín de la columna b_c sea mayor que el ancho de la placa de extremo, lo que es frecuente que ocurra en cuyo caso puede incrementarse el ancho b_p, pero su diseño obedece al método del Prof. Krisnamurthy, al final se hace un ejemplo de este caso resolviendo los problemas de diseño de soldadura.

Cuando las condiciones anteriores no se satisfacen, queda la alternativa de usar costuras verticales en que la condición resulta obviamente mas fácil de satisfacer, y que es el caso aquí tratado.

$$b_p > g + 3d_b \quad \text{ó} \quad b_p > g + 2.5d_b \quad (\text{configuración (b)})$$

En el caso de las costuras horizontales la placa de extremo se llama recortada, presentamos el método de diseño tanto el aprobado por el AISC como la variante presentada por el Prof. T. Murray, procedimiento muy parecido al de cuatro tornillos.

Para el caso de las costuras verticales, la placa de extremo requiere de un atiesador y la placa se denomina atiesada y su diseño requiere de la aplicación de las fórmulas de Murray y Kukreti, cuya solución es molesta a menos de que se disponga de el "software" que se propone más adelante; aunque puede usarse un método simplificado y verificar la "acción de palanca".

3. RECOMENDACIONES GENERALES AL PROYECTAR JUNTAS DE PLACA EXTREMA

Al realizar el diseño de una junta de placa de Extremo (EP) se deberán considerar las limitaciones siguientes (AISC):

1° La viga deberá ser un perfil laminado en caliente y en el caso del diseño por ASD, la selección del esfuerzo permisible está definido por las tablas del AISC pag 2-7 y sigs 9ª Edición 1989.

2° En el caso de diseño para tornillos con placa de extremo atiesada (EPA) solamente se usarán tornillos A325 y de ninguna manera los A-490, y el acero para la (EPA) será A36.

3° El paso vertical P_r (de la cara exterior del patín de la viga al eje del primer tornillo, será lo menor posible ($d_b+1/2"$) aunque algunos diseñadores estandarizan a 2" para todos los diámetros de los tornillos, algunos autores como el Prof. Griffiths¹ lo discute porque esto lleva a tener que usar espesores de la EP mayores. Sin embargo debe tenerse el espacio necesario para que pueda operarse la llave de impacto, pero no se usará arriba de 2 1/2" incrementando el espesor de las placas extremo tanto por el esfuerzo como por deformación. Las dimensiones que se requieren pueden consultarse en el Manual de la AISC, edición 2ª, Vol. II, del año 1994, Tablas 8-4 y 8-5.

4° La conexión de tornillos entre la EP y la cara de la columna deberá resistir el cortante por deslizamiento crítico, "despreciando la interacción tensión/cortante, como se explica en los comentarios de las especificaciones para tornillos A325 y A490 (RCSC 1985) y esto se entiende debido a que en la zona del patín inferior se incrementa la compresión en el área entre la (EP) y el patín de la columna, se esta suponiendo que la viga tiene momentos flexionantes negativos en sus extremos.

Sin embargo, si el cortante fuese excesivo, deberá considerarse la interacción entre ambos esfuerzos por medio de una ecuación de interacción adecuada, como sucede en las conexiones atornilladas de los contraventeos de marcos rígidos.

¹ End Plates Connections, Their Use and Misuse. Prof Griffiths. Engineering Journal AISC I qtr 84.

5° El ancho de la EP que es efectivo para resistir el momento flexionante de la viga será del ancho " b_p " de su patín más 1", aunque en algún caso sé de un ancho mayor, como en las configuraciones (a).

6° El gramil horizontal entre tornillos en hileras verticales no excederá del ancho del patín, a menos que un buen juicio ingenieril decidiera permitirlo.

7° El gramil **G** ó **g** entre tornillos en una hilera horizontal estará comprendido entre 5½" y 7½" y deberá verificarse para el patín de la columna.

8° La separación entre tornillos tanto en hileras verticales como en horizontales no excederá de $3d_b$ y la distancia a un borde de la placa o del patín no será menor de $1.5d_b$ (muy eventualmente puede usarse $1.25d_b$).

9° El grueso de los atiesadores en la columna, en caso de ser requerido será el mismo grueso del patín de tensión ó compresión de la viga, el atiesador vertical para la placa de extremo tendrá un espesor $t_s = t_w$.

10° En el caso de diseño de la (EPA) placa de extremo atiesada con 8 tornillos en el patín de tensión, SOLAMENTE SE CONSIDERAN EFECTIVOS 6 (SEIS) de ellos, en el caso de la configuración (a) si se limita el tamaño de los tornillos, pueden considerarse 8 como efectivo. Ver Ejemplo 5.3.

11° La capacidad de la soldadura entre la placa de extremo y el alma de la viga deberá resistir la tensión que le corresponde al alma de la viga en la vecindad de los tornillos. Esta soldadura tendrá una longitud que exceda dos veces el diámetro de los tornillos por abajo del tornillo más alejado. Esta longitud se tomará como base para definir las dimensiones del atiesador de la placa extrema.

12° De ser posible es recomendable no poner atiesadores en la columna porque además de ser costosos dificultan un poco las conexiones por el lado débil de la sección de la columna a veces resulta más económico incrementar el tamaño de la columna ó incrementar la longitud efectiva del patín de la misma.

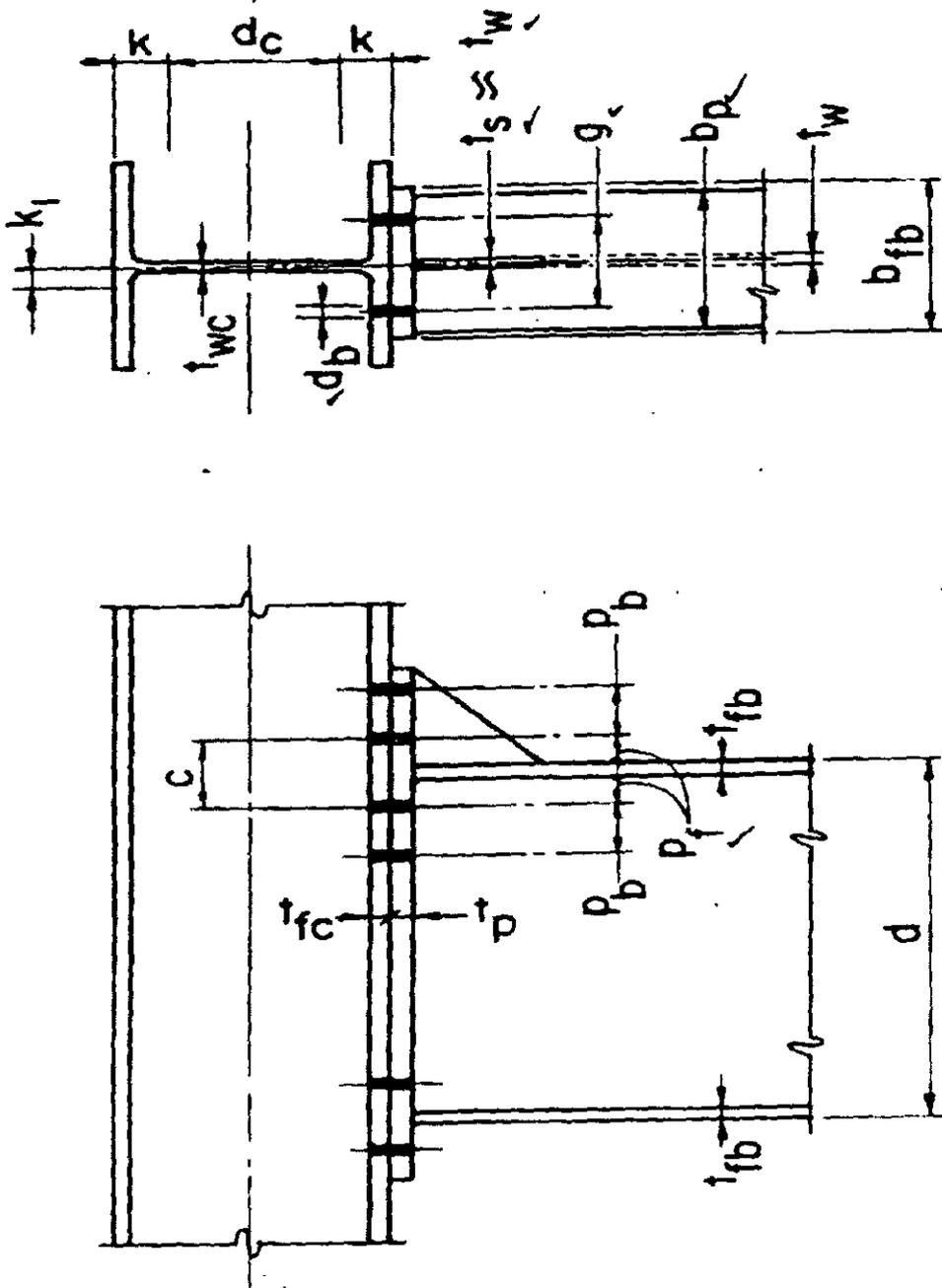


FIG. 2.- Geometría de la Placa EPA

4. MÉTODOS DE CÁLCULO PARA PLACAS DE EXTREMO ATIESADAS Y RECORTADAS

Placas de extremo con 8 tornillos en el patín de tensión.

Existen dos métodos de diseño para el problema de la conexión VIGA-COLUMNA, en el caso de que el sistema de unidades sea el de (kilofuerza, cm., seg.) y el otro para el caso de (libra fuerza, pulg., seg.) admitiendo cada uno de ellos, a saber, si diseñamos con el procedimiento de "Esfuerzos permisibles" ASD, o el procedimiento de "Factores de Carga y Resistencia" LRFD y además dos tipos de configuraciones, la configuración de la placa recortada (EP) y la configuración de placa atiesada (EPA).

Pero antes debemos calcular el tamaño de los tornillos, lo cual es un procedimiento que se utiliza en todos los casos:

Encontramos la tensión en el patín de la viga

$$F_f = \frac{M}{(d-t_f)} \dots\dots\dots \text{ASD}$$

$$F_{uf} = \frac{M_{eu}}{(d-t_f)} \dots\dots\dots \text{LRFD}$$

Se selecciona el diámetro del tornillo encontrando la tensión en el mismo por medio de las tablas 1-A y 1-B

$$B_e = \frac{F_f}{6} \dots\dots\dots \text{ASD}$$

$$B_u = \frac{F_{uf}}{6} \dots\dots\dots \text{LRFD}$$

Para la configuración (b) se consideran seis tornillos efectivos; para la configuración (a) se consideran ocho tornillos, pero el diseño de la placa de extremo –EP– es el del Prof. Krishnamurthy.

Conocidos los valores de B_e o de B_u en las tablas 1A o 1B, se toma el valor mas cercano por el límite superior. Ahora bien, el método simplificado que se explica a continuación solo se aplica al cálculo de la EPA (placa de extremo atiesado) exclusivamente y que corresponde a la configuración (b).

TABLA No. 1
ESFUERZOS PERMISIBLES EN TORNILLOS A.R.
MÉTODO (LRFD)

A325

DIAMETRO		5/8	3/4	7/8	1"	1 1/8"
D _b	mm	15.9	19.0	22.2	25.4	28.6
TENSION	kips	20.7	29.8	40.8	53	67.1
	Kgf	9400	13530	18520	24060	30460
CORTANTE SC	kips	5.22	7.51	10.2	13.4	16.9
	Kgf	2730	3410	4630	6080	7670
CORTANTE A 325 N	kips	10.8	15.5	21.1	27.6	34.9
	kgf	4900	1037	9580	12530	15840
CORTANTE A 325 X	kips	14.4	20.7	28.1	36.8	46.5
		6540	9400	12760	16110	21110
Tensión Mínima en El tornillo	kips	19	28	39	51	58
	kgf	8630	12710	17710	23150	26330

MÉTODO (ASD)

A325

DIAMETRO		5/8	3/4	7/8	1"	1 1/8"
D _b	mm	16	19	22	25	28.6
TENSION	kips	13.5	19.4	26.5	34.6	43.7
	Kgf	6129	8807	12030	15708	19840
CORTANTE SC	kips	5.4	7.7	10.5	13.7	17.4
	kgf	2450	3496	4767	6220	7900
CORTANTE N	kips	6.4	9.3	12.6	16.5	20.9
	kgf	2906	4222	5720	7490	9489
CORTANTE X	kips	92.2	13.3	18.0	23.6	29.8
	kgf	4177	6038	8172	10715	13529
Tensión Mínima en El tornillo	kips	19	28	39	51	56
	kgf	8626	12712	17170	23154	25424
Area	in ²	0.3068	0.4418	0.6013	0.7854	0.9940
	cm ²	1.9783	2.8500	3.879	5.067	6.413

NOTA:

SC = Junta por cortante con deslizamiento crítico.

N= Junta por cortante cuando se incluyen roscas dentro de la junta.

X= Junta por cortante cuando se excluyen roscas dentro de la junta.

Si $b_p < g+3d_b$ con un límite de $g+2.5d_b$, se tendrá la configuración (b) de la figura, es decir costuras verticales en la placa de extremo atiesada (EPA).

- Para el diseño de la EP con 8 tornillos usamos el método simplificado recomendado por Murray y Kukreti ó con una pequeña variante dada por el AISC.
- Para el diseño de la (EPA) se aconseja las fórmulas de los mismos autores y que están basadas en un análisis de regresión, utilizando la información proporcionada por el método del elemento finito, los autores antes nombrados desarrollaron las fórmulas que mas adelante se expresan suponiendo que los materiales que conforman la placa, son acero A36 y el tornillo es A325.

Se obtienen dos tipos de expresiones para definir el espesor de la placa de extremo (EP) t_{p1} y t_{p2} , el primero esta basado en el criterio de "deformación", y el segundo en el criterio de "esfuerzo", debiéndose tomar el mayor de los dos.

Ambas fórmulas toman en cuenta tanto los efectos geométricos de segundo orden como la acción de palanca en el tornillo, y son por tanto más precisos. En el caso de la expresión para t_{p1} se considera el límite máximo de la deformación, y para el t_{p2} el valor máximo del esfuerzo con un factor de seguridad de 1.67. Cuando se usa el método de ASD y cuando se utiliza el método del LRFD se usa un factor de resistencia de 0.9. Estas fórmulas, que más adelante aparecen, son difíciles de resolver, a menos de que se disponga de un programa que nos permita hacerlo con facilidad, si no, usaremos el llamado "Método Simplificado".

4.1 METODO SIMPLIFICADO

Basándose en las ecuaciones de Murray y Kukreti, y utilizando las siguientes hipótesis:

- ◆ diferentes niveles de momentos,
- ◆ usando aceros A36 y perfiles rolados en caliente,
- ◆ tornillos A325 y variando el número de ellos que originalmente se consideró de 6.8 hasta un mínimo de seis efectivos,
- ◆ uso de la analogía de la TE en tensión,

Se tiene:

$$M_e = 2B_e (P_{eff}/2) = B_e P_{eff} \dots \dots \dots ASD$$

$$M_{eU} = 2B_u (P_{eff}/2) = B_u P_{eff} \dots \dots \dots LRFD$$

En donde: B_e y B_u son las fuerzas de tensión que deben tomar los tornillos, basado en el hecho de suponer 6 tornillos efectivos.

P_{eff} = Paso efectivo, del diseño generado se ha determinado que:

$$P_{eff} = \frac{\sqrt{g^2 + P_f^2}}{5} P_f \dots \dots \dots ASD$$

$$P_{eff} = \frac{\sqrt{g^2 + p_f^2}}{4.17} P_f \dots \dots \dots LRFD$$

El denominador 5, debe cambiarse por 12.5; y el de 4.17 por 10.59 en caso de que las unidades sean del sistema métrico decimal.

El espesor de la placa se determina por:

$$t_p = \sqrt{6S_R / b_p} \dots\dots\dots \text{ASD}$$

$$t_p = \sqrt{4Z_R / b_p} \dots\dots\dots \text{LRFD}$$

En donde S_R es el módulo de sección requerido, suponiendo que el esfuerzo permisible de flexión es $0.75 F_y$, y Z_R es el módulo plástico requerido suponiendo que el factor de resistencia sea $0.9F_y$.

$$\text{Con } S_R = M_e / 0.75F_y \dots\dots \text{ASD} \quad Z_R = M_{eu} / 0.9F_y \dots\dots \text{LRFD}$$

- 1) Debiéndose seguir las recomendaciones ya señaladas en el texto, como son: la viga conectada será de las señaladas en el MANUAL AISC versión ASA.
- 2) El paso vertical P_f medido de la cara exterior del patín de tensión a la primera hilera horizontal no exceda de $2 \frac{1}{2}$ ", pero se recomienda el mínimo de " $d_b + \frac{1}{2}$ ".
- 3) El espaciamiento vertical entre hileras de tornillos horizontales no excederá de tres veces el diámetro del tornillo.
- 4) El gramil horizontal –G o g- estará comprendido entre 5.5" y 7.5".
- 5) El diámetro de los tornillos no será ni menos de $\frac{5}{8}$ ", ni mayor de $1 \frac{1}{2}$ ", aunque es preferible tomar $1 \frac{1}{8}$ " por las dificultades del apriete de los mismos.

5.-EJEMPLOS.-

Se han resuelto cuatro problemas de cálculo de placas de extremo atiesadas (EPA) usando el método de esfuerzos permisibles y el de factores de carga y resistencia, igualmente, se usan los dos sistemas de unidades, el ingles (o imperial) y el sistema métrico.

En el cálculo de las uniones por placas de extremo (EP) los elementos mecánicos (**M y V**) momento flexionante y cortante son los que se obtienen de el análisis estructural y suelen no ser iguales a la capacidad resistente de la viga o bien están muy cercanos a dicha capacidad, en los problemas que nos ocupan, estamos tomando los máximos resistentes, obtenidos de multiplicar el módulo de sección de la viga por el esfuerzo permisible, a saber:

$$M = (0.6 F_y) S_x \quad \dots\dots \text{ASD}$$

$$M_u = (0.9 F_y) Z_x \quad \dots\dots \text{LRFD.}$$

Si la sección es compacta

$$M = (0.66 F_y) S_x$$

O bien veanse los valores de M ó de M_u en las tablas del Manual A.I.S.C. 9ª Edición Pags 2-7 a 2-13 y 2-16 a 2-24

EJEMPLO 5.1.A

(ASD. SISTEMA INGLES)(Método simplificado.-

Diseñar la (EPA) de una viga W24 x 103.

DATOS: $d = 24.53''$; $t_f = 0.980''$; $t_w = 0.550$; $b_f = 9''$; $G = 5.5''$

$$S_x = 245 \text{ "}^3$$

$$M = 245^{\text{ "3}} \times 0.66 \times 36 = 5821 \text{ Kips''}$$

TORNILLOS

$$F_f = \frac{5821}{(24.53 - 0.98)} = 247.2 \text{ Kips.}$$

$$B_n = 247.2 / 6 = 41.2 \text{ Kips ; usar torn de } 1 \text{ } 1/8 \text{ cuyo}$$

$$B_r = 43.7 \text{ KIPS}$$

PLACA DE EXTREMO:

$$b_p = b_f + 1'' \quad \text{como } b_p > G + 3 d_b ; 10 > 6 + 3 \times 1.125$$

$$b_p = 9 + 1 \quad \text{configuración (b)}$$

$$b_p = 10''$$

$$P_f = d_b + 1/2'' = 1.125 + 0.500 = 1.625''$$

$$P_{ef} = \frac{\sqrt{G^2 + P_f^2}}{5} P_f = \frac{\sqrt{5.5^2 + 1.625^2}}{5} 1.625 = 1.15 \times 1.625 = 1.869''$$

El momento en la placa será: $M_p = B_r P_{ef} = 43.7 \times 1.869 = 81.67 \text{ kips''}$

NOTA.

Hemos tomado deliberadamente el $B_r = 43.7$ en lugar del $B_n = 41.2 \text{ kips''}$

El modulo de sección necesario será $S_n = M_p / 0.75 F_y$, por especificación

$$S_n = \frac{81.67}{0.75 \times 36} = \frac{81.67}{27} = 3.025''^3$$

y el espesor de la placa:

$$t_p = \sqrt{\frac{6S_n}{b_p}} = \sqrt{\frac{6 \times 3.025}{10}} = 1.347'' \text{ se pondrá } 1 \frac{3}{8}'' = 3.375''$$

La longitud de la placa será:

$$L = d + 2P_f + 3d_b + 2(1.5d_b)$$

$$L = 24.53 + (2 \times 1.625) + (3 \times 1.125) + (3 \times 1.125)$$

$$L = 34.53''$$

RESUMEN

EPA de $1 \frac{3}{8}'' \times 10'' \times 35''$

8 torn. de $1 \frac{1}{8}''$ A325 Patin tension

4 torn. de $1 \frac{1}{8}''$ A325 Patin compresion

EJEMPLO 5.1.B

(ASD; Sistema métrico, Método simplificado)

Se trata de la misma VIGA equivalente a la IR 610 x 154 K/m

DATOS : $d = 61.75 \text{ cm}$; $t_f = 2.49 \text{ cm}$; $b_f = 22.86 \text{ cm}$; $t_w = 1.40 \text{ cm}$;

$$G = 13.97''$$
 ; $b_p = 25.40 \text{ cm}$

$$M = 4015 \times 0.66 \times 2530 = 6,713,080 \text{ Kg - cm}$$

TORNILLOS

$$F_f = \frac{6,713,080}{(61.75 - 2.49)} = 113,282 \text{ kg}$$

$$B_n = \frac{113,282}{6} = 18,880 \text{ kg} \quad \text{usar torn de } 1 \frac{1}{8}'' \text{ cuyo}$$

$$B_r = 19,840 \text{ Kg}$$

PLACA DE EXTREMO

$$P_f = 2.86 + 1.27 = 4.13 \text{ cm}$$

$$P_{cf} = \frac{\sqrt{G^2 + P_f^2}}{12.7} P_f = \frac{\sqrt{13.97^2 + 4.13^2}}{12.7} 4.13 = 1.15 \times 4.13 = 4.75 \text{ cm}$$

$$M_p = 19,840 \times 4.75 = 94,240 \text{ kg-cm}$$

$$S_n = 94,240 / 0.75 F_y = 94,240 / 1898 = 49.65 \text{ cm}^3$$

$$t_p = \sqrt{\frac{6S_n}{b_p}} = \sqrt{\frac{6 \times 49.65}{25.4}} = 3.42 \text{ cm}$$

Placa 1 3/8" tiene por espesor 3.49 cm

RESUMEN

EPA de 1 3/8" x 10" x 35"

8 torn. de 1 1/8" A325 Patin tension

4 torn. de 1 1/8" A325 Patin compresion

EJEMPLO 5.2.A

(L.R.F.D. Sistema ingles, Método simplificado)

Diseñar la (EPA) de una VIGA 24 x 104

DATOS : $d = 24.04"$; $t_f = 0.75"$; $b_f = 12.75"$; $t_w = 0.500"$;

$G = 6"$; $b_p = 13.75"$.

M_u (Factorizado) = $289^3 \times 09 \times 36 = 9,364 \text{ kips}''$

TORNILLOS

$$F_{uf} = \frac{9,364}{(24.04 - 0.75)} = 402.10 \text{ kips}$$

$$B_{ufn} = \frac{402.10}{6} = 67.02 \text{ kips usar tornillos de } 1 \frac{1}{8}" = d_b \text{ cuyo}$$

$$B_{ufr} = 67.10 \text{ kips}$$

PLACA DE EXTREMO

$$b_p = b_f + 1" = 13.75"$$

$$G + 9 d_b = 6 + (9 \times 1.125) = 16.125 > 13.75"$$

$$G + 3 d_b = 6 + (3 \times 1.125) = 9.375 < 13.75" \quad \therefore \text{configuración (b)}$$

$$P_f = d_b + \frac{1}{2} = 1.125 + 0.5 = 1.625$$

$$P_{cfu} = \frac{\sqrt{G^2 + P_f^2}}{4.17} P_f = \frac{\sqrt{6^2 + 1.625^2}}{4.17} 1.625 = 1.49 \times 1.625 = 2.421"$$

$$M_{eu} = 67.10 \times 2.421 = 162.40 \text{ kips''}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{4 \times 162.4}{32.4 \times 13.75}} = 1.207'' \text{ ponemos placa de } 1 \frac{1}{4}'' (1.25'')$$

RESUMEN

EPA de 1 1/4" x 10" x 35"
 8 torn. de 1 1/8"= d_b, A325
 4 torn. de 1 1/8"= d_b, A325

EJEMPLO 5.2.B

(L.R.F.D. Sistema métrico, Método Simplificado)

La misma viga que equivale a una IR 610 x 155

DATOS : d = 61.10 cm ; t_f = 1.91 cm ; b_f = 32.40 cm ; t_w = 1.27 cm ;

$$G = 15.24 \text{ cm} ; b_p = 34.94 \text{ cm} ; Z_x = 4,736 \text{ cm}^3 .$$

$$M_{eu} = (0.90)(2,530)(4,736) = 10,783,872 \text{ kg-cm}$$

TORNILLOS

$$f_{uf} = \frac{10,783,872}{(61.10 - 1.91)} = 182,191 \text{ kg}$$

$$B_{un} = \frac{182,191}{6} = 30,365 \text{ kg usar tornillos de } 1 \frac{1}{8}'' \text{ cuyo}$$

$$B_{ur} = 30,460 \text{ kg}$$

PLACA DE EXTREMO

$$b_p = 34.94 \text{ cm} ; P_f = 2.86 + 1.27 = 4.13 \text{ cm}$$

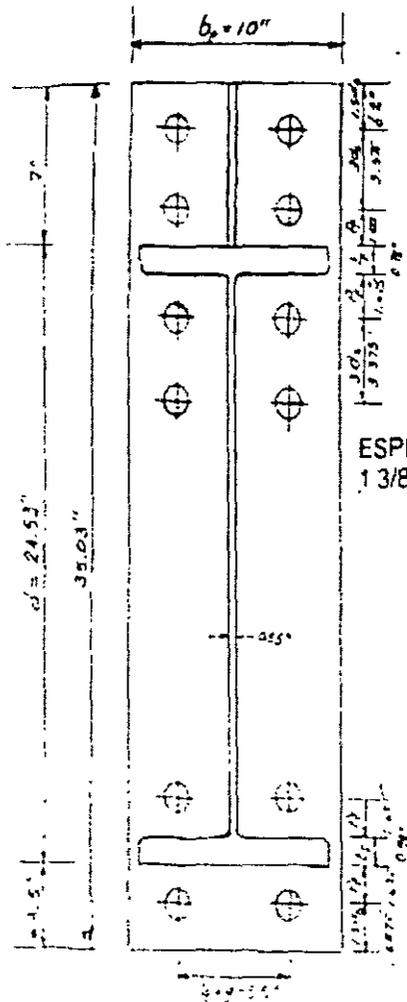
$$P_{efu} = \frac{\sqrt{G^2 + P_f^2}}{10.59} P_f = \frac{\sqrt{15.24^2 + 4.13^2}}{10.59} 4.13 = 1.49 \times 4.13 = 6.16 \text{ cm}$$

$$M_{eu} = 6.16 \times 30,365 = 187,048 \text{ kg-cm}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{4 \times 187,048}{2277 \times 34.94}} = 3.07 \text{ cm placa de } 1 \frac{1}{4}'' (3.175 \text{ cm}).$$

RESUMEN

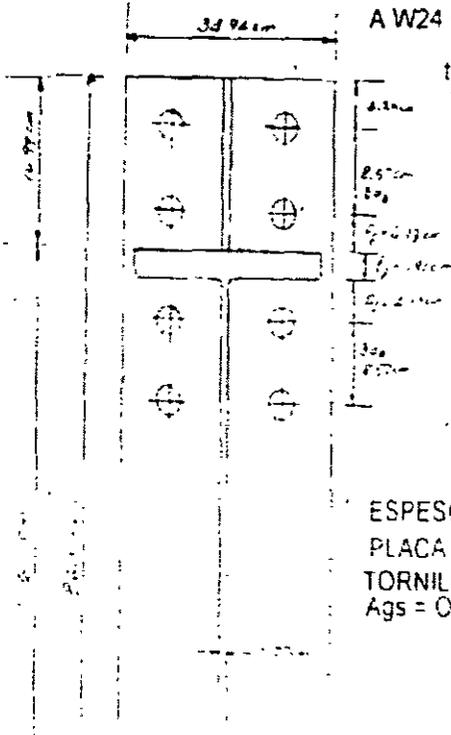
EPA de 1 1/4" x 10" x 35"
 8 torn. de 1 1/8"= d_b, A325
 4 torn. de 1 1/8"= d_b, A325



VIGA W24x103
 PROBLEMA 5.1A
 TORNILLO A325 SC DE 1 1/8" d_b
 Ags \emptyset 1 3/16"

ESPESOR DE LA PLACA
 1 3/8"

PROBLEMA 5.2 B
 VIGA (IR 610 x 155)
 EQUIVALEN
 A W24 x 104

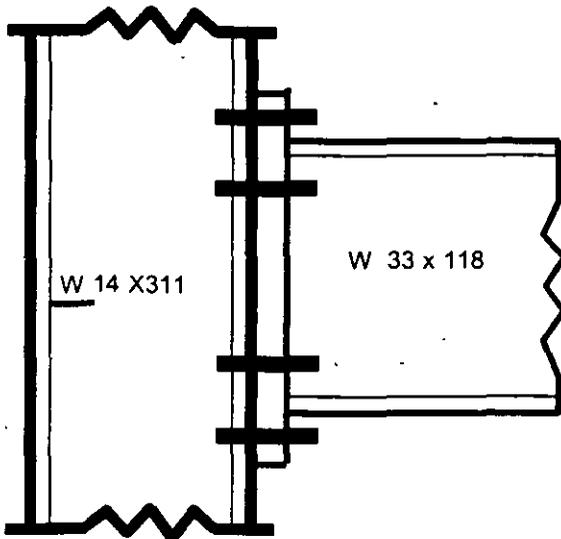


$t_p = 1 1/8" = d_b$

ESPESOR DE LA
 PLACA 1 1/4" = 3.18 CM
 TORNILLOS A-325 SC
 Ags = \emptyset 1 3/16"

FIGURA N°3

PROBLEMA COMPLETO (MURRAY) "Extended End Plates, Moment Connections.-



Diseñar una conexión Viga columna para un momento de 700 kip - ft un cortante de 90 kips por el método ASD, la viga es una W 33 X 118, la columna es una W 14 x 311, Acero A-36 Tornillos A-325, limitado a $d_b = 1$ " máximo, soldadura E70xx (Momento negativo en los extremos sin cambio de signo)

Resolverlo en sistema imperial ingles y sistema métrico

SISTEMA INGLES	SISTEMA MÉTRICO
VIGA 33 X 118 $d = 32.86$ " $t_w = 0.550$ $b_f = 11.48$ " $t_f = 0.740$ $A_f / A_0 = 0.492$	IR 84 x 176 $d = 83.50$ cm $t_w = 1.40$ cm $b_f = 29.20$ cm $t_f = 1.88$ cm $A_f / A_0 = 0.492$
COLUMNA 14 x 311. $d = 17.12$ " $t_{wc} = 1.410$ " $b_{fc} = 16.23$ " $t_{fc} = 2.260$ " $K = 2 \frac{15}{16}$ " $K_l = 1 \frac{5}{16}$ " $T = 11 \frac{1}{4}$ "	IR 35.6 cm x 463 kg/ ml $d = 43.50$ cm $t_{wc} = 3.58$ cm $b_{fc} = 41.20$ cm $t_{fc} = 5.74$ cm $K = 7.5$ cm $K_l = 3.3$ cm $T = 28.50$ cm

SISTEMA INGLES	SISTEMA MÉTRICO
A. Tornillos $M = 700 \times 12 = 8,400$ kips" $F_r = \frac{8,400}{32.86 - 0.74} = 261.50$ Kips. La configuración se obtiene si: con $d_b = 1$ " $b_{fc} > \underbrace{(G + 9d_b)}_{(a)} > \underbrace{b_f + 1}_{(b)}$ $16.23 > 6 + 9 \times 1 \therefore$ Config. (a)	A. $M = 700 \times 10^3 \times 12 \times 2.54 \times 0.454$ $M = 9,686.544$ Kg - cm $F_r = \frac{9,686.544}{(83.5 - 1.88)} = 118,680$ Kg. Configuración: $b_{fc} = 41.2$ cm $b_p = 29.2 + 2.54 = 31.74$ cm

<p>el diseño de los tornillos</p> $B = \frac{261.5}{8} = 32.7 \text{ kips}$ <p>Debe usarse $d_b = 1"$</p> $8 \times 34.6 = 276.8 < 261.5$ <p>En este caso de configuración (a) puede usarse 8 tornillos.</p>	$G + (9 \times d_b) = 15.24 + (9 \times 2.54)$ $= 38.10 \text{ cm}$ <p>dado que $b_{fc} > G + 9d_b$ usaremos configuración (a)</p> $B = \frac{118,680}{8} = 14,835 \text{ kg}$ <p>de la tabla 1B</p> $B_r = 15,708 \text{ kg} > 14,835 \text{ kg} \quad \text{--- ok}$
---	--

SISTEMA INGLES	SISTEMA MÉTRICO
<p>B. Placa Extremo</p> <p>Se usa el método del profesor Krishnamurthy.</p> <p>El momento flexionante en la EP vale :</p> $M_e = \alpha_m F_f \frac{P_e}{4}$ <p>Con $\alpha_m = C_a C_b \left(\frac{A_f}{A_w}\right)^{1/3} \left(\frac{P_e}{d_b}\right)^{1/4}$</p> <p>$C_a = 1.13$ para tornillos A-325 y para la placa A-36, método ASD</p> $C_b = \left(\frac{b_f}{b_p}\right)^{1/2} = \sqrt{\frac{11.48}{12.48}} = 0.959$ <p>(Se considera $b_p = b_f + 1"$ como ancho efectivo de la EP)</p> <p>El brazo efectivo del momento M_e vale: P_e con</p> $P_f = d_b + \frac{1}{2} = 1" + 0.5" = 1.5"$ <p>Y $P_e = P_f - \frac{d_b}{4} - w_f$</p> <p>en donde w_f es el refuerzo de la soldadura en el patín .:</p> $P_e = 1.5 - (1/4) - 0.707 \times 0.1875 = 1.117"$	<p>B.</p> <p>El momento flexionante en la placa de extremo vale:</p> $M_e = \alpha_m F_f \frac{P_e}{4}$ <p>$C_a = 1.13$</p> $C_b = \left(\frac{29.2}{31.7}\right)^{1/2} = 0.960$ <p>ancho efectivo de la EP</p> $b_p = 29.20 + 2.54 = 31.74 \text{ cm}$ <p>$P_f = 2.54 + 1.27 = 3.81 \text{ cm}$</p> <p>El brazo efectivo vale si supone que el refuerzo de la soldadura en el patín superior es $3/16" = 0.48 \text{ cm}$</p> $P_e = P_f - \frac{d_b}{4} - w_f$ $= 3.81 - \frac{2.54}{4} - 0.707 \times 0.48$ $= 2.835 \text{ cm.}$

$\therefore \infty_m = 1.13(0.959)(0.492)^{1/3} \left(\frac{1.117}{1.0} \right)^{1/4}$ $= 0.879$ <p>y el momento será:</p> $M_e = \frac{(0.879)(261.5)(1.117)}{4}$ $= 64.19 \text{ Kips"}$ <p>y el espesor de la EP, t_p será</p> $t_p = \sqrt{\frac{6M_e}{F_b b_b}} \text{ siendo } F_b = 0.75 F_y$ $t_p = \sqrt{\frac{6 \times 64.19}{0.75 \times 36 \times 11.48}}$ $= 1.07"$ <p>usemos placa de 1 1/8"</p>	$\infty_m = 1.13(0.960)(0.492)^{1/3} \left(\frac{2.835}{2.54} \right)^{1/4} =$ $\infty_m = 0.8797$ $M_e = \frac{(0.8797)(118,680)(2.835)}{4}$ $= 73,995 \text{ kg - cm}$ $t_p = \sqrt{\frac{6 \times 73,995}{0.75 \times 2530 \times 31.74}} = 2.71 \text{ cm}$ <p>usemos 1 1/8" = 2.86 cm > 2.71 cm</p>
--	--

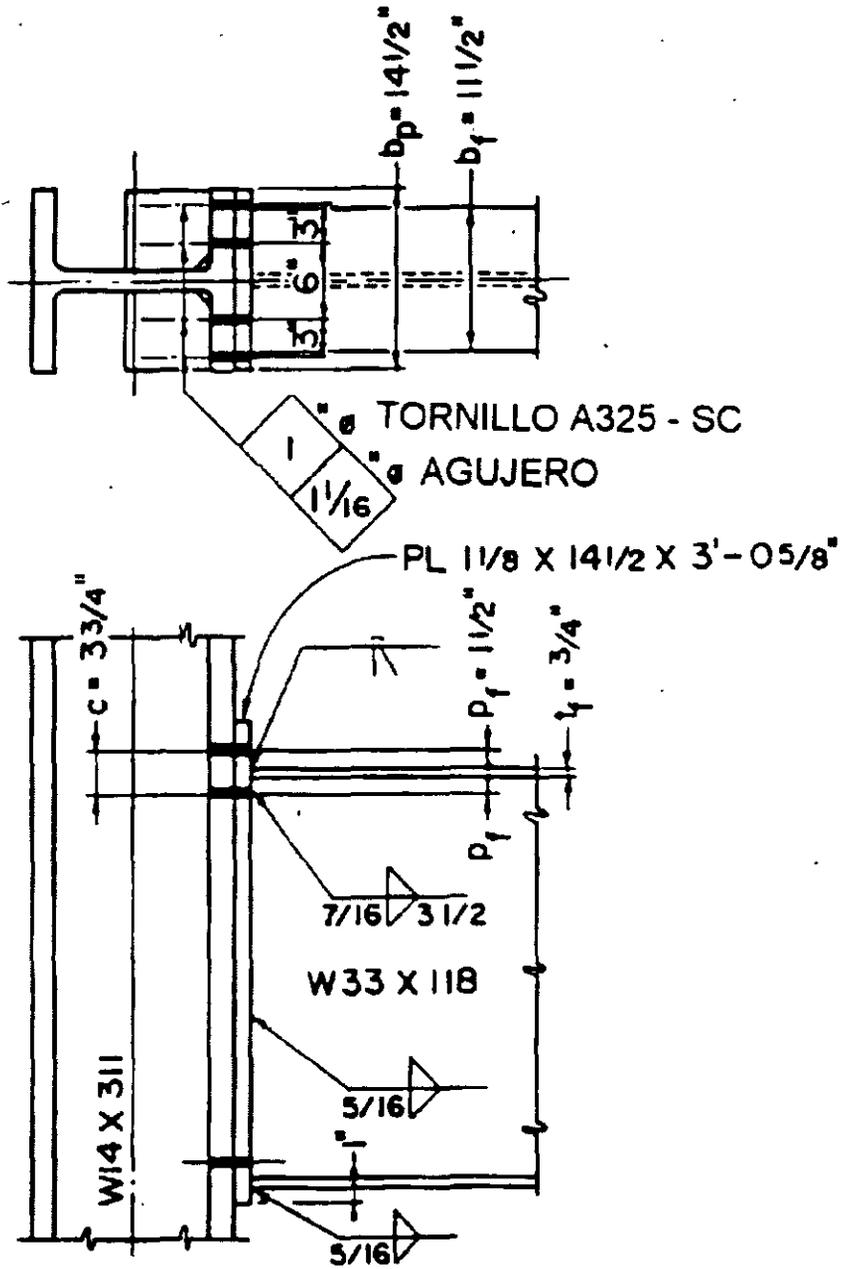
SISTEMA INGLES	SISTEMA MÉTRICO
<p>C.- Verificación por cortante</p> <p>Por deslizamiento crítico:</p> <p>$V = 90 \text{ Kips}$</p> <p>$F_y = \frac{90,000}{13,700} = 6.6 < 8 \text{ Torn ok}$</p> <p>Por penetración en la EP, ya que su espesor es menor que el espesor del patín de la columna</p> <p>$f_p = \frac{90,000}{(4 \times 1.0 \times 1.125)} = 20,000 \text{ lb / "}^2$</p> <p>$F_{\text{penetración en A36}} = 1.2 F_u$ $= 1.2 \times 58 = 69.6 \text{ ksi}$</p> <p>$20,000 < 69,600 \text{ psi}$</p>	<p>$V = 90,000 \text{ psi} \times 0.454 = 40,860 \text{ Kg}$</p> <p>$f_y = \frac{40,860}{6220} = 6.6 < 8 \text{ torn}$</p> <p>$F_p = \frac{40,860}{4 \times 2.54 \times 2.86} = 1,406 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>$F_{\text{penetración}} = 1.2 \times 4080 = 4896 \text{ kg / cm}^2$</p> <p>$1,406 < 4,896 \text{ k / cm}^2$</p>

SISTEMA INGLES	SISTEMA MÉTRICO
<p>D.- Cálculo de la soldadura (ASD) Viga contra EP.</p> <p>Un filete de soldadura de $\frac{1}{16}$"</p> <p>De la calidad E70xx resiste en tensión o cortante a través de la sección crítica que es su garganta:</p> $r = \left(\frac{1}{16}\right)(0.707)(0.3)(70)$ $= 0.928 \text{ kip / pulg} / \frac{1}{16}$	<p>Un filete de $\left(\frac{1}{16}\right)$ por cm de E70xx resiste:</p> $r_s = (0.159)(0.707)(1)(1480)$ $r_s = 165 \text{ kg/cm} / \frac{1}{16}$ <p>nota: 1480 = 0.3 x 4920</p>

SISTEMA INGLES	SISTEMA MÉTRICO
<p>D1. Soldadura del patín de tensión contra la placa de extremo</p> <p>Si usamos soldadura de filete, este sería:</p> $D = \frac{F_p}{L_s \times 0.928}, \text{ en donde}$ <p>L_s = es la longitud de la soldadura que vale:</p> $L_s = (b_f + t_f) 2 - t_w$ $L_s = 2(11.48 + 0.74) - 0.55 = 23.89"$ $\therefore D = \frac{261.5}{23.89 \times 0.928} = 11.79 \left(\frac{1}{16}\right)$ <p>o sea $D = \frac{3}{4}"$ $\left(\frac{3}{4} = \frac{12}{16}\right)$</p> <p>Filete demasiado grande, por lo que se aconseja usar "PENETRACION COMPLETA" con un refuerzo 3/16"</p>	<p>D1.</p> <p>La longitud del filete de soldadura sería:</p> $L = 2(29.2 + 1.88) - 1.49 = 60.76 \text{ cm}$ <p>Y para tomar la tensión del patín necesitamos un filete d:</p> $D = \frac{118,680}{60.76 \times 165} = 11.83 \left(\frac{1}{16}\right)$ <p>es decir $D = \frac{3}{4}"$</p> <p>Filete muy grande para ejecutarlo en el patín de la viga que hemos estimado De $1 \frac{1}{8}"$, por lo cual se recomienda "PENETRACION COMPLETA"</p>

SISTEMA INGLES	SISTEMA MÉTRICO
<p>D2. Soldadura de la placa de extremo al alma de la viga que se requiere para tomar la tensión que le corresponde en la cercanía de los tornillos en tensión.</p> $D = \frac{0.6 F_u t_w}{2 \times 0.928} = \frac{0.6 \times 36 \times 0.55}{2 \times 0.928} = 6.4$ <p>6.4 diez y seisavos</p> <p>Úsese 7/16" de soldadura de filete en una longitud medida desde el paño del patín interior hasta el centro del tornillo mas alejado adicionado de dos veces el diámetro de lo mismo.</p>	<p>D2. Soldadura del alma de la viga para tomar la tensión</p> $D = \frac{0.6 \times 2530 \times 1.40}{2 \times 165} = 6.5 \text{ (1/16)}$ <p>usar soldadura de 7/16"</p>

SISTEMA INGLES	SISTEMA MÉTRICO
<p>D3. Soldadura para tomar el cortante en el alma de la viga.</p> <p>Se considera como longitud efectiva la mitad del alma de la viga:</p> $L_e = \frac{d}{2} - t_{fb} = \frac{32.86}{2} - 0.770 = 15.66"$ $D = \frac{90}{(2 \times 0.928)(15.66)} = 3.1 \frac{1}{16} \text{ avos}$ <p>Usar el mínimo por especificación (5/16")</p>	$L_e = \frac{83.50}{2} - 1.880 = 39.87 \text{ cm}$ $D = \frac{40.860}{(2 \times 165)(39.87)} = 3.10 \frac{1}{16} \text{ avos}$ <p>Usar el mínimo por especificación (5/16")</p>



NOTAS GENERALES:

ESPECIFICACIONES: AISC ASD

MATERIAL: ASTM-A36

TORNILLOS: A325-SC

SOLDADURA: E70XX

FORMULAS DE MURRAY Y KUKRETI

SISTEMA INGLES

(lbf/pulg/seg)

ASD (4.1^a)

6.73

$$t_{p1} = \frac{0.00885 F_f^{0.917} g^{0.577} p_f^{0.873}}{b_p^{0.682} d_b^{0.924} t_s^{0.112}}$$

6.73

LRFD (4.1b)

$$t_{p1} = \frac{0.00609 F_f^{0.917} g^{0.577} p_f^{0.873}}{b_p^{0.682} d_b^{0.924} t_s^{0.112}}$$

11.90

ASD (4.2^a)

$$T_{p2} = \frac{0.00625 F_f^{1.017} g^{0.148} p_f^{0.257}}{b_p^{0.319} d_b^{0.719} t_s^{0.162}}$$

11.90

LRFD (4.2b)

$$T_{p2} = \frac{0.00413 F_f^{1.017} g^{0.148} p_f^{0.257}}{b_p^{0.319} d_b^{0.719} t_s^{0.162}}$$

90.86

ASD (4.3^a)

$$B_u = \frac{0.0001381 F_f^{2.583} P_f^{0.591}}{b_p^{0.965} d_b^{1.909} t_p^{0.885} t_s^{0.327}} + P_t$$

11.08

LRFD (4.3b)

$$B_u = \frac{0.0000203 F_f^{2.583} P_f^{0.591}}{b_p^{0.965} d_b^{1.909} t_p^{0.885} t_s^{0.327}} + P_t$$

SISTEMA METRICO

(Kgf/cm/seg)

ASD (4.1^a)

$$t_{p1} = \frac{0.05958 F_{fm}^{0.917} g_m^{0.577} P_{fm}^{0.873}}{b_{pm}^{0.682} d_{bm}^{0.924} t_{sm}^{0.112}}$$

LRFD (4.1b)

$$t_{p1} = \frac{0.0410 F_{fm}^{0.917} g_m^{0.577} P_{fm}^{0.873}}{b_{pm}^{0.682} d_{bm}^{0.924} t_{sm}^{0.112}}$$

ASD (4.2^a)

$$T_{p2} = \frac{0.07442 F_{fm}^{1.017} g_m^{0.148} P_{fm}^{0.257}}{b_{pm}^{0.319} d_{bm}^{0.719} t_{sm}^{0.162}}$$

LRFD (4.2b)

$$T_{p2} = \frac{0.04918 F_{fm}^{1.017} g_m^{0.148} P_{fm}^{0.257}}{b_{pm}^{0.319} d_{bm}^{0.719} t_{sm}^{0.162}}$$

ASD (4.3^a)

$$B_u = \frac{0.0125483 F_{fm}^{2.583} P_{fm}^{0.591}}{b_{pm}^{0.965} d_{bm}^{1.909} t_{pm}^{0.885} t_{sm}^{0.327}} + P_T$$

LRFD (4.3b)

$$B_u = \frac{0.001849 F_{fm}^{2.583} P_{fm}^{0.591}}{b_{pm}^{0.965} d_{bm}^{1.909} t_{pm}^{0.885} t_{sm}^{0.327}} + P_T$$

NOMENCLATURA DE TÉRMINOS USADOS

1	$d =$	Peralte total de la viga.
2	$b = b_f =$	Ancho del patín de la viga.
3	$t_f = t_b =$	Espesor del patín de la viga.
4	$t_w = t_{wb} =$	Espesor del alma de la viga.
5	$b_p =$	Ancho de la placa de extremo.
6	$t_p =$	Espesor de la EP o de la EPA.
7	$M =$	Momento flexionante en el extremo de la viga a conectar, es negativo en el caso de la conexión V-C en un marco de edificio cuando se diseña por ASD (Diseño por Esfuerzo Permisibles)
8	$M_u =$	Momento flexionante último o factorizado en el extremo de la viga cuando se diseña por ASD (Diseño por factores de carga y resistencia).
9	$F_f =$	Tensión total en el patín provocado por la acción de M.
10	$F_{uf} =$	Tensión total en el patín provocado por la acción de M_u .
11	$d_b =$	Diámetro del tornillo.
12	$P_f =$	Distancia medida verticalmente entre la cara externa o interna del patín de la viga al centro del primer tornillo $= d_b + 1"$
13	EP = EPA =	Placa de extremo recortada. Placa de extremo atiesada.
14	$P_{ef} =$	Brazo efectivo del momento M_e en diseño ASD.
15	$P_{efu} =$	Brazo efectivo del momento M_{eu} en diseño LRFD
16	$B_n =$	Tensión requerida en un tornillo para formar con n tornillos la tensión F_t , en el diseño ASD.
17	$B_f =$	Capacidad de tensión de un tornillo definido (de tabla 1 a)
18	$B_{ufn} = B_{un} =$	Tensión necesaria requerida en un tornillo para tomar la tensión total en el patín (diseño LRFD).
19	$B_{ufr} = B_{ur} =$	Capacidad de tensión de un tornillo dado (de la tabla 1B)
20	$M_p = M_e =$	Momento de flexión que solicita a la (EP) diseño ASD
21	$M_{eu} =$	Momento de flexión que solicita a la EP diseño LRFD
22	$S_x =$	Módulo de sección elástico.
23	$Z_x =$	Módulo plástico de sección.
24	$g = G$	Gramil en el patín de la viga (Distancia entre tornillos uno a cada lado del alma de la viga.
25	$t_s = t_w =$	Espesor del atiesador en una EPA.
26	$P_b =$	Distancia entre dos tornillos de una misma hilera vertical.

BIBLIOGRAFÍA

DESIGN OF 8 BOLTS STIFFEND MOMENT END PLATES

Murray T.H. and A. Kukreti 1988

Engineering Journal Vol. 25, N°2, 2nd. Quarter 1988

A FRESH LOOK AT BOLTED END PLATE BEHAVIOR AND DESIGN

Krishnamurthy N. (1978 a)

Engineering Journal Vol. 15, N°2, 2nd Quarter 1978.

DISCUSSION OF HIGH STRENGTH BOLTED CONNECTIONS SUBJECT TO PRYING.

H. Agerskov

Journal of Structural Division ASCE, Vol. 103 N°STI Jan 1977.

STEEL STRUCTURES 1968

William McGuire

Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs N.J.

Chapter N°6 Connections pag. 818 to 850.

END PLATES MOMENT CONNECTIONS, THEIR USE AND MISUSE

Engineering Journal AISC Vol. 21, N°1 1st. Quarter 1984.

SPECIFICATIONS FOR STRUCTURAL JOINTS USING ASTM A325 AND A490.

Research Councils On Structural Connections Of The Engineering Foundation,
Nov. 13, 1985.

STRUCTURAL STEEL DESIGN

Lambert Tall.

2nd Ed Ronald Press New York 1974.

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Bresler B., Lin T.Y., Scalzi J.B., Traducción de El Martínez Romero

Editorial LIMUSA -WILE, México 1970, pag. 183-200.

MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION

2ND Edition AISC, Vol. I y III 1994 LRFD.

MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION, ASD,

9na Edition 1989 AISC

EXTENDED END PLATES MOMENT CONNECTIONS

Steel Desig Guide Series N°4

Thomas Murray Phd., P.E.

Edition of AISC.

RESEARCH OF END PLATES CONNECTIONS FOR SEISMIC LOADING

An update

Murray Th. M and Mays W.T.

SEISMIC PERFORMANCE OF BOLTED END PLATE MOMENT CONECTIONS

Murray Th. M and Meng R.L.

Virginia Polytechnic Institute an State University

Blacks Burg, Virginia.

TESTING AND DESIGN OF STENDED MOMENT END PLATE CONNECTIONS FOR SEISMIC LOADING.

Summer E.A. and Murray T.M. P.E., PHD.

END PLATES CONNECTIONS IN PLASTICALLY DESIGNED STRUCTURES

Onderdonk A.B., Lathrop R and Joseph Coel.

Engineering Journal of AISC, 2ND Quarter 1989.

TRADUCCIÓN DE FÓRMULAS E MURRAY Y KUKRETI DEL SISTEMA IMPERIAL AL SISTEMA MÉTRICO

Por Ing. Amadeo Betancour.

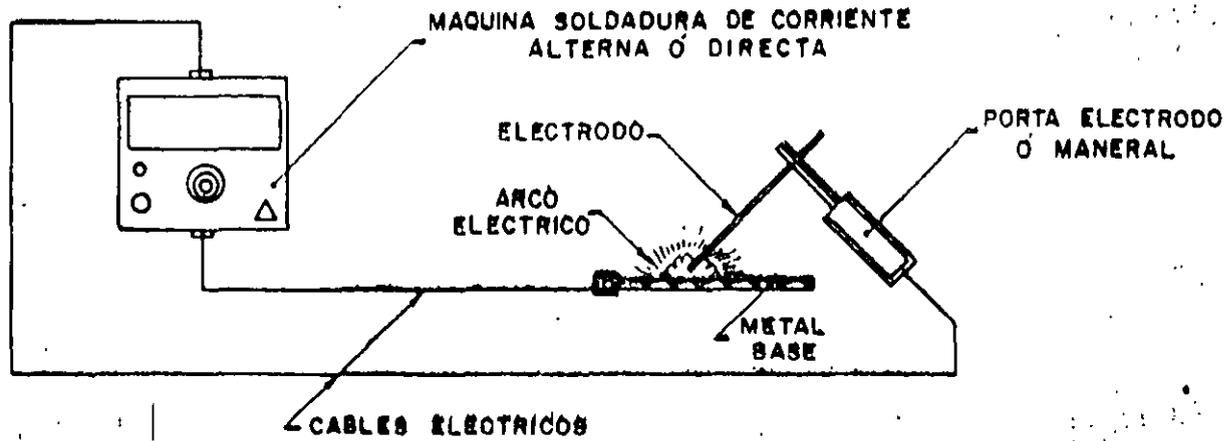
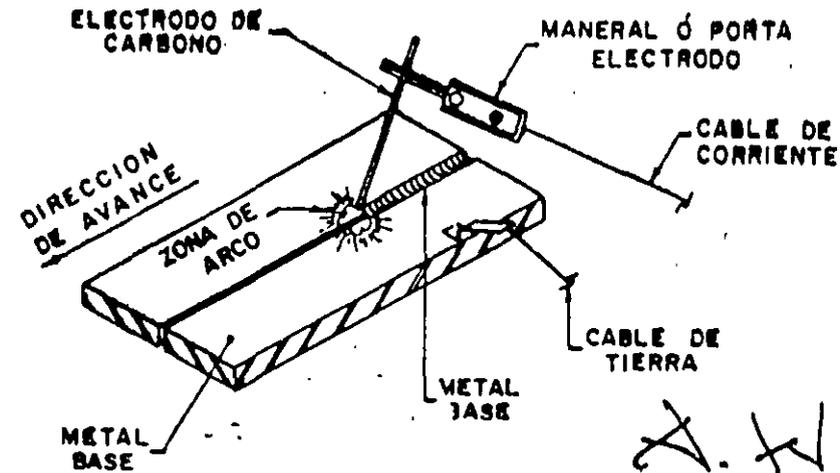
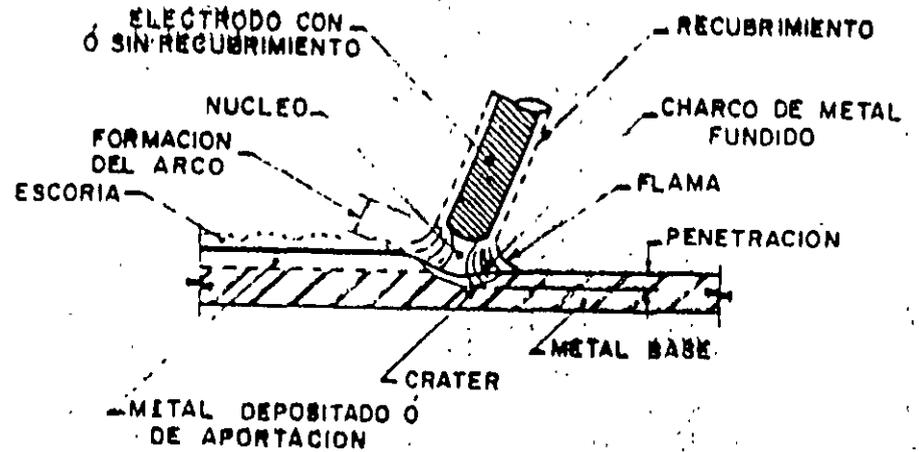


FIG. 8



SOLDADURA CON ARCO DE CARBON

FIG. 9



OPERACION DE SOLDADURA CON ELECTRODO

FIG. 10

A. H. S.

D. I. I.

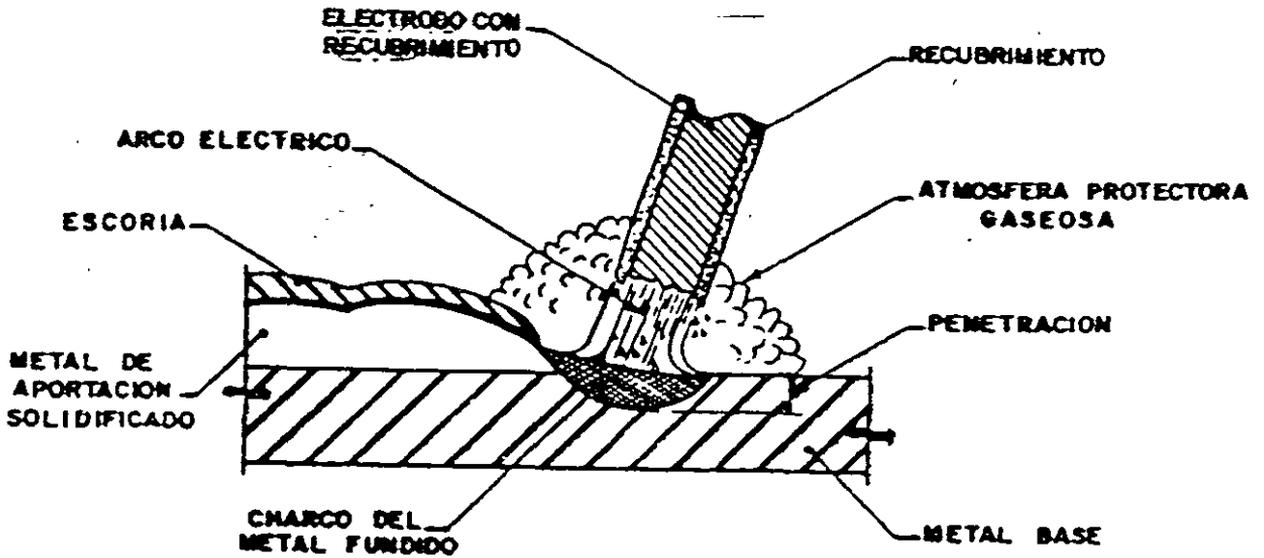
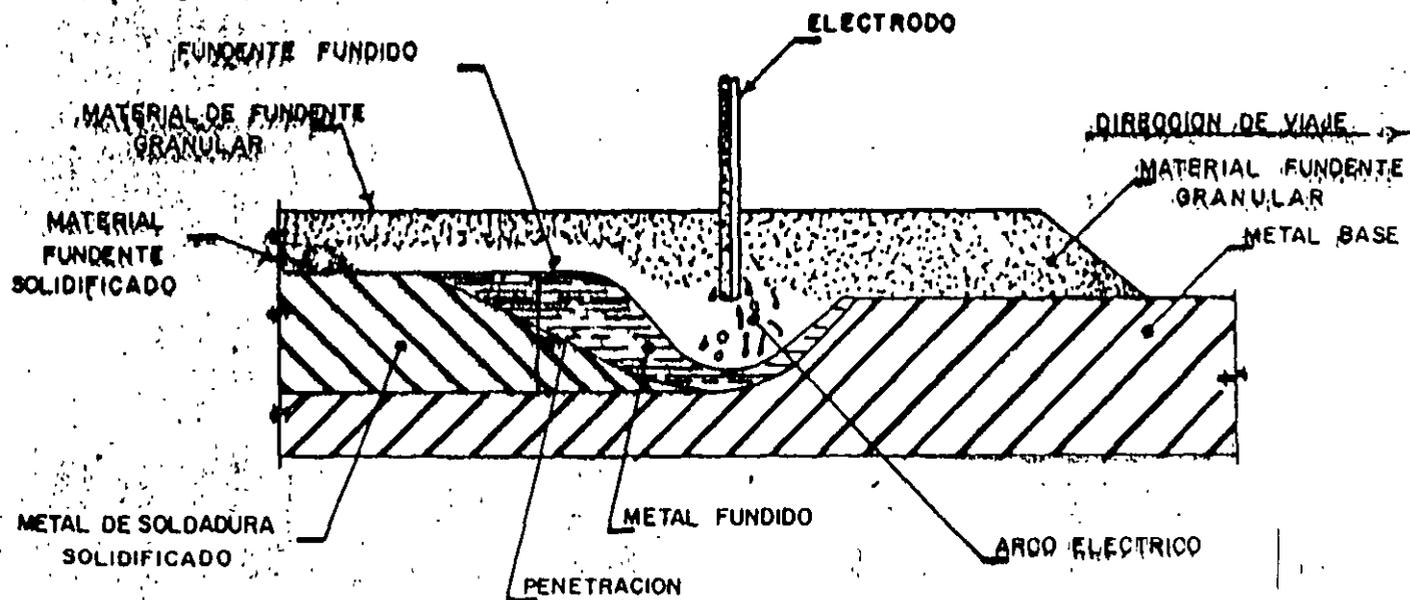


FIG. II- SOLDADURA DE ARCO CON PROTECCION



SOLDADURA CON EL PROCESO DE ARCO PROTEGIDO CON FUNDENTE GRANULADO

FIG. 14'

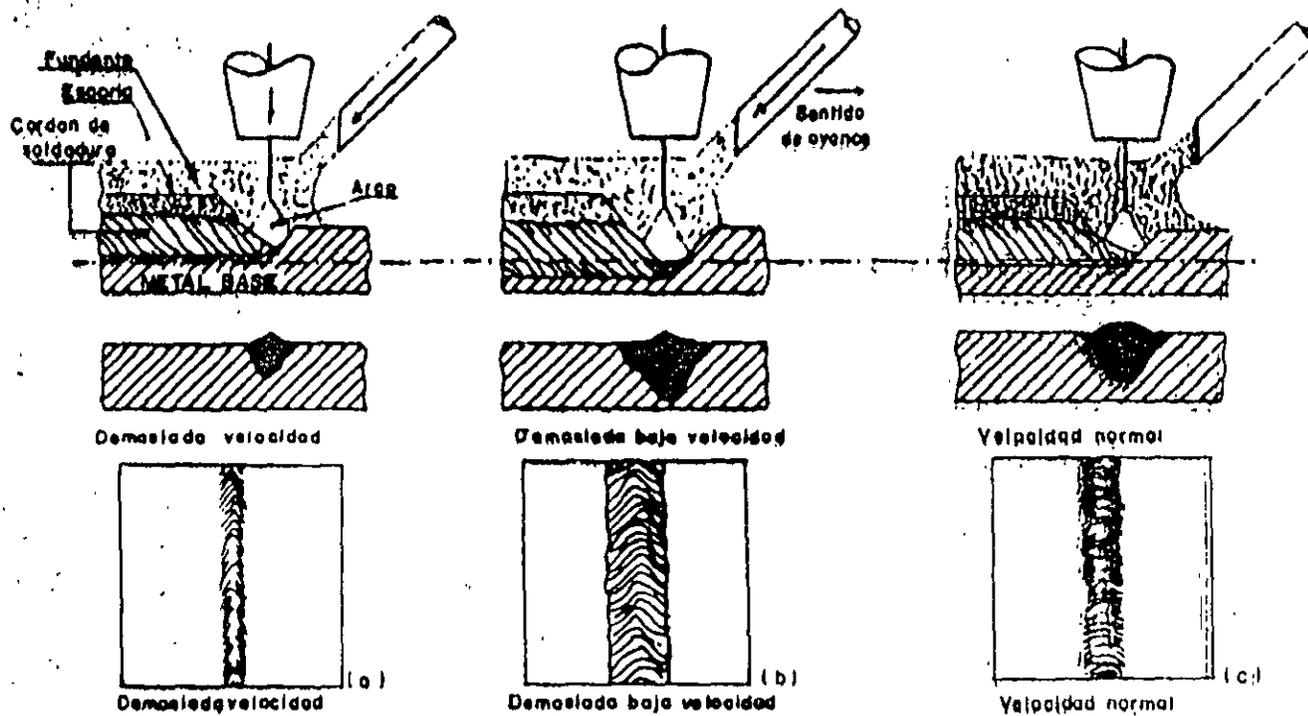


FIG.33.- INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE AVANCE EN LA SOLDADURA.

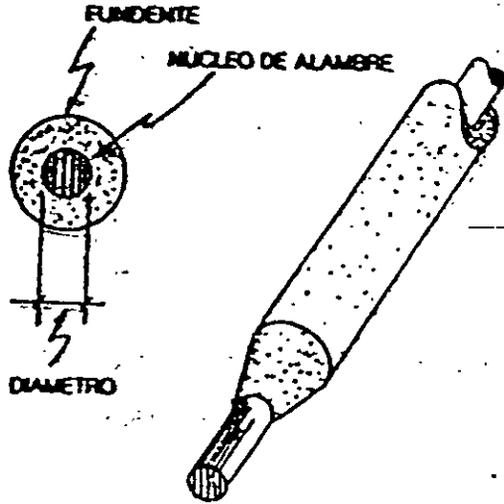


FIG. 37.- CODIGO DE COLORES PARA IDENTIFICACION DE ELECTRODOS.

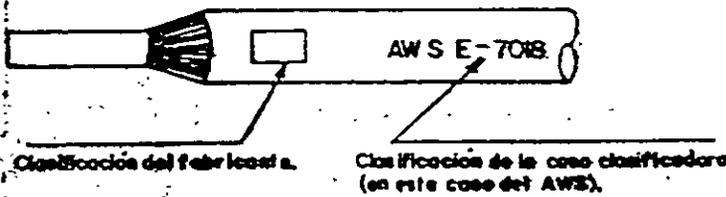


FIG. 38.- IDENTIFICACION DE UN ELECTRODO POR EL CODIGO AWS.

AWS DLS

Por ejemplo: la identificación de electodos para acero dulce de baja aleación que comunmente se utilizan en soldaduras de elementos estructurales son: E 60 XX y E 70 XX.

Donde el prefijo "E" significa electrodo y se refiere siempre a la soldadura por arco eléctrico. En seguida las dos primeras cifras de un total de cuatro ó las tres primeras de un total de cinco, indican la resistencia a la tensión.

E 60 XX, significa 60000 lbs/pulg² (4222.00 kg/cm²) de resistencia a la tensión.

E 70 XX, significa 70000 lbs/pulg² (4926.00 kg/cm²) de resistencia a la tensión.

Cabe aclarar en este punto que los reglamentos de diseño estipulan que la resistencia del material depositado por el electrodo deberá ser cuando menos igual al del metal base; sin embargo hay en existencia electodos con resistencias mayores para utilizarse como: E80XX, E90XX, E100XX y E110XX.

La penúltima cifra indica las posiciones en que permite soldar el electrodo.

E XX 1 X Indica que es un electrodo que se puede utilizar para soldar en todas las posiciones (plana, horizontal, vertical y sobre cabeza).

E XX 2 X Sólo juntas en ángulo en posición plana y horizontal.

E XX 3 X Sólo en posición plana.

Desde luego estas clasificaciones están íntimamente ligadas

La última cifra en conjunto con la penúltima, indican la clase de corriente a usar y la clase de recubrimiento.

E XX 10 Significa que solamente puede utilizar corriente continua invertida C.C. (+) y su recubrimiento contiene materia orgánica (celulosa y sodio).

E XX 11 Significa que puede soldar con C.A. o C.C. (+) y su recubrimiento contiene materia orgánica (celulosa y potasio).

E XX 12 Significa que puede soldar con C.A. ó C.C. (-) (+) y su recubrimiento contiene rutilo, titanio y sodio.

E XX 13 Significa que puede soldar con C.A. ó C.C. (-) (+) y su recubrimiento contiene rutilo, titanio y potasio.

E XX 14 Significa que puede soldar con C.A. ó C.C. (-) (+) y su recubrimiento contiene rutilo, polvo de hierro (30% aprox) y titanio.

E XX 15 Significa que puede soldar con C.A. ó C.C. (+) y su recubrimiento contiene bajo contenido de hidrógeno y sodio.

E XX 16 Significa que puede soldar con C.A. ó C.C. (+) y su recubrimiento contiene bajo contenido de hidrógeno y potasio.

E XX 17 Significa que puede soldar con C.A. ó C.C. (-) y su recubrimiento contiene bajo contenido de hidrógeno, polvo y óxido de hierro.

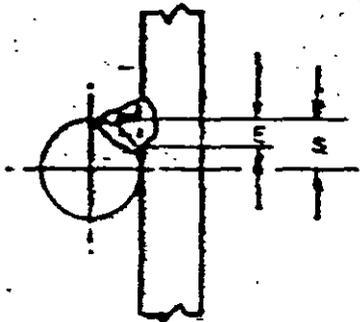
E XX 18 Significa que puede soldar con C.A. ó C.C. (+) y su recubrimiento contiene bajo contenido de hidrógeno y polvo de hierro (25% aprox).

Después de la clase E XXX anterior, se adiciona un sufijo que significa que contiene una aleación especial en el metal de aporte (electrodo), por ejemplo:

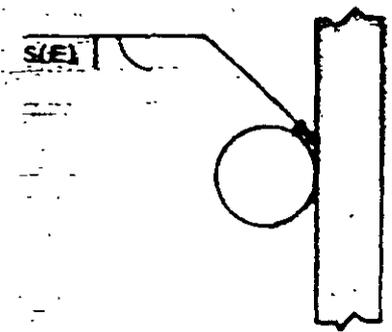
E XXX-A Significa que el electrodo contiene aproximadamente 0.5% de molibdeno.

LOCALIZACION ESTANDAR DE ELEMENTOS



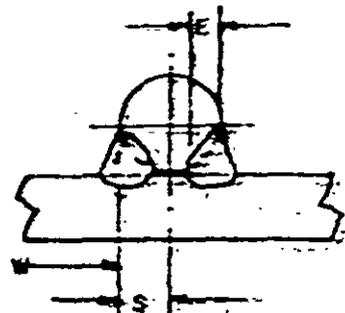


SOLDADURA DESEADA

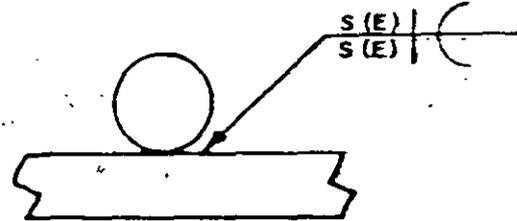


SIMBOLO

DE UN BISEL ACAMPANADO Y DE RANURA SIMPLE



SOLDADURA DESEADA

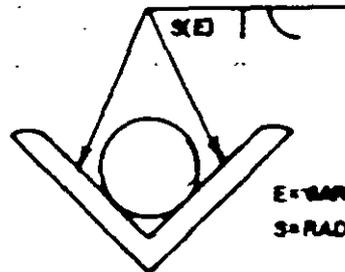


SIMBOLO

DOBLES BISEL ACAMPANADO



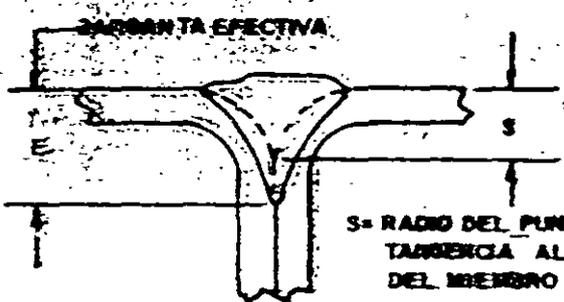
SOLDADURA DESEADA



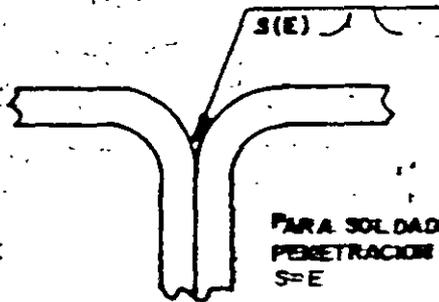
SIMBOLO

E = GARGANTA EFECTIVA
S = RADIO DE VIRELLA

ACAMPANADO CON DOS BISELES Y DE RANURA SIMPLE



SOLDADURA DESEADA

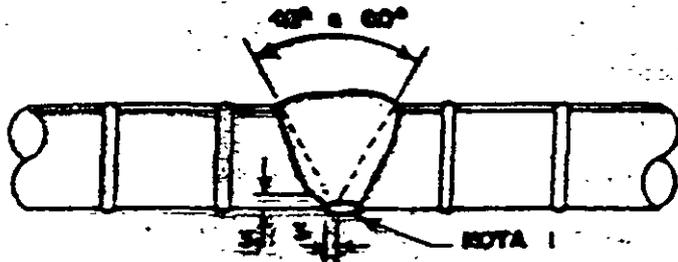


SIMBOLO

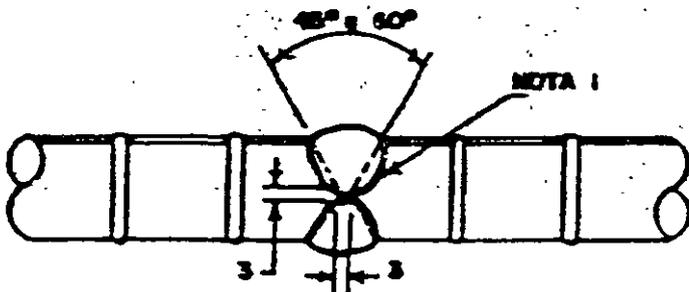
S = RADIO DEL PUNTO DE
TANGENCIA AL TOPE
DEL MIEMBRO

PARA SOLDADURA DE
PENETRACION COMPLETA
S = E

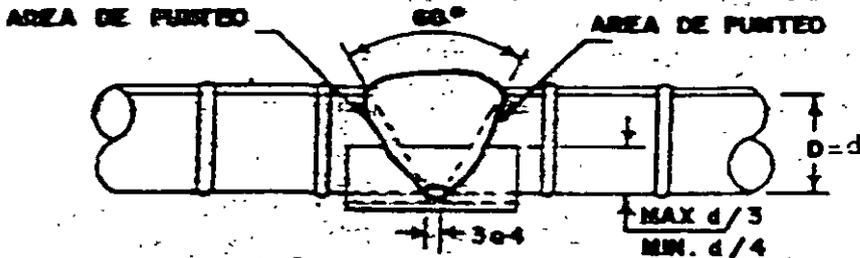
ACAMPANADA CON PENETRACION COMPLETA



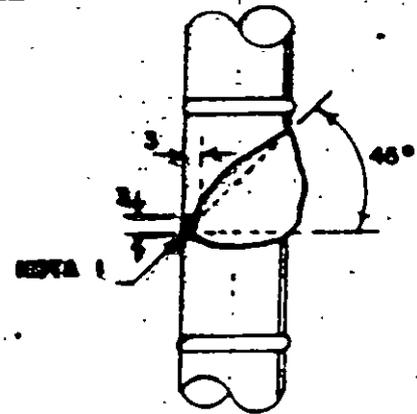
A.- SOLDADURA DE RANURA EN "V" SENCILLA



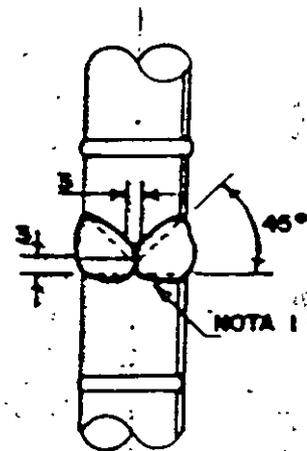
B.- SOLDADURA DE RANURA EN DOBLE "V"



C.- SOLDADURA DE RANURA EN "V" SENCILLA
CON TUBO DE RESPALDO.



D.- SOLDADURA DE RANURA DE
BISEL SENCILLO.



D.- SOLDADURA DE RANURA DE
BISEL DOBLE.

UBONES A TOPE, NORMALMENTE,
USADAS PARA VARILLAS COLOCA-
DAS EN POSICION VERTICAL.

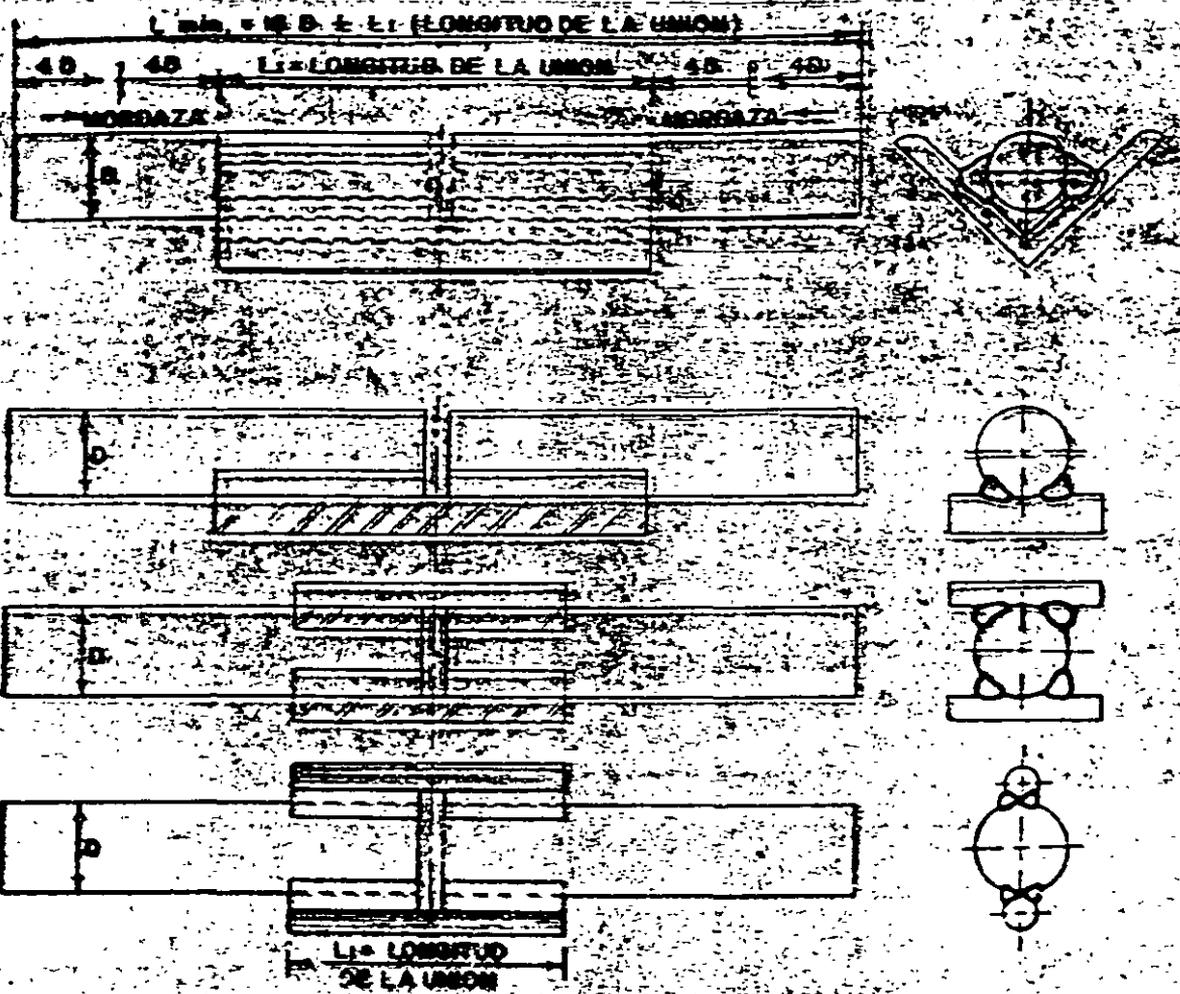
NOTA 1.-

MAQUINAR, ESMERILAR o EFECTUAR
OTRA OPERACION HASTA ENCONTRAR
METAL SANO.

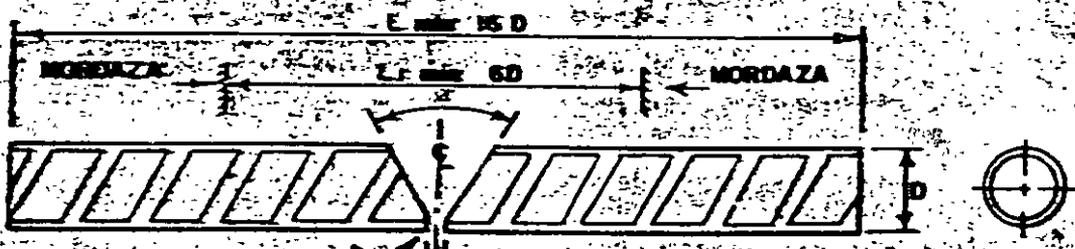
DETALLE A, B Y D PARA VARILLAS
MAYORES DEL 8.

DETALLE C PARA VARILLAS MENO-
RES DE 8.

FIG. 4-4 UBONES A TOPE DIRECTAS, NORMALMENTE, USADAS PARA VARILLAS COLOCADAS
EN POSICION VERTICAL.



B - RANURAS ABOCHNADAS - UNIONES A TOPE INDIRECTAS



LA CONFIGURACION DE LA RANURA SE MUESTRA BREVEMENTE PARA ILUSTRACION. LA FORMA DE LA RANURA USADA DEBE SER CONFORME A LA QUE SE ESTA CALIFICANDO.

A - RANURA DE PENETRACION COMPLETA DE LA JUNTA - UNION A TOPE DIRECTA

FIG. 51 - PRUEBA DE TENSION DE SECCION COMPLETA Y PROBABILIDAD DE MICROATQUE PARA PRUEBAS DE CALIFICACION DE PROCEDIMIENTO.

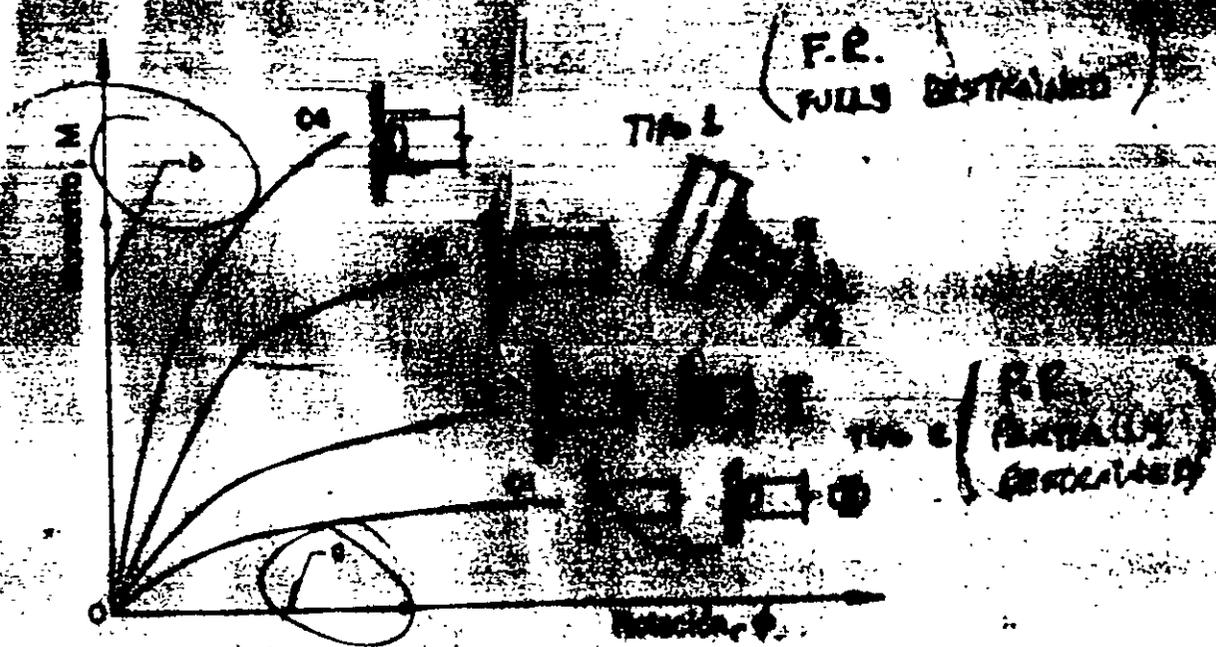


FIG. 1 CURVAS MOMENTO-ROTACION TÍPICAS

La mayoría de las conexiones tienen un comportamiento no lineal complejo. Las conexiones muy flexibles responden de esta forma desde el inicio, mientras que las más rígidas poseen un comportamiento lineal al principio, hasta que fluyen localmente en elementos de unión (ángulos o placas), y las partes conectadas.

Se consideran estructuras del tipo 1 aquellas que poseen conexiones "duras", tales como las formadas por una o dos placas conectadas a una de la viga, un ángulo de acero y otro en el otro miembro, o una placa vertical conectada a una de las vigas. Así en la figura 1-1.

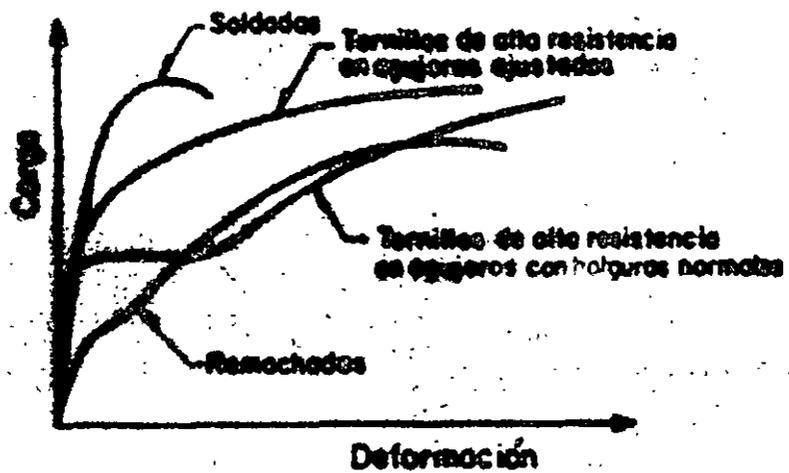


FIG. 21 CURVAS CARGA-DEFORMACIÓN DE CONEXIONES DE DIVERSOS TIPOS