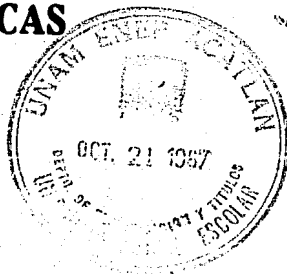


2  
2Ej

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**  
**Escuela Nacional de Estudios Profesionales**  
**ACATLAN**



**AYUDAS DE DISEÑO PARA**  
**ESTRUCTURAS METALICAS**



**T E S I S**  
**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE**  
**INGENIERO CIVIL**  
**P R E S E N T A :**  
**MARIO ALBERTO AGUIRRE MORA**



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"  
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA

CI/173/1987.

SR. MARIO, ALBERTO AGUIRRE MORA  
Alumno de la carrera de Ingeniería Civil.  
P r e s e n t e .

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 6 de abril de 1984, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Ayudas de Diseño para Estructuras Metálicas", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Gráficas de Capacidad a Flexión de Trabes de Acero.
- II.- Gráficas para Dimensionar Placas de Base de Columnas Sujetas a carga Excéntrica.
- III.- Gráficas para Determinar Número de Tornillos en Conexiones - Sujetas a Esfuerzos Combinados de Cortante y Tensión.
- IV.- Tablas de Capacidades Permisibles de Angulos a Tensión y Compresión Axial con o sin Reducción de Esfuerzos por Pandeo Local.
- V.- Tablas de Capacidades de Soldaduras de Filete.
- VI.- Tabla para Dimensionar Placas y Soldaduras en Conexiones a Momento.
- VII.- Tabla para Dimensionar Placas y Soldaduras en Conexiones a Cortante.
- Comentarios y Conclusiones.
- Bibliografía.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Juan J. - Camarena Hernández, profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t o :  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPAÑOL"  
Acatlán, Edo. de Méx., a 28 de septiembre de 1987.

ING. HERMENEGILDO ARCE BERRANO  
Coordinador del Programa de INGENIERIA  
COORDINACION DEL  
PROGRAMA DE INGENIERIA



# I N D I C E

	Pag.
INTRODUCCION.....	1
CAPITULO I.....	4
GRAFICAS DE CAPACIDAD A FLEXION DE TRABES DE ACERO. Proceso de diseño de vigas laminadas de acero. Fórmula de la flexión. Cálculo de $F_b$ de acuerdo a la especificación A.I.S.C. Construcción de gráficas. Cálculos para una sección IPR 6"x4"x12.7 Kg/m. Gráficas. Ejemplo de aplicación.	
CAPITULO II.....	17
GRAFICAS PARA DIMENSIONAR PLACAS DE BASE DE COLUMNAS SUJETAS A CARGA EXCENTRICA. Efectos de la fuerza excéntrica. Construcción de gráficas. Gráficas. Ejemplo de aplicación.	
CAPITULO III.....	45
GRAFICAS PARA DETERMINAR EL No. DE TORNILLOS EN CONEXIO- NES SUJETAS A ESFUERZOS COMBINADOS DE CORTANTE Y TENSION. Conexiones estructurales. Tipos de tornillos. Esfuerzos permisibles de tornillos. Áreas transversales de tornillos. Cálculo del esfuerzo a tensión, para esfuerzos combina- dos. Construcción de gráficas. Gráficas. Ejemplo de aplicación.	
CAPITULO IV.....	84
TABLAS DE CAPACIDADES PERMISIBLES DE ANGULOS A TENSION Y COMPRESION AXIAL, CON O SIN REDUCCION DE ESFUERZOS POR PANDEO LOCAL. Pandeo. Pandeo elástico. Pandeo inelástico. Tensión. Tablas. Ejemplo de aplicación.	

**CAPITULO V.....125**

**TABLA DE CAPACIDADES DE SOLDADURAS DE FILETE.**

- Procesos de soldadura.
- Electrodos.
- Tipos de juntas y soldaduras.
- Esfuerzos permisibles en la soldadura.
- Soldaduras de filete.
- Esfuerzos unitarios admisibles.
- Tabla de capacidad de soldaduras de filete.
- Ejemplo de aplicación.

**CAPITULO VI.....137**

**TABLAS PARA DIMENSIONAR PLACAS Y SOLDADURAS EN CONEXIONES A MOMENTO.**

- Conexiones en vigas.
- Conexiones soldadas resistentes a momento.
- Diseño de la conexión.
- Formación de las tablas.
- Tablas.
- Ejemplo de aplicación.

**CAPITULO VII.....146**

**TABLAS PARA DIMENSIONAR PLACAS Y SOLDADURAS EN CONEXIONES A CORTANTE.**

- Conexiones en vigas.
- Diseño de la conexión.
- Formación de las tablas.
- Tablas.
- Ejemplo de aplicación.

**COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....157**

**BIBLIOGRAFIA.....160**

}

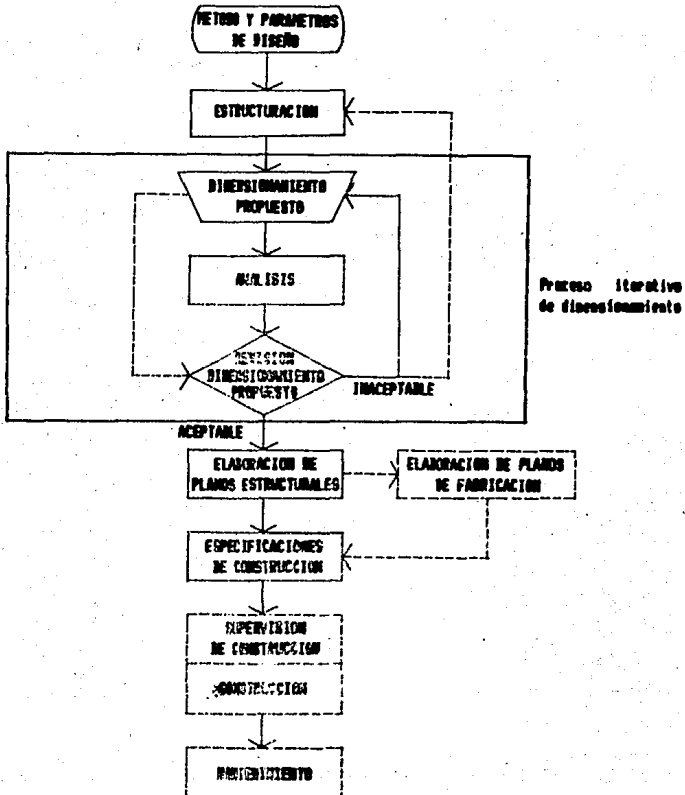
**INTRODUCCION**

## INTRODUCCION.

Es indudable que el diseño de estructuras toma parte en el desarrollo del país, pero aun con el notable avance en ese campo, se ve poco, si se compara con los trabajos a desarrollar por las generaciones venideras.

Por lo mismo el ingeniero estructurista debe prepararse y organizarse de tal forma que dentro de sus actividades como profesionista, disponga de tiempo para el desarrollo en sí, del diseño de estructuras.

El proceso general de diseño de una estructura puede resumirse en el siguiente diagrama:



Se observa en este diagrama que el proceso de diseño en su parte modular, se reduce a la solución de un problema mediante aproximaciones sucesivas, en donde las condiciones fundamentales que lo rigen corresponden a requisitos de RESISTENCIA, ESTABILIDAD y RIGIDEZ, enmarcados por aspectos de SEGURIDAD y ECONOMIA.

Resulta entonces, que en el diario quehacer del ingeniero estructurista, también es inevitable la elaboración iterativa de múltiples cálculos numéricos hasta conseguir un diseño óptimo, y es obvio que esto implique muchas veces un consumo importante de tiempo, que felizmente hoy en día puede reducirse mucho con el uso de computadoras electrónicas, siempre que se disponga del equipo de computación y programas de optimización, adecuados al problema que se intenta resolver. Sin embargo, no siempre se dispone de esta herramienta tan poderosa, y con frecuencia, aún cuando se cuente con ella, puede resultar más práctico y económico la elaboración y uso de ayudas de diseño tales como: nomogramas, gráficas o tablas de diseño que la suplan con ventaja. Este es precisamente el objetivo de la tesis: la elaboración de ayudas de diseño, enfocadas exclusivamente al dimensionamiento de estructuras metálicas.

En cada uno de los 7 capítulos del presente trabajo se hace un pequeño repaso de la teoría en que se basan las tablas o gráficas correspondientes, y se incluye un ejemplo resuelto que ilustra y aclara el uso de las mismas.

El capítulo I contiene 4 gráficas de capacidades a flexión de perfiles IPR, usados como vigas. El capítulo II presenta 13 gráficas para dimensionar placas de base de columnas sujetas a condiciones de carga excéntrica, para algunos valores de  $f'c$  del dado de concreto. El capítulo III muestra 9 gráficas para determinar el número de tornillos requeridos en conexiones que están sujetas a esfuerzos de tensión y cortante simultáneos, para los tipos y diámetros de tornillos más comunmente usados. En el capítulo IV se encuentran 28 tablas con las capacidades a tensión y compresión de Angulos de lados iguales; las primeras 14 tablas corresponden a capacidades sin reducción por pandeo local, las otras 14 corresponden a capacidades con reducción por pandeo local. El capítulo V presenta una tabla de capacidades de soldadura de filete, para los electrodos más comunmente usados. El capítulo VI contiene las tablas con dimensiones de placas y soldaduras para conexiones a semento que usan perfiles IPR como vigas. Por último el capítulo VII contiene las tablas con dimensiones de soldaduras, placas y Angulos para conexiones a cortante que usan perfiles IPR como vigas.



## CAPITULO I

### GRAFICAS DE CAPACIDAD A FLEXION DE TRABES DE ACERO.

Proceso de diseño de vigas laminadas de acero.

Fórmula de la flexión.

Cálculo de  $F_b$  de acuerdo a la especificación A.I.S.C.

Construcción de gráficas.

Cálculos para una sección IPR 6"x4"x12.7 Kg/m.

Gráficas.

Ejemplo de aplicación.

## CAPITULO I

### GRAFICAS DE CAPACIDAD A FLEXION DE TRABES DE ACERO.

Proceso de diseño de vigas laminadas de acero.

Fórmula de la flexión.

Cálculo de  $F_b$  de acuerdo a la especificación A.I.S.C.

Construcción de gráficas.

Cálculos para una sección IPR 6"x4"x12.7 Kg/m.

Gráficas.

Ejemplo de aplicación.

## CAPITULO I

### GRAFICAS DE CAPACIDAD A FLEXION DE TRABES DE ACERO.

#### Proceso de diseño de vigas laminadas de acero.

Entre los aspectos que se requiere considerar en el diseño de las vigas, se incluyen los momentos flexionantes, las fuerzas cortantes, el aplastamiento y pandeo del alma, el soporte lateral, la flecha y ocasionalmente la fatiga.

En la mayoría de los casos, las vigas que se seleccionan son aquellas que resisten satisfactoriamente la flexión, luego se verifican para comprobar si alguno de los otros aspectos no es crítico.

Para seleccionar una viga con unas condiciones establecidas, se sigue la secuela siguiente:

- Se calcula el momento flexionante máximo para la carga supuesta.
- Se obtiene el módulo de la sección ( $S$ ) utilizando la fórmula de la flexión y un valor de  $F_b$  de acuerdo con las especificaciones.
- Se elige una sección del manual de aceros laminados, teniendo en cuenta que el módulo de la sección de la viga elegida debe ser suficiente para incluir el efecto de su peso propio. Como éste no es conocido de antemano, será necesario efectuar un cálculo preliminar para su estimación.
- Se calcula la tensión cortante en el alma de la viga en la sección más solicitada.
- Se investiga la conveniencia de reforzar el alma en los extremos y en los puntos en que actúan las cargas más pesadas, comparando las tensiones reales en esos puntos con las permisibles.
- Se calcula la flecha en los casos donde esté limitada.
- Se calcula el corte adicional por torsión, si existe.
- Si el número de ciclos en que se repite la tensión máxima lo justifica, debe considerarse la posibilidad de falla por fatiga.

### Fórmula de la flexión.

El momento resistente de una sección en particular, se calcula con la fórmula de la flexión:

$$F = \frac{M c}{I} \quad (\text{ec'n. I.1})$$

donde:

F es el esfuerzo de la fibra más alejada, a la distancia c del eje neutro, e I es el momento de inercia de la sección transversal.

Esta fórmula está limitada a los casos en que los esfuerzos resulten inferiores al límite elástico, porque está basada en las hipótesis usuales de elasticidad.

El valor de I/c es constante para una sección en particular, y es conocido como módulo de sección. Si una viga se diseña para el valor de un momento flexionante en particular M y para cierto esfuerzo permisible Fb, el módulo necesario para proporcionar una viga de suficiente resistencia a la flexión, puede obtenerse con la fórmula de la flexión, como sigue:

$$\frac{M}{F_b} = \frac{I}{c} = S = \text{módulo de sección}$$

El módulo de la sección se encuentra en los manuales de perfiles de acero, Fb está fijado mediante especificaciones o puede calcularse.

Los perfiles IPR han demostrado ser las secciones de vigas más económicas, y han reemplazado muchas veces a las canales y a los perfiles usados como vigas. Tienen más acero concentrado con mayores valores del módulo de sección para el mismo peso por unidad de longitud, son relativamente anchos sus patines y poseen una apreciable rigidez lateral.

El esfuerzo permisible básico de flexión Fb, a tensión o a compresión, se toma como una fracción de la resistencia de fluencia Fy.

La compresión admisible Fb depende de si la sección es o no compacta y de la distancia entre apoyos laterales.

Prácticamente todos los perfiles IPS e IPR de acero A-36 son secciones compactas.

**Cálculo de Fb de acuerdo a la especificación A.I.S.C.**

Para fibras extremas a tracción o compresión de miembros compactos construidos simétricamente (excepto vigas mixtas y miembros de acero A-514), o laminados en caliente, cargados en el plano de su eje menor y que cumplen con los requisitos siguientes,

- a) Debe haber continuidad entre las alas y el alma.
- b) La relación del ancho al espesor de un elemento saliente del ala a compresión (bf/tf) sin rigidizar de una sección compacta no debe exceder de

$$\frac{13.84}{\sqrt{F_y}}$$

- c) La relación del ancho al espesor (bf/tf) de elementos rigidizados del ala a compresión no debe exceder de

$$\frac{50.37}{\sqrt{F_y}}$$

- d) La relación altura-espesor del alma o almas (d/tw) no debe exceder de

$$\frac{109.22}{\sqrt{F_y}} \left( 1 - 2.33 \frac{f_a}{F_y} \right)$$

excepto que no necesite ser menor de

$$\frac{68.13}{\sqrt{F_y}}$$

- e) El ala a compresión debe estar soportada lateralmente a intervalos no mayores de

$$\frac{20.14 \text{ bf}}{\sqrt{F_y}} \quad \text{ni de} \quad \frac{1405.56 \text{ Af}}{d F_y} \quad \text{! esto es,}$$

$$l \leq \frac{20.14 \text{ bf}}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{20000 \text{ Af}}{d F_y}$$

Fy en Ton/cm2 y l es la distancia entre soportes laterales del ala a compresión.

pueden diseñarse con la siguiente tensión admisible de flexión:

$$F_b = 0.66 F_y \quad (\text{ec'n. 1.2})$$

Una sección es considerada compacta cuando satisface los requisitos b), c) y d). Para que una viga sea considerada soportada lateralmente debe cumplir con el requisito e).

Los miembros que cumplen los requisitos a) a e) anteriores, excepto aquellos en que

$$\frac{17.23}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b_f}{2 t_f} \leq \frac{25.185}{\sqrt{F_y}},$$

pueden diseñarse sobre la base de la siguiente tensión admisible de flexión:

$$F_b = F_y \left[ 0.79 - 0.007543 \left( \frac{b_f}{2 t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (\text{ec'n. 1.3})$$

donde:

$b_f$  y  $t_f$  son el ancho y espesor del ala respectivamente,  $F_y$  en Ton/cm<sup>2</sup>.

El valor de la tracción y compresión sobre las fibras extremas de miembros doblemente simétricos tipo I y H que cumplen los requisitos a) a e) y que flexan con respecto a su eje menor (excepto miembros de acero A-514), es:

$$F_b = 0.75 F_y \quad (\text{ec'n. 1.4})$$

La tensión admisible a tracción y compresión sobre fibras extremas de miembros a flexión, con tal que el ala a compresión esté asegurada lateralmente a intervalos en que

$$\frac{l}{b_f} \leq \frac{20.14}{\sqrt{F_y}}, \text{ será:}$$

$$F_b = 0.6 F_y \quad (\text{ec'n. 1.5})$$

$F_y$  en Ton/cm<sup>2</sup>.

Un miembro que tiene un eje de simetría en su plano de carga y flexiona alrededor de su eje mayor puede ser asegurado lateralmente a intervalos más grandes, si la tensión de flexión máxima se reduce suficientemente para prevenir pandeo prematuro del ala a compresión. Se usará el mayor de los valores que resulte de comparar las ecuaciones 1.6 o 1.7 con la ecuación 1.8.

Cuando se cumple:

$$\sqrt{\frac{7168.33 C_b}{F_y}} < \frac{1}{r_t} < \sqrt{\frac{35841.67 C_b}{F_y}}$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y (1/r_t)^2}{107525 C_b} \right] F_y \leq 0.6 F_y \quad (\text{ec'n. I.6})$$

Cuando se cumple:

$$\frac{1}{r_t} > \sqrt{\frac{35841.67 C_b}{F_y}}$$

$$F_b = \frac{11952.7 C_b}{(1/r_t)^2} \leq 0.6 F_y \quad (\text{ec'n. I.7})$$

o cuando el patin o ala a compresión es sólida y de sección aproximadamente rectangular y su Área no es menor que la del ala a tensión se tendrá:

$$F_b = \frac{843.68 C_b}{l d / A_f} \quad (\text{ec'n. I.8})$$

donde:

$F_y$  está en Ton/cm<sup>2</sup>.

$l$  es la distancia entre secciones normales aseguradas contra giro o desplazamiento lateral del ala o patin a compresión.

$d$  es la altura de la viga.

$r_t$  es el radio de giro de una sección comprendiendo el ala a compresión más un tercio del Área del alma comprimida, tomada alrededor de un eje en el plano del alma.

$A_f$  es el Área del ala a compresión.

$$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 \leq 2.3$$

$M_1$  es el momento de flexión más pequeño y  $M_2$  el más grande en los extremos de la longitud no arriostrada, tomados alrededor del eje más resistente del miembro, y  $(M_1/M_2)$  es positivo para flexión de doble curvatura y negativo para flexión de simple curvatura.

Cuando el momento de flexión en cualquier punto de una longitud no asegurada es más grande que los de ambos extremos de esta longitud, se tomará el valor de  $C_b=1$ .

### Construcción de gráficas.

En la mayoría de los casos rige la ecuación I.8 sobre las ecuaciones I.6 y I.7 y para aquella tensión de flexión se desarrollarán las gráficas, tomando como base un valor de  $C_b=1$ ; para valores de  $C_b \neq 1$ , el valor del momento de flexión actuante se dividirá entre el valor que tenga  $C_b$  y luego se usa la gráfica correspondiente.  $L$  es la distancia entre soportes laterales.

Las gráficas abarcarán los perfiles IPR de acero A-36 del Manual A.H.M.S.A.

De la ecuación I.1 :

$$MR = F_b S$$

De la ecuación I.8 :

$$F_b = \frac{843680 C_b}{L d/A_f} \quad (F_y \text{ en Kg/cm}^2)$$

como  $C_b=1$ , entonces

$$F_b = \frac{843680}{L d/A_f} \quad \text{y} \quad MR = \frac{843680 S}{L d/A_f}$$

además

$$F_b = 0.6 F_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

por lo tanto

$$1520 = \frac{843680}{L d/A_f} \quad , \text{ los valores de } S \text{ y } d/A_f \text{ son constantes para una sección determinada.}$$

y

$$L = \frac{843680}{1520 d/A_f} = \frac{555}{d/A_f}$$



es decir, para una sección dada, la capacidad a flexión máxima se tiene para valores de L que no excedan de:

$$\frac{555}{d/Af}$$

para valores de L mayores al anterior, la capacidad de la trabe a flexión varía inversamente, y de esta manera se obtendrá la gráfica.

**Cálculos para una sección IPR 6"x4"x12.7 Kg/m.**

del manual A.H.M.S.A. :  $S = 83 \text{ cm}^3$

$$d/Af = 3.02 \text{ cm}^{-1}$$

para  $F_b = 1520 \text{ Kg/cm}^2$ ,

$$L = \frac{555}{3.02} = 183.8 \text{ cm}$$

y  $MR_{\text{max}} = 1520 (83) = 126160 \text{ Kg-cm}$

para  $L = 200 \text{ cm}$ ,

$$F_b = \frac{843680}{3.02 L} = \frac{279364.24}{L}$$

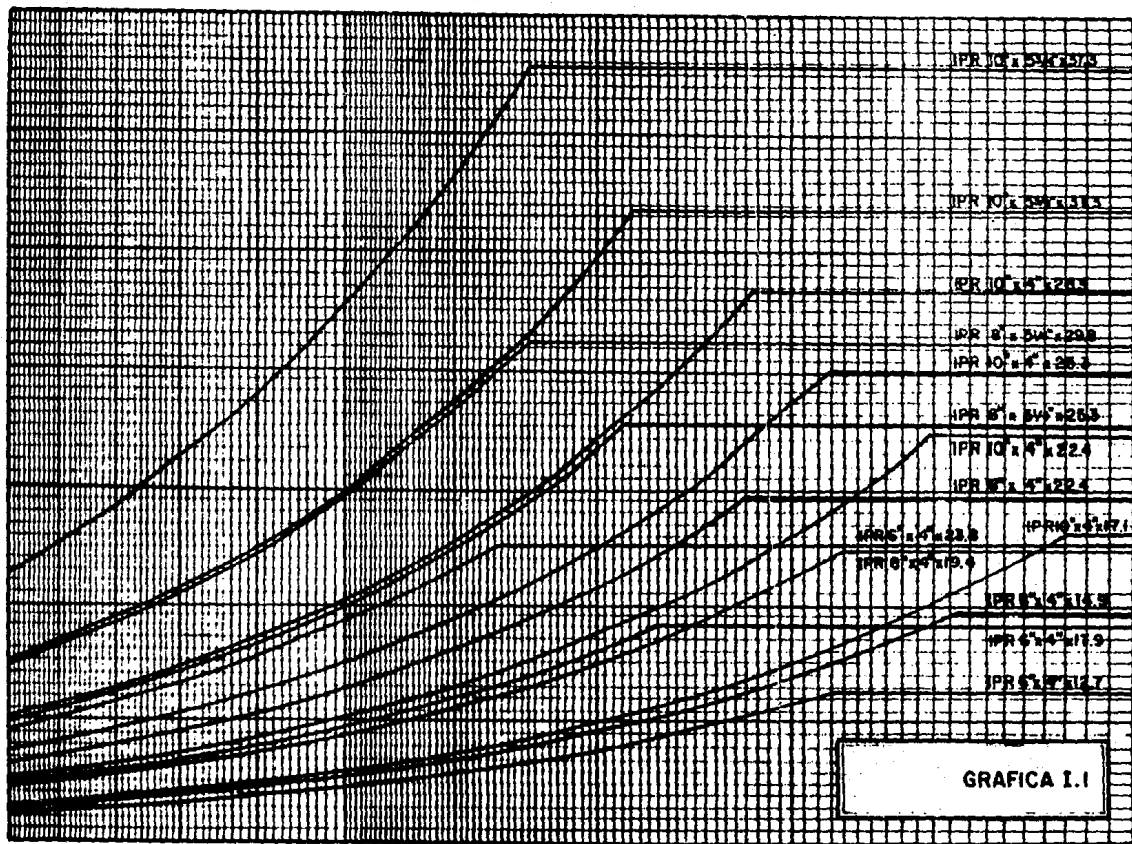
y  $MR = \frac{279364.24 S}{L} = \frac{23187232}{L}$

$$MR = 115936 \text{ Kg-cm}$$

para  $L = 300 \text{ cm}$ ,

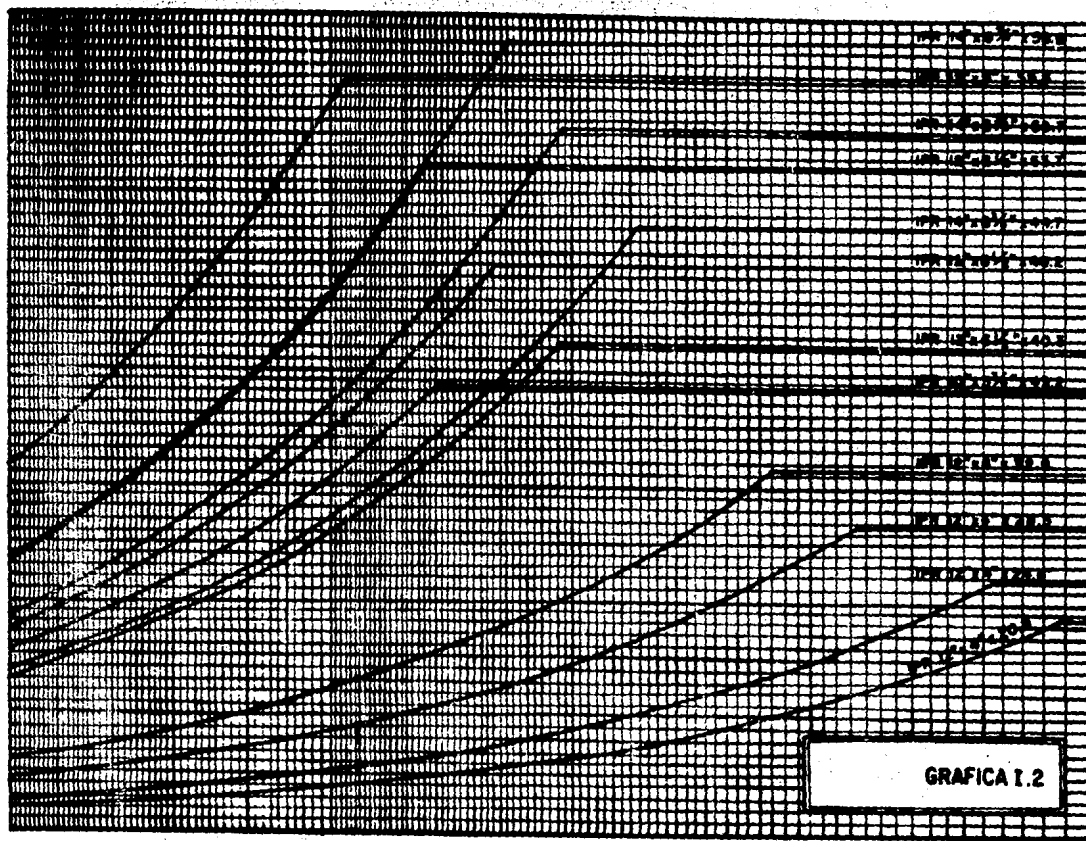
$$MR = \frac{23187232}{300} = 77291 \text{ Kg-cm, etc.}$$

MOMENTO RESISTENTE (Mr) EN TON-M



LONGITUD (L) EN M

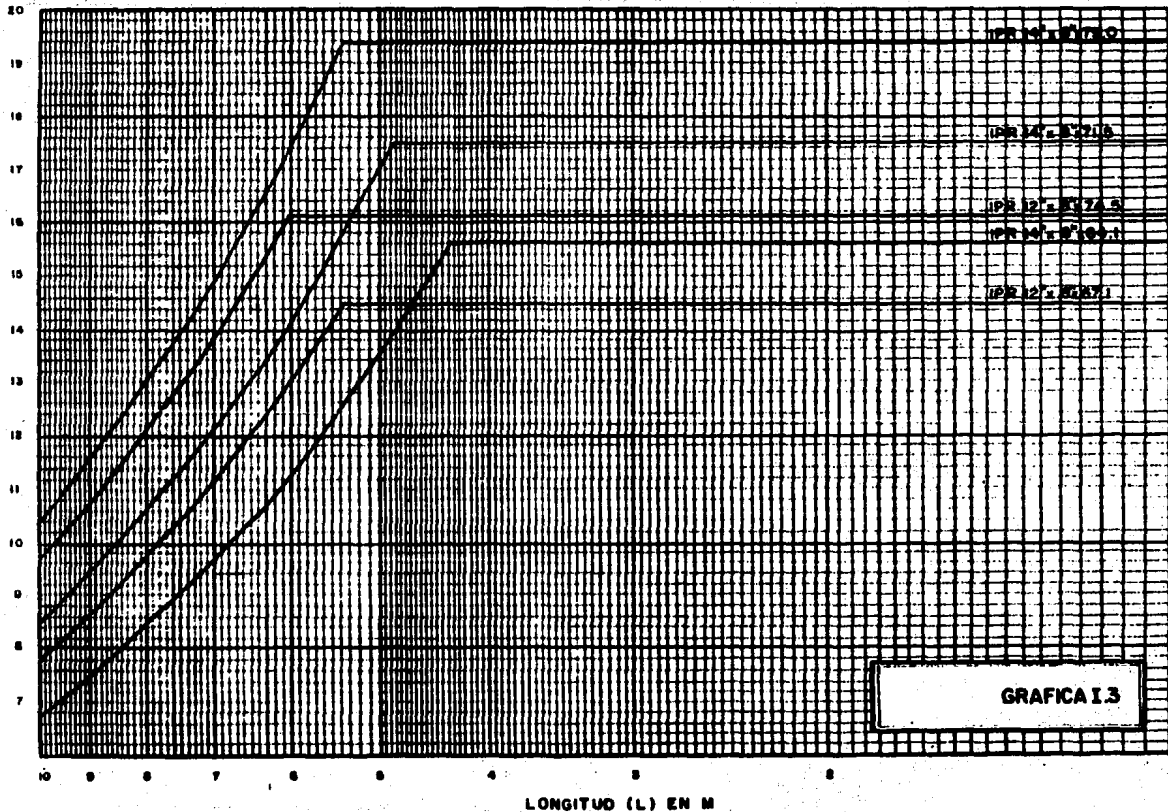
MOMENTO RESISTENTE (MR) EN YON-94



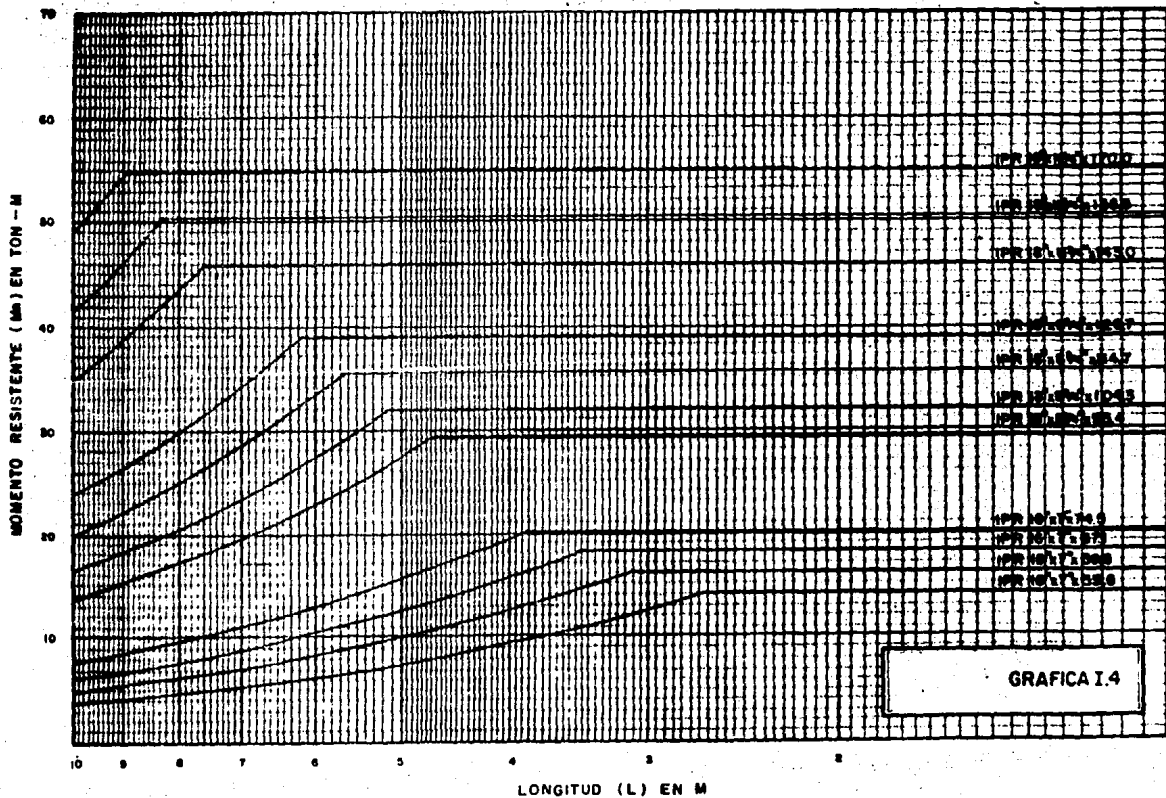
GRAFICA 1.2

LONGITUD (L) EN M

MOMENTO RESISTENTE (MR) EN TON - M



GRAFICA I.3



## CAPITULO II

### GRAFICAS PARA DIMENSIONAR PLACAS DE BASE DE COLUMNAS SUJETAS A CARGA EXCENTRICA.

Efectos de la fuerza excéntrica.

Construcción de gráficas.

Gráficas.

Ejemplo de aplicación.

### Ejemplo de aplicación.

Seleccionar una sección IPR de acero A-36 -usando especificaciones AISC- para la siguiente viga que forma parte de un sistema de piso de tal forma que está arriostrada lateralmente en los apoyos y sujeta a una carga uniforme repartida de 5 Ton/m (esta carga no incluye el peso propio de la viga).

Solución:

Momento flexionante máximo

$$M = \frac{5 (7)^2}{8} = 30.62 \text{ Ton-m}$$

Gradiente de momentos

$C_b=1$

Entrando a la gráfica I.4 con el valor del momento y de la longitud no asegurada lateralmente ( $L=7$  m), se tiene que la sección que más se aproxima a estos valores es IPR 18"x8 3/4"x126.7 Kg/m que resiste un momento de aproximadamente 34.3 Ton-m.

Calculando el momento flexionante debido al peso propio de la viga:

$$M = \frac{0.1267 (7)^2}{8} = 0.78 \text{ Ton-m}$$

que sumado al anterior, da:

$$M_T = 31.4 \text{ Ton-m} < M_R = 34.3 \text{ Ton-m}$$

por lo tanto se acepta la sección IPR 18"x8 3/4"x126.7

## CAPITULO II

## GRAFICAS PARA DIMENSIONAR PLACAS DE BASE DE COLUMNAS SUJETAS A CARGA EXCENTRICA.

## Efectos de la fuerza excéntrica.

En las placas de base de columnas que forman parte de marcos, se van a presentar en general una fuerza cortante, una fuerza axial y un momento, lo que equivale a decir que se va a tener una fuerza cortante y una fuerza normal excéntrica. Se examinarán en lo que sigue los efectos de la fuerza excéntrica.

Dependiendo de la excentricidad  $e=M/P$  y de las hipótesis que se hagan acerca del comportamiento del conjunto placa-dado de cimentación, se tendrán diversas formas del diagrama de esfuerzos con que el dado tiene que responder para lograr el equilibrio con las fuerzas impuestas por la columna.

Aceptando la hipótesis de las secciones planas y que los materiales se comportan elásticamente, se tienen, al menos teóricamente tres rangos de valores de la excentricidad  $e$  que definen tres formas diferentes del diagrama de esfuerzos de respuesta del dado,

$$1. \text{ Cuando } e \leq \frac{h}{6},$$

donde:

$h$  es el peralte total de la placa de base; el diagrama de esfuerzos es trapecial, y los valores máximo y mínimo de los esfuerzos en el dado, pueden calcularse con la fórmula de la escuadría:

$$f_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} \frac{h}{2} \quad (\text{ec'n. II.1.1})$$

$$f_{\min} = \frac{P}{A} - \frac{M}{I} \frac{h}{2} \quad (\text{ec'n. II.1.2})$$

donde:

$A = b h$ , área de la placa de base.



$I = \frac{b h^3}{12}$ , momento de inercia de la placa de base.

$b$ , es el ancho de la placa de base.

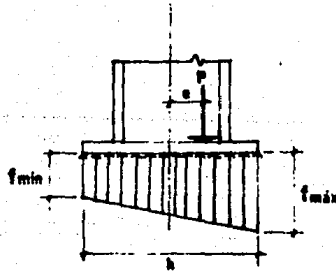


Fig. II.1 DIAGRAMA DE ESFUERZOS PARA EL CASO 1.

2. Cuando  $\frac{h}{6} < e < \frac{h}{2}$ ,

al menos desde un punto de vista teórico, es posible lograr el equilibrio con un diagrama de esfuerzos como el que se ilustra en la figura II.2 siguiente:

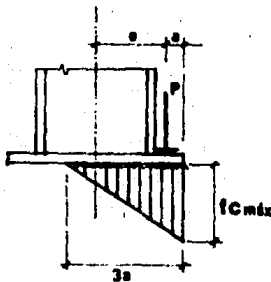


Fig. II.2 DIAGRAMA DE ESFUERZOS PARA EL CASO 2.

El límite superior para  $e$  se restringe por motivos prácticos, ya que cuando su valor se aproxima a  $0.5h$  el valor del  $f_c$  crece sin límite y además el valor del factor de seguridad contra el volteo tiende a cero. Tomando como valor mínimo de este factor de seguridad

$$F_s = 1.8$$

el valor máximo de  $e$  puede calcularse como sigue:

$$ME = 0.5h P$$

$$MV = P e$$

$$1.8 MV = ME$$

$$1.8 P e = 0.5h P$$

$$e = \frac{h}{3.6} = 0.278 h$$

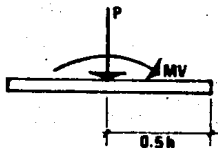
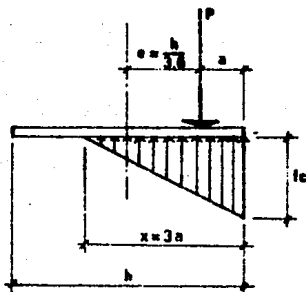


Fig. II.3 CALCULO DEL VALOR LIMITE DE  $e$  PARA EL CASO 2.

y el rango de valores de  $e$  arriba mencionado se modifica de la siguiente forma:

$$0.167 h < e \leq 0.278 h$$

Cuando  $e$  toma el valor máximo de este intervalo, el valor de la longitud de placa sujeta a compresión se calcula como a continuación se indica:



$$a = \frac{1}{2} h - \frac{1}{3.6} h$$

$$a = \frac{1.8 - 1}{3.6} h = \frac{0.8}{3.6} h$$

$$x = 3a = \frac{2.4}{3.6} h$$

$$x = 0.667 h$$

Fig. II.4 ESFUERZOS EN LA PLACA DE BASE.

En estas condiciones, el volumen del prisma de esfuerzos es:

$$C_c = \frac{1}{2} f_c b (3a) = \frac{3}{2} f_c b a \quad (\text{ec'n. II.2})$$

donde  $b$  es el ancho de la placa.

Por equilibrio debe tenerse:

$$C_c = P$$

de donde,

$$\frac{3}{2} f_c b a = P$$

luego

$$f_c = \frac{2P}{3 a b}$$

Con esta expresión, en la que

$$a = \frac{1}{2} h - e$$

se puede calcular el valor del esfuerzo máximo que la placa de base le impone al concreto.

3. Cuando  $e > 0.278 h$ ,

el equilibrio se logra con la participación adicional de la fuerza de tensión en las anclas, como se muestra en la figura II.5 siguiente:

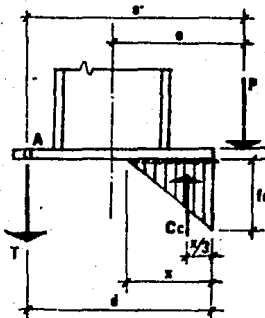


Fig. II.5 DIAGRAMA DE ESFUERZOS PARA EL CASO 3.

Si  $b$  es el ancho de la placa, el volumen de esfuerzos en el concreto es

$$C_c = \frac{1}{2} f_c b x$$

y se encuentra aplicado a una distancia

$$d - \frac{x}{3}$$

de las anclas a tensión.

Tomando momentos con respecto al punto A de la figura II.5 se debe cumplir

$$\left(d - \frac{x}{3}\right) C_c - P e' = 0$$

sustituyendo el valor de  $C_c$ ,

$$\left(\frac{3d - x}{3}\right) \left(\frac{f_c b x}{2}\right) - P e' = 0$$

que puede escribirse

$$(3d - x) x - \frac{6 P e'}{f_c b} = 0$$

$$3 d x - x^2 - \frac{6 P e'}{f_c b} = 0$$

o lo que es lo mismo

$$x^2 - 3 d x + \frac{6 P e'}{f_c b} = 0 \quad (\text{ec'n. II.3})$$

En la expresión anterior, estrictamente solo  $P$  es un dato conocido, pues  $e'$  depende del tamaño de la placa; pero lo usual es revisar una placa dada, por lo que se fijan de antemano unas dimensiones  $b$ ,  $h$ , y una distancia al borde de las anclas  $r$ , con lo que se conoce también  $d$ ; de suerte puede calcularse  $e'$ , con lo que solo  $f_c$  permanece como incógnita además de la  $x$ .

Se podría eliminar el valor de  $f_c$  si fuera dado también el valor de  $A_s$  -área de las anclas a tensión-, pero esto conduce a una ecuación de tercer grado en  $x$ , con el agravante de que se tiene que hacer una estimación previa de  $A_s$ , entonces se sugiere la siguiente secuela de cálculo, que parece más simple.

- a) Se proponen las dimensiones  $b$ ,  $h$ ,  $r$  de la figura II.6:

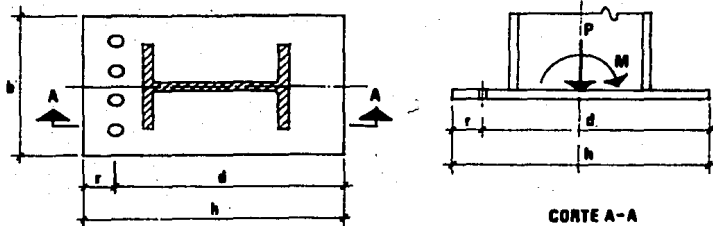


Fig. II.6 DIMENSIONES DE LA PLACA DE BASE.

- b) Se propone un valor de  $f_c$  (usualmente el máximo admisible).
- c) Se calcula  $x$ , profundidad del eje neutro, con la ecuación II.3.
- d) Conocido  $x$ , se calcula el valor del esfuerzo en el acero, haciendo uso de la hipótesis de las secciones planas, como se indica a continuación:

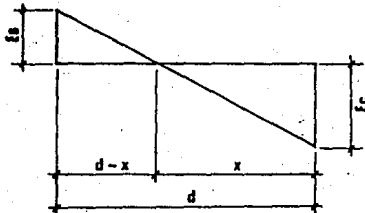


Fig. II.7 DIAGRAMA DE ESFUERZOS.

$$\frac{\xi_c}{x} = \frac{\xi_s}{d-x}$$

$$\xi_s = \frac{d-x}{x} \xi_c,$$

pero 
$$\xi_c = \frac{f_c}{E_c}$$

$$\xi_s = \frac{f_s}{E_s}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\frac{f_s}{E_s} = \frac{d-x}{x} \frac{f_c}{E_c}$$

$$f_s = n f_c \frac{d-x}{x} \quad (\text{ec'n. II.4})$$

- e) Si el esfuerzo  $f_s$  está dentro de límites tolerables, se pasa a la siguiente etapa, en caso contrario se propone otro valor de  $f_c$ , y se regresa a la etapa b).

La elección del nuevo valor de  $f_c$ , depende del valor previamente calculado de  $f_s$ . Si  $f_s > f_{s\text{permisible}}$ , se escoge un nuevo valor de  $f_c$  menor que el propuesto en el ciclo anterior. Si  $f_s < f_{s\text{permisible}}$  se escoge un nuevo valor de  $f_c$  mayor que el propuesto en el ciclo anterior.

- f) Conocido el valor de  $f_s$ , se calcula el Área de acero con:

$$A_s = \frac{T}{f_s}$$

donde  $T = C_c - P$

$$T = 0.5 f_c b x - P$$

El ciclo de cálculo anterior se simplifica considerablemente mediante el uso de gráficas para resolver la ecuación II.3 que da la profundidad del eje neutro  $x$ , y la ecuación II.4 que da el valor de  $f_s$  en función de  $x$ .

### Construcción de gráficas.

Gráfica A.

En función de la relación  $\frac{P e'}{b}$

hallar el valor del término independiente de la ecuación II.3:

$$\frac{\delta P e'}{f c b}$$

si se llama

$$x = \frac{P e'}{b}, \quad y = \frac{\delta P e'}{f c b}$$

entonces  $y = \frac{\delta x}{f c}$  (ec'n. II.5)

que para  $f c = \text{constante}$ , es la ecuación de una recta.

Gráfica B.

En función del término independiente  $\frac{\delta P e'}{f c b} = y$ ,

hallado mediante la gráfica A, encontrar el valor de la profundidad del eje neutro  $x$ , mediante la ecuación II.3, la cual ahora se escribe:

$$x^2 - 3 d x + y = 0$$

que para  $d = \text{constante}$ , es la ecuación de una parábola. Para trazar su gráfica es más sencillo tabular la expresión equivalente:

$$y = 3 d x - x^2$$

para valores discretos de  $x$ .

Gráfica C.

En función del valor de  $x$ , hallar el valor de  $fs$  mediante la ecuación II.4.

$$fs = n fc \frac{d - x}{x}$$

supuesto que están fijos  $n$ ,  $fc$  y  $d$ .

La ecuación II.4 puede escribirse

$$fs = n fc \left( \frac{d}{x} - 1 \right) = n fc \frac{d}{x} - n fc$$

$$fs + n fc = n fc \frac{d}{x}$$

si se llama

$$y = \frac{1}{fs + n fc} \quad (\text{ec'n. II.6})$$

se tiene

$$\frac{1}{y} = fs + n fc = n fc \frac{d}{x}$$

o sea

$$y = \frac{1}{n fc d} x \quad (\text{ec'n. II.7})$$

que es la ecuación de una recta para  $n$ ,  $fc$  y  $d$  fijos.

Mediante la ecuación II.7, conocido  $x$ , se puede conocer  $y$ , y con este valor de  $y$ , se puede llegar al valor de  $fs$ , utilizando la ecuación II.6:

$$y = \frac{1}{fs + n fc}$$

que se puede escribir

$$fs = \frac{1}{y} - n fc \quad (\text{ec'n. II.8})$$



que sirve para transformar la escala vertical del eje  $y-y'$ , que conduce a valores de  $f_s$ . Como el valor de  $f_s$  depende del valor de  $f_c$ , la transformación de la escala vertical no es única, por lo que, se tendría una variedad de graduaciones del eje  $y-y'$ .

Para evitar esta diversidad, se mapeará la escala del eje vertical en la recta de la ecuación II.5 correspondiente al  $f_c$  de que se trate como se muestra esquemáticamente en la figura II.8 en la que se trata el caso particular de dos diferentes valores de  $f_c$ , pero que obviamente es aplicable para un número cualquiera de valores de  $f_c$ .

Supóngase

1.  $n = 15$ ,  $d = 60$  cm,  $f_c = 60$  Kg/cm<sup>2</sup>
2.  $n = 15$ ,  $d = 60$  cm,  $f_c = 70$  Kg/cm<sup>2</sup>

de la ecuación II.7:

$$y_1 = \frac{1}{(15)(60)(60)} x = 0.0000185 x$$

$$y_2 = \frac{1}{(15)(60)(70)} x = 0.0000158 x$$

para  $x = 20$  cm,

$$y_1 = 20 (0.0000185) = 0.000370$$

$$y_2 = 20 (0.0000158) = 0.000316$$

para  $x = 40$  cm,

$$y_1 = 40 (0.0000185) = 0.000740$$

$$y_2 = 40 (0.0000158) = 0.000632$$

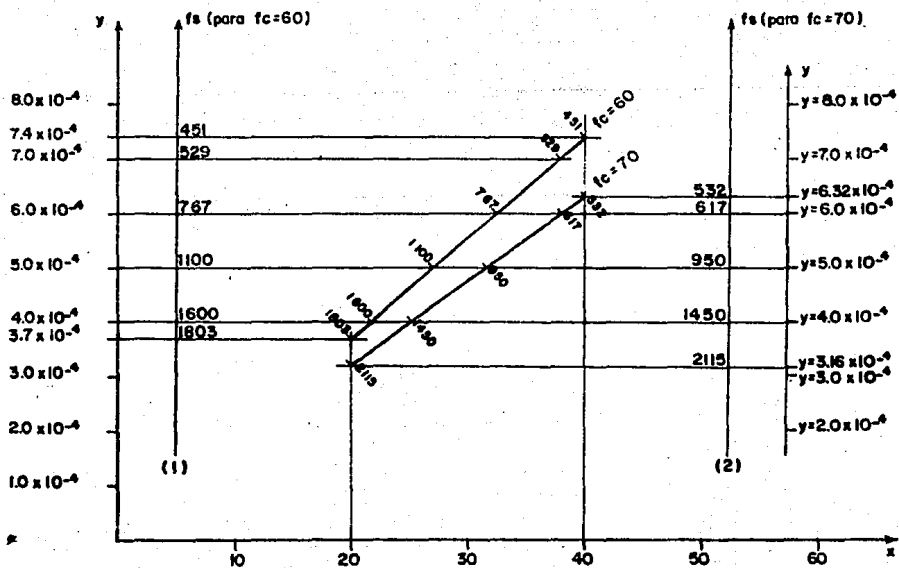


Fig. II.8 FORMACION DE GRAFICA.

En la figura II.8, la escala (1) transforma el valor de  $y$  en  $f_s$  mediante la ecuación II.8:

$$f_s = \frac{1}{y} - 900 \quad (\text{que corresponde a } f_c = 60, n = 15)$$

mismo que se mapea en la recta de la ecuación II.5

$$y = \frac{6x}{60} = 0.1x \quad (\text{que corresponde a } f_c = 60)$$

En la misma figura, la escala (2) transforma el valor de  $y$  en  $f_s$  mediante la ecuación II.8

$$f_s = \frac{1}{y} - 1050 \quad (\text{que corresponde a } f_c = 70, n = 15)$$

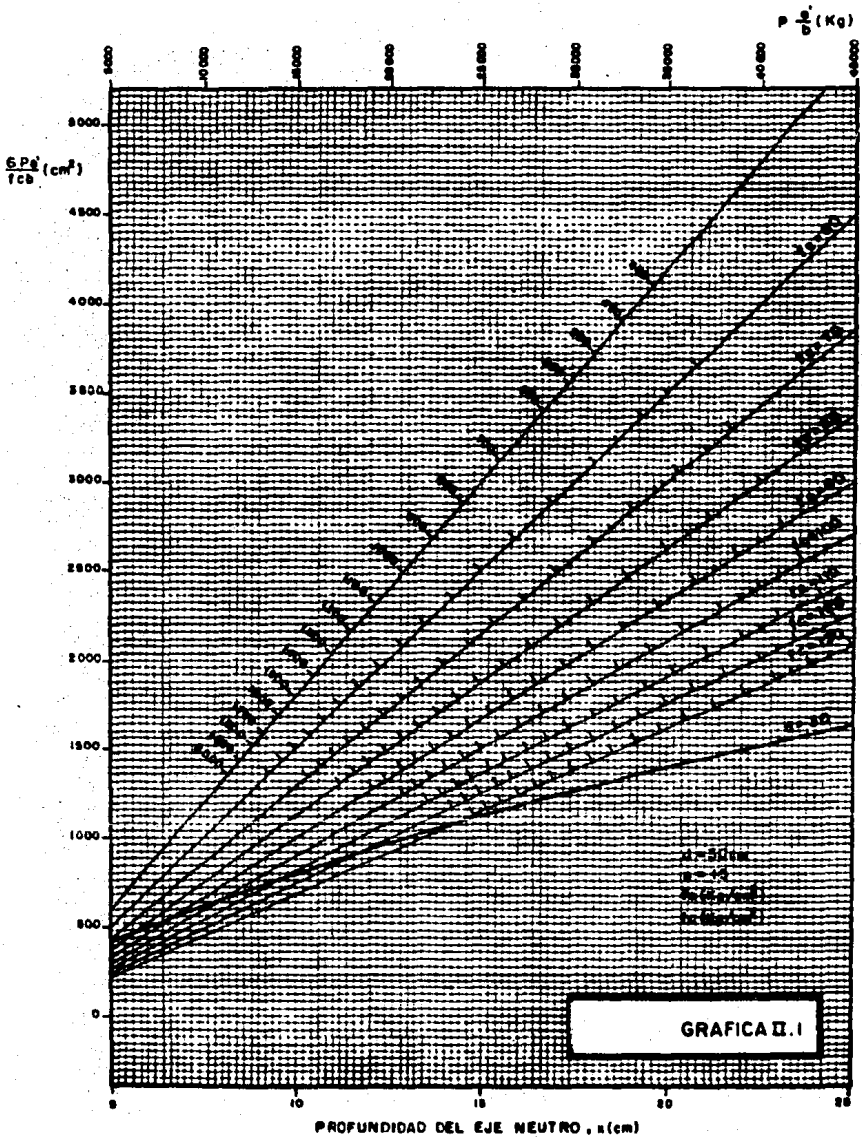
mismo que se mapea en la recta de la ecuación II.5

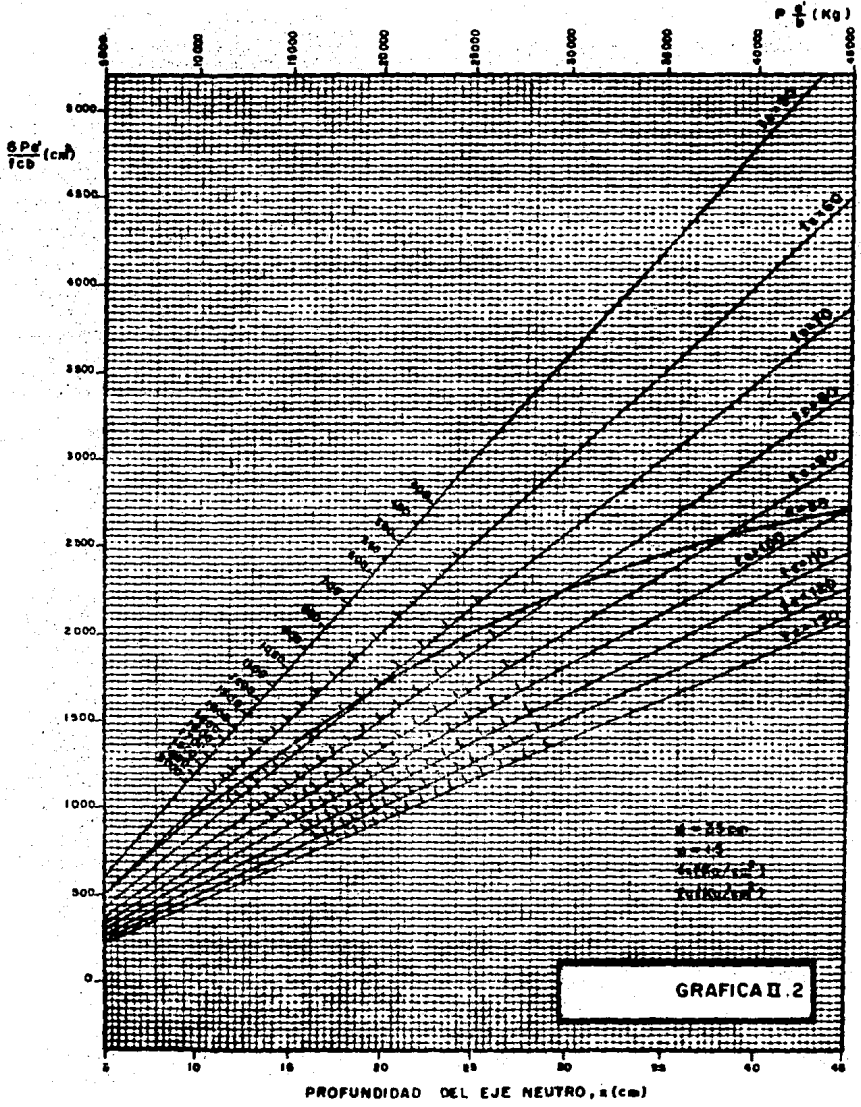
$$y = \frac{6x}{70} = 0.0857x \quad (\text{que corresponde a } f_c = 70)$$

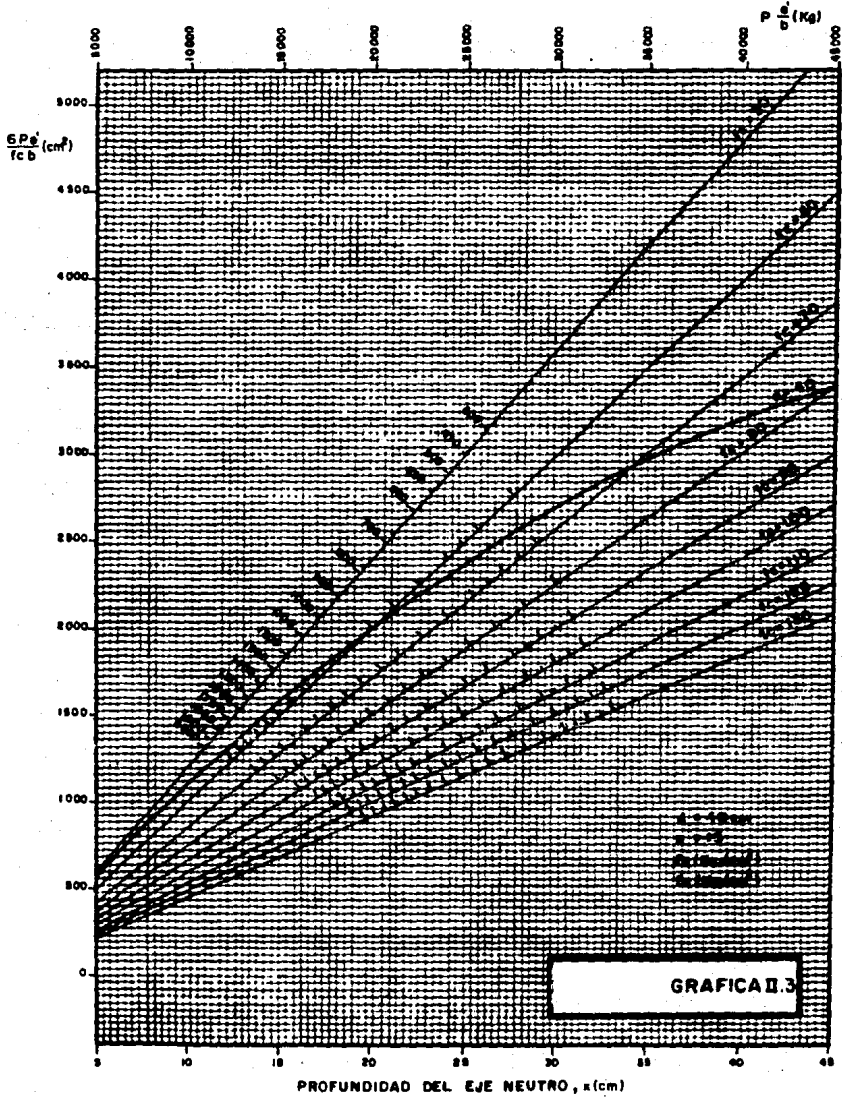
Con el artificio anterior, las escalas (1) y (2) para  $f_s$  pueden suprimirse, y los valores correspondientes se leen en las rectas

$$y = \frac{6x}{f_c}$$

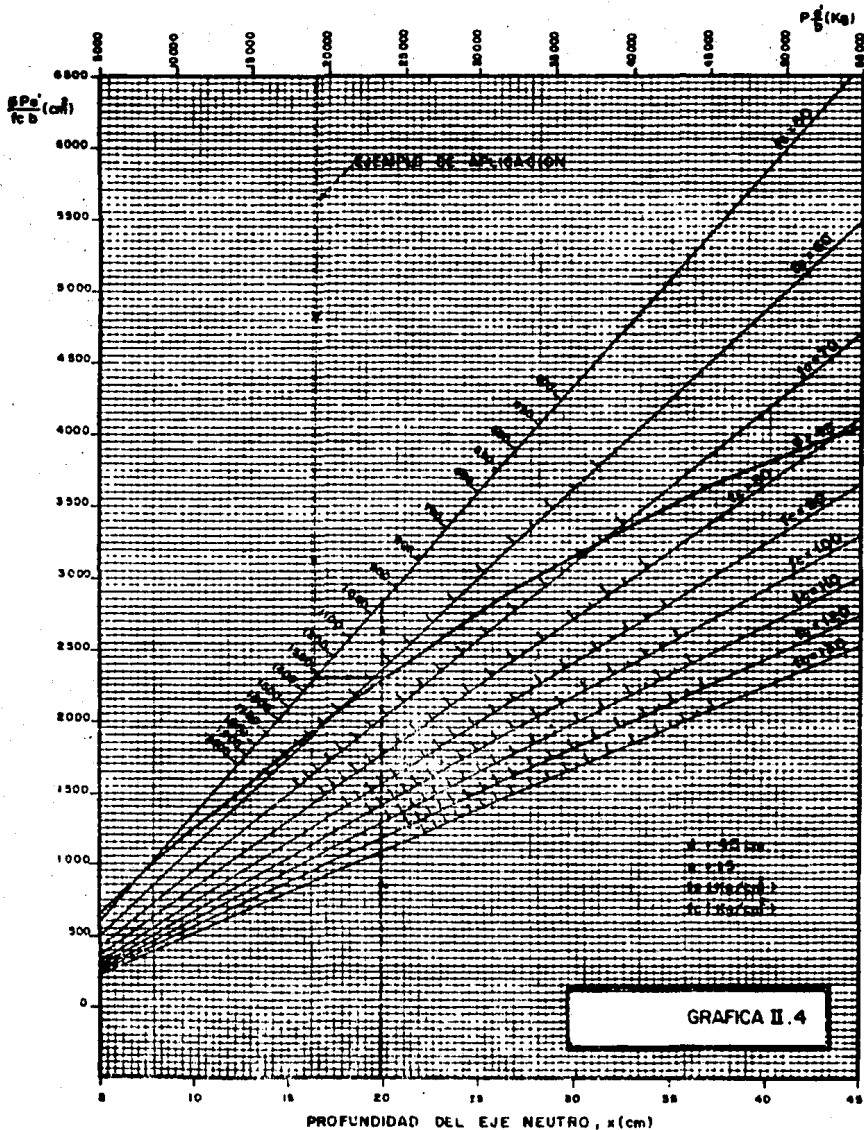
de que se trate.

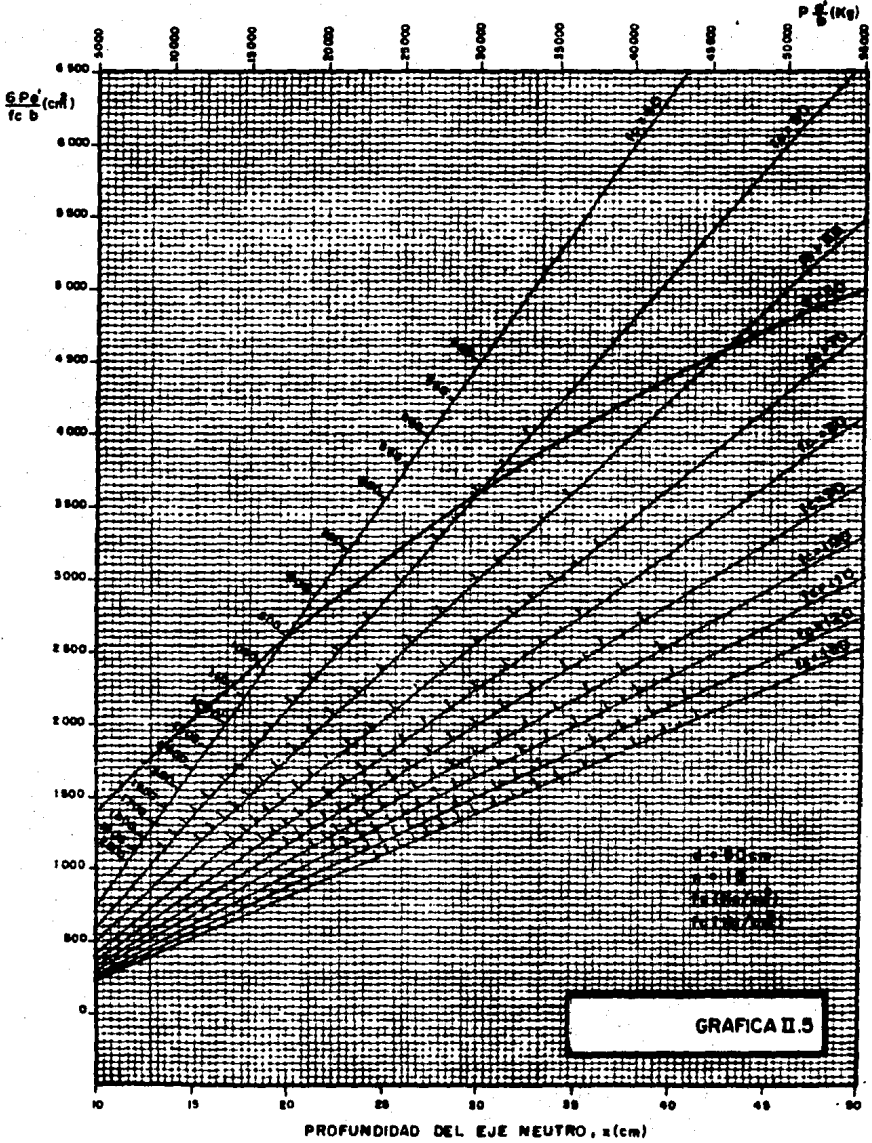




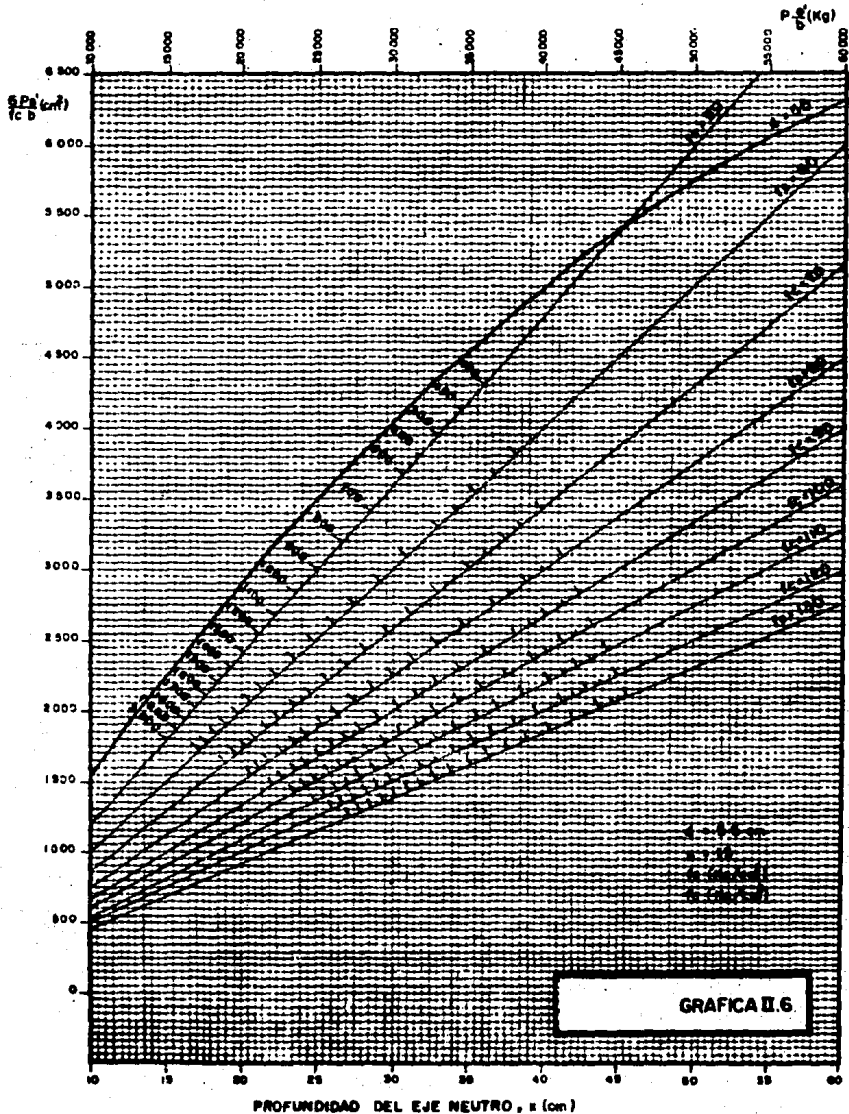


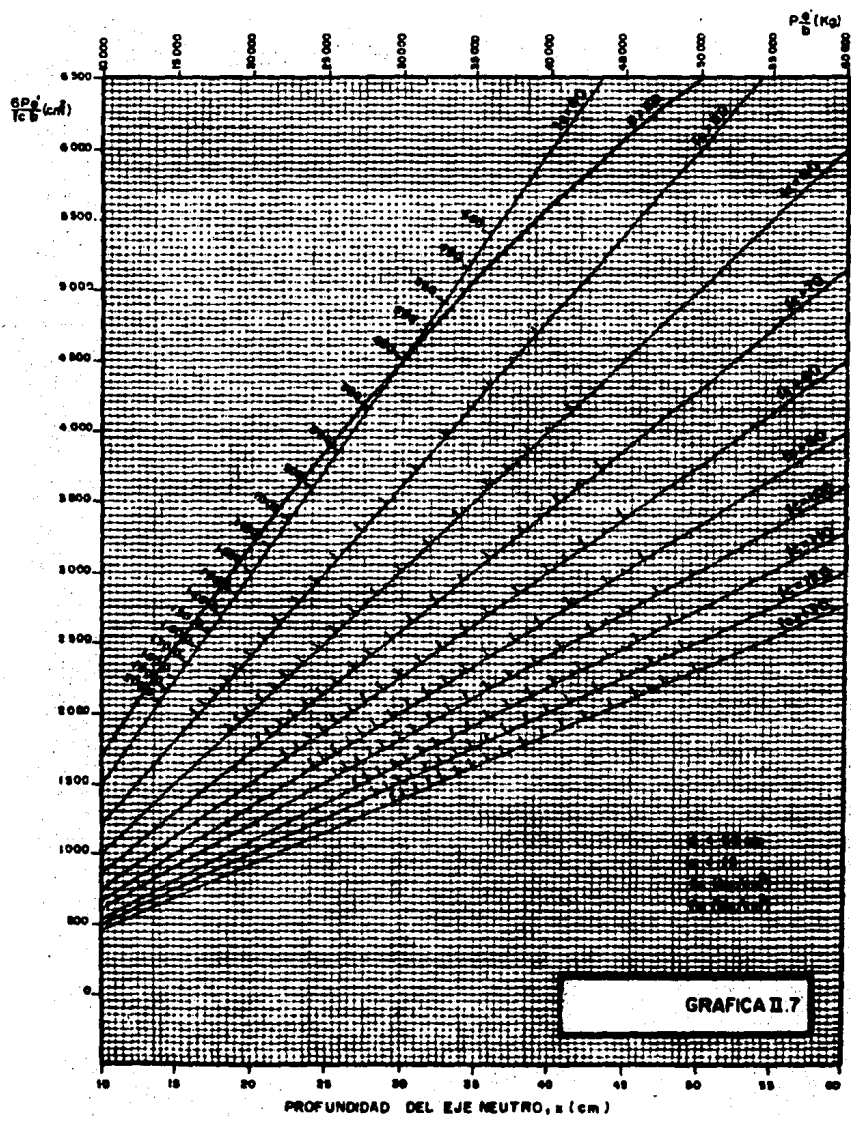
GRAFICA II.3

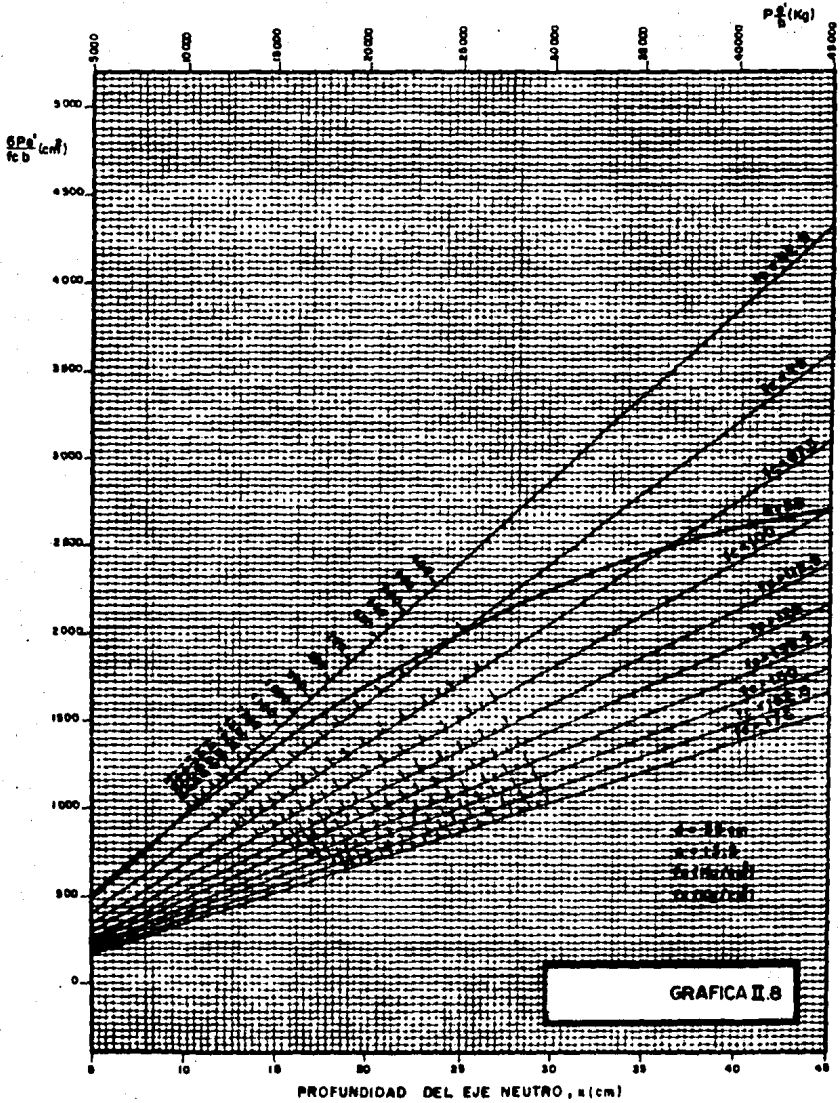


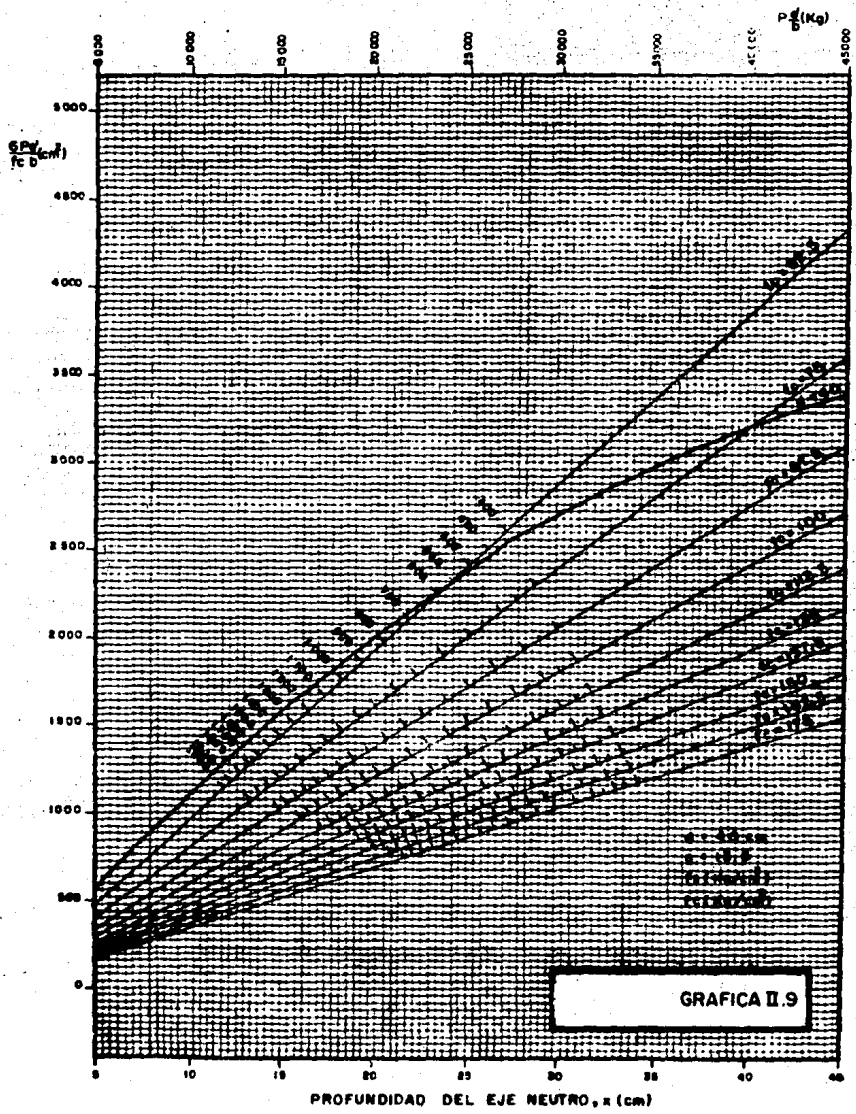


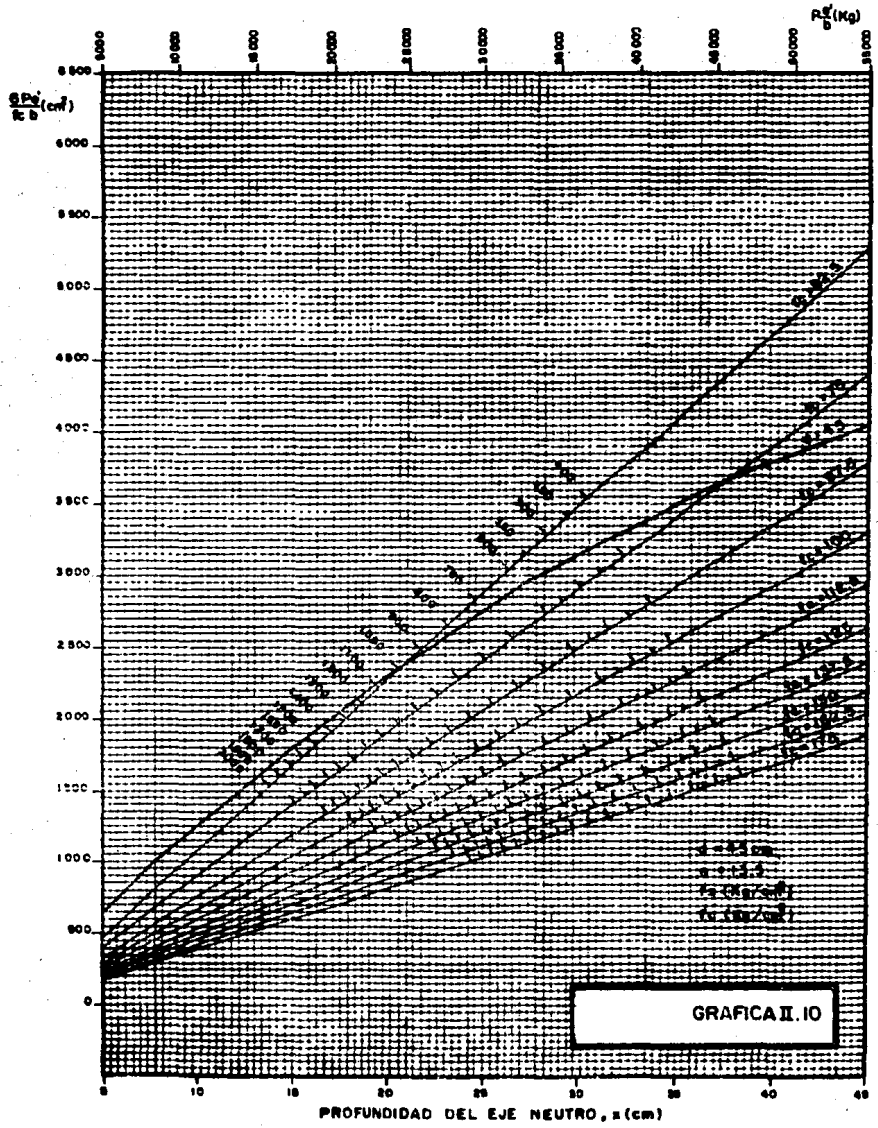


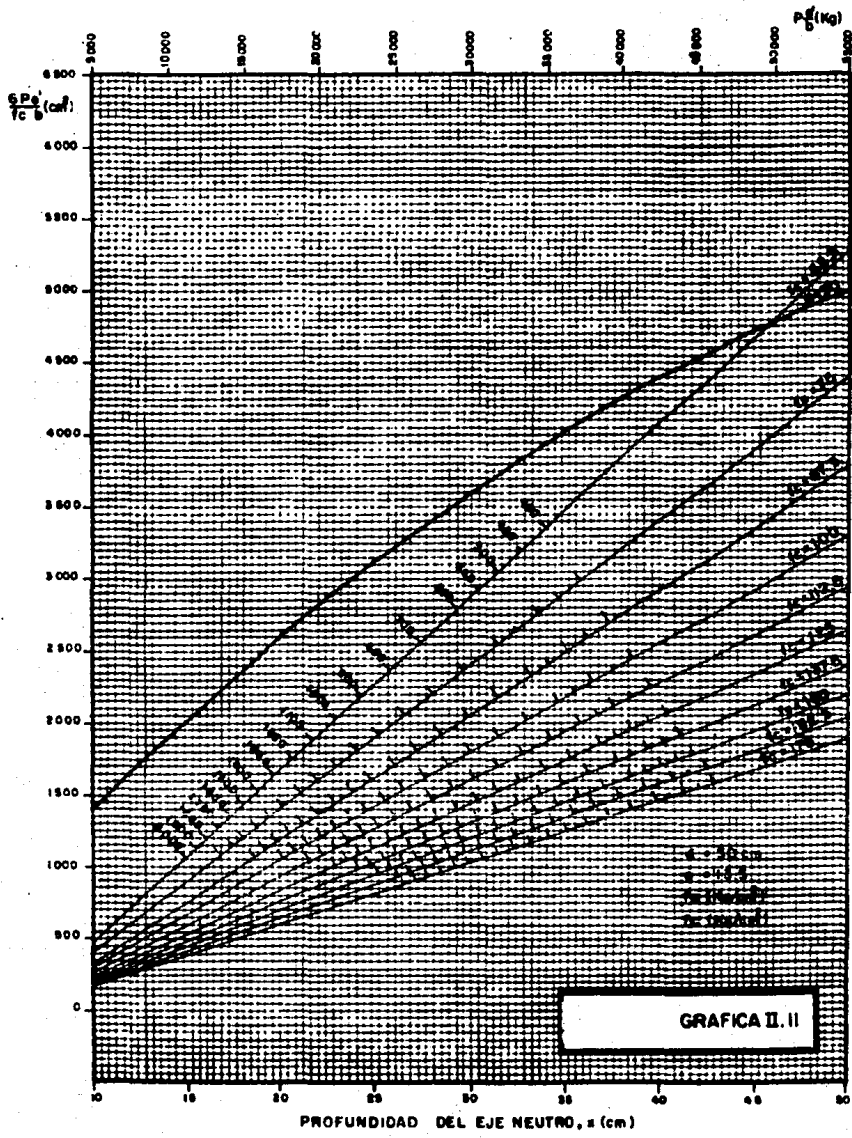


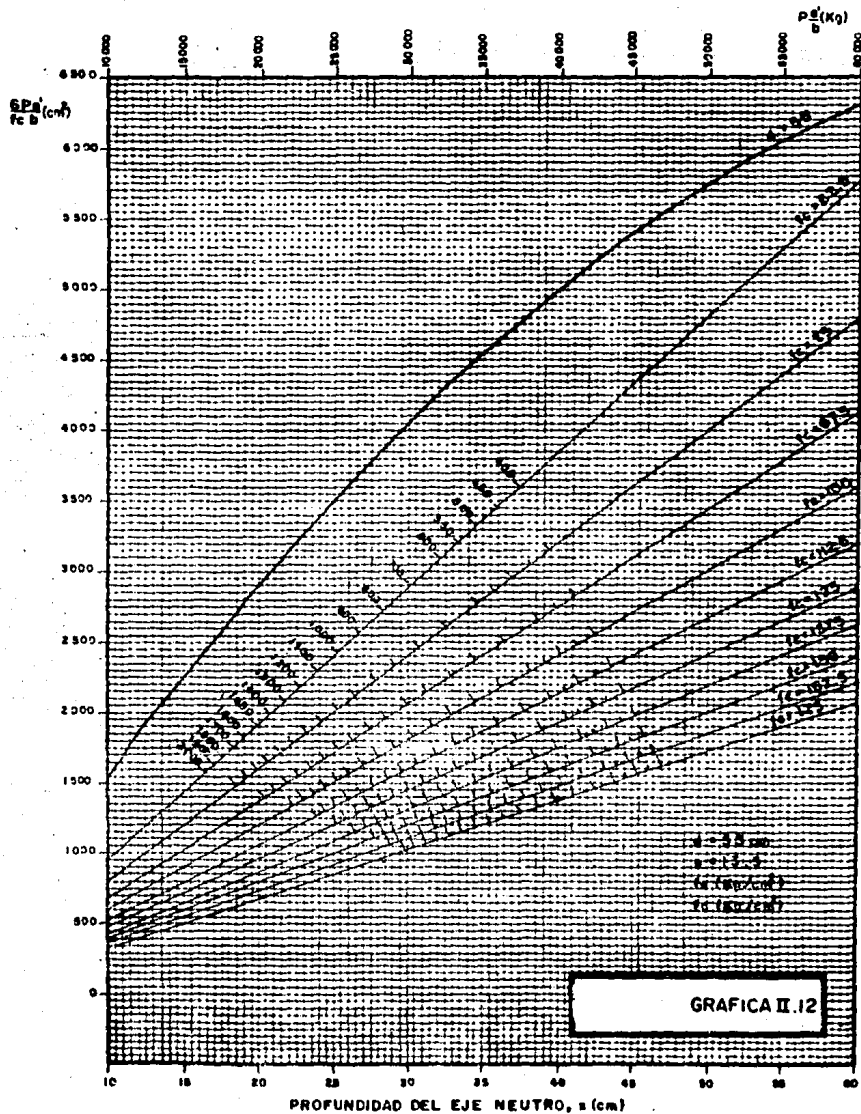


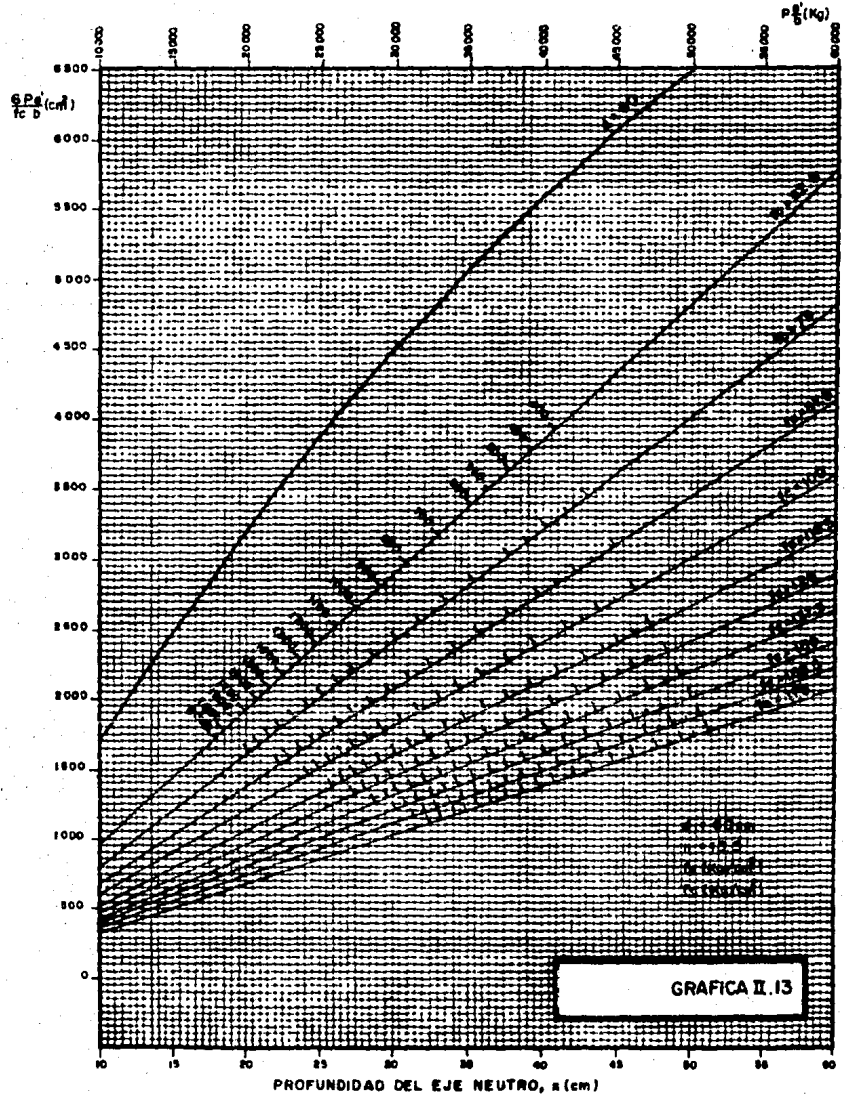














### Ejemplo de aplicación.

Se requiere diseñar las dimensiones de una placa base para una columna IPR 12"x8"x59.6 Kg/m que esta sujeta a una carga axial de 14.2 Ton y a un momento de 2.9 Ton-m.

El concreto en el dado es de  $f'c=200$  Kg/cm<sup>2</sup> por lo que  $n=15$ . El esfuerzo permisible a tensión en las anclas es de 1400 Kg/cm<sup>2</sup>.

### Solución:

La longitud mínima que debe usarse para la placa base es  $h=30$  cm, y  $d$  debe ser igual a 43 cm como mínimo.

$$\text{La excentricidad es } e = \frac{2.9}{14.2} = 0.204 \text{ m}$$

Como  $e > 0.278 h = 13.9$  cm, se tiene el caso 3.

El valor mínimo de  $b$  es 30 cm.

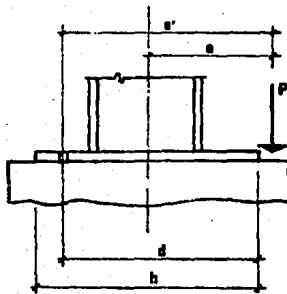


Fig. II.9 EJEMPLO DE APLICACION.

### Cálculo de parámetros:

$$e' = 20.4 + 20 = 40.4 \text{ cm}$$

$$\frac{P \cdot e'}{b} = \frac{14200 (40.4)}{30} = 19123 \text{ Kg}$$

entrando a la gráfica correspondiente a  $d=45$  cm y  $n=15$ , para  $f_c=50$  Kg/cm<sup>2</sup> (gráfica II.4) se tiene:

$$x = 19.9 \text{ cm}$$

$$f_s = 945 \text{ Kg/cm}^2$$

De acuerdo al ACI, el esfuerzo permisible a compresión en el dado de concreto es:

$$f_p = 0.35 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad f'_c \leq 0.7 f'_c$$

donde

$A_1$  es el área sujeta a compresión  
 $A_2$  es el área total del dado

Las dimensiones del dado serán 60x40 cm, por lo tanto  $A_2 = 2400$  cm<sup>2</sup>

$$A_1 = 30 (19.9) = 597 \text{ cm}^2$$

$$f_p = 0.35 \sqrt{\frac{2400}{597}} \quad f'_c = 0.70 f'_c$$

$$f_p = 140 \text{ Kg/cm}^2 > f_c$$

por lo tanto se aceptan las dimensiones de la placa: 50x30 cm.

Cálculo del área de acero.

$$T = 0.5 f_c b x - P = 0.5 (50) (30) (19.9) = 14200$$

$$T = 725 \text{ Kg}$$

$$A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{725}{945} = 0.77 \text{ cm}^2$$

### CAPITULO III

**GRAFICAS PARA DETERMINAR EL No. DE TORNILLOS EN CONEXIONES SUJETAS A ESFUERZOS COMBINADOS DE CORTANTE Y TENSION.**

**Conexiones estructurales.**

**Tipos de tornillos.**

**Esfuerzos permisibles de tornillos.**

**Areas transversales de tornillos.**

**Cálculo del esfuerzo a tensión, para esfuerzos combinados.**

**Construcción de gráficas.**

**Gráficas.**

**Ejemplo de aplicación.**

### CAPITULO III

#### GRAFICAS PARA DETERMINAR EL No. DE TORNILLOS EN CONEXIONES SUJETAS A ESFUERZOS COMBINADOS DE CORTANTE Y TENSION.

##### Conexiones estructurales.

Las conexiones estructurales se pueden clasificar según:

1. El método de sujeción, como son los remaches, tornillos o soldadura. Las conexiones atornilladas se clasifican a su vez como conexiones del tipo de aplastamiento o del tipo de fricción.
2. La rigidez de la conexión, que puede ser simple, rígida, o de rigidez intermedia. El AISC clasifica las juntas de acuerdo a la rigidez de la conexión como:
  - Tipo 1: Conexiones rígidas que desarrollan la capacidad total de momento de los miembros que se conectan y que mantienen un ángulo relativo constante entre las partes conectadas, bajo cualquier rotación de la junta.
  - Tipo 2: Estructuración simple sin transferencia de momentos entre las partes conectadas. Realmente se desarrollará un pequeño momento que no se toma en cuenta en el diseño.
  - Tipo 3: Conexiones semirrígidas donde se transfiere menos de la capacidad total de momento de los miembros conectados.
3. El tipo de fuerzas transferidas a través de la conexión estructural.
  - a) Fuerzas cortantes.
  - b) Momento flector o torsor.
  - c) Cortante y momento.
  - d) Tensión o compresión con cortante.
4. La geometría de la conexión.
  - a) Conectores a base de angulares que se usan para unir las viguetas de piso y los largueros a las vigas y columnas.
  - b) Conexiones soldadas que usan placas y ángulos.
  - c) Placas terminales en vigas.
  - d) Placas o ángulos usados a un lado de una vigueta de piso o viga.
  - e) Ángulos de asiento con o sin atiesadores.

- 5. El sitio donde se fabrican.
  - a) Conexiones de taller; hechas en el taller de fabricación.
  - b) Conexiones de campo; las partes de la junta se fabrican en el taller, pero se arman en el sitio de la obra.
  
- 6. La resistencia de la junta o conexión.
  - a) Conexiones de fricción. El diseño de una conexión de fricción supone que la resistencia primaria se desarrolla como cortante en los conectores (tornillos o remaches) en el plano potencial de deslizamiento entre las partes conectadas.  
 No se desarrollará ningún movimiento relativo entre las partes conectadas hasta que no se exceda considerablemente la carga de diseño.  
 En realidad, la resistencia de las conexiones a fricción no se desarrolla como resistencia a cortante de los conectores; se desarrolla, más bien, como el producto de la fuerza de sujeción producida al apretar los tornillos y el coeficiente de fricción entre las partes sujetas.
  - b) Conexiones de aplastamiento. Conexiones donde la resistencia de la junta se toma como una combinación de la resistencia a cortante del conector y el aplastamiento del material conectado contra el conector. Como el cortante del conector es parte de la resistencia en el análisis de la conexión de aplastamiento, el área reducida para cortante de que se dispone para los conectores roscados cuando la rosca esté en cualquiera de los planos de deslizamiento requiere una reducción de la carga de diseño. En la práctica, la presencia de la rosca en el plano de cortante dará por resultado un esfuerzo permisible de diseño más bajo, para el cortante en el sujetador.

El diseño de las conexiones tanto de fricción como de aplastamiento implica el uso de un esfuerzo cortante permisible. Este valor es mucho más bajo para las conexiones de fricción, puesto que no es deseable ningún deslizamiento de la junta bajo las cargas de trabajo. El valor será mayor para las conexiones de aplastamiento, ya que se puede admitir un pequeño movimiento relativo entre las partes que forman la junta.

Los dos tipos de juntas, además de diseñarse para cortante, se verifican para tensión en la sección neta y para aplastamiento del material conectado contra el conector.

La práctica usual de fabricación prefiere usar agujeros ovalados de mayor tamaño en las conexiones. Este tipo de agujeros permite un montaje más fácil en el campo, ya que se dispone de mayor tolerancia en la alineación para los tornillos temporales de montaje.

### **Tipos de tornillos.**

Existen dos clases generales de tornillos que se usan en las aplicaciones estructurales. Se tienen los A-307 de uso general (designación de la ASTM), llamados a veces tornillos sin tornearse y los tornillos de alta resistencia A-325 y A-490.

Los tornillos A-307 son más baratos que los tornillos A-325 y A-490, y se deben usar en aplicaciones estructurales de cargas estáticas, siempre que sea posible. Las aplicaciones incluyen su uso en pequeñas estructuras, en lugares en los que la instalación de los tornillos sea visible para verificaciones regulares de servicio, y en cargas de servicio que sea relativamente pequeñas.

Las gráficas de este capítulo se limitarán a los tornillos A-307 y A-325 que son los más usuales.

## ESFUERZOS PERMISIBLES DE TORNILLOS.

Descripción de los tornillos	Esfuerzo permisible a Tensión, F(Kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Cortante permisible, Fv(Kg/ca <sup>2</sup> )			
		Conexión tipo fricción			Conexión tipo aplastamiento
		Tamaño de los agujeros			
		estándar	oblongos cortos	oblongos largos	
A-307	1406	--	--	--	703
A-325 Cuerdas incluidas en el plano de corte.	3093	1230	1055	879	1476
A-325 Cuerdas excluidas del plano de corte.	3093	1230	1055	879	2109

## AREAS TRANSVERSALES DE TORNILLOS.

Diámetro (")	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 1/2
Area Gruesa	0.71	1.27	1.98	2.85	3.88	5.06	6.41	7.92	11.46
Area a Tensión	0.44	0.81	1.30	1.95	2.70	3.55	4.47	5.74	8.32
Area a Tensión	0.50	0.92	1.46	2.15	2.98	3.91	4.92	6.25	9.16

**Cálculo del esfuerzo a tensión, para esfuerzos combinados.**

Para tornillos A-307 en juntas de aplastamiento con la rosca incluida o excluida del plano de corte:

$$F_t = 1828 - 1.8 f_v \leq 1406 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ec'n. III.1})$$

Para tornillos A-325, cuerdas incluidas en el plano de corte:

$$F_t = 3867 - 1.8 f_v \leq 3093 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ec'n. III.2})$$

Para tornillos A-325, cuerdas excluidas del plano de corte:

$$F_t = 3867 - 1.4 f_v \leq 3093 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ec'n. III.3})$$

En las fórmulas anteriores,  $f_v$  es el esfuerzo de corte actuante.

**Construcción de gráficas.**

La tensión máxima es:

$$T = nT t_o$$

donde:

$nT$  es el número de tornillos en tensión.  
 $t_o$  es la tensión máxima en un tornillo:

$$t_o = a \sqrt{T}$$

$a$  es el área transversal del tornillo.  
 $\sqrt{T}$  es el esfuerzo máximo a tensión.

El cortante máximo es :

$$V = nV v_o$$

donde:

$nV$  es el número de tornillos sujetos a cortante.  
 $v_o$  es el cortante máximo en un tornillo:

$$v_o = a \sqrt{V}$$

$a$  es el área transversal el tornillo.  
 $\sqrt{V}$  es el esfuerzo cortante máximo.

Llamando  $m$  al número de tornillos necesarios en la junta, se tiene:



$$T = m a FT$$

$$V = m a fv,$$

de donde:

$$m a FT = nT a \sigma T,$$

$$m FT = nT \sigma T \quad (\text{ec'n. III.4.1})$$

$$m a fv = nV a \sigma V,$$

$$m fv = nV \sigma V$$

$$fv = \frac{nV \sigma V}{m} \quad (\text{ec'n. III.4.2})$$

Tornillos A-307 en juntas de aplastamiento.

$$\sigma T = 1406 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma V = 703 \text{ kg/cm}^2.$$

Sustituyendo la ec'n. III.1 en la ec'n. III.4.1, queda:

$$m [ 1828 - 1.8 fv ] = nT \sigma T$$

sustituyendo el valor de fv,

$$m [ 1828 - 1.8 \left( \frac{nV \sigma V}{m} \right) ] = nT \sigma T$$

$$1828 m - 1.8 nV \sigma V = nT \sigma T$$

haciendo  $\alpha \sigma T = 1828$ , se tiene:

$$m \alpha \sigma T - 1.8 nV \sigma V = nT \sigma T$$

$$nT \sigma T + 1.8 nV \sigma V = m \alpha \sigma T$$

$$\frac{nT}{\alpha} + 1.8 \frac{nV \sigma V}{\sigma T} = m$$

$$nT + 1.8 \frac{\sigma V}{\sigma T} nV = \alpha m$$

como 
$$= \frac{1028}{\nabla T} = \frac{1028}{1406} = 1.3$$

y 
$$\frac{\nabla V}{\nabla T} = \frac{703}{1406} = 0.5$$

queda:

$$nT + 1.8 (0.5) nV = 1.3 \text{ m}$$

$$nT + 0.9 nV = 1.3 \text{ m}$$

(ec'n. III.5)

De la ec'n. III.5 :

$$nT = 1.3 m - 0.9 nV$$

$$nV = \frac{1.3 m - nT}{0.9}$$

---

m	nV	nT
1	1	0.4
2	2	0.8
3	3	1.2
4	4	1.6
5	5	2.0
6	6	2.4
7	7	2.8
8	8	3.2
9	9	3.6
10	10	4.0
11	11	4.4
12	12	4.8
13	13	5.2
14	14	5.6
15	15	6.0

---



---

m	nT	nV
1	1	0.333
2	2	0.667
3	3	1.000
4	4	1.333
5	5	1.667
6	6	2.000
7	7	2.333
8	8	2.667
9	9	3.000
10	10	3.333
11	11	3.667
12	12	4.000
13	13	4.333
14	14	4.667
15	15	5.000

---

$T = nT a \sqrt{T}$ ,  $\sqrt{T}$  (kg/cm<sup>2</sup>)  
 a es el Área a tensión (cm<sup>2</sup>)  
 $\phi$  es el diam. del tornillo (")

Para nT = 12 :

---

$\phi$	a	$\sqrt{T}$	T (ton)
3/8"	0.50	1406	8.44
1/2"	0.92		15.52
5/8"	1.46		24.63
3/4"	2.15		36.27
7/8"	2.98		50.28
1"	3.91		65.97
1 1/8"	4.92		83.01
1 1/4"	6.25		105.45
1 1/2"	9.10		153.53

---

$V = nV a \sqrt{V}$ ,  $\sqrt{V}$  (kg/cm<sup>2</sup>)  
 a es el Área gruesa (cm<sup>2</sup>)

Para nV = 12 :

---

$\phi$	a	$\sqrt{V}$	V (ton)
3/8"	0.71	703	5.99
1/2"	1.27		10.71
5/8"	1.98		16.70
3/4"	2.85		24.04
7/8"	3.88		32.73
1"	5.06		42.69
1 1/8"	6.41		54.07
1 1/4"	7.92		66.81
1 1/2"	11.40		96.17

---

Este cálculo se repite para los valores de nT y nV deseados.

Tornillos A-325, conexión tipo fricción, tamaño de los agujeros estándar, cuerdas incluidas en el plano de corte.

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_T &= 3093 \text{ Kg/cm}^2, \\ \bar{\sigma}_V &= 1230 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

Sustituyendo la ec'n. III.2 en la ec'n. III.4.1, queda:

$$m [ 3867 - 1.8 f_v ] = nT \bar{\sigma}_T,$$

como

$$f_v = \frac{nV \bar{\sigma}_V}{m}$$

$$m [ 3867 - 1.8 \left( \frac{nV \bar{\sigma}_V}{m} \right) ] = nT \bar{\sigma}_T$$

$$3867 m - 1.8 nV \bar{\sigma}_V = nT \bar{\sigma}_T$$

haciendo

$$\alpha \bar{\sigma}_T = 3867,$$

$$m \alpha \bar{\sigma}_T - 1.8 nV \bar{\sigma}_V = nT \bar{\sigma}_T$$

$$\frac{nT}{\alpha} + 1.8 \frac{nV}{\alpha} \frac{\bar{\sigma}_V}{\bar{\sigma}_T} = m$$

$$nT + 1.8 \frac{\bar{\sigma}_V}{\bar{\sigma}_T} nV = \alpha m$$

$$\alpha = \frac{3867}{\bar{\sigma}_T} = \frac{3867}{3093} = 1.25,$$

$$\frac{\bar{\sigma}_V}{\bar{\sigma}_T} = \frac{1230}{3093} = 0.398$$

$$nT + 1.8 (0.398) nV = 1.25 m$$

$$nT + 0.7164 nV = 1.25 m$$

(ec'n. III.6)

$$nT = 1.25 m - 0.716 nV$$

$$nV = \frac{1.25 m - nT}{0.7164}$$

---

m	nV	nT
1	1	0.534
2	2	1.067
3	3	1.600
4	4	2.134
5	5	2.668
6	6	3.202
7	7	3.735
8	8	4.269
9	9	4.802
10	10	5.336
11	11	5.870
12	12	6.403
13	13	6.937
14	14	7.470
15	15	8.004

---



---

m	nT	nV
1	1	0.349
2	2	0.698
3	3	1.047
4	4	1.396
5	5	1.745
6	6	2.094
7	7	2.443
8	8	2.792
9	9	3.141
10	10	3.490
11	11	3.839
12	12	4.188
13	13	4.537
14	14	4.886
15	15	5.235

---

$T = nT \text{ a } \sigma_T, \sigma_T \text{ (kg/cm}^2\text{)}$   
 $a$  es el Área a tensión (cm<sup>2</sup>)  
 $\emptyset$  es el diam. del tornillo (")

$V = nV \text{ a } \sigma_V, \sigma_V \text{ (kg/cm}^2\text{)}$   
 $a$  es el Área neta (cm<sup>2</sup>)

Para nT = 11 :

Para nV = 11 :

---

$\emptyset$	a	$\sigma_T$	T (ton)
3/8"	0.50	3093	17.01
1/2"	0.92		31.30
5/8"	1.46		49.67
3/4"	2.15		73.15
7/8"	2.98		101.39
1"	3.91		133.03
1 1/8"	4.92		167.39
1 1/4"	6.25		212.64
1 1/2"	9.10		309.61

---



---

$\emptyset$	a	$\sigma_V$	V (ton)
3/8"	0.44	1230	5.95
1/2"	0.81		10.96
5/8"	1.30		17.59
3/4"	1.95		26.38
7/8"	2.70		36.53
1"	3.55		48.03
1 1/8"	4.47		60.48
1 1/4"	5.74		77.66
1 1/2"	8.32		112.57

---

De la misma manera se hace el cálculo para cada valor de nT y de nV.

Tornillos A-325, conexión tipo fricción, tamaño de los agujeros oblongos cortos, cuerdas incluidas en el plano de corte.

$$\sigma_T = 3093 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_V = 1055 \text{ kg/cm}^2$$

Como en el caso anterior, se tiene:

$$nT + 1.8 \frac{\sigma_V}{\sigma_T} nV = \alpha m$$

$$\alpha = \frac{3867}{\sigma_T} = \frac{3867}{3093} = 1.25,$$

$$\frac{\sigma_V}{\sigma_T} = \frac{1055}{3093} = 0.341$$

$$nT + 1.8 (0.341) nV = 1.25 m$$

$$nT + 0.6140 nV = 1.25 m \quad (\text{ec'n. III.7})$$

$$nT = 1.25 \text{ m} - 0.614 \text{ nV}$$

$$nV = \frac{1.25 \text{ m} - nT}{0.6140}$$

m	nV	nT
1	1	0.636
2	2	1.272
3	3	1.908
4	4	2.544
5	5	3.180
6	6	3.816
7	7	4.452
8	8	5.088
9	9	5.724
10	10	6.360
11	11	6.996
12	12	7.632
13	13	8.268
14	14	8.904
15	15	9.540

m	nT	nV
1	1	0.407
2	2	0.814
3	3	1.222
4	4	1.629
5	5	2.036
6	6	2.443
7	7	2.850
8	8	3.258
9	9	3.665
10	10	4.072
11	11	4.479
12	12	4.886
13	13	5.293
14	14	5.701
15	15	6.108

$$T = nT \text{ a } \nabla T, \nabla T \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Para nT = 10 :

$\theta$	a	$\nabla T$	T (ton)
3/8"	0.50	3093	15.47
1/2"	0.92		28.46
5/8"	1.46		45.16
3/4"	2.15		66.50
7/8"	2.98		92.17
1"	3.91		120.94
1 1/8"	4.92		152.18
1 1/4"	6.25		193.31
1 1/2"	9.10		281.46

$$V = nV \text{ a } \nabla V, \nabla V \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Para nV = 10 :

$\theta$	a	$\nabla V$	V (ton)
3/8"	0.44	1055	4.64
1/2"	0.81		8.55
5/8"	1.30		13.72
3/4"	1.95		20.57
7/8"	2.70		28.49
1"	3.55		37.45
1 1/8"	4.47		47.16
1 1/4"	5.74		60.56
1 1/2"	8.32		87.78

Tornillos A-325, conexión tipo fricción, tamaño de los agujeros oblongos largos, cuerdas incluidas en el plano de corte.

$$\sigma_T = 3093 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_V = 879 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_T + 1.8 \frac{\sigma_V}{\sigma_T} n_V = \alpha m$$

$$\alpha = \frac{3867}{\sigma_T} = \frac{3867}{3093} = 1.25,$$

$$\frac{\sigma_V}{\sigma_T} = \frac{879}{3093} = 0.2842$$

$$n_T + 1.8 (0.2842) n_V = 1.25 m$$

$$n_T + 0.5115 n_V = 1.25 m$$

(ec'n. III.8)



$$nT = 1.25 m - 0.5115 nV$$

$$nV = \frac{1.25 m - nT}{0.5115}$$

---

m	nV	nT
1	1	0.738
2	2	1.477
3	3	2.215
4	4	2.954
5	5	3.692
6	6	4.431
7	7	5.169
8	8	5.908
9	9	6.646
10	10	7.385
11	11	8.123
12	12	8.861
13	13	9.600
14	14	10.338
15	15	11.077

---



---

m	nT	nV
1	1	0.489
2	2	0.977
3	3	1.466
4	4	1.955
5	5	2.444
6	6	2.932
7	7	3.421
8	8	3.910
9	9	4.398
10	10	4.887
11	11	5.376
12	12	5.865
13	13	6.353
14	14	6.842
15	15	7.331

---

$$T = nT \text{ a } \nabla T, \nabla T \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Para } nT = 9 :$$

---

$\emptyset$	a	$\nabla T$	T(ton)
3/8"	0.50	3093	13.92
1/2"	0.92		25.61
5/8"	1.46		40.64
3/4"	2.15		59.85
7/8"	2.98		82.95
1"	3.91		108.84
1 1/8"	4.92		136.96
1 1/4"	6.25		173.98
1 1/2"	9.10		253.32

---

$$V = nV \text{ a } \nabla V, \nabla V \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Para } nV = 9 :$$

---

$\emptyset$	a	$\nabla V$	V(ton)
3/8"	0.44	1055	3.48
1/2"	0.81		6.41
5/8"	1.30		10.28
3/4"	1.95		15.43
7/8"	2.70		21.36
1"	3.55		28.08
1 1/8"	4.47		35.36
1 1/4"	5.74		45.41
1 1/2"	8.32		65.82

---

Tornillos A-325, conexión tipo aplastamiento con la rosca incluida en el plano de corte.

$$\sigma_T = 3093 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_V = 1476 \text{ kg/cm}^2$$

$$nT + 1.8 \frac{\sigma_V}{\sigma_T} nV = \alpha m$$

$$\alpha = \frac{3867}{\sigma_T} = \frac{3867}{3093} = 1.25,$$

$$\frac{\sigma_V}{\sigma_T} = \frac{1476}{3093} = 0.4772$$

$$nT + 1.8 (0.4772) nV = 1.25 m$$

$$nT + 0.859 nV = 1.25 m$$

(ec'n. III.9)

$$nT = 1.25 m - 0.859 nV$$

$$nV = \frac{1.25 m - nT}{0.859}$$

---

m	nV	nT
1	1	0.391
2	2	0.782
3	3	1.173
4	4	1.564
5	5	1.955
6	6	2.346
7	7	2.737
8	8	3.128
9	9	3.519
10	10	3.910
11	11	4.301
12	12	4.692
13	13	5.083
14	14	5.474
15	15	5.865

---



---

m	nT	nV
1	1	0.291
2	2	0.582
3	3	0.873
4	4	1.164
5	5	1.455
6	6	1.746
7	7	2.037
8	8	2.328
9	9	2.619
10	10	2.910
11	11	3.202
12	12	3.493
13	13	3.784
14	14	4.075
15	15	4.366

---

$$T = nT \cdot a \cdot \nabla T, \quad \nabla T \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Para nT = 8 :

---

$\theta$	a	$\nabla T$	T (ton)
3/8"	0.50	3093	8.44
1/2"	0.92		15.32
5/8"	1.46		24.63
3/4"	2.15		36.27
7/8"	2.98		50.28
1"	3.91		65.97
1 1/8"	4.92		83.01
1 1/4"	6.25		105.45
1 1/2"	9.10		153.53

---

$$V = nV \cdot a \cdot \nabla V, \quad \nabla V \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Para nV = 8 :

---

$\theta$	a	$\nabla V$	V (ton)
3/8"	0.44	1476	5.99
1/2"	0.81		10.71
5/8"	1.30		16.70
3/4"	1.95		24.04
7/8"	2.70		32.73
1"	3.55		42.69
1 1/8"	4.47		54.07
1 1/4"	5.74		66.81
1 1/2"	8.32		96.17

---

Tornillos A-325, conexión tipo fricción, tamaño de los agujeros estándar, cuerdas excluidas del plano de corte.

$$\sigma_T = 3093 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_V = 1230 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo la ec'n. III.3 en la ec'n. III.4.1, queda:

$$m [ 3867 - 1.4 f_v ] = nT \sigma_T$$

como

$$f_v = \frac{nV \sigma_V}{m}$$

$$m [ 3867 - 1.4 \left( \frac{nV \sigma_V}{m} \right) ] = nT \sigma_T$$

$$3867 m - 1.4 nV \sigma_V = nT \sigma_T$$

haciendo

$$\alpha \sigma_T = 3867 ,$$

$$m \alpha \sigma_T - 1.4 nV \sigma_V = nT \sigma_T$$

$$\frac{nT}{\alpha} + 1.4 \frac{nV}{\alpha} \frac{\sigma_V}{\sigma_T} = m$$

$$nT + 1.4 \frac{\sigma_V}{\sigma_T} nV = \alpha m$$

$$\alpha = \frac{3867}{\sigma_T} = \frac{3867}{3093} = 1.25 ,$$

$$\frac{\sigma_V}{\sigma_T} = \frac{1230}{3093} = 0.398$$

$$nT + 1.4 (0.398) nV = 1.25 m$$

$$nT + 0.5567 nV = 1.25 m \quad (\text{ec'n. III.10})$$

$$nT = 1.25 m - 0.5567 nV$$

$$nV = \frac{1.25 m - nT}{0.5567}$$

m	nV	nT
1	1	0.693
2	2	1.387
3	3	2.080
4	4	2.773
5	5	3.466
6	6	4.160
7	7	4.853
8	8	5.546
9	9	6.239
10	10	6.933
11	11	7.626
12	12	8.319
13	13	9.012
14	14	9.706
15	15	10.400

m	nT	nV
1	1	0.449
2	2	0.898
3	3	1.347
4	4	1.796
5	5	2.245
6	6	2.694
7	7	3.143
8	8	3.592
9	9	4.041
10	10	4.490
11	11	4.939
12	12	5.389
13	13	5.838
14	14	6.287
15	15	6.736

$T = nT a \nabla T$ ,  $\nabla T$  (kg/cm<sup>2</sup>)  
 a es el área a tensión (cm<sup>2</sup>)  
 $\emptyset$  es el diam. del tornillo (")

Para nT = 7 :

$\emptyset$	a	$\nabla T$	T (ton)
3/8"	0.50	3093	10.83
1/2"	0.92		19.92
5/8"	1.46		31.61
3/4"	2.15		46.55
7/8"	2.98		64.52
1"	3.91		84.66
1 1/8"	4.92		106.52
1 1/4"	6.25		135.32
1 1/2"	9.10		197.02

$V = nV a \nabla V$ ,  $\nabla V$  (kg/cm<sup>2</sup>)  
 a es el área gruesa (cm<sup>2</sup>)

Para nV = 7 :

$\emptyset$	a	$\nabla V$	V (ton)
3/8"	0.71	1230	6.11
1/2"	1.27		10.93
5/8"	1.98		17.05
3/4"	2.85		24.54
7/8"	3.88		33.41
1"	5.06		43.57
1 1/8"	6.41		55.19
1 1/4"	7.92		68.19
1 1/2"	11.40		98.15

Tornillos A-325, conexión tipo fricción, tamaño de los agujeros oblongos cortos, cuerdas excluidas del plano de corte.

$$\sigma_T = 3093 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_V = 1055 \text{ kg/cm}^2$$

Como en el caso anterior, se tiene:

$$n_T + 1.4 \frac{\sigma_V}{\sigma_T} n_V = \alpha \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{3867}{\sigma_T} = \frac{3867}{3093} = 1.25$$

$$\frac{\sigma_V}{\sigma_T} = \frac{1055}{3093} = 0.341$$

$$n_T + 1.4 (0.341) n_V = 1.25 \text{ m}$$

$$n_T + 0.4775 n_V = 1.25 \text{ m}$$

(ec'n. III.11)

$$nT = 1.25 m - 0.4775 nV$$

$$nV = \frac{1.25 m - nT}{0.4775}$$

---

m	nV	nT
1	1	0.772
2	2	1.545
3	3	2.317
4	4	3.090
5	5	3.862
6	6	4.635
7	7	5.407
8	8	6.180
9	9	6.952
10	10	7.725
11	11	8.497
12	12	9.270
13	13	10.042
14	14	10.815
15	15	11.587

---



---

m	nT	nV
1	1	0.524
2	2	1.047
3	3	1.571
4	4	2.094
5	5	2.618
6	6	3.141
7	7	3.665
8	8	4.188
9	9	4.712
10	10	5.235
11	11	5.759
12	12	6.282
13	13	6.806
14	14	7.329
15	15	7.853

---

$$T = nT a \sqrt{T}, \quad \sqrt{T} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Para nT = 6 :

---

$\emptyset$	a	$\sqrt{T}$	T (ton)
3/8"	0.50	3093	9.28
1/2"	0.92		17.07
5/8"	1.46		27.09
3/4"	2.15		39.90
7/8"	2.98		55.30
1"	3.91		72.56
1 1/8"	4.92		91.31
1 1/4"	6.25		115.99
1 1/2"	9.10		168.88

---

$$V = nV a \sqrt{V}, \quad \sqrt{V} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Para nV = 6 :

---

$\emptyset$	a	$\sqrt{V}$	V (ton)
3/8"	0.71	1055	4.49
1/2"	1.27		8.04
5/8"	1.98		12.53
3/4"	2.85		18.04
7/8"	3.89		24.56
1"	5.06		32.03
1 1/8"	6.41		40.59
1 1/4"	7.92		50.13
1 1/2"	11.40		72.16

---

Tornillos A-325, conexión tipo fricción, tamaño de los agujeros oblongos largos, cuerdas excluidas del plano de corte.

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_T &= 3093 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_V &= 879 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$n_T + 1.4 \frac{\bar{\sigma}_V}{\bar{\sigma}_T} n_V = \alpha \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{3867}{\bar{\sigma}_T} = \frac{3867}{3093} = 1.25 \text{ ,}$$

$$\frac{\bar{\sigma}_V}{\bar{\sigma}_T} = \frac{879}{3093} = 0.2842$$

$$n_T + 1.4 (0.2842) n_V = 1.25 \text{ m}$$

$$n_T + 0.3979 n_V = 1.25 \text{ m} \quad (\text{ec'n. III.12})$$



$$nT = 1.25 m - 0.3979 nV$$

$$nV = \frac{1.25 m - nT}{0.3979}$$

---

m	nV	nT
1	1	0.852
2	2	1.704
3	3	2.556
4	4	3.409
5	5	4.261
6	6	5.113
7	7	5.965
8	8	6.817
9	9	7.669
10	10	8.521
11	11	9.373
12	12	10.226
13	13	11.078
14	14	11.930
15	15	12.782

---



---

m	nT	nV
1	1	0.528
2	2	1.257
3	3	1.885
4	4	2.513
5	5	3.142
6	6	3.770
7	7	4.398
8	8	5.027
9	9	5.655
10	10	6.284
11	11	6.912
12	12	7.540
13	13	8.169
14	14	8.797
15	15	9.425

---

$$T = nT a \nabla T, \nabla T \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Para nT = 5 :

---

$\emptyset$	a	$\nabla T$	T (ton)
3/8"	0.50	3093	7.73
1/2"	0.92		14.23
5/8"	1.46		22.58
3/4"	2.15		33.25
7/8"	2.98		46.09
1"	3.91		60.47
1 1/8"	4.92		76.09
1 1/4"	6.25		96.66
1 1/2"	9.10		140.73

---

$$V = nV a \nabla V, \nabla V \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Para nV = 5 :

---

$\emptyset$	a	$\nabla V$	V (ton)
3/8"	0.71	879	3.12
1/2"	1.27		5.58
5/8"	1.98		8.70
3/4"	2.85		12.53
7/8"	3.88		17.05
1"	5.06		22.24
1 1/8"	6.41		28.17
1 1/4"	7.92		34.81
1 1/2"	11.40		50.10

---

Tornillos A-325, conexión tipo aplastamiento con la rosca excluida del plano de corte.

$$\begin{aligned} \sigma_T &= 3093 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_V &= 2109 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$nT + 1.4 \frac{\sigma_V}{\sigma_T} nV = \alpha m$$

$$\alpha = \frac{3867}{\sigma_T} = \frac{3867}{3093} = 1.25 ,$$

$$\frac{\sigma_V}{\sigma_T} = \frac{879}{2109} = 0.6819$$

$$nT + 1.4 (0.6819) nV = 1.25 m$$

$$nT + 0.9546 nV = 1.25 m$$

(ec'n. III.13)

$$nT = 1.25 m - 0.9546 nV$$

$$nV = \frac{1.25 m - nT}{0.9546}$$

m	nV	nT
1	1	0.295
2	2	0.591
3	3	0.886
4	4	1.182
5	5	1.477
6	6	1.772
7	7	2.068
8	8	2.363
9	9	2.659
10	10	2.954
11	11	3.249
12	12	3.545
13	13	3.840
14	14	4.135
15	15	4.431

m	nT	nV
1	1	0.262
2	2	0.524
3	3	0.786
4	4	1.048
5	5	1.309
6	6	1.571
7	7	1.833
8	8	2.095
9	9	2.357
10	10	2.619
11	11	2.881
12	12	3.143
13	13	3.405
14	14	3.666
15	15	3.928

$$T = nT a \sqrt{T}, \sqrt{T} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Para nT = 4 :

$\theta$	a	$\sqrt{T}$	T (ton)
3/8"	0.50	3093	6.19
1/2"	0.92		11.38
5/8"	1.46		18.06
3/4"	2.15		26.60
7/8"	2.98		36.87
1"	3.91		48.37
1 1/8"	4.92		60.87
1 1/4"	6.25		77.33
1 1/2"	9.10		112.59

$$V = nV a \sqrt{V}, \sqrt{V} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Para nV = 4 :

$\theta$	a	$\sqrt{V}$	V (ton)
3/8"	0.71	2109	5.99
1/2"	1.27		10.71
5/8"	1.98		16.70
3/4"	2.85		24.04
7/8"	3.88		32.73
1"	5.06		42.69
1 1/8"	6.41		54.07
1 1/4"	7.92		66.81
1 1/2"	11.40		96.17

Tornillos A-307 en juntas de aplastamiento.

σT = 1406 Kg/cm<sup>2</sup>.

σT

σ	a	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
---	---	----	----	----	----	----	----	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Tensión (T) Ton.

3/8"	0.50	10.55	9.04	9.14	8.44	7.73	7.03	6.33	5.62	4.92	4.22	3.52	2.81	2.11	1.41	0.70
1/2"	0.92	19.40	18.11	18.82	15.32	14.23	12.94	11.64	10.35	9.05	7.76	6.47	5.17	3.88	2.59	1.29
5/8"	1.46	30.79	28.74	28.96	24.63	22.38	20.53	18.47	16.42	14.37	12.32	10.26	8.21	6.16	4.11	2.05
3/4"	2.15	45.34	42.32	39.30	36.27	33.25	30.23	27.21	24.18	21.16	18.14	15.11	12.09	9.07	6.05	3.02
7/8"	2.98	62.85	58.66	54.47	50.28	46.09	41.90	37.71	33.52	29.33	25.14	20.95	16.76	12.57	8.38	4.19
1"	3.91	82.46	76.96	71.47	65.97	60.47	54.97	49.48	43.98	38.48	32.98	27.49	21.99	16.49	10.99	5.50
1 1/8"	4.92	103.76	96.85	89.93	83.01	76.09	69.18	62.26	55.34	48.42	41.51	34.59	27.67	20.75	13.84	6.92
1 1/4"	6.25	131.81	123.03	114.24	105.45	96.66	87.88	79.09	70.30	61.51	52.73	43.94	35.15	26.36	17.58	8.79
1 1/2"	9.10	191.92	179.12	166.33	153.53	140.74	127.95	115.15	102.36	89.56	76.77	63.97	51.18	38.38	25.59	12.79

σV = 703 Kg/cm<sup>2</sup>.

σV

σ	a	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
---	---	----	----	----	----	----	----	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Cortante (V) Ton.

3/8"	0.71	7.49	6.99	6.49	5.99	5.49	4.99	4.49	3.99	3.49	2.99	2.50	2.00	1.50	1.00	0.50
1/2"	1.27	13.39	12.50	11.61	10.71	9.82	8.93	8.04	7.14	6.25	5.36	4.46	3.57	2.68	1.79	0.89
5/8"	1.98	20.88	19.49	18.10	16.70	15.31	13.92	12.53	11.14	9.74	8.35	6.96	5.57	4.18	2.79	1.39
3/4"	2.85	30.05	28.05	26.05	24.04	22.04	20.04	18.03	16.03	14.02	12.02	10.02	8.01	6.01	4.01	2.00
7/8"	3.88	40.91	38.18	35.46	32.73	30.00	27.28	24.55	21.82	19.09	16.37	13.64	10.91	8.18	5.46	2.73
1"	5.06	53.36	49.80	46.24	42.69	39.13	35.57	32.01	28.46	24.90	21.34	17.79	14.23	10.67	7.11	3.56
1 1/8"	6.41	67.59	63.09	58.59	54.09	49.57	45.06	40.56	36.05	31.54	27.04	22.53	18.02	13.52	9.01	4.51
1 1/4"	7.92	83.52	77.95	72.38	66.81	61.25	55.68	50.11	44.54	38.97	33.41	27.84	22.27	16.70	11.14	5.57
1 1/2"	11.60	120.21	112.20	104.18	96.17	88.16	80.14	72.13	64.11	56.10	48.09	40.07	32.06	24.04	16.03	8.01

Tornillos A-325 en general.

 $\nabla T = 3093 \text{ Kg/cm}^2$ .

		af														
		15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
		Tensión (T) Ton.														
3/8"	0.50	23.20	21.65	20.10	18.56	17.01	15.47	13.92	12.37	10.83	9.28	7.73	6.19	4.64	3.09	1.55
1/2"	0.92	42.60	39.84	36.99	34.15	31.30	28.46	25.61	22.76	19.92	17.07	14.23	11.38	8.54	5.69	2.85
5/8"	1.46	67.74	63.22	58.71	54.19	49.67	45.16	40.64	36.13	31.61	27.09	22.58	18.06	13.55	9.03	4.52
3/4"	2.15	97.75	93.10	88.45	83.80	79.15	74.50	69.85	65.20	60.55	55.90	51.25	46.60	41.95	37.30	32.65
7/8"	2.98	138.26	129.04	119.82	110.61	101.39	92.17	82.95	73.74	64.52	55.30	46.09	36.87	27.65	18.43	9.22
1"	3.91	181.40	169.31	157.22	145.12	133.03	120.94	108.84	96.75	84.66	72.56	60.47	48.37	36.28	24.19	12.09
1 1/8"	4.92	228.26	213.19	197.83	182.61	167.39	152.18	136.96	121.74	106.52	91.31	76.09	60.87	45.65	30.44	15.22
1 1/4"	6.25	289.97	270.64	251.31	231.98	212.64	193.31	173.98	154.65	135.32	115.99	96.66	77.33	57.99	38.66	19.33
1 1/2"	9.10	422.19	394.05	365.90	337.76	309.61	281.46	253.32	225.17	197.02	168.88	140.73	112.59	84.44	56.29	28.15

Tornillos A-325, conexión tipo fricción, tamaño de los agujeros estándar, cuerdas incluídas en el plano de corte.

 $\nabla T = 1230 \text{ Kg/cm}^2$ .

		af														
		15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
		Corte (V) Ton.														
3/8"	0.44	8.12	7.58	7.04	6.49	5.95	5.41	4.87	4.33	3.79	3.25	2.71	2.16	1.62	1.08	0.54
1/2"	0.81	14.94	13.95	12.95	11.96	10.96	9.96	8.97	7.97	6.97	5.98	4.98	3.99	2.99	1.99	1.00
5/8"	1.30	23.99	22.39	20.79	19.19	17.59	15.99	14.39	12.79	11.19	9.59	8.00	6.40	4.80	3.20	1.60
3/4"	1.95	35.98	33.58	31.18	28.78	26.38	23.99	21.59	19.19	16.79	14.39	11.99	9.59	7.20	4.80	2.40
7/8"	2.70	49.82	46.94	44.17	39.83	36.53	33.21	29.89	26.57	23.25	19.93	16.61	13.28	9.96	6.64	3.32
1"	3.55	65.50	61.13	56.76	52.40	48.03	43.67	39.30	34.93	30.57	26.20	21.83	17.47	13.10	8.73	4.37
1 1/8"	4.47	82.47	76.97	71.48	65.98	60.48	54.98	49.48	43.98	38.49	32.99	27.49	21.99	16.49	11.00	5.50
1 1/4"	5.74	105.90	98.84	91.78	84.72	77.66	70.60	63.54	56.48	49.42	42.36	35.30	28.24	21.18	14.12	7.06
1 1/2"	8.32	153.50	143.27	133.04	122.80	112.57	102.34	92.10	81.87	71.64	61.40	51.17	40.93	30.70	20.47	10.23

Tornillos A-325, conexión tipo fricción, tamaño de los agujeros oblongos cortos,  
cuerdas incluidas en el plano de corte.

$\sigma V = 1055 \text{ Kg/cm}^2$ .

		nV														
		15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
		Cortante (V) Ton.														
3/8"	0.44	6.96	6.50	6.03	5.57	5.11	4.64	4.18	3.71	3.25	2.79	2.32	1.86	1.39	0.93	0.46
1/2"	0.81	12.82	11.96	11.11	10.25	9.40	8.55	7.69	6.84	5.98	5.13	4.27	3.42	2.56	1.71	0.85
5/8"	1.30	20.57	19.20	17.83	16.46	15.09	13.72	12.34	10.97	9.60	8.23	6.86	5.49	4.11	2.74	1.37
3/4"	1.95	30.86	28.80	26.74	24.69	22.63	20.57	18.52	16.46	14.40	12.34	10.29	8.23	6.17	4.11	2.04
7/8"	2.70	42.73	39.88	37.03	34.18	31.33	28.49	25.64	22.79	19.94	17.09	14.24	11.39	8.53	5.70	2.85
1"	3.55	56.18	52.43	48.69	44.94	41.20	37.45	33.71	29.96	26.22	22.47	18.72	14.98	11.24	7.49	3.75
1 1/8"	4.47	70.74	66.02	61.31	56.59	51.87	47.16	42.44	37.73	33.01	28.30	23.58	18.86	14.15	9.43	4.72
1 1/4"	5.74	90.84	84.78	78.72	72.67	66.61	60.56	54.50	48.45	42.39	36.33	30.28	24.22	18.17	12.11	6.06
1 1/2"	8.32	131.66	122.89	114.11	105.33	96.55	87.78	79.00	70.22	61.44	52.67	43.89	35.11	26.33	17.56	8.78

Tornillos A-325, conexión tipo fricción, tamaño de los agujeros oblongos largos,  
cuerdas incluidas en el plano de corte.

$\sigma V = 879 \text{ Kg/cm}^2$ .

		nV														
		15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
		Cortante (V) Ton.														
3/8"	0.44	5.00	5.41	5.83	6.24	6.25	3.87	3.48	3.09	2.71	2.32	1.93	1.55	1.16	0.77	0.39
1/2"	0.81	10.60	9.97	9.26	8.54	7.83	7.12	6.41	5.70	4.99	4.27	3.56	2.85	2.14	1.42	0.71
5/8"	1.30	17.14	16.00	14.86	13.71	12.57	11.43	10.28	9.14	8.00	6.86	5.71	4.57	3.43	2.29	1.14
3/4"	1.95	25.71	24.00	22.29	20.57	18.85	17.14	15.43	13.71	12.00	10.29	8.57	6.86	5.14	3.43	1.71
7/8"	2.70	35.60	33.23	30.85	28.48	26.11	23.73	21.36	18.99	16.61	14.24	11.87	9.49	7.12	4.75	2.37
1"	3.55	46.81	43.69	40.57	37.45	34.32	31.20	28.08	24.96	21.84	18.72	15.60	12.48	9.36	6.24	3.12
1 1/8"	4.47	58.94	55.06	51.00	47.15	43.22	39.29	35.36	31.43	27.50	23.57	19.65	15.72	11.79	7.86	3.93
1 1/4"	5.74	75.68	70.64	65.59	60.55	55.50	50.45	45.41	40.36	35.32	30.27	25.23	20.18	15.14	10.09	5.05
1 1/2"	8.32	109.70	102.39	95.07	87.76	80.45	73.13	65.82	58.51	51.19	43.88	36.57	29.25	21.94	14.63	7.31

Tornillos A-325, conexión tipo aplastamiento con la rosca incluída en el plano de corte.

$\bar{V} = 1476 \text{ Kg/cm}^2$ .

-----																
nV																
-----																
n	a	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
-----																
Cortante (V) Ton.																
-----																
3/8"	0.44	9.74	9.09	8.44	7.79	7.14	6.49	5.84	5.20	4.55	3.90	3.25	2.60	1.95	1.30	0.65
1/2"	0.81	17.93	16.74	15.54	14.35	13.15	11.96	10.76	9.56	8.37	7.17	5.98	4.78	3.59	2.39	1.20
5/8"	1.30	28.78	26.86	24.94	23.03	21.11	19.19	17.27	15.35	13.43	11.51	9.59	7.68	5.76	3.84	1.92
3/4"	1.95	43.17	40.29	37.42	34.54	31.66	28.78	25.90	23.03	20.15	17.27	14.39	11.51	8.63	5.76	2.88
7/8"	2.70	59.78	55.97	51.81	47.82	43.84	39.85	35.87	31.88	27.90	23.91	19.93	15.94	11.96	7.97	3.99
1"	3.55	78.40	73.36	68.12	62.88	57.64	52.40	47.16	41.92	36.69	31.44	26.20	20.96	15.72	10.48	5.24
1 1/8"	4.47	98.97	92.37	85.77	79.17	72.57	65.98	59.38	52.78	46.18	39.59	32.99	26.39	19.79	13.20	6.60
1 1/4"	5.74	127.08	118.61	110.14	101.67	93.19	84.72	76.25	67.78	59.31	50.83	42.36	33.89	25.42	16.94	8.47
1 1/2"	8.32	184.20	171.92	159.64	147.36	135.08	122.80	110.52	98.24	85.96	73.68	61.40	49.12	36.84	24.56	12.28
-----																

Tornillos A-325, conexión tipo fricción, tamaño de los agujeros estándar, cuerdas excluídas del plano de corte.

$\bar{V} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$ .

-----																
nV																
-----																
n	a	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
-----																
Cortante (V) Ton.																
-----																
3/8"	0.71	13.10	12.23	11.35	10.48	9.61	8.73	7.86	6.99	6.11	5.24	4.37	3.49	2.62	1.75	0.87
1/2"	1.27	23.43	21.87	20.31	18.75	17.18	15.62	14.06	12.50	10.93	9.37	7.81	6.25	4.69	3.12	1.56
5/8"	1.98	34.53	34.10	31.66	29.22	26.79	24.35	21.92	19.48	17.05	14.61	12.18	9.74	7.31	4.87	2.44
3/4"	2.85	52.58	49.08	45.57	42.07	38.56	35.04	31.53	28.04	24.54	21.03	17.53	14.02	10.52	7.01	3.51
7/8"	3.88	71.59	66.81	62.04	57.27	52.50	47.72	42.95	38.18	33.41	28.63	23.86	19.09	14.32	9.54	4.77
1"	5.06	93.26	87.13	80.91	74.69	68.46	62.24	56.01	49.79	43.57	37.34	31.12	24.90	18.67	12.45	6.22
1 1/8"	6.41	118.76	110.38	102.90	94.61	86.73	78.84	70.96	63.07	55.19	47.31	39.42	31.54	23.65	15.77	7.88
1 1/4"	7.92	146.12	134.38	126.64	116.90	107.16	97.42	87.67	77.93	68.19	58.45	48.71	38.97	29.22	19.48	9.74
1 1/2"	11.40	210.33	193.31	182.29	168.26	154.24	140.22	126.20	112.18	98.15	84.13	70.11	56.09	42.07	28.04	14.02
-----																

Tornillos A-325, conexión tipo fricción, tamaño de los agujeros oblicgos cortos,  
cuerdas excluidas del plano de corte.

$\bar{V} = 1035 \text{ Kg/cm}^2$ .

nV

n	a	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Cortante (V) Ton.																
3/8"	0.71	11.24	10.49	9.74	8.99	8.24	7.49	6.74	5.99	5.24	4.49	3.73	3.00	2.25	1.50	0.75
1/2"	1.27	20.10	18.76	17.42	16.08	14.74	13.40	12.06	10.72	9.38	8.04	6.70	5.36	4.02	2.68	1.34
5/8"	1.90	31.33	29.24	27.16	25.07	22.98	20.89	18.80	16.71	14.62	12.53	10.44	8.36	6.27	4.18	2.09
3/4"	2.85	45.10	42.09	39.09	36.08	33.07	30.07	27.06	24.05	21.05	18.04	15.03	12.03	9.02	6.01	3.01
7/8"	3.88	61.40	57.31	53.21	49.12	45.03	40.93	36.84	32.75	28.65	24.56	20.47	16.37	12.28	8.19	4.09
1"	5.06	80.87	74.74	69.40	64.06	58.72	53.38	48.04	42.71	37.37	32.03	26.69	21.35	16.01	10.68	5.34
1 1/8"	6.41	101.44	94.68	87.91	81.15	74.39	67.63	60.86	54.10	47.34	40.58	33.81	27.05	20.29	13.53	6.76
1 1/4"	7.92	125.33	116.98	108.62	100.27	91.91	83.56	75.20	66.84	58.49	50.13	41.78	33.42	25.07	16.71	8.36
1 1/2"	11.40	180.41	169.39	158.35	147.32	136.28	125.25	114.21	103.18	92.14	81.11	70.07	59.04	48.01	36.98	18.49

Tornillos A-325, conexión tipo fricción, tamaño de los agujeros oblicgos largos,  
cuerdas excluidas del plano de corte.

$\bar{V} = 879 \text{ Kg/cm}^2$ .

nV

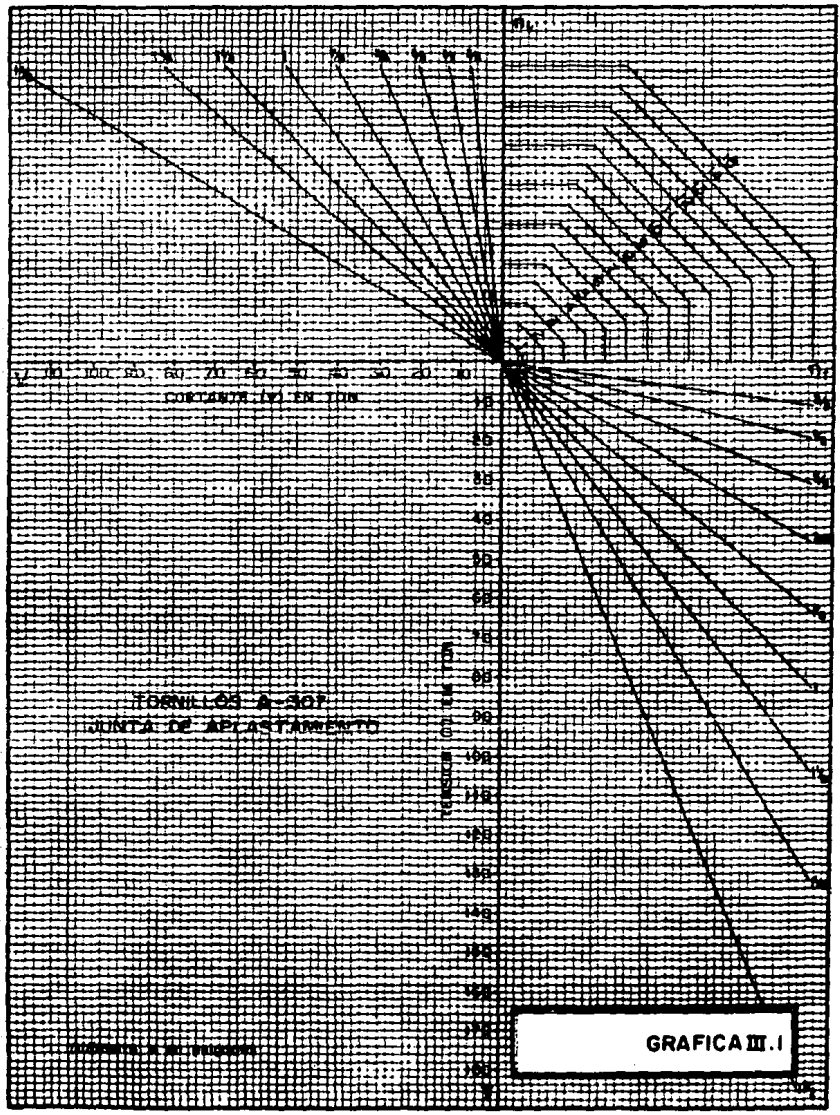
n	a	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Cortante (V) Ton.																
3/8"	0.71	9.36	8.74	8.11	7.49	6.86	6.24	5.62	4.99	4.37	3.74	3.12	2.50	1.87	1.25	0.62
1/2"	1.27	16.74	15.63	14.51	13.40	12.29	11.18	10.05	8.93	7.81	6.70	5.58	4.47	3.35	2.23	1.12
5/8"	1.90	26.11	24.37	22.63	20.89	19.14	17.40	15.66	13.92	12.18	10.44	8.70	6.96	5.22	3.48	1.74
3/4"	2.85	37.58	35.07	32.57	30.06	27.56	25.05	22.55	20.04	17.54	15.03	12.53	10.02	7.52	5.01	2.51
7/8"	3.88	51.16	47.75	44.34	40.93	37.52	34.11	30.69	27.28	23.87	20.46	17.05	13.64	10.23	6.82	3.41
1"	5.06	66.72	62.27	57.82	53.37	48.92	44.48	40.03	35.58	31.13	26.69	22.24	17.79	13.34	8.90	4.45
1 1/8"	6.41	84.52	78.58	73.25	67.61	61.98	56.34	50.71	45.08	39.44	33.81	28.17	22.54	16.90	11.27	5.63
1 1/4"	7.92	104.43	97.46	90.50	83.54	76.58	69.62	62.66	55.69	48.73	41.77	34.81	27.85	20.89	13.92	6.96
1 1/2"	11.40	150.31	140.29	130.27	120.25	110.23	100.21	90.19	80.16	70.14	60.12	50.10	40.08	30.06	20.04	10.02

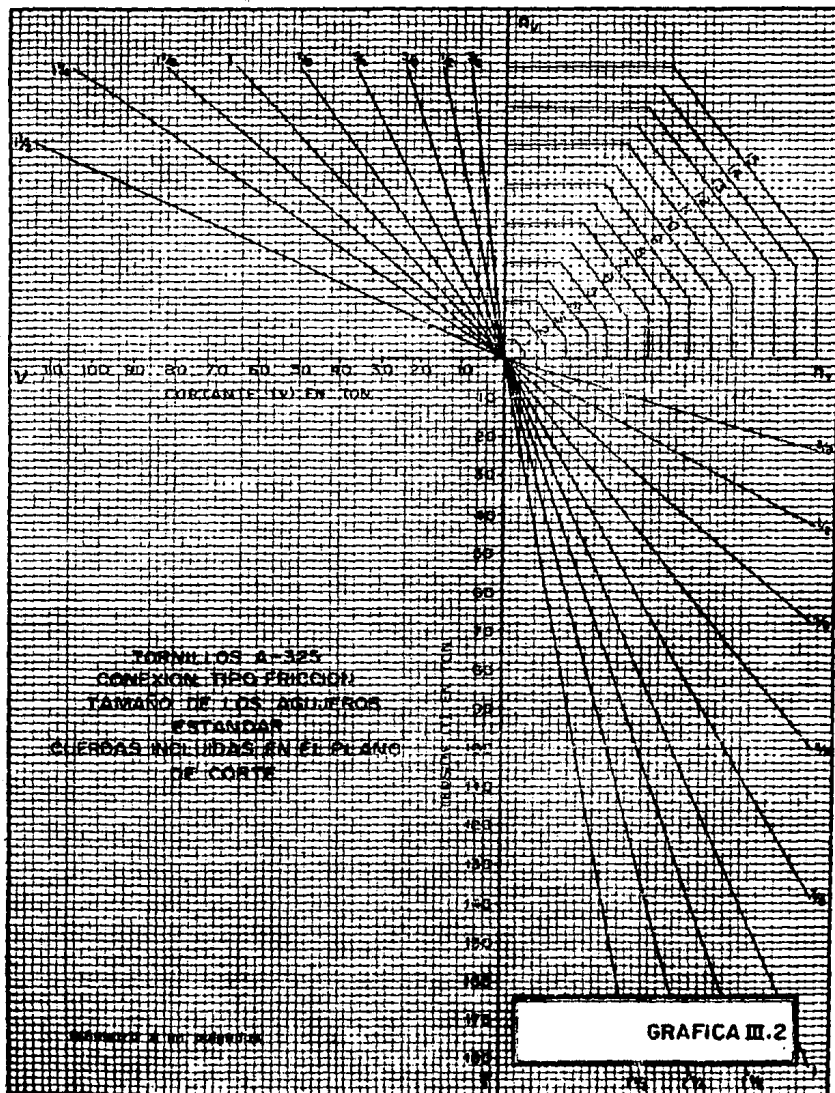


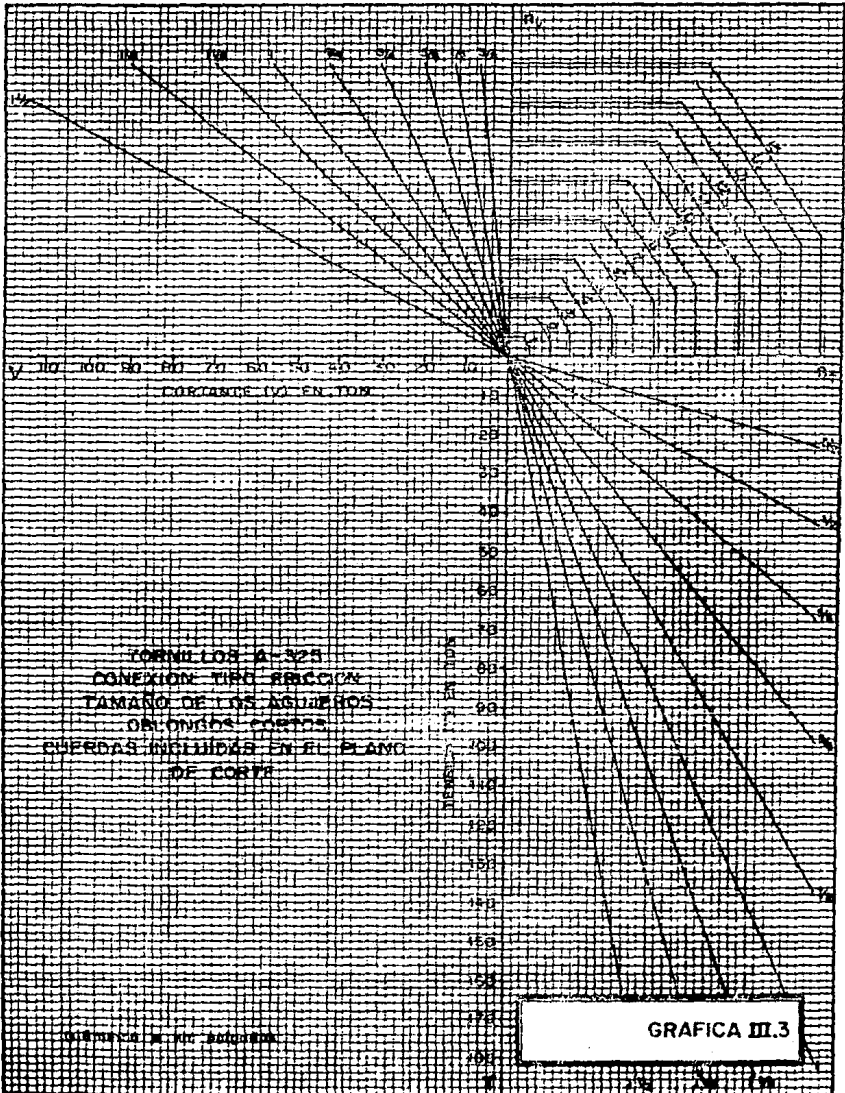
Tornillos A-325, conexión tipo aplastamiento con la rosca excusada del plano de corte.

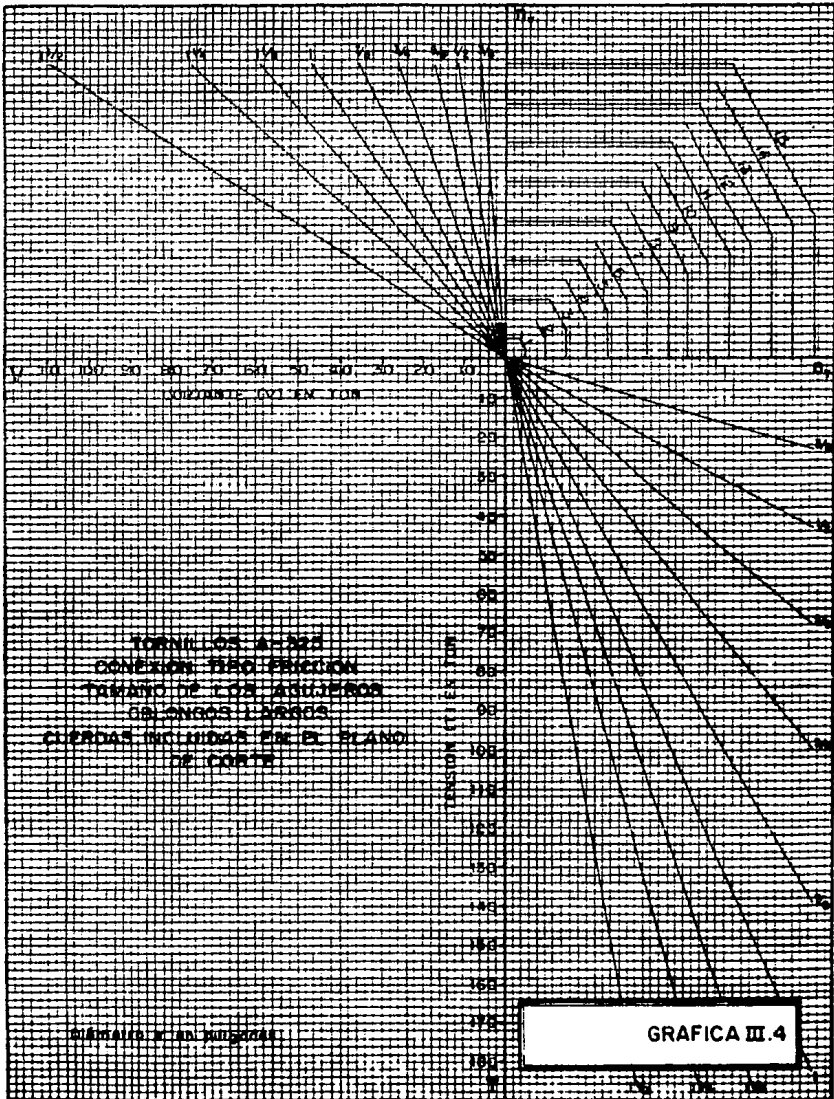
$\sigma = 2109 \text{ kg/cm}^2$ .

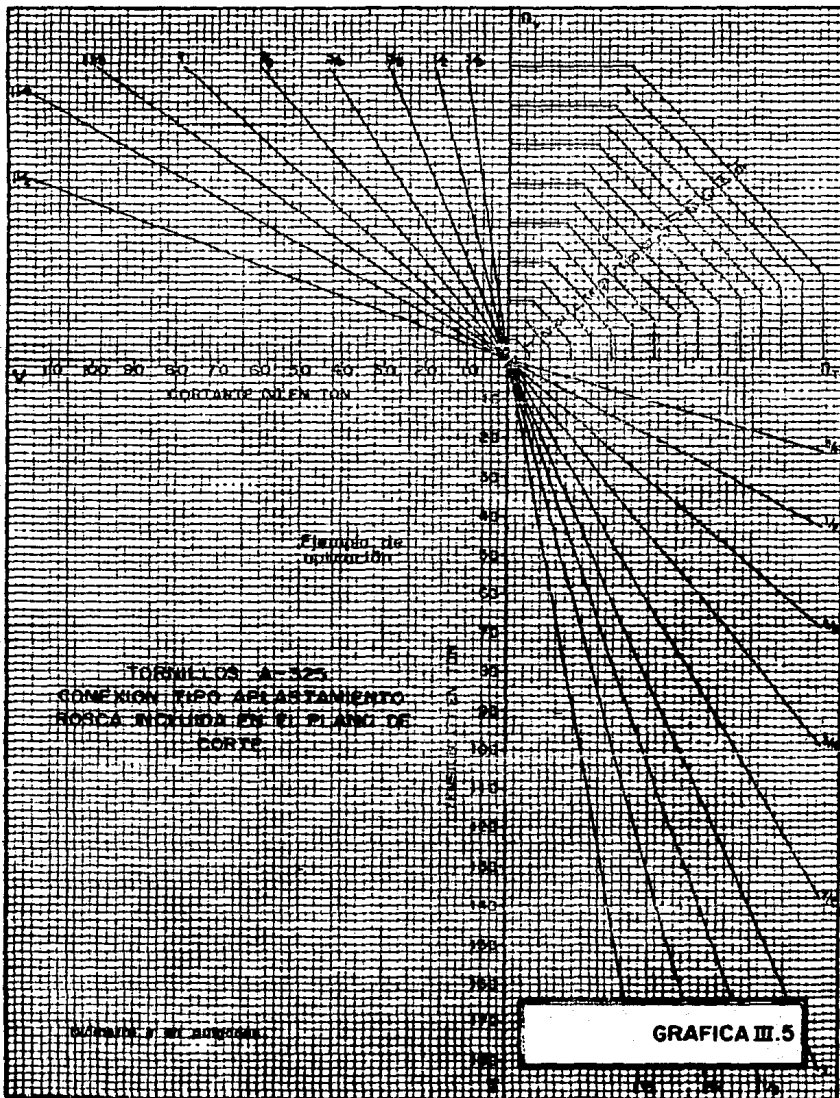
-----																
nº																
-----																
$\mu$	a	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
-----																
Corteante (V) Ton.																
-----																
3/8"	0.71	22.46	20.96	19.47	17.97	16.47	14.97	13.48	11.98	10.48	8.98	7.49	5.99	4.49	2.99	1.50
1/2"	1.27	40.18	37.50	34.82	32.14	29.46	26.78	24.11	21.43	18.75	16.07	13.39	10.71	8.04	5.36	2.68
5/8"	1.98	62.64	58.46	54.29	50.11	45.93	41.76	37.58	33.41	29.23	25.05	20.88	16.70	12.53	8.35	4.18
3/4"	2.85	90.16	84.15	78.14	72.13	66.12	60.11	54.10	48.09	42.07	36.06	30.05	24.04	18.03	12.02	6.01
7/8"	3.89	122.74	114.56	106.38	98.20	90.01	81.83	73.65	65.46	57.28	49.10	40.91	32.73	24.55	16.37	8.18
1"	5.06	160.07	149.40	138.73	128.06	117.39	106.72	96.04	85.37	74.70	64.03	53.36	42.69	32.01	21.34	10.67
1 1/8"	6.41	202.70	189.24	175.74	162.22	148.71	135.19	121.67	108.15	94.63	81.11	67.59	54.07	40.56	27.04	13.52
1 1/4"	7.92	250.55	233.85	217.14	200.44	183.74	167.03	150.33	133.63	116.92	100.22	83.52	66.81	50.11	33.41	16.70
1 1/2"	11.40	360.64	336.60	312.55	288.51	264.47	240.43	216.38	192.34	168.30	144.26	120.21	96.17	72.13	48.09	24.04
-----																



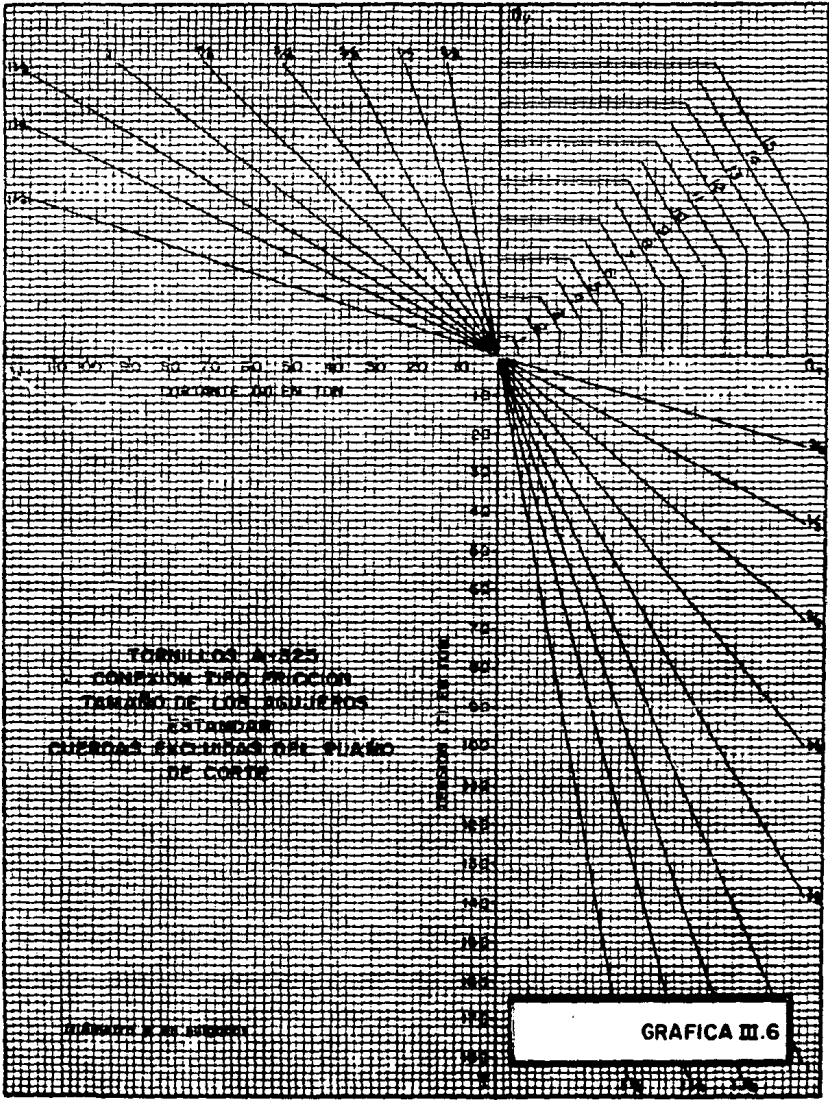


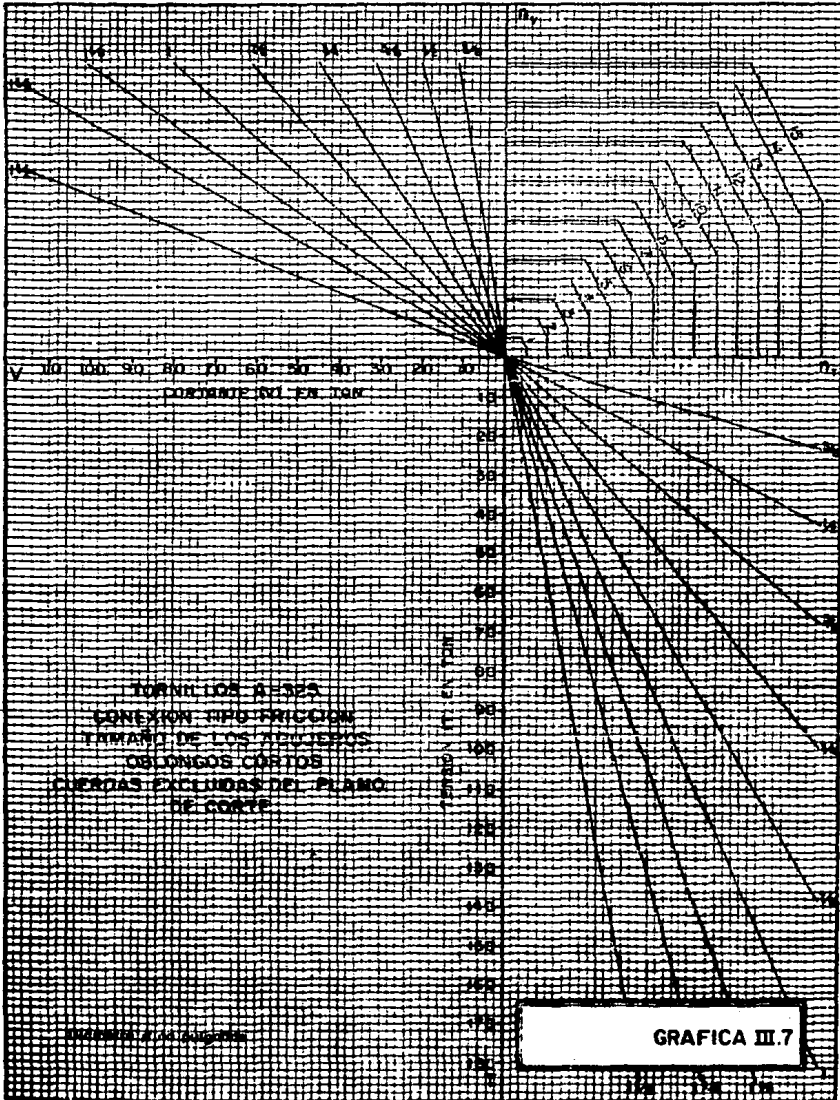




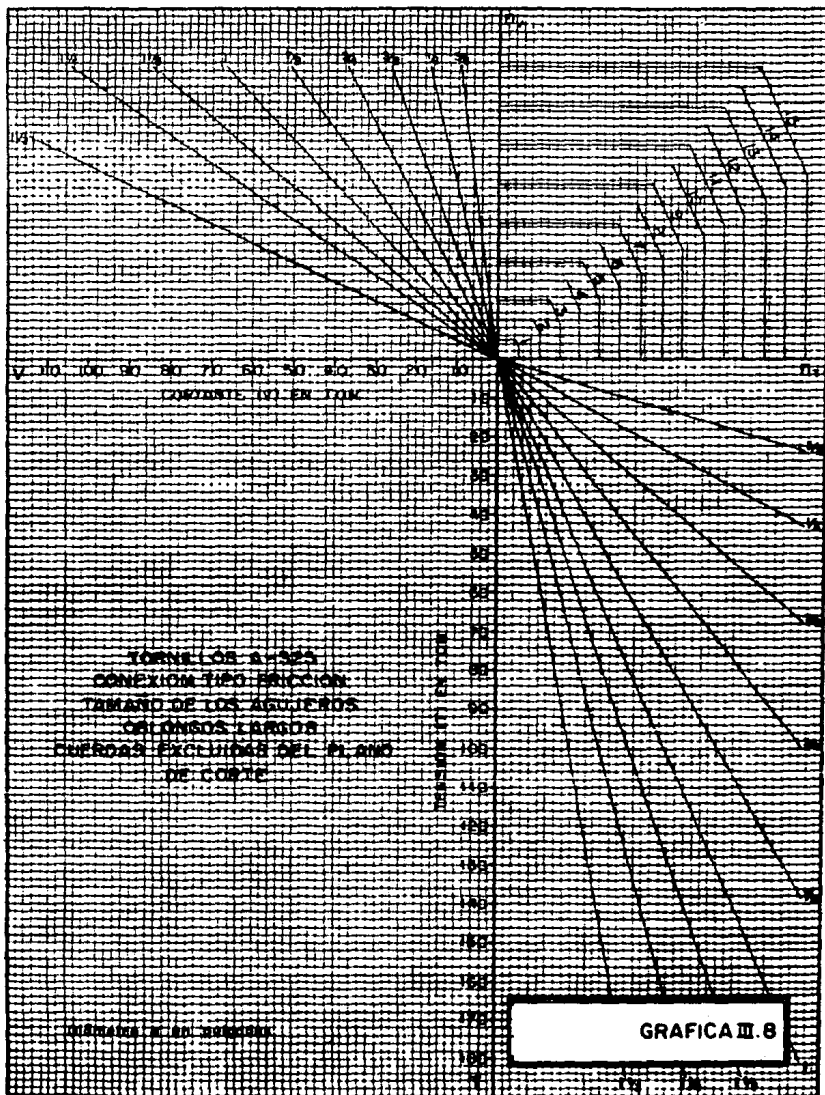


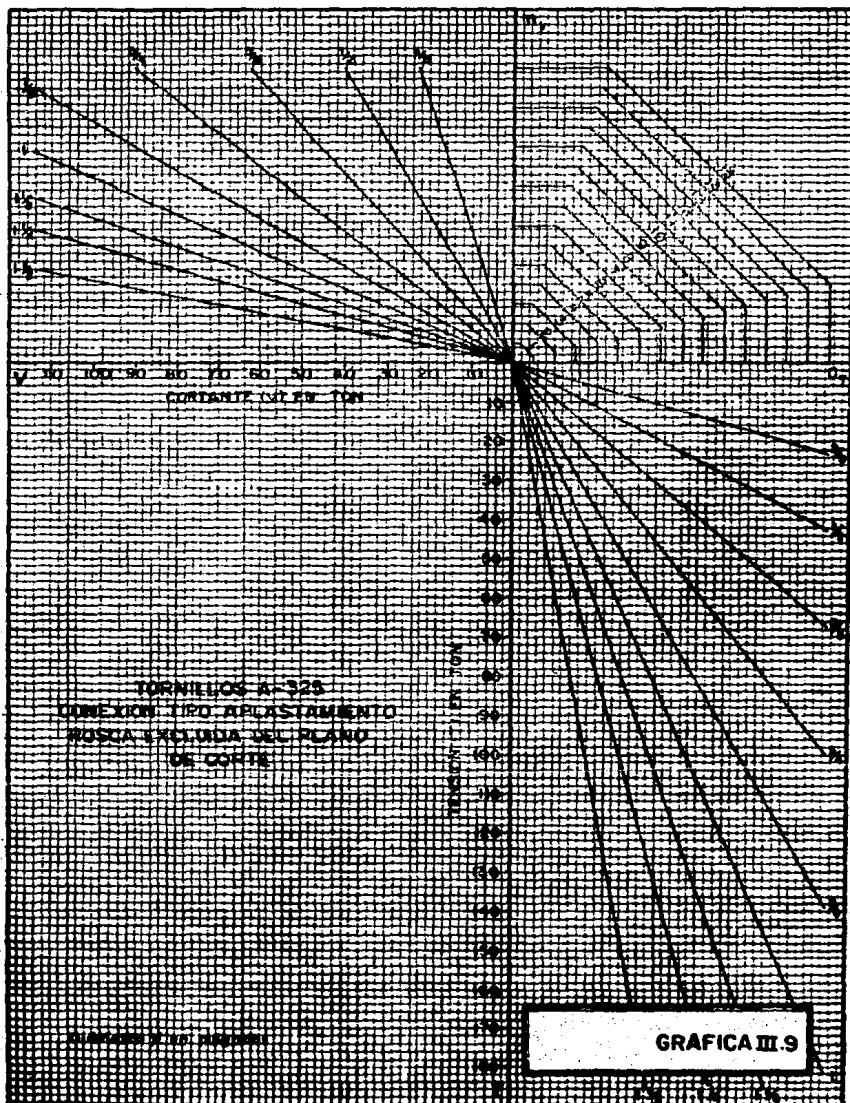
GRAFICA III.5











### Ejemplo de aplicación.

El miembro a tensión mostrado en la figura III.1 está unido a la columna por medio de tornillos A-325  $\emptyset$  7/8". Determinar el número de tornillos para resistir la carga aplicada, si la conexión es tipo aplastamiento (rosca incluida en el plano de corte).

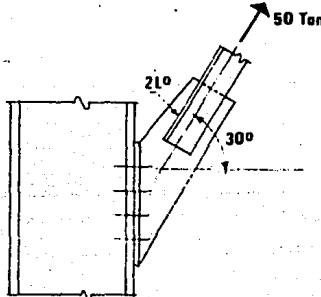


FIG. III.1 EJEMPLO DE APLICACION.

Solución.

$$\text{Corte (V)} = 50 \text{ sen } 30^\circ = 25 \text{ ton}$$

$$\text{Tensión (T)} = 50 \text{ cos } 30^\circ = 43.3 \text{ ton}$$

Entrando a la gráfica III.5 :  $m = 9$  tornillos  $\emptyset$  7/8".

Revisión:

$$a = 2.70 \text{ cm}^2 \text{ (cortante)}$$

$$a = 2.98 \text{ cm}^2 \text{ (tensión)}$$

$$f_v = \frac{25000}{9 (2.70)} = 1029 \text{ kg/cm}^2 < 1476 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_t = 3867 - 1.8 f_v < 3093 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_t = 3867 - 1.8 (1029) = 2015 \text{ kg/cm}^2 < 3093 \text{ kg/cm}^2$$

$$TR = 9 (2.98) (2015) = 54042 \text{ kg} > 43300 \text{ kg}$$

Debido a la simetría de la conexión, se usarán 10 tornillos  $\emptyset$  7/8".

**CAPITULO IV**

**TABLAS DE CAPACIDADES PERMISIBLES DE ANGULOS A TENSION Y COMPRESION AXIAL, CON O SIN REDUCCION DE ESFUERZOS POR PANDEO LOCAL.**

**Pandeo.**

**Pandeo elástico.**

**Pandeo inelástico.**

**Tensión.**

**Tablas.**

**Ejemplo de aplicación.**

## CAPITULO IV

**TABLAS DE CAPACIDADES PERMISIBLES DE ANGULOS A TENSION Y COMPRESION AXIAL, CON O SIN REDUCCION DE ESFUERZOS POR PANDEO LOCAL.**

Las tablas siguientes muestran las capacidades permisibles a tensión y compresión axial de ángulos de lados iguales, para aceros estándar (STD), con y sin reducción por pandeo local según ejes Z-Z y X-X.

Las capacidades mostradas en estas tablas están basadas en la "GUIDE FOR DESIGN OF STEEL TRANSMISSION TOWERS" del American Society of Civil Engineers, (A.S.C.E.) el cual hace ligeras variaciones a las fórmulas de capacidades de columnas sujetas a carga axial, que contempla el American Institute of Steel Construction (A.I.S.C.) en su capítulo correspondiente a las especificaciones para el diseño, fabricación y erección de edificios con estructuras de acero. De acuerdo a una investigación del Column Research Council (C.R.C.), sobre las especificaciones mencionadas, explica que éstas han sido dirigidas principalmente a perfiles que se utilizan más comunmente en edificios o estructuras similares. Por otra parte el C.R.C. dirige sus investigaciones al estudio de la sección estructural predominante en Torres de Transmisión y Subestaciones, la sección ángulo, ya sea simple o múltiple.

Considerando lo anterior el A.S.C.E. adopta las fórmulas del C.R.C. para el rango inelástico y de Euler para el rango elástico. En la curva de capacidades de carga-relación de esbeltez, la separación entre uno y otro rango lo denota el valor de  $kL/r$  llamado  $C_c$  (relación de esbeltez efectiva para la cual el esfuerzo crítico corresponde a la mitad del esfuerzo de fluencia).

La falla en un miembro estructural comprimido axialmente puede presentarse de dos maneras, ya sea:

- a) Por pandeo general del miembro.
- b) Por pandeo local de los miembros que la constituyen.

Las tablas de capacidades, contemplan estas dos posibilidades.

La columna se puede definir como una pieza recta solicitada por una fuerza axial de compresión y también como un conjunto de piezas (montantes y celosías) que trabaja, estructuralmente hablando, como una sola pieza.

Puesto que la capacidad de carga de una columna es inversamente proporcional al valor de su relación de esbeltez ( $KL/r$ ), es necesario mantener este valor tan bajo como sea posible así, que el material de que esté compuesta sea capaz de trabajar a esfuerzos elevados. De esta forma, para una longitud dada, la sección transversal deberá tener un radio de giro lo más elevado posible. Esto se logra colocando el material de la sección lo más alejado posible del centro de gravedad de la misma, como es el caso de columnas a base de celosía o secciones tubulares. Para el caso de ángulo la sección óptima es tal, que a un momento de inercia dado corresponda el área mínima. Esto se logra proporcionando secciones de alas grandes ( $b$ ), y espesores pequeños ( $t$ ). Desafortunadamente esto conlleva la posible falla por pandeo local, en donde cada ala del ángulo se comporta a su vez como una columna, cuya alta relación ancho-espesor ( $b/t$ ), propicia el colapso de la sección para cargas menores que las correspondientes para el pandeo total.

Las piezas comprimidas sumamente cortas pueden fallar por plastificación completa en sus secciones transversales cuando sobre ellas actúa una carga de intensidad

$$P_y = A f_y$$

donde:

$A$  es el área de la sección transversal crítica.  
 $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del material.

Este caso constituye la condición límite del pandeo de piezas comprimidas, correspondiente a relaciones de esbeltez que tienden a cero.

#### Pandeo.

Se ha definido como pandeo a la pérdida repentina de resistencia que acompaña a la aparición de fuertes deformaciones, independientemente de que los esfuerzos hayan o no llegado al punto de fluencia. Iniciado el pandeo los desplazamientos laterales hacen que los esfuerzos crezcan rápidamente y se entran en el intervalo inelástico, de manera que la falla se presente siempre en este intervalo.

Se hace notar que el fenómeno de pandeo, no es un problema de esfuerzos, sino de estabilidad, y por ello, las fórmulas originales que representan este fenómeno se refieren a cargas críticas y no a esfuerzos. Sin embargo, por razones prácticas estas cargas se traducen a esfuerzos.

### Pandeo Elástico.

La determinación de la carga crítica de una columna esbelta, doblemente articulada y de sección transversal constante fue prácticamente resuelto por Leonardo Euler y está dada por la siguiente expresión:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L^2} \quad (\text{ec}^\circ\text{n. IV.1})$$

donde:

- $P_{cr}$  es la carga crítica de Euler.
- $E$  es el módulo de elasticidad del material.
- $I$  es el momento de inercia de la sección.
- $L$  es la longitud de la pieza.

Para obtener el esfuerzo crítico, es decir, cuando se inicia el pandeo, y expresando el Área en función del momento de inercia y del radio de giro de la sección, se tiene:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (\text{ec}^\circ\text{n. IV.2})$$

donde:

- $F_{cr}$  es el esfuerzo crítico de Euler.
- $E$  es el módulo de elasticidad del material.
- $r$  es el radio de giro de la sección.
- $L$  es la longitud de la pieza.

Para obtener el esfuerzo crítico de diseño de una pieza dada, la relación  $L/r$  debe ser máxima.

### Pandeo Inelástico.

Engesser y Shanley formularon la teoría del pandeo inelástico, comprobando que las fórmulas de Euler 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.

Para ambos tipos de pandeo el C.R.C. ha afinado estas teorías y dirigiendo su investigación a la sección en ángulo, ha introducido consideraciones o reducciones de la capacidad de carga en columnas, por conceptos como, efectos residuales, esfuerzos debidos al rolado, curvaturas iniciales, condiciones de excentricidad pequeña en la aplicación de la carga y otras. Presenta las siguientes fórmulas para capacidades últimas de carga de columnas sujetas a compresión axial:

$$F_a = \left[ 1 - \frac{(kL/r)^2}{2 C_c^2} \right] F_y \quad (\text{ec'n. IV.3})$$

si  $kL/r < C_c$  (rango inelástico)

$$F_a = \frac{20124025}{(kL/r)^2} \quad (\text{ec'n. IV.4})$$

si  $kL/r > C_c$  (rango elástico)

$$C_c = \pi \sqrt{\frac{2 E}{F_y}} \quad (\text{ec'n. IV.5})$$

donde:

- $F_a$  es el esfuerzo crítico en la sección transversal del miembro sometido a compresión axial.
- $kL/r$  es la relación de esbeltez efectiva.
- $C_c$  es la relación de esbeltez donde comienza el pandeo elástico.
- $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero.
- $E$  es el módulo de elasticidad del acero.

Considerando que la relación ancho-espesor ( $b/t$ ) del ángulo no exceda el valor límite

$$\left( \frac{b}{t} \right)_{\text{lim}} = \frac{662.9}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{ec'n. IV.6})$$

En donde  $b$  es el ancho efectivo, igual a

$$b = B - t - R \quad (\text{ec'n. IV.7})$$

donde:

- $b$  es el ancho efectivo.
- $B$  es el ancho del ángulo.
- $t$  es el espesor del ángulo.
- $R$  es el radio de curvatura del ángulo.

Si el valor de  $(b/t)$  es mayor de  $(b/t)_{\text{lim}}$ , en las ecuaciones IV.3 y IV.4 el valor de  $F_y$  se sustituye por el valor de  $F_{cr}$  (reducción por pandeo local), así:



$$F_{cr} = \left[ 1.8 - \frac{0.8 (b/t)}{(b/t)_{lim}} \right] F_y \quad (\text{ec'n. IV.8})$$

$$\text{si } \left( \frac{b}{t} \right)_{lim} < \frac{b}{t} < \frac{994.35}{\sqrt{F_y}}$$

$$F_{cr} = \frac{590604}{(b/t)^2} \quad (\text{ec'n. IV.9})$$

$$\text{si } \left( \frac{b}{t} \right) > \frac{994.35}{\sqrt{F_y}}$$

Para capacidades de trabajo se obtienen dividiendo las capacidades anteriores por su respectivo factor de seguridad, así:

$$F_a = \frac{F_a \text{ última}}{F.S.} \quad \text{rango inelástico}$$

donde:

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{kL}{r Cc} - \frac{1}{8} \frac{kL}{r Cc}^3$$

$$F_a = \frac{F_a \text{ última}}{F.S.} \quad \text{rango elástico}$$

donde:

$$F.S. = \frac{23}{12}$$

Para la sección ángulo (sección 1.14 A.I.S.C.).

El área neta se define como el ancho neto por el espesor.

El ancho neto es igual al ancho total menos la suma de diámetros de los agujeros.

Para el cálculo de capacidad, según área neta, el diámetro del agujero deberá tomarse 1.6 mm (1/16") mayor que la dimensión nominal del agujero.

**Tensión.**

El manual del A.S.C.E. se refiere al manual del A.I.S.C. para obtener las capacidades de miembros a tensión y a esfuerzos combinados. En este último se tiene que la capacidad para tensión axial está dada por dos expresiones: la primera (IV.10) contra la falla por fluencia del material de la pieza en toda el área, y la segunda (IV.11) contra la fractura en el Área neta. Así se tiene:

$$F_t = 0.6 F_y A_t \quad (\text{ec'n. IV.10})$$

$$F_t = 0.5 F_u A_n \quad (\text{ec'n. IV.11})$$

donde:

$F_t$  es la capacidad a tensión.  
 $F_y$  es el esfuerzo de fluencia.  
 $A_t$  es el Área total.  
 $F_u$  es el esfuerzo último.  
 $A_n$  es el Área neta.

Los diámetros máximos de tornillos permitidos para los Angulos, según el Manual A.H.M.S.A., son los siguientes:

Perfil	Ø del tornillo (mm)	Perfil	Ø del tornillo (mm)
3/4x1/8	6.3	2 1/2x3/8	19.0
3/4x3/16	6.3	3x1/4	22.2
7/8x1/8	6.3	3x5/16	22.2
7/8x3/16	6.3	3x3/8	22.2
1x1/8	9.5	3x7/16	22.2
1x3/16	9.5	3x1/2	22.2
1x1/4	9.5	3x5/8	22.2
1 1/4x1/8	12.7	4x1/4	22.2
1 1/4x3/16	12.7	4x5/16	22.2
1 1/4x1/4	12.7	4x3/8	22.2
1 1/2x1/8	12.7	4x7/16	22.2
1 1/2x3/16	12.7	4x1/2	22.2
1 1/2x1/4	12.7	4x5/8	22.2
1 1/2x5/16	12.7	4x3/4	22.2
1 1/2x3/8	12.7	5x3/8	25.4
1 3/4x1/8	15.9	5x7/16	25.4
1 3/4x3/16	15.9	5x1/2	25.4
1 3/4x1/4	15.9	5x5/8	25.4
1 3/4x5/16	15.9	5x3/4	25.4
2x1/8	15.9	6x3/8	25.4
2x3/16	15.9	6x7/16	25.4
2x1/4	15.9	6x1/2	25.4
2x5/16	15.9	6x9/16	25.4
2x3/8	15.9	6x5/8	25.4
2 1/2x3/16	19.0	6x3/4	25.4
2 1/2x1/4	19.0	6x7/8	25.4
2 1/2x5/16	19.0	6x1	25.4





















TABLA IV.10

CAPACIDADES PERMISIBLES DE ANILLOS DE LARGOS IGUALES A TENSION Y COMPRESION AXIAL  
(TIPO X-X, Z-Z) SIN REDUCCION DE ESFUERZOS POR PUNDO LOCAL (TON).

ACERO A-36, Fy = 2330 Kg/cm<sup>2</sup>

RELACION DE ESBELTEZ MAXIMA: h/r = 200

Perfil	Capacidad		Area		LONGITUDES EFECTIVAS DE PUNDO (CM).																	
	a tension (cm <sup>2</sup> )		a2																			
	1 #	Peso	r2		65	70	75	80	85	90	95	100	110	120	130	140	150	160	170	180		
4x3/8	28.0	18.45	3.12	24.4	24.4	24.4	24.4	24.2	24.1	24.0	23.8	23.7	23.4	23.0	22.7	21.9	21.2	20.5	19.8	19.1	18.3	
	27.9	14.58	1.90	25.4	25.4	25.1	24.8	24.6	24.3	24.0	23.7	23.1	22.5	21.9	21.2	20.5	19.8	19.1	18.3			
4x7/16	32.4	21.35	3.12	30.8	30.7	30.5	30.4	30.2	30.0	29.9	29.7	29.3	29.0	28.4	28.2	27.8	27.4	26.9	26.5	26.1	25.6	
	32.1	16.82	1.90	29.8	29.3	29.0	28.7	28.4	28.1	27.8	27.3	26.8	26.1	25.3	24.5	23.7	22.9	22.0	21.2			
4x1/2	34.7	24.19	3.10	34.9	34.7	34.4	34.4	34.2	34.0	33.8	33.4	33.2	32.8	32.4	31.9	31.4	31.0	30.5	29.9	29.4	28.9	
	34.3	19.05	1.90	33.8	33.2	32.9	32.6	32.2	31.9	31.5	31.1	30.3	29.5	28.7	27.8	26.9	26.0	25.0	24.0			
4x5/8	45.1	29.74	3.03	42.8	42.7	42.4	42.2	42.0	41.8	41.5	41.3	40.7	40.2	39.7	39.1	38.5	37.9	37.3	36.6	36.1	35.5	
	44.3	23.34	1.90	41.3	40.9	40.5	40.0	39.6	39.2	38.7	38.3	37.3	36.3	35.3	34.2	33.1	31.9	30.7	29.5			
LONGITUDES EFECTIVAS DE PUNDO (CM).																						
-----																						
					190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340		
4x3/8					22.3	22.1	21.7	21.2	20.8	20.4	19.9	19.4	18.9	18.5	18.0	17.5	16.9	16.4	15.9	15.3	17.5	16.7
					17.5	16.7	15.8	14.9	14.0	13.1	12.2	11.2	10.4	9.7	9.0	8.4	7.9	7.4	7.0	6.6		
4x7/16					24.8	25.4	25.1	24.6	24.1	23.6	23.0	22.3	21.9	21.4	20.8	20.2	19.4	18.6	18.4	17.7	20.2	19.3
					20.2	19.3	18.3	17.3	16.2	15.2	14.1	13.0	12.1	11.2	10.4	9.0	9.1	8.4	8.1	7.4		
4x1/2					29.4	29.9	29.3	27.8	27.2	26.6	26.0	25.4	24.7	24.1	23.4	22.8	22.1	21.4	20.7	19.9	22.9	21.8
					22.9	21.8	20.7	19.6	18.4	17.2	15.9	14.7	13.7	12.7	11.8	11.1	10.4	9.7	9.1	8.4		
4x5/8					34.0	33.3	34.4	33.9	33.1	32.4	31.8	30.9	30.1	29.2	28.4	27.6	26.7	25.8	24.9	24.0	28.2	26.9
					28.2	26.9	25.3	24.1	22.4	21.1	19.6	18.1	16.8	15.4	14.4	13.6	12.7	12.0	11.2	10.4		
LONGITUDES EFECTIVAS DE PUNDO (CM).																						
-----																						
					350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500		
4x3/8					14.8	14.2	13.6	13.0	12.4	11.8	11.3	10.7	10.2	9.7	9.3	8.9	8.5	8.2	7.9	7.3	10.0	9.4
					4.2	3.9	3.5	3.3	3.0	2.8	2.6	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4		
4x7/16					17.1	16.9	15.7	15.0	14.3	13.4	12.6	11.8	11.3	10.8	10.3	9.9	9.5	9.1	8.7	11.0	10.4	
					7.2	6.8	6.4	6.1	5.8	5.4	5.0	4.6	4.3	4.0	3.8	3.6	3.4	3.2	3.0	2.8		
4x1/2					19.2	18.4	17.6	16.9	16.0	15.3	14.5	13.8	13.2	12.4	12.1	11.5	11.0	10.6	10.2	9.8	12.0	11.4
					8.1	7.7	7.3	6.9	6.5	6.0	5.6	5.2	4.8	4.4	4.1	3.8	3.6	3.4	3.2	3.0		
4x5/8					23.0	22.1	21.1	20.1	19.1	18.2	17.3	16.5	15.7	15.0	14.3	13.7	13.1	12.6	12.1	11.4	13.0	12.4
					10.0	9.4	8.9	8.5	8.0	7.6	7.1	6.6	6.2	5.8	5.4	5.0	4.7	4.4	4.1	3.8		

TABLA IV.11

CAPACIDADES PERMISIBLES DE ANGULOS DE LADOS IGUALES A TENSIÓN Y COMPRESIÓN AXIAL  
(SEGUN X-X, Z-Z) SIN REDUCCIÓN DE ESFUERZOS POR PANDERO LOCAL (TON).

ACERO A-36,  $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$ RELACION DE ESTRELITEZ MÁXIMA:  $l/r = 200$ 

Perfil	Capacidad a tensión (ton)	Area (cm <sup>2</sup> )	rX (cm)	LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDERO (CM).															
				l #	Peso (Kg/m)	rZ (cm)	65	70	75	80	85	90	95	100	110	120	130	150	160
4x3/4	33.3	35.10	3.02	50.6	50.3	50.1	49.8	49.5	49.2	48.9	48.6	48.0	47.4	46.7	46.0	45.3	44.6	43.9	43.1
	32.1	27.53	1.95	48.6	48.1	47.6	47.1	46.6	46.1	45.5	45.0	43.8	42.6	41.4	40.1	38.7	37.3	35.9	34.4
5x3/8	35.4	23.29	3.76	34.1	33.9	33.8	33.7	33.6	33.4	33.3	33.2	32.9	32.6	32.3	32.0	31.7	31.4	31.0	30.7
	35.4	18.30	2.52	32.1	32.0	32.0	32.4	32.2	32.0	31.7	31.5	30.9	30.4	29.8	29.2	28.4	28.0	27.3	26.7
5x7/16	40.9	26.97	3.94	39.4	39.3	39.2	39.0	38.9	38.7	38.6	38.4	38.1	37.7	37.4	37.0	36.7	36.3	35.9	35.5
	40.9	21.28	2.52	38.3	38.1	37.8	37.6	37.3	37.0	36.7	36.4	35.8	35.2	34.5	33.8	33.1	32.4	31.6	30.9
5x1/2	46.5	30.65	3.91	44.8	44.6	44.3	44.3	44.1	44.0	43.8	43.6	43.2	42.8	42.5	42.0	41.6	41.2	40.7	40.3
	44.3	24.11	2.49	43.5	43.2	42.9	42.6	42.3	42.0	41.6	41.3	40.6	39.9	39.1	38.3	37.5	36.7	35.8	34.9
				LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDERO (CM).															
				180	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340
4x3/4	42.3	41.5	40.7	39.8	38.9	38.0	37.1	36.2	35.2	34.2	33.2	32.2	31.2	30.1	29.0	27.9	26.8	25.7	24.6
	32.0	31.2	29.6	27.9	26.1	24.3	22.6	20.7	19.2	17.9	16.7	15.6	14.6	13.7	12.9	12.1			
5x3/8	38.3	38.0	29.6	29.2	28.8	28.4	28.0	27.6	27.2	26.8	26.3	25.9	25.4	25.0	24.5	24.0			
	26.0	25.3	24.5	23.8	23.0	22.2	21.4	20.6	19.7	18.9	18.0	17.1	16.1	15.2	14.3	13.4			
5x7/16	35.1	34.7	34.2	33.8	33.3	32.9	32.4	31.9	31.4	30.9	30.4	29.9	29.4	28.9	28.3	27.8			
	30.1	29.2	28.4	27.5	26.6	25.7	24.8	23.8	22.9	21.8	20.8	19.6	18.7	17.6	16.5	15.6			
5x1/2	39.0	39.2	38.9	38.3	37.8	37.3	36.7	36.2	35.6	35.0	34.4	33.9	33.3	32.6	32.0	31.4			
	24.0	23.0	22.0	21.0	20.0	19.0	18.0	17.0	16.0	15.0	14.0	13.0	12.0	11.0	10.0	9.0	8.0	7.0	6.0
				LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDERO (CM).															
				350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500
4x3/4	24.8	23.7	24.5	23.3	22.1	21.0	20.0	19.1	18.2	17.4	16.6	15.9	15.2	14.6	14.0	13.4			
	13.0	12.0	10.2	9.7	9.2	8.6	8.0	7.4	6.8	6.2	5.6	5.0	4.4	3.8	3.2	2.6	2.0	1.4	0.8
5x3/8	29.6	28.1	27.6	27.1	26.6	26.1	25.6	25.1	24.6	24.1	23.6	23.1	22.6	22.1	21.6	21.1	20.6	20.1	19.6
	12.7	12.0	11.3	10.8	10.2	9.7	9.2	8.8	8.4	8.0	7.7	7.3	7.0	6.7	6.3	6.2			
5x7/16	27.2	26.6	26.0	25.4	24.8	24.2	23.6	23.0	22.3	21.7	21.0	20.4	19.7	19.0	18.3	17.6			
	14.7	13.9	13.1	12.5	11.8	11.2	10.7	10.2	9.7	9.3	8.9	8.5	8.1	7.8	7.5	7.2			
5x1/2	30.7	30.1	29.4	28.7	28.0	27.3	26.6	25.9	25.2	24.4	23.6	22.9	22.1	21.3	20.5	19.7			
	16.9	15.4	14.6	13.9	13.1	12.5	11.9	11.3	10.8	10.3	9.9	9.4	9.0	8.7	8.3	8.0			

TABLA IV.12

CAPACIDADES PERMISIBLES DE ANGULOS DE LABOS IGUALES A TENSION Y COMPRESION AXIAL  
 (SEGUN X-X, Z-Z) SIN REDUCCION DE ESFUERZOS POR PANDEO LOCAL (TON).

ACERO A-36,  $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

RELACION DE ESQUELITEZ MAXIMA:  $b_l/r = 200$

Perfil	Capacidad a tension (ton)	Area (cm <sup>2</sup> )	rX (cm)	LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO (CM).																		
				1 #	Peso (Kg/m)	rZ (cm)	65	70	75	80	85	90	95	100	110	120	130	140	150	160	170	180
							2 #	65	70	75	80	85	90	95	100	110	120	130	140	150	160	170
5x5/8	57.4 57.4	37.81 29.76	3.04 2.40	55.2 53.7	55.0 53.3	54.8 52.9	54.6 52.6	54.4 52.2	54.2 51.8	54.0 51.3	53.7 50.9	53.3 50.0	52.8 49.1	52.3 48.2	51.8 47.2	51.2 46.2	50.7 45.1	50.1 44.1	49.5 42.9			
5x3/4	68.0 68.0	44.77 35.12	3.81 2.40	65.4 63.6	65.1 63.1	64.9 62.7	64.6 62.2	64.4 61.8	64.1 61.3	63.8 60.8	63.6 60.3	63.0 59.3	62.4 58.2	61.8 57.1	61.2 55.9	60.5 54.7	59.9 53.5	59.2 52.2	58.5 50.9			
6x3/8	42.7 42.7	28.13 22.17	4.78 3.02	41.5 40.6	41.2 40.4	41.2 40.2	41.1 39.9	41.0 39.7	40.9 39.5	40.7 39.3	40.6 39.3	40.4 39.0	40.1 38.5	39.8 38.0	39.5 37.5	39.2 37.0	38.9 36.4	38.6 35.8	38.3 35.3	38.0 34.6		
6x7/16	49.6 49.6	32.65 25.60	4.75 3.02	48.1 47.1	48.0 46.8	47.8 46.6	47.7 46.3	47.6 46.1	47.4 45.8	47.3 45.5	47.1 45.2	46.8 44.7	46.5 44.1	46.2 43.5	45.8 42.8	45.5 42.2	45.1 41.5	44.8 40.8	44.4 40.1			
				LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO (CM).																		
				190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340			
5x5/8				48.9 41.8	48.3 40.6	47.7 39.4	47.1 38.2	46.4 36.9	45.8 35.6	45.1 34.2	44.4 32.8	43.7 31.4	43.0 30.0	42.2 28.5	41.5 27.0	40.7 25.4	39.9 23.8	39.2 22.4	38.4 21.1			
5x3/4				57.8 49.5	57.0 48.1	56.3 46.7	55.5 45.2	54.7 43.7	53.9 42.1	53.1 40.5	52.3 38.9	51.4 37.2	50.5 35.5	49.7 33.7	48.8 31.9	47.8 30.1	46.9 28.2	46.0 26.5	45.0 25.0			
6x3/8				38.0 34.8	37.6 33.4	37.3 32.7	37.0 32.0	36.6 31.4	36.2 30.6	35.9 29.9	35.5 29.2	35.1 28.4	34.7 27.7	34.3 26.9	33.9 26.1	33.5 25.2	33.1 24.4	32.7 23.6	32.3 22.7			
6x7/16				44.8 39.3	43.6 35.4	43.2 37.0	42.8 35.4	42.6 34.3	42.0 33.3	41.6 32.3	41.1 31.9	40.7 30.9	40.2 30.0	39.8 29.0	39.3 28.0	38.8 27.0	38.3 26.0	37.8 25.0	37.3 24.0			
				LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO (CM).																		
				350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500			
5x5/8				37.5 19.9	36.7 18.8	35.9 17.8	35.0 16.9	34.1 16.1	33.3 15.3	32.4 14.5	31.6 13.8	30.5 13.2	29.6 12.6	28.6 12.1	27.6 11.5	26.7 11.1	25.7 10.6	24.6 10.2	23.7 9.8			
5x3/4				44.8 28.6	43.8 22.3	42.8 21.1	41.9 20.0	41.0 19.0	40.1 18.1	39.2 17.2	38.3 16.4	37.4 15.6	36.4 14.9	35.4 14.3	34.4 13.7	33.2 13.1	32.0 12.5	30.8 12.0	29.6 11.6			
6x3/8				31.8 21.8	31.4 20.9	31.0 20.0	30.5 19.0	30.0 18.1	29.5 17.2	29.1 16.3	28.6 15.6	28.1 14.9	27.6 14.2	27.1 13.6	26.6 13.0	26.1 12.4	25.6 11.9	25.0 11.4	24.5 11.0			
6x7/16				36.8 24.9	36.3 23.9	35.8 22.8	35.2 21.7	34.7 20.6	34.1 19.5	33.6 18.6	33.0 17.7	32.5 16.9	31.9 16.1	31.3 15.4	30.7 14.8	30.1 14.2	29.5 13.6	28.9 13.0	28.2 12.5			

TABLA IV.13

CAPACIDADES PERMISIBLES DE ANGULOS DE LARGOS IGUALES A TENSION Y COMPRESION AXIAL  
(SECCION X-X, Z-Z) SIN REDUCCION DE ESFUERZOS POR PANDERO LOCAL (TON).

ACERO A-36,  $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

RELACION DE ESQUELIZO MAXIMA:  $h/r = 200$

Perfil	Capacidad Area $r_x$ a Tension (ca2) (ca1)		LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDERO (CM).																
	1 $\beta$	Peso (Kg/m)	$r_z$ (ca1)	65	70	75	80	85	90	95	100	110	120	130	140	150	160	170	180
	2 $\beta$																		
6x1/2	56.3	37.10	4.72	54.6	54.5	54.3	54.2	54.0	53.9	53.7	53.5	53.2	52.8	52.4	52.1	51.7	51.3	50.8	50.4
	56.3	29.17	2.99	53.4	53.2	52.9	52.6	52.3	52.0	51.7	51.3	50.7	50.0	49.3	48.6	47.8	47.0	46.2	45.4
6x9/16	63.0	41.40	4.78	61.1	60.9	60.7	60.6	60.4	60.2	60.0	59.8	59.4	59.0	58.6	58.2	57.7	57.3	56.8	56.3
	63.0	32.59	2.99	59.7	59.4	59.1	58.8	58.5	58.1	57.8	57.4	56.7	55.9	55.1	54.3	53.5	52.6	51.7	50.8
6x5/8	69.4	45.87	4.87	67.5	67.3	67.2	67.0	66.8	66.5	66.3	66.1	65.7	65.2	64.8	64.3	63.8	63.3	62.8	62.2
	69.4	36.01	2.98	66.0	65.7	65.3	65.0	64.6	64.2	63.9	63.5	62.6	61.8	60.9	60.0	59.1	58.1	57.1	56.1
6x3/4	82.7	54.45	4.65	80.2	79.9	79.7	79.5	79.2	79.0	78.7	78.5	78.0	77.4	76.9	76.3	75.7	75.1	74.5	73.8
	82.7	42.71	2.98	78.4	78.0	77.6	77.1	76.7	76.3	75.8	75.3	74.4	73.4	72.3	71.2	70.1	69.0	67.8	66.6
				LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDERO (CM).															
				190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340
6x1/2				50.0	49.5	49.1	48.6	48.1	47.7	47.2	46.7	46.1	45.6	45.1	44.5	44.0	43.4	42.9	42.3
				44.5	43.7	42.8	41.9	40.9	40.0	39.0	38.0	36.9	35.9	34.8	33.7	32.6	31.5	30.3	29.1
6x9/16				55.8	55.3	54.8	54.3	53.8	53.2	52.7	52.1	51.5	50.9	50.3	49.7	49.1	48.5	47.8	47.2
				49.8	48.8	47.8	46.8	45.8	44.7	43.6	42.5	41.3	40.1	38.9	37.7	36.5	35.2	33.9	32.6
6x5/8				61.7	61.1	60.6	60.0	59.4	58.8	58.1	57.5	56.9	56.2	55.5	54.9	54.2	53.5	52.7	52.0
				55.0	53.9	52.8	51.7	50.5	49.3	48.1	46.8	45.6	44.3	42.9	41.6	40.2	38.8	37.3	35.8
6x3/4				73.2	72.5	71.8	71.1	70.4	69.7	68.9	68.2	67.4	66.6	65.8	65.0	64.2	63.3	62.5	61.6
				65.3	64.0	62.7	61.3	60.0	58.5	57.1	55.6	54.1	52.5	51.0	49.3	47.7	46.0	44.3	42.5
				LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDERO (CM).															
				350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500
6x1/2				41.7	41.1	40.5	39.9	39.3	38.6	38.0	37.4	36.7	36.0	35.4	34.7	34.0	33.3	32.6	31.9
				27.9	26.7	25.4	24.1	22.9	21.8	20.7	19.7	18.8	18.0	17.2	16.5	15.8	15.1	14.5	13.9
6x9/16				46.5	45.9	45.2	44.5	43.8	43.1	42.4	41.6	40.9	40.1	39.4	38.6	37.8	37.1	36.2	35.4
				21.2	20.0	18.4	17.0	15.6	14.3	13.2	12.1	11.1	10.1	19.2	18.4	17.6	16.9	16.2	15.6
6x5/8				51.3	50.5	49.8	49.0	48.2	47.4	46.6	45.8	45.0	44.2	43.3	42.5	41.6	40.7	39.8	38.9
				34.3	32.8	31.2	29.6	28.1	26.7	25.4	24.2	23.1	22.1	21.1	20.2	19.4	18.6	17.8	17.1
6x3/4				60.7	59.9	59.0	58.0	57.1	56.2	55.2	54.2	53.2	52.2	51.2	50.2	49.1	48.1	47.0	45.9
				40.7	38.9	37.1	35.2	33.4	31.7	30.2	28.8	27.5	26.2	25.1	24.0	23.0	22.0	21.1	20.3

TABLA IV.14

CAPACIDADES PERMISIBLES DE ANGULOS DE LADO IGUALES A TENSION Y COMPRESION AXIAL  
(SEGUN X-X, Z-Z) SIN REDUCCION DE ESFUERZOS POR PANDEO LOCAL (TON).

ACERO A-36,  $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$ RELACION DE ESQUELITEZ MAXIMA:  $h/r = 200$ 

Perfil	Capacidad a Tension (Ton)	Area (cm <sup>2</sup> )	$r_x$ (cm)	LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO (CM).																	
				Peso (Kg/m)	$r_z$ (cm)	LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO (CM).															
						65	70	75	80	85	90	95	100	110	120	130	140	150	160	170	180
6x7/8	95.3 95.3	62.77 49.26	4.60	92.4	92.1	91.8	91.6	91.3	91.0	90.7	90.4	89.8	89.2	88.5	87.8	87.1	86.4	85.7	85.0		
6x1	107.7 107.7	70.77 55.66	4.57	104.4	104.1	103.8	103.5	103.2	102.8	102.5	102.2	101.5	100.7	100.0	99.2	98.5	97.6	96.8	96.0		

## LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO (CM).

Perfil	LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO (CM).															
	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340
6x7/8	84.2	85.4	82.6	81.8	81.0	80.1	79.2	78.3	77.4	76.5	75.6	74.6	73.7	72.7	71.7	70.7
6x1	95.1	94.2	93.3	92.3	91.4	90.4	89.4	88.4	87.4	86.3	85.3	84.2	83.1	81.9	80.8	79.6

## LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO (CM).

Perfil	LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO (CM).															
	350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500
6x7/8	69.6	68.6	67.3	66.3	65.4	64.3	63.1	62.0	60.8	59.7	58.5	57.3	56.0	54.8	53.3	52.3
6x1	78.3	77.3	76.1	74.8	73.6	72.3	71.0	69.7	68.4	67.1	65.7	64.3	62.9	61.5	60.1	58.6

















TABLA IV.22

CAPACIDADES PERMISIBLES DE ANCHOS DE LABOS TOTALES A TENSION Y COMPRESION AXIAL  
(SEGUN X-X, Z-Z) CON REDUCCION DE ESFUERZOS POR PANDERO LOCAL (TON).

ACERO A-36,  $F_y = 2330 \text{ Kg/cm}^2$

RELACION DE ESQUELIZ MAXIMA:  $b_l/r = 200$

Perfil	Capacidad a Tension (Ton)	Area (cm <sup>2</sup> )	eX (cm)	LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDERO (CM).																		
				1 Ø Z Ø	Peso (Kg/m)	eZ (cm)	65	70	75	80	85	90	95	100	110	120	130	140	150	160	170	180
							65	70	75	80	85	90	95	100	110	120	130	140	150	160	170	180
3x1/4	14.1 12.6	9.29 7.29	2.36 1.69	13.1 12.3	13.0 12.2	12.9 12.0	12.8 11.8	12.7 11.6	12.6 11.4	12.5 11.1	12.4 10.9	12.2 10.5	11.9 10.0	11.7 9.5	11.4 9.0	11.2 8.4	10.9 7.9	10.6 7.3	10.3 6.6			
3x5/16	17.4 15.4	11.40 9.00	2.34 1.47	16.2 15.2	16.1 15.0	16.0 14.7	15.8 14.3	15.7 14.2	15.6 14.0	15.4 13.7	15.3 13.4	15.0 12.8	14.7 12.2	14.4 11.6	14.1 11.0	13.7 10.3	13.4 9.5	13.0 8.0	12.7 8.0			
3x3/8	20.7 18.2	13.61 10.72	2.31 1.47	19.2 18.0	19.1 17.8	18.9 17.5	18.8 17.2	18.6 16.9	18.4 16.6	18.3 16.2	18.1 15.9	17.8 15.2	17.4 14.5	17.0 13.8	16.6 13.0	16.2 12.2	15.8 11.3	15.4 10.4	14.9 9.5			
3x7/16	23.8 20.8	15.60 12.35	2.31 1.47	22.1 20.8	22.0 20.5	21.8 20.1	21.6 19.8	21.4 19.4	21.2 19.1	21.0 18.7	20.9 18.3	20.5 17.5	20.0 16.7	19.6 15.9	19.1 15.0	18.7 14.0	18.2 13.0	17.7 12.0	17.2 10.9			

LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDERO (CM).

Perfil	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340
	3x1/4	10.0 6.0	9.7 5.4	9.4 4.9	9.0 4.5	8.7 4.1	8.3 3.8	8.0 3.5	7.6 3.2	7.2 3.0	6.8 2.8	6.4 2.4	6.0 2.0	5.7 0.0	5.3 0.0	5.0 0.0
3x5/16	12.3 7.2	11.9 6.5	11.5 5.9	11.1 5.4	10.6 4.9	10.2 4.5	9.8 4.2	9.3 3.9	8.8 3.6	8.3 3.3	7.8 3.1	7.3 2.8	6.9 2.4	6.4 2.0	6.1 0.0	5.7 0.0
3x3/8	14.4 8.6	14.0 7.7	13.5 7.0	13.0 6.4	12.5 5.8	11.9 5.4	11.4 4.9	10.8 4.6	10.3 4.2	9.7 3.9	9.1 3.7	8.5 3.0	7.9 2.8	7.4 2.0	7.0 0.0	6.6 0.0
3x7/16	16.6 9.9	16.1 8.9	15.5 8.1	15.0 7.4	14.0 6.7	13.8 6.2	13.1 5.7	12.5 5.3	11.8 4.9	11.1 4.5	10.4 4.2	9.8 3.0	9.1 2.0	8.6 0.0	8.1 0.0	7.6 0.0

LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDERO (CM).

Perfil	350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500
	3x1/4	4.4 0.0	4.2 0.0	4.0 0.0	3.8 0.0	3.6 0.0	3.4 0.0	3.2 0.0	3.1 0.0	2.9 0.0	2.8 0.0	2.7 0.0	2.6 0.0	2.5 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0
3x5/16	5.4 0.0	5.1 0.0	4.8 0.0	4.6 0.0	4.3 0.0	4.1 0.0	3.9 0.0	3.7 0.0	3.6 0.0	3.4 0.0	3.3 0.0	3.1 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0
3x3/8	5.2 0.0	5.0 0.0	4.8 0.0	4.6 0.0	4.4 0.0	4.2 0.0	4.0 0.0	3.8 0.0	3.6 0.0	3.4 0.0	3.3 0.0	3.1 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0
3x7/16	7.2 0.0	6.9 0.0	6.4 0.0	6.1 0.0	5.8 0.0	5.5 0.0	5.2 0.0	5.0 0.0	4.8 0.0	4.5 0.0	4.3 0.0	4.2 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0





TABLA IV.24

CAPACIDADES PERMISIBLES DE ANGULOS DE LADOS IGUALES A TENSION Y COMPRESION AXIAL  
(SEGUN X-X, 2-2) CON REDUCCION DE ESFUERZOS POR PANDERO LOCAL (TOMI).

ACERO A-36,  $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$ RELACION DE ESDELTEZ MAXIMA:  $M/Lr = 200$ 

Perfil	Capacidad a Tension (Ton)	Area (cm <sup>2</sup> )	rX (cm)	LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDERO (CM).																
				rZ (cm)	LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDERO (CM).															
					65	70	75	80	85	90	95	100	110	120	130	140	150	160	170	180
4x3/8	28.0 27.9	18.45 14.58	3.12 1.78	24.6 25.4	26.5 25.1	26.4 25.1	26.2 24.8	26.1 24.6	26.0 24.3	25.8 24.0	25.7 23.1	25.4 22.5	25.0 21.9	24.7 21.2	24.4 20.5	24.0 19.8	23.6 19.1	23.3 18.3	22.9	
4x7/16	32.4 32.1	21.35 16.82	3.12 1.98	30.6 29.6	30.7 29.3	30.5 29.0	30.4 28.7	30.2 28.4	30.0 28.1	29.9 27.8	29.7 27.5	29.3 24.8	29.0 26.1	28.6 25.3	28.2 24.5	27.8 23.7	27.4 22.9	26.9 22.0	26.5 21.2	26.3
4x1/2	36.7 36.3	24.19 19.05	3.10 1.98	34.9 33.6	34.7 33.2	34.6 32.9	34.4 32.6	34.2 32.2	34.0 31.9	33.8 31.8	33.6 31.1	33.2 30.3	32.8 29.5	32.4 28.7	31.9 27.8	31.4 26.9	31.0 26.0	30.5 25.0	29.9 24.0	29.8
4x5/8	45.1 44.3	29.74 23.36	3.05 1.98	42.9 41.5	42.7 40.5	42.4 40.0	42.2 39.6	42.0 39.2	41.8 38.7	41.5 38.3	41.3 37.3	40.7 36.3	40.2 35.3	39.7 34.2	39.1 33.1	38.5 31.9	37.9 30.7	37.3 29.3	36.6 29.3	36.6
				LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDERO (CM).																
				190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340	
4x3/8				22.5 17.5	22.1 16.7	21.7 15.8	21.2 14.9	20.8 14.0	20.4 13.1	19.9 12.2	19.4 11.2	18.9 10.4	18.5 9.7	18.0 9.0	17.5 8.4	16.9 7.9	16.4 7.4	15.9 7.0	15.3 6.6	
4x7/16				26.0 20.2	25.6 19.3	25.1 18.3	24.6 17.3	24.1 16.2	23.6 15.2	23.0 14.1	22.5 13.0	21.9 12.1	21.4 11.2	20.8 10.4	20.2 9.8	19.6 9.1	19.0 8.6	18.4 8.1	17.7 7.6	
4x1/2				29.4 22.9	28.9 21.8	28.2 20.7	27.8 19.6	27.2 18.4	26.6 17.2	26.0 15.9	25.4 14.7	24.7 13.7	24.1 12.7	23.4 11.8	22.8 11.1	22.1 10.4	21.4 9.7	20.7 9.1	19.9 8.6	
4x5/8				36.0 28.2	35.3 24.9	34.6 25.3	33.9 24.1	33.1 22.6	32.4 21.1	31.6 19.6	30.9 18.1	30.1 16.8	29.2 15.6	28.4 14.6	27.6 13.6	26.7 12.7	25.8 12.0	24.9 11.2	24.0 10.6	
				LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDERO (CM).																
				350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500	
4x3/8				14.8 6.2	14.2 5.9	13.6 5.5	13.0 5.3	12.4 5.0	11.8 0.8	11.2 0.0	10.7 0.0	10.2 0.0	9.7 0.0	9.3 0.0	8.9 0.0	8.5 0.0	8.2 0.0	7.9 0.0	7.5 0.0	
4x7/16				17.1 7.2	16.4 6.8	15.7 6.4	15.0 6.1	14.3 5.8	13.6 0.0	13.0 0.0	12.4 0.0	11.8 0.0	11.3 0.0	10.8 0.0	10.3 0.0	9.9 0.0	9.5 0.0	9.1 0.0	8.7 0.0	
4x1/2				19.2 8.1	18.4 7.7	17.6 7.3	16.9 6.9	16.0 6.5	15.3 0.0	14.5 0.0	13.8 0.0	13.2 0.0	12.6 0.0	12.1 0.0	11.5 0.0	11.0 0.0	10.6 0.0	10.2 0.0	9.8 0.0	
4x5/8				23.0 18.9	22.1 9.4	21.1 8.9	20.1 8.5	19.1 8.0	18.2 0.0	17.3 0.0	16.5 0.0	15.7 0.0	15.0 0.0	14.3 0.0	13.7 0.0	13.1 0.0	12.6 0.0	12.1 0.0	11.6 0.0	

TABLA IV.25

CAPACIDADES PERMISIBLES DE ANCHOS DE LABOS ISOMALES A TENSION Y COMPRESION AXIAL  
(SECCION X-X, Z-Z) CON REDUCCION DE ESFUERZOS POR PANDEO LOCAL (TOM).

ACERO A-36,  $F_y = 2330 \text{ Kg/cm}^2$ RELACION DE ESBELTEZ MAXIMA:  $sl/r = 200$ 

Perfil	Capacidad a Tension (ca2)	Area (cm <sup>2</sup> )	rX (cm)	LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO (cm).																		
				1 #	Peso	rZ																
				2 #	(Kg/m)	(cm)	65	70	75	80	85	90	95	100	110	120	130	140	150	160	170	180
4x3/4	33.3 32.1	35.10 27.53	3.02 1.95	50.6 48.6	50.3 48.1	50.1 47.6	49.8 46.6	49.3 46.1	49.2 45.3	48.9 45.0	48.6 43.8	48.0 42.6	47.4 41.4	46.7 40.1	46.0 38.7	45.3 37.3	44.6 35.9	43.9 34.4	43.1			
5x3/8	35.4 35.4	23.29 18.30	3.16 2.32	34.1 33.1	33.9 32.9	33.8 32.7	33.7 32.4	33.6 32.2	33.4 32.0	33.3 31.7	33.2 31.5	32.9 30.9	32.8 30.4	32.6 29.8	32.3 29.2	32.0 28.6	31.7 28.0	31.4 27.3	31.0 26.7	30.7		
5x7/16	40.9 46.9	26.97 21.28	3.14 2.52	39.4 38.3	39.3 38.1	39.2 37.8	39.0 37.6	38.9 37.3	38.7 37.0	38.6 36.7	38.4 36.4	38.1 35.8	37.7 35.2	37.4 34.5	37.0 33.8	36.7 33.1	36.3 32.4	35.9 31.6	35.3 30.9	35.3		
5x1/2	46.5 46.5	30.65 24.11	3.11 2.49	44.8 43.5	44.6 43.2	44.5 42.9	44.3 42.6	44.1 42.3	44.0 42.0	43.8 41.6	43.6 41.3	43.2 40.6	42.8 39.9	42.5 39.1	42.0 38.3	41.6 37.5	41.2 36.7	40.7 35.8	40.3 34.9	40.3		
				LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO (cm).																		
				190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340			
4x3/4				42.3 32.8	41.5 31.2	40.7 29.6	39.8 27.9	38.9 26.1	38.0 24.3	37.1 22.4	36.2 20.7	35.2 19.2	34.2 17.9	33.2 16.7	32.2 15.6	31.2 14.6	30.1 13.7	29.0 12.9	27.9 12.1			
5x3/8				36.3 26.0	36.0 25.3	29.6 24.5	29.2 23.8	28.8 23.0	28.4 22.2	28.0 21.4	27.6 20.6	27.2 19.7	26.8 18.9	26.3 18.0	25.9 17.1	25.4 16.1	25.0 15.2	24.5 14.3	24.0 13.4			
5x7/16				35.1 30.1	34.7 29.2	34.2 28.4	33.8 27.5	33.3 26.6	32.9 25.7	32.4 24.8	31.9 23.8	31.4 22.9	30.9 21.8	30.4 20.8	29.9 19.9	29.4 18.7	28.9 17.6	28.3 16.5	27.8 15.6			
5x1/2				39.8 34.0	39.3 33.8	38.8 32.0	38.3 31.0	37.8 30.0	37.3 28.9	36.7 27.9	36.2 26.7	35.6 25.6	35.0 24.4	34.4 23.2	33.9 22.0	33.3 20.7	32.6 19.5	32.0 18.3	31.4 17.3			
				LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO (cm).																		
				350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500			
4x3/4				24.8 11.4	25.7 10.8	24.5 10.2	23.3 9.7	22.1 9.2	21.0 8.0	20.0 8.8	19.1 8.0	18.2 8.0	17.4 8.0	16.6 8.0	15.9 8.0	15.2 8.0	14.6 8.0	14.0 8.0	13.4 8.0			
5x3/8				23.6 12.7	23.1 12.0	22.6 11.3	22.1 10.8	21.6 10.2	21.0 9.7	20.5 9.2	20.0 8.8	19.4 8.4	18.9 8.0	18.3 7.7	17.7 7.3	17.1 7.0	16.6 6.7	15.9 6.5	15.3 6.2			
5x7/16				27.2 14.7	26.5 13.9	26.0 13.1	25.4 12.5	24.8 11.8	24.2 11.2	23.6 10.7	23.0 10.2	22.3 9.7	21.7 9.3	21.0 8.9	20.4 8.5	19.7 8.1	19.0 7.8	18.3 7.5	17.6 7.2			
5x1/2				30.7 16.3	30.1 15.4	29.4 14.6	28.7 13.8	28.0 13.1	27.3 12.5	26.6 11.9	25.9 11.3	25.2 10.8	24.4 10.3	23.6 9.9	22.9 9.4	22.1 9.0	21.3 8.7	20.5 8.3	19.7 8.0			

TABLA IV.26

CAPACIDADES PERMISIBLES DE ANGULOS DE LABOS IGUALES A TENSION Y COMPRESION AXIAL  
(SEGUN X-X, Z-Z) CON REDUCCION DE ESFUERZOS POR PANDOS LOCAL (TON).

ACERO A-36,  $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

REDUCCION DE ESQUELEZ MAXIMA:  $h/r = 200$

Perfil	Capacidad a tensi3n (cm <sup>2</sup> )	Area (cm <sup>2</sup> )	r <sub>x</sub> (cm)	LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDOS (CM).																		
				I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	Peso (Kg/m)	r <sub>z</sub> (cm)	45	70	75	80	85	90	95	100	110	120	130	140	150	160	170	180
							190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340
5x5/8	57.4	37.81	3.86	55.2	55.0	54.8	54.6	54.4	54.2	54.0	53.7	53.3	52.8	52.3	51.8	51.2	50.7	50.1	49.5			
	57.0	29.76	2.40	53.7	53.3	52.7	52.6	52.2	51.8	51.3	50.9	50.0	49.1	48.2	47.2	46.2	45.1	44.1	42.9			
5x3/4	60.0	44.77	3.81	65.4	65.1	64.9	64.6	64.4	64.1	63.8	63.6	63.0	62.0	61.0	61.2	60.5	59.9	59.2	58.5			
	60.0	35.12	2.40	63.6	63.1	62.7	62.2	61.8	61.3	60.8	60.3	59.3	58.2	57.1	55.9	54.7	53.5	52.2	50.9			
6x3/8	42.7	28.13	4.78	40.2	40.0	39.9	39.8	39.7	39.6	39.5	39.4	39.1	38.9	38.6	38.3	38.0	37.0	37.5	37.2			
	42.7	22.17	3.05	39.3	39.1	38.9	38.7	38.5	38.3	38.1	37.9	37.4	36.9	36.4	35.9	35.4	34.8	34.3	33.7			
6x7/16	49.4	32.65	4.75	48.1	48.0	47.8	47.7	47.6	47.4	47.3	47.1	46.8	46.5	46.2	45.8	45.5	45.1	44.8	44.4			
	49.4	25.60	3.82	47.1	46.8	46.6	46.3	46.1	45.8	45.5	45.2	44.7	44.1	43.5	42.8	42.2	41.5	40.8	40.1			
				LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDOS (CM).																		
				190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340			
5x5/8				48.9	48.3	47.7	47.1	46.4	45.8	45.1	44.4	43.7	43.0	42.2	41.5	40.7	39.9	39.2	38.4			
				41.8	40.6	39.4	38.2	36.9	35.6	34.2	32.8	31.4	30.0	28.5	27.8	25.4	23.8	22.4	21.1			
5x3/4				57.8	57.0	56.3	55.5	54.7	53.9	53.1	52.3	51.4	50.5	49.7	48.8	47.8	46.9	46.0	45.0			
				49.5	48.1	46.7	45.2	43.7	42.1	40.5	38.9	37.2	35.5	33.7	31.9	30.1	28.2	26.5	25.0			
6x3/8				36.9	36.5	36.2	35.9	35.6	35.2	34.9	34.5	34.2	33.8	33.4	33.0	32.6	32.3	31.9	31.5			
				33.1	32.5	31.9	31.3	30.6	29.9	29.3	28.6	27.8	27.1	26.4	25.6	24.8	24.1	23.2	22.4			
6x7/16				44.0	43.6	43.2	42.8	42.4	42.0	41.6	41.1	40.7	40.2	39.8	39.3	38.8	38.3	37.8	37.3			
				39.3	38.6	37.8	37.0	36.2	35.4	34.5	33.7	32.8	31.9	30.9	30.0	29.0	28.0	27.0	26.0			
				LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDOS (CM).																		
				350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500			
5x5/8				37.5	36.7	35.9	35.0	34.1	33.3	32.4	31.4	30.5	29.6	28.6	27.6	26.7	25.7	24.6	23.7			
				19.9	18.8	17.8	16.9	16.1	15.3	14.5	13.8	13.2	12.6	12.1	11.5	11.1	10.6	10.2	9.8			
5x3/4				44.0	43.0	42.0	40.9	39.9	38.8	37.7	36.6	35.5	34.4	33.2	32.0	30.8	29.6	28.4	27.3			
				23.6	22.3	21.1	20.0	19.0	18.1	17.2	16.4	15.6	14.9	14.3	13.7	13.1	12.5	12.0	9.8			
6x3/8				31.8	30.6	30.2	29.0	28.3	26.9	26.4	26.0	25.5	25.1	24.4	24.1	23.6	23.1	22.6	22.1			
				21.6	20.7	19.9	19.0	18.1	17.2	16.3	15.6	14.9	14.2	13.6	13.0	12.4	11.9	11.4	11.0			
6x7/16				36.8	36.3	35.8	35.2	34.7	34.1	33.6	33.0	32.5	31.9	31.3	30.7	30.1	29.5	28.9	28.2			
				24.9	23.9	22.8	21.7	20.6	19.5	18.6	17.7	16.9	16.1	15.4	14.8	14.2	13.6	13.0	12.5			



TABLA IV.28

CAPACIDADES PERMISIBLES DE ANGULOS DE LABOS IGUALES A TENSION Y COMPRESION AXIAL  
(SEGUN X-X, 2-2) CON REDUCCION DE ESFUERZOS POR PANDEO LOCAL (10M).

ACERO A-36,  $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

RELACION DE ESBELTEZ MAXIMA:  $d_1/r = 200$

Perfil	Capacidad Area		$r_x$ (cm)	LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO (CM).																
	a Tension (cm <sup>2</sup> )			$r_z$ (cm)	65	70	75	80	85	90	95	100	110	120	130	140	150	160	170	180
	1 # 2 #	Peso (Kg/m)																		
6x7/8	95.3	62.77	4.40	92.4	92.1	91.8	91.6	91.3	91.0	90.7	90.4	89.8	89.2	88.5	87.8	87.1	86.4	85.7	85.0	
	95.3	49.26	2.97	90.4	89.9	89.4	88.9	88.4	87.9	87.3	86.8	85.7	84.5	83.3	82.1	80.8	79.4	78.1	76.6	
6x1	107.7	70.97	4.57	104.4	104.1	103.8	103.5	103.2	102.9	102.5	102.2	101.5	100.7	100.0	99.2	98.5	97.6	96.8	96.0	
	107.7	55.44	2.96	102.1	101.6	101.1	100.5	99.9	99.3	98.7	98.1	96.0	95.5	94.1	92.7	91.2	89.7	88.2	86.8	

## LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO (CM).

	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290	300	310	320	330	340
6x7/8	84.2	83.4	82.6	81.8	81.0	80.1	79.2	78.3	77.4	76.5	75.6	74.6	73.7	72.7	71.7	70.7
	75.2	73.7	72.2	70.6	69.0	67.3	65.7	64.0	62.2	60.4	58.6	56.7	54.8	52.8	50.8	48.8
6x1	95.1	94.2	93.3	92.3	91.4	90.4	89.4	88.4	87.4	86.3	85.3	84.2	83.1	81.9	80.8	79.6
	84.9	83.2	81.5	79.7	77.9	76.0	74.1	72.1	70.1	68.1	66.0	63.9	61.7	59.5	57.2	54.9

## LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO (CM).

	350	360	370	380	390	400	410	420	430	440	450	460	470	480	490	500
6x7/8	69.6	68.6	67.5	66.5	65.4	64.3	63.1	62.0	60.8	59.7	58.5	57.3	56.0	54.8	53.5	52.3
	46.7	44.6	42.4	40.3	38.2	36.3	34.6	33.0	31.4	29.8	28.7	27.3	25.8	24.2	22.6	21.0
6x1	78.5	77.3	76.1	74.8	73.6	72.3	71.0	69.7	68.4	67.1	65.7	64.3	62.9	61.5	60.1	58.6
	52.6	50.1	47.7	45.2	42.9	40.8	38.8	37.0	35.3	33.7	32.2	30.9	29.6	28.3	27.2	26.1

## Ejemplo de aplicación.

A continuación se muestra a manera de comprobación de los valores de las tablas, el cálculo de la capacidad de un ángulo sin y con reducción por pandeo local. Obtener la capacidad del L<sub>o</sub> 4" x 1/4" STD para 100 y 300 cm de longitud, según el eje Z-Z.

## D A T O S

B = 10.16 cm	ancho del ángulo
t = 0.63 cm	espesor del ángulo
R = 0.95 cm	radio del ángulo
r <sub>z</sub> = 2.00 cm	radio de giro según Z-Z
A = 12.52 cm <sup>2</sup>	Área del ángulo
k = 1	para condición de apoyo
E = 2.039 x 10 <sup>6</sup> Kg/cm <sup>2</sup>	módulo de elasticidad
F <sub>y</sub> = 2530 Kg/cm <sup>2</sup>	tipo de acero estándar
F <sub>u</sub> = 4000 kg/cm <sup>2</sup>	esfuerzo último del acero
Ø = 2.22 cm	diámetro máx. de tornillo

Sin reducción:

Para L = 100 cm

$$C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{F_y}} = \pi \sqrt{\frac{2(2039000)}{2530}} = 126.128$$

$$\frac{kL}{r_z} = \frac{1(100)}{2.00} = 50.00 < C_c$$

$$F_a = \left[ 1 - \frac{(kL/r_z)^2}{2 C_c^2} \right] F_y$$

$$F_a = 0.921 (2530) = 2331.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Cap.} = \frac{F_a A}{\text{F.S.}} = \frac{2331.20 (12.52)}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{kL/r_z}{C_c} - \frac{1}{8} \left( \frac{kL/r_z}{C_c} \right)^3}$$

$$\text{Cap.} = 16147.21 \text{ Kg} \quad \text{en tabla IV.9: } 16.1 \text{ Ton}$$

Para  $L = 300$  cm

$$\frac{kL}{r_z} = \frac{1 (300)}{2.00} = 150.00 > C_c$$

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{(kL/r_z)^2} = \frac{\pi^2 (2039000)}{(150.00)^2} = 894.41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Cap.} = \frac{F_a A}{F.S.} = \frac{894.41 (12.52) (12)}{23}$$

Cap. = 5842.41 Kg en tabla IV.9: 5.8 Ton

Con reducción:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = \frac{662.9}{\sqrt{F_y}} = 13.179$$

$$\frac{994.35}{\sqrt{F_y}} = 19.769$$

$$b = B - R - t = 10.16 - 0.95 - 0.63 = 8.58 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{8.58}{0.63} = 13.619$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} < \frac{b}{t} < \frac{994.35}{\sqrt{F_y}}$$

$$F_{cr} = \left[ 1.8 - \frac{0.8 (b/t)}{(b/t)_{\text{lim}}} \right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[ 1.8 - \frac{0.8 (13.619)}{13.179} \right] 2530$$



$$F_{cr} = 0.973 (2530) = 2462.44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_c \text{ crit.} = \pi \sqrt{\frac{2 E}{F_{cr}}} = 127.847$$

$$\text{Para } L = 100 \text{ cm}$$

$$\frac{kL}{r_z} = 50.00 < C_c \text{ crit.}$$

$$F_a = \left[ 1 - \frac{(kL/r_z)^2}{2 (C_c \text{ crit.})^2} \right] F_{cr}$$

$$F_a = \left[ 1 - \frac{(50)^2}{2 (127.847)^2} \right] 2462.44$$

$$F_a = 0.924 (2462.44) = 2274.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Cap.} = \frac{F_a A}{\text{F.S.}} = \frac{2274.12 (12.52)}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left( \frac{kL/r_z}{C_c \text{ crit.}} \right) - \frac{1}{8} \left( \frac{kL/r_z}{C_c \text{ crit.}} \right)^3}$$

$$\text{Cap.} = 15766.57 \text{ Kg} \quad \text{en tabla IV.23: } 15.8 \text{ Ton}$$

$$\text{Para } L = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{kL}{r_z} = 150 > C_c \text{ crit.}$$

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{(kL/r_z)^2} = 894.41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Cap.} = \frac{F_a A}{\text{F.S.}} = \frac{894.41 (12.52) (12)}{23}$$

Cap. = 5842.41 Kg      en tabla IV.23: 5.8 Ton

Tensión.

Para un tornillo de 7/8" (máximo diámetro permitido para este ángulo).

Con el Area total:

$$F_t = 0.6 F_y A = 0.6 (2530) (12.52).$$

$$F_t = 19005.36 \text{ Kg}$$

Con el Area neta:

$$F_t = 0.5 F_u A_n$$

$$A_n = A - (t (2.22 + 0.16) ) = 12.52 - ((0.63) (2.38))$$

$$A_n = 11.02 \text{ cm}^2$$

$$F_t = 0.5 (4000) (11.02)$$

$$F_t = 22041.20 \text{ Kg } > 19005.36 \text{ Kg}$$

Por lo tanto, para un tornillo de 7/8" de diámetro, la capacidad a tensión del ángulo es

$$F_t = 19005.36 \text{ Kg} \quad \text{en tabla IV.9: 19.0 Ton}$$

Para 2 tornillos de 7/8" de diámetro.

$$A_n = 12.52 - ((2) (0.63) (2.38))$$

$$A_n = 9.5212 \text{ cm}^2$$

$$F_t = 19042.40 \text{ Kg } > 19005.36 \text{ Kg}$$

Por lo tanto, para 2 tornillos de 7/8" de diámetro, la capacidad a tensión del ángulo es

$$F_t = 19005.36 \text{ Kg} \quad \text{en tabla IV.9: 19.0 Ton}$$

**CAPITULO V****TABLA DE CAPACIDADES DE SOLDADURAS DE FILETE.**

**Procesos de soldadura.**

**Electrodos.**

**Tipos de juntas y soldaduras.**

**Esfuerzos permisibles en la soldadura.**

**Soldaduras de filete.**

**Esfuerzos unitarios admisibles.**

**Tabla de capacidad de soldaduras de filete.**

**Ejemplo de aplicación.**

## CAPITULO V

### TABLA DE CAPACIDADES DE SOLDADURAS DE FILETE.

La soldadura es el proceso moderno de hacer las conexiones entre las piezas de acero. Las principales ventajas sobre el remachado son la economía, la rigidez, la adaptabilidad, la eficiencia y el silencio y la seguridad del proceso de soldar.

#### Procesos de soldadura.

Los siguientes procesos son los de uso más frecuente en estructuras:

1. Soldadura de arco metálico protegido (SAMP).  
Este proceso usa electrodos de barra cubiertos de un material que produce un gas y escoria inertes, mismos que rodean la zona de soldado para impedir la oxidación.
2. Soldadura de arco metálico protegido con gas (SAMPG).  
Es el usado generalmente en taller. La unidad mecánica de soldadura usa electrodos sin cubrir y tiene una fuente de gas inerte para proteger la soldadura de la atmósfera.
3. Soldadura de arco sumergido (SAS).  
El electrodo se inserta en un material granuloso, se produce el arco, y tiene lugar la fusión del electrodo y el metal base.
4. Soldadura de electroescoria.  
Este proceso es parecido al anterior, pero con escoria electroconductiva.

#### Electrodos.

En las aplicaciones estructurales, la American Welding Society, en cooperación con la A.S.T.M., ha establecido un sistema de numeración de electrodos de soldar, que los clasifica de la manera siguiente:

Eaaaabc

donde:

**E** es electrodo.

**aaa** es un número de dos o tres dígitos que establecen la resistencia última a tensión del metal de la soldadura (60, 70, 80, 90, 100, 110 y 120 kips/pulg<sup>2</sup>).

**b** es un dígito para indicar lo apropiado de la posición de soldado, que puede ser plana, horizontal, vertical y sobre cabeza.

1 es apropiada para todas las posiciones.

2 es apropiada para filetes horizontales y colocación plana del trabajo.

**c** es un dígito que indica la fuente de corriente y la técnica de soldadura (ca, cd polaridad directa, ca polaridad inversa, etc.).

Por ejemplo un electrodo E7013 es un electrodo con  $F_u=70$  kips/pulg<sup>2</sup>, que se puede usar en cualquier posición, con ca o cd, y con polaridad directa o inversa.

Para el diseño estructural, la información que interesa es saber si el electrodo es E60, E70, E80, o lo que fuera.

#### Tipos de juntas y soldaduras.

Las soldaduras pueden ser de ranura, de filete, de tapón, de costura, de muesca y de puntos. Las juntas estructurales básicas que utilizan soldaduras son: junta de filete, junta de esquina, junta traslapada, junta T, junta de borde y junta a tope.

#### Esfuerzos permisibles en la soldadura.

La Tabla V.1 siguiente muestra los esfuerzos permisibles de tensión o compresión para el metal de la soldadura.

TABLA V.1

## ESFUERZOS PERMISIBLES PARA EL METAL DE LA SOLDADURA

Tipo de soldadura	Tipo de esfuerzo	Esfuerzo permisible		
		A.I.S.C.	A.A.S.H.T.O.	A.R.E.A.
Ranura, con penetración total.	Tensión o compresión, paralela o normal al eje de la soldadura.	Igual que el metal base. *	Igual que el metal base. *	Igual que el metal base. *
Ranura, con penetración parcial.	Tensión o compresión, paralela o normal al eje de la soldadura.	Igual que el metal base.	Igual que el metal base.	Igual que el metal base.
Todas las soldaduras de ranura.	Cortante.	0.30 $F_u$ (electrodo)	0.27 $F_u$ (electrodo)	0.35 $F_u$ (electrodo)
Soldaduras de filete. **	Cortante.	0.30 $F_u$ (electrodo)	0.27 $F_u$ (electrodo)	0.35 $F_u$ (electrodo)
Soldaduras de lapón y ranura.	Cortante.	0.30 $F_u$ (electrodo)	0.27 $F_u$ (electrodo)	0.35 $F_u$ (electrodo)

\* El metal base tiene que ser compatible con el electrodo: por ejem., los electrodos E60 están limitados a un metal base con  $F_y$  no mayor de 42 kips/pulg<sup>2</sup>; los electrodos E70 para metal base con  $F_y < 55$  kips/pulg<sup>2</sup> y los electrodos E80 para  $F_y < 65$  kips/pulg<sup>2</sup>.

\*\* El esfuerzo cortante se puede limitar por el máximo esfuerzo de la cortante permisible en el metal base ( $F_v = 0.4F_y$  en las especific. del A.I.S.C.;  $F_v = 0.33F_y$  en las especific. A.A.S.H.T.O.;  $F_v = 0.35F_y$  en las especific. A.R.E.A.).

Generalmente el esfuerzo cortante de la soldadura de 0.3 Fu (electrodo) es mayor que el 0.4 Fy del metal base, por lo que el esfuerzo cortante de este último se debe revisar respecto a las especificaciones que se usen.

### Soldaduras de filete.

La soldadura de filete se usa para hacer juntas traslapadas y para uniones de piezas que se superpongan unas sobre las otras. Se puede encontrar sometida a esfuerzos directos (tensión, compresión o cortante), pero como es más débil al esfuerzo cortante (las pruebas lo demuestran), éste es el determinante para el diseño.

Cuando las soldaduras de filete se prueban a la ruptura, parecen fallar por corte en ángulos de aproximadamente 45° a través de la garganta. Su resistencia, por consiguiente, se supone igual al esfuerzo de corte permisible por el área teórica de la garganta de la soldadura.

El área efectiva de una soldadura de filete es la dimensión de la garganta neta multiplicada por la longitud efectiva. La longitud efectiva, cuando no se hacen extremos vueltos, deberá ser tomada como la longitud total menos el doble del tamaño nominal de la soldadura (para prever los cráteres), aunque en la práctica la longitud total se toma como efectiva y así se indica en los planos, pero el soldador aplica una longitud adicional.

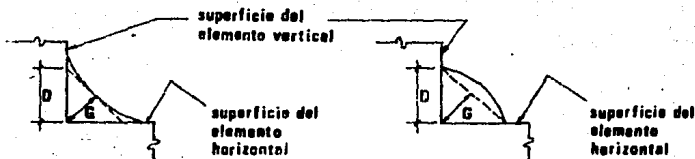
En la mayoría de los casos, se hacen iguales las dos patas de la soldadura, aunque se pueden usar patas desiguales. Si se usan patas iguales para la soldadura de filete, las dimensiones en la garganta representan el área mínima para cortante y se calcula como

$$G = D \cos 45^\circ = 0.7071 D \quad (\text{ec'n. V.1})$$

donde:

G es la dimensión de la garganta.

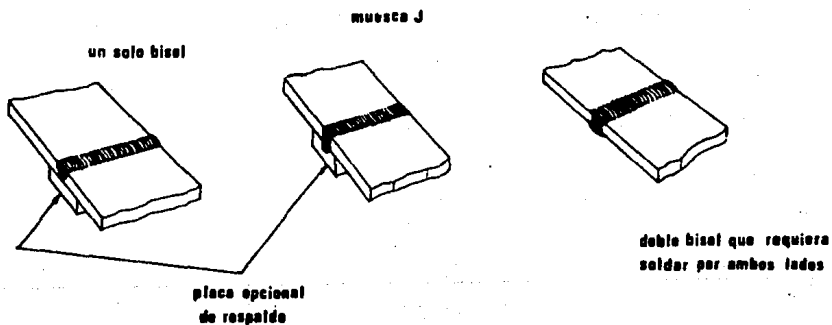
D es la dimensión nominal de la pata.



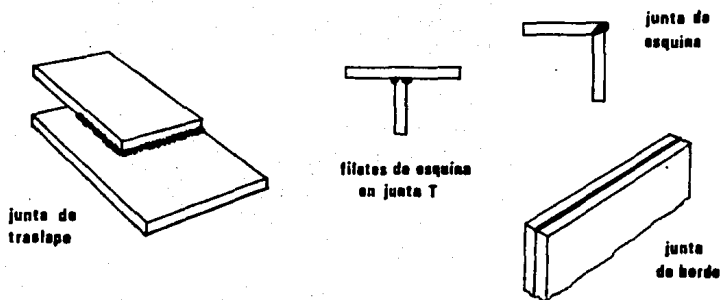
Cordón de soldadura cóncavo  
(aligerado)

Cordón de soldadura convexo  
(reforzado)

Fig. V.1 SOLDADURAS DE CORDON O FILETE.



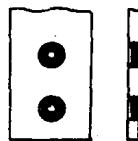
Soldaduras de ranura usadas en juntas a tope.



Juntas de filete usadas como se indica.



Soldadura de muesca.



Soldadura de tapón.

Fig. V.2 SOLDADURAS Y JUNTAS.



Extremos vueltos en las soldaduras de filete.

La especificación A.I.S.C. respecto a los extremos vueltos dice lo siguiente:

"Las terminaciones de los extremos de las soldaduras de filete en los bordes o lados, cuando sea posible, deberán dar vuelta continuamente alrededor de los mencionados bordes en una longitud no inferior al doble del tamaño nominal de la soldadura".

Tamaño mínimo de la soldadura.

El tamaño mínimo de las soldaduras se basan en el espesor del metal base, de esta manera puede evitarse la cristalización de la soldadura y del metal base.

Se usan como guía los valores del código de la A.W.S., por el A.I.S.C. y la A.A.S.H.T.O. tal como se muestra en la Tabla V.2.

Tamaño máximo de la soldadura.

El tamaño máximo de las soldaduras de filete a lo largo de los bordes de las partes conectadas se muestra en la Tabla V.3.

TABLA V.2

## TAMAÑO MÍNIMO DE LA SOLDADURA DE FILETE

Espesor del metal base <sup>a</sup>	Dimensión mínima de la soldadura				
	A.I.S.C.		A.A.S.H.T.O.		
$t \leq 1/4"$	$t \leq 6 \text{ mm}$	1/8"	3 mm	3/16"	5 mm
$1/4" < t \leq 1/2"$	$6 \text{ mm} < t \leq 12.5 \text{ mm}$	3/16"	5 mm	3/16"	5 mm
$1/2 < t \leq 3/4"$	$12.5 \text{ mm} < t \leq 22 \text{ mm}$	1/4"	6 mm	1/4"	6 mm
$t > 3/4"$	$t > 22 \text{ mm}$	5/16"	8 mm	5/16"	8 mm

<sup>a</sup> El espesor del metal base es el de la parte más gruesa que se va a unir.  
El A.R.E.A. no tiene requerimientos mínimos de soldadura.

TABLA V.3

## TAMAÑO MÁXIMO DE LA SOLDADURA DE FILETE

Parte	Dimensión máxima de la soldadura	
	A.I.S.C. y A.A.S.H.T.O.	
$t \leq 1/4"$	$t \leq 6 \text{ mm}$	Usese $D = \text{espesor } t \text{ de la parte}$
$t > 1/4"$	$6 \text{ mm} < t \leq 12.5 \text{ mm}$	Usese $D = t - 1/16"$ o $t - 1 \text{ mm}$ <sup>a</sup>

<sup>a</sup> A menos que se construya específicamente la dimensión de la garganta, para usar el valor total de  $t$ .

### Esfuerzos unitarios admisibles.

El esfuerzo cortante admisible especificado para una soldadura de filete se basa en la dimensión G de la garganta. Se acostumbra utilizar la longitud del pie D como la medida o dimensión nominal del filete de la soldadura. Dado que este valor siempre es más grande que la dimensión efectiva de la garganta a lo largo de la cual tendría lugar el fallo de la soldadura, se hace un ajuste proporcional en el valor admisible  $F_v'$  especificado a un valor F que puede ser aplicado a D.

Para la soldadura de filete promedio:

$$G = 0.7071 D$$

por consiguiente

$$F = 0.7071 F_v' \quad (\text{ec'n. V.2})$$

y para acero A-36, según A.I.S.C.

$$F = 0.7071 (21000) = 14850 \text{ lb/pulg}^2$$

según A.A.S.H.T.O.

$$F = 0.7071 (12400) = 8770 \text{ lb/pulg}^2$$

De acuerdo al A.I.S.C., para acero A-36, el esfuerzo  $F_v'$  es

$$\begin{aligned} \text{Electrodo E60} \quad F_v' &= 0.3 (60000) = 18000 \text{ lb/pulg}^2 \\ &= 1265 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Electrodo E70} \quad F_v' &= 0.3 (70000) = 21000 \text{ lb/pulg}^2 \\ &= 1475 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

### Resistencia de las soldaduras de filete.

El esfuerzo de una soldadura se considera igual a la carga dividida entre el área de la garganta de la soldadura. Este método para determinar la resistencia de soldaduras de filete, se usa sin tomar en cuenta la dirección de la carga. Las pruebas han demostrado que los filetes transversales son un tercio más resistentes que los filetes longitudinales, pero esto no se toma en cuenta, con el fin de simplificar los cálculos.

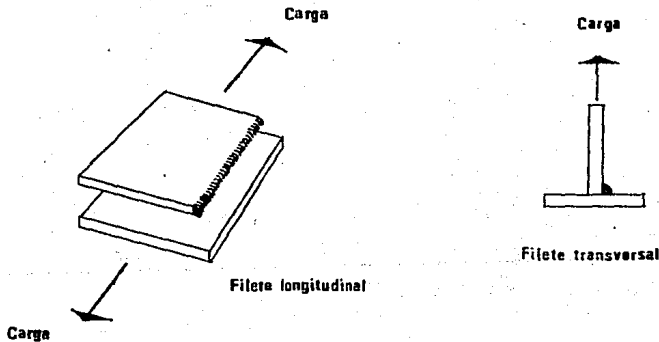


Fig. V.3 RESISTENCIA DE LOS FILETES.

Los requisitos mínimos de las especificaciones de soldadura de filete, según el A.I.S.C., son los siguientes.

- La mínima longitud efectiva de un filete soldado resistente no deberá ser inferior a 4 veces su tamaño nominal, o sea que el tamaño de la soldadura no ha de ser superior a una cuarta parte de su longitud efectiva.
- La longitud efectiva de cualquier parte de una soldadura de filete interrumpida no deberá ser menor que 4 veces el tamaño de la soldadura con un mínimo de 1 1/2" (38.1 mm).

**Tabla de capacidad de soldaduras de filete.**

La capacidad de la soldadura por unidad de longitud (C), es:

$$C = F D \quad (\text{ec'n. V.3})$$

sustituyendo la ec'n. V.2 en la anterior

$$C = 0.7071 F_v' D \quad (\text{ec'n. V.4})$$

Tabla V.4 CAPACIDADES DE SOLDADURAS DE FILETE.

Tamaño D (pulg)	Capacidad Kg/cm Acero A-36	
	E60	E70
	Fv'=1265 Kg/cm2	Fv'=1475 Kg/cm2
1/8	284	331
3/16	426	497
1/4	568	662
5/16	710	828
3/8	852	993
7/16	994	1159
1/2	1136	1325
9/16	1278	1490
5/8	1420	1656
11/16	1562	1821
3/4	1704	1987

Tamaño D (mm)	Capacidad Kg/cm Acero A-36	
	E60	E70
	Fv'=1265 Kg/cm2	Fv'=1475 Kg/cm2
3	268	313
4	358	417
5	447	521
6	537	626
7	626	730
8	716	834
→ 9	805	937
10	894	1043
11	984	1147
12	1073	1252
13	1163	1356
14	1252	1460
15	1342	1564
16	1431	1669
17	1521	1773
18	1610	1877
19	1710	1982
20	1789	2086

### Ejemplo de aplicación.

Utilizando acero A-36, especificaciones A.I.S.C. y electrodos E70, diseñar la soldadura de filete para resistir una carga de tensión que representa la capacidad total de la placa de 15 x 1 cm mostrada en la figura V.4.

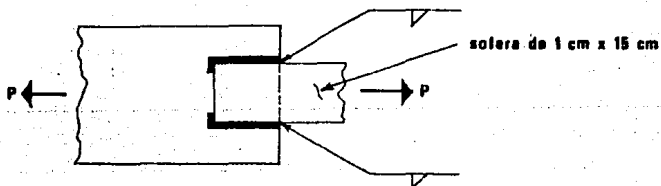


Fig. V.4 EJEMPLO DE APLICACION.

### Solución.

$$P = 15 (1) (1550) \text{ Kg/cm}^2 = 23250 \text{ Kg}$$

De la Tabla V.3 :

$$\text{Grueso máximo de la soldadura} = 1 - 0.1 = 0.9 \text{ cm.}$$

De la Tabla V.4 :

$$\text{Carga permisible para soldadura de } 9 \text{ mm} = 937 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = \frac{23250}{937} = 24.8 \text{ cm}$$

Usando cordones de remate no menores de

$$2 (0.9) = 1.8 \text{ cm}$$

redondeando a 2 cm, queda

$$24.8 - (2) (2) = 20.8 \text{ cm, o sea } 10.5 \text{ cm de cada lado.}$$

**CAPITULO VI****TABLAS PARA DIMENSIONAR PLACAS Y SOLDADURAS EN CONEXIONES A MOMENTO.**

**Conexiones en vigas.**

**Conexiones soldadas resistentes a momento.**

**Diseño de la conexión.**

**Formación de las tablas.**

**Tablas.**

**Ejemplo de aplicación.**

## CAPITULO VI

### TABLAS PARA DIMENSIONAR PLACAS Y SOLDADURAS EN CONEXIONES A MOMENTO.

#### Conexiones en vigas.

Las conexiones para vigas pueden clasificarse según su propensión a girar, en los siguientes tipos:

- a) Conexiones rígidas. Aquellas que no permiten rotación y transmiten el momento total al empotramiento.
- b) Conexiones semirígidas. Las que tienen una considerable resistencia a la rotación y desarrollan momentos de extremo apreciables.
- c) Conexiones simples. Estas conexiones permiten girar a los extremos de la viga y solo son capaces de resistir fuerza cortante.

Las conexiones semirígidas están limitadas tanto por las especificaciones, que solo las permiten ante la evidencia de que resisten cierta cantidad del momento que resisten las conexiones rígidas, como por el análisis que estaría entre el de una estructura de vigas simples y el de una de vigas continuas.

Las conexiones mayormente usadas son las de los tipos rígido y simple, y de éstas, las soldadas son más populares porque son a menudo más fáciles de construir que las atornilladas, además de otras ventajas como la economía por la reducción en el peso de acero.

Para el diseño correcto de conexiones soldadas de vigas se deben conocer las condiciones de esfuerzo del elemento y la forma de transmitirlos por medio de las conexiones soldadas. Si se trata de transmisión de esfuerzos de flexión en vigas, las soldaduras necesitan localizarse primordialmente en los patines de la viga; para el caso de los esfuerzos de corte en vigas, que en su mayor parte se presentan en el alma, la soldadura necesita colocarse en ella.

En este capítulo se tratarán las conexiones rígidas soldadas; en el capítulo siguiente las conexiones simples soldadas.



### Conexiones soldadas resistentes a momento.

Estas conexiones se diseñan para resistir la totalidad de los momentos dados por el análisis de cargas.

La figura VI.1 siguiente muestra un tipo muy común de conexión resistente a momento.

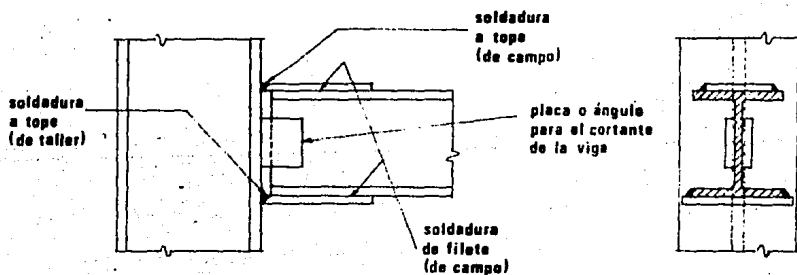


Fig. VI.1 CONEXION RESISTENTE A MOMENTO.

En la conexión, las fuerzas de tensión y compresión de los patines de la viga son transferidos por soldaduras de filete a las placas, por soldaduras a tope, de las placas a la columna.

Aun cuando pueden ser empleadas soldaduras de filete para hacer la conexión, entre los patines de la viga y la columna, la soldadura a tope de bisel es más fuerte y más económica que la soldadura de doble filete, por lo que es más recomendable.

#### Diseño de la conexión.

La soldadura como cada una de las placas deben tener dimensiones para resistir una de las fuerzas de un par, cuyo momento es igual al momento de extremo de la viga, es decir:

$$F = \frac{M}{d}$$

donde:

F es la fuerza debida al momento (ton).

M es el momento en el extremo de la viga (ton-m).

d es el peralte de la viga (m).

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- a) Una vez determinada la fuerza  $F$ , se calcula el ancho y el espesor de cada placa a partir del ancho del perfil de la viga ( $b$ ) y del esfuerzo permisible a tensión o compresión ( $F_t$ ).

$$A = \frac{F}{F_t}$$

$A$  es el área de la placa.

- b) Conocido el espesor de las placas, se propone un tamaño de soldadura de filete ( $D$ ) y se calcula la longitud ( $L$ ).

$$L = \frac{F}{0.7071 F_v' D}$$

$F_v'$  es el esfuerzo permisible de la soldadura (ver cap. V).

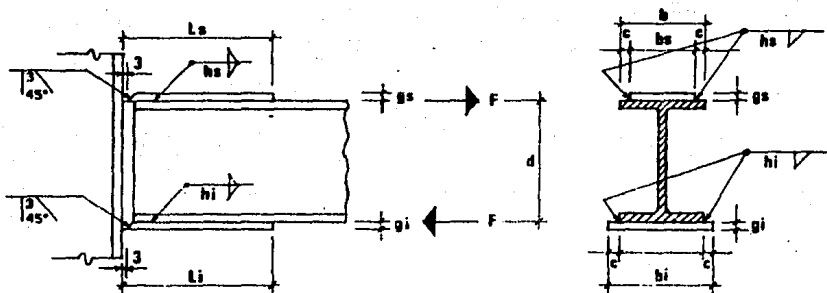
$D$  es el tamaño de la soldadura (ver cap. V).

- c) Conocida la longitud de soldadura requerida, se determina la longitud de las placas.

En el siguiente capítulo se muestra el cálculo de las dimensiones de la placa o ángulo de cortante, y de sus soldaduras.

#### Formación de las tablas.

Las tablas se formarán con los perfiles IPR de acero A-36 del Manual A.H.M.S.A. y siguiendo las especificaciones del A.I.S.C.



díms. en mm.

Fig. VI.2 DIMENSIONES DE LAS PLACAS Y LAS SOLDADURAS DE LA CONEXION.

A partir de la figura VI.2, se tiene:

$$F = \frac{M}{d} \quad (\text{ec'n. VI.1})$$

pero

$$MR = S F_b \quad (\text{ec'n. VI.2})$$

donde:

MR es el momento resistente de la sección laminada de la viga.

S es el módulo de la sección.

F<sub>b</sub> es el esfuerzo permisible a la flexión (ver cap.I).

Se asumirá un valor de  $F_b = 0.66 F_y = 1670 \text{ Kg/cm}^2$  (ec'n. I.2) lo cual quiere decir que se diseñará la conexión para que resista el momento máximo que resiste la sección de la viga considerándola como compacta y soportada lateralmente.

Sustituyendo MR

$$F = \frac{S F_b}{d} = \frac{S}{d} F_b \quad (\text{ec'n. VI.3})$$

Los valores de S (cm<sup>3</sup>) y d (cm) son datos para cada perfil.

Conocido el valor de F(kg), se puede determinar el área (en cm<sup>2</sup>) de las placas superior e inferior

$$A_s = A_i = \frac{F}{F_t} \quad (\text{ec'n. VI.4})$$

además

$$F_t = 0.6 F_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

y

$$A_s = b_s g_s \quad (\text{ec'n. VI.5.1})$$

$$A_i = b_i g_i \quad (\text{ec'n. VI.5.2})$$

pero por recomendación del A.I.S.C.

$$b_s = b - 2c$$

$$b_i = b + 2c$$

los valores de 2c son datos;

sustituyendo la ec'n. VI.5 en la ec'n. VI.4

$$bs \ g_s = \frac{F}{F_t} = \frac{F}{1520}$$

$$g_s = \frac{F}{1520 \ bs} \quad (\text{ec'n. VI.6.1})$$

análogamente

$$g_i = \frac{F}{1520 \ bi} \quad (\text{ec'n. VI.6.2})$$

Ahora se proponen los valores de  $h_s$  y  $h_i$ , en cm, (tomando en cuenta los espesores máximos de soldadura permitidos según el capítulo 5) para calcular  $L_s$  y  $L_i$ , en cm.

$$L_s = \frac{F}{2 (0.7071 \ F_v' \ h_s)} \quad (\text{ec'n. VI.7.1})$$

$$L_i = \frac{F}{2 (0.7071 \ F_v' \ h_i)} \quad (\text{ec'n. VI.7.2})$$

Las tablas sólo incluirá valores para electrodos E70, por lo tanto (del cap. V)

$$F_v' = 1475 \text{ Kg/cm}^2$$

y

$$L_s = \frac{F}{2086 \ h_s} \quad (\text{ec'n. VI.7.3})$$

$$L_i = \frac{F}{2086 \ h_i} \quad (\text{ec'n. VI.7.4})$$

La soldadura a tope que se muestra en la figura VI.2 es típica para cualquiera de las secciones de las tablas.

TABLA VI.1

## DIMENSIONES DE PLACAS Y SOLDADURAS PARA CONEXIONES A MOMENTO

IPR	d	b	S	S/d	F	2c	bs	bl	gs	gs	gl	gl	hs	hl	Ls	Ll
	(cm)	(cm)	(cm <sup>3</sup> )	(cm/cm)	(Kg)	(cm)	(cm)	(cm)	calc.	real	calc.	real	(mm)	(mm)	(cm)	(cm)
6x4x12.7	14.8	10.0	83	5.4081	9364	2.6	7	13	0.83	10	0.49	5	5	5	10	10
6x4x17.9	15.2	10.2	119	7.8289	13073	2.8	7	13	1.16	13	0.66	8	6	6	11	11
6x4x23.8	15.9	10.2	165	10.3774	17328	2.8	7	13	1.54	16	0.88	10	6	6	14	14
8x4x14.9	20.1	10.0	127	6.3184	10950	2.6	7	13	0.94	10	0.55	6	5	5	11	11
8x4x19.4	20.3	10.2	162	7.9803	13325	2.6	8	13	1.15	13	0.68	8	5	5	13	13
8x4x22.4	20.6	10.2	193	9.3689	15644	2.8	7	13	1.39	16	0.79	8	6	6	13	13
8x5 1/4x25.3	20.3	13.3	231	11.3793	19001	2.8	11	16	1.19	13	0.78	8	6	6	16	16
8x5 1/4x29.8	20.6	13.3	279	13.5437	22615	3.2	10	17	1.47	16	0.90	10	8	8	14	14
10x4x17.1	25.1	10.0	172	6.8526	11442	2.6	7	13	1.02	11	0.60	8	5	5	11	11
10x4x22.4	25.4	10.2	226	8.8976	14857	2.8	7	13	1.32	14	0.75	8	6	6	12	12
10x4x25.3	25.7	10.2	265	10.3113	17218	3.2	7	13	1.62	17	0.85	10	6	6	14	14
10x4x28.3	26.0	10.2	308	11.8462	19781	3.2	7	13	1.86	19	0.97	10	8	8	12	12
10x5 3/4x31.3	25.1	14.6	352	14.0239	23417	3.2	11	18	1.35	14	0.87	10	8	8	15	15
10x5 3/4x37.3	25.6	14.6	432	16.8750	28178	3.6	11	18	1.69	17	1.02	11	10	10	14	14
10x5 3/4x43.2	25.9	14.7	505	19.4981	32558	3.6	11	18	1.93	22	1.17	13	10	10	16	16
12x4x20.9	30.2	10.0	243	8.0464	13436	2.8	7	13	1.23	13	0.69	8	5	5	13	13
12x4x24.6	30.5	10.2	284	9.3770	15658	2.8	7	13	1.39	14	0.79	8	6	6	13	13
12x4x28.3	30.9	10.2	350	11.3269	18914	3.2	7	13	1.78	19	0.93	10	8	8	12	12
12x4x32.8	31.3	10.2	414	13.2268	22086	3.2	7	13	2.08	22	1.08	11	8	8	14	14
12x6 1/2x40.3	30.4	16.5	588	18.3533	30450	3.6	13	20	1.56	17	1.00	11	8	8	19	19
12x6 1/2x46.2	30.7	16.6	645	21.0098	35082	3.6	13	20	1.78	19	1.14	13	10	10	17	17
12x6 1/2x53.7	31.1	16.7	752	24.1801	40376	4.2	13	21	2.13	22	1.27	13	11	11	18	18

TABLA VI.2

## DIMENSIONES DE PLACAS Y SOLDADURAS PARA CONEXIONES A MOMENTO

IPR	d	b	S	S/d	F	2c	bs	bi	gs	gs	gi	gi	hs	hi	Ls	Li
	(cm)	(cm)	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> /cm)	(Kg)	(cm)	(cm)	(cm)	calc. (cm)	real (mm)	calc. (cm)	real (mm)	(mm)	(mm)	(cm)	(cm)
12x8x59.6	30.3	20.3	850	28.0528	46843	4.2	16	25	1.91	19	1.26	13	11	11	21	21
12x8x67.1	30.6	20.4	953	31.1438	52004	4.2	16	25	2.11	22	1.39	14	13	13	20	20
12x8x74.5	30.9	20.5	1060	34.3042	57281	4.2	16	25	2.31	25	1.53	16	13	13	22	22
14x6 3/4x44.7	35.2	17.1	685	19.4602	32495	3.6	14	21	1.58	16	1.03	11	8	8	26	26
14x6 3/4x50.7	35.6	17.1	795	22.3315	37289	3.6	14	21	1.82	19	1.19	13	10	10	18	18
14x6 3/4x56.6	35.9	17.2	895	24.9304	41629	3.6	14	21	2.01	22	1.32	14	11	11	19	19
14x8x64.1	34.7	26.3	1027	29.5965	49420	4.2	16	25	2.02	22	1.33	14	11	11	22	22
14x8x71.5	35.1	26.4	1150	32.7635	54709	4.2	16	25	2.22	22	1.46	16	13	13	21	21
14x8x79.0	35.4	26.5	1275	36.0169	60141	4.2	16	25	2.43	25	1.60	17	13	13	23	23
16x7x53.6	40.3	17.7	923	22.9032	38244	4.2	14	22	1.86	19	1.15	13	10	10	19	19
16x7x59.6	40.6	17.8	1055	25.9852	43390	4.2	14	22	2.10	22	1.30	14	11	11	19	19
16x7x67.1	40.9	17.9	1186	28.9976	48420	4.2	14	22	2.33	25	1.44	16	13	13	18	18
16x7x74.5	41.3	18.0	1322	32.0097	53450	4.2	14	22	2.55	29	1.58	17	13	13	20	20
18x8 3/4x95.4	45.4	22.1	1917	42.2247	70507	4.8	17	27	2.68	29	1.72	19	14	14	25	25
18x8 3/4x104.3	45.7	22.2	2100	45.9519	76730	4.8	17	27	2.90	29	1.87	19	16	16	23	23
18x8 3/4x114.7	46.1	22.3	2322	50.3698	84106	4.8	18	27	3.16	32	2.04	22	16	16	26	26
18x8 3/4x126.7	46.5	22.4	2558	55.0108	91657	4.8	18	27	3.43	36	2.22	25	16	16	28	28
18x11 3/4x143.0	46.1	29.8	3021	65.5315	109424	5.4	24	35	2.95	32	2.05	22	17	17	31	31
18x11 3/4x156.5	46.5	29.9	3313	71.2473	118949	5.4	25	35	3.19	32	2.22	25	17	17	34	34
18x11 3/4x170.0	46.9	30.1	3606	76.8870	128386	5.4	25	36	3.42	36	2.38	25	19	19	33	33

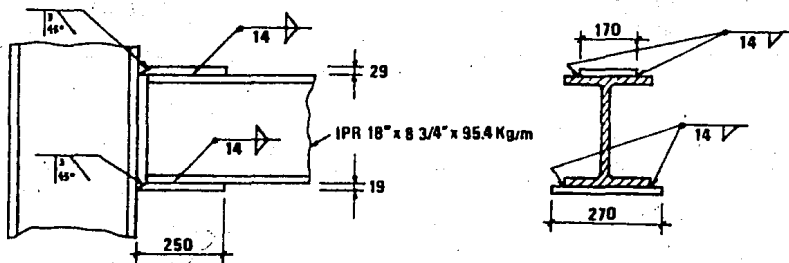
### Ejemplo de aplicación.

Diséñese la conexión a momento entre viga y columna, para una viga IPR 18"x8 3/4"x95.4. Usense las especificaciones del A.I.S.C., electrodos E70 y acero A-36.

De acuerdo con la tabla VI.2, se tiene

$$\begin{aligned} b_s &= 17 \text{ cm} \\ b_i &= 27 \text{ cm} \\ g_s &= 29 \text{ mm} \\ g_i &= 19 \text{ mm} \\ h_s &= 14 \text{ mm} = h_i \\ L_s &= 25 \text{ cm} = L_i \end{aligned}$$

por lo tanto la conexión queda de la manera siguiente:



dims. en mm.

Fig. VI.3 EJEMPLO DE APLICACION.

**CAPITULO VII****TABLAS PARA DIMENSIONAR PLACAS Y SOLDADURAS EN CONEXIONES A CORTANTE.**

**Conexiones en vigas.**

**Diseño de la conexión.**

**Formación de las tablas.**

**Tablas.**

**Ejemplo de aplicación.**



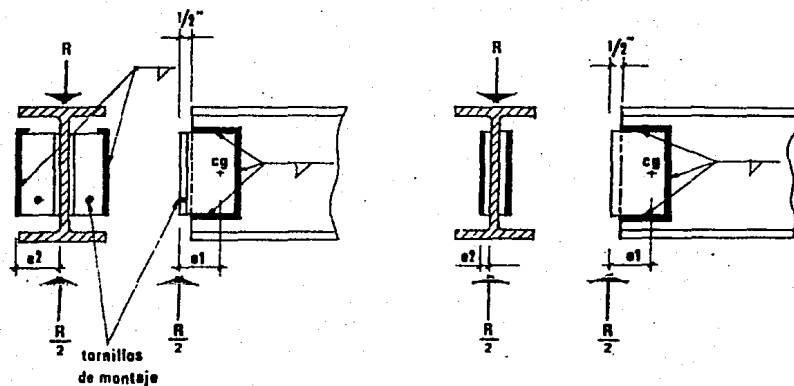
## CAPITULO VII

## TABLAS PARA DIMENSIONAR PLACAS Y SOLDADURAS EN CONEXIONES A CORTANTE.

## Conexiones en vigas.

Como se dijo en el capítulo anterior, en este capítulo se tratarán las conexiones simples soldadas. Estas conexiones se diseñan para transmitir esfuerzo cortante y eliminar prácticamente la resistencia al momento; generalmente se emplean placas o ángulos soldados al alma de la viga en el taller y a la columna o trabe en la obra.

Es común el uso de tornillos de montaje para el caso de los ángulos de conexión. Ver la figura VII.1 siguiente.



a) Con Ángulos de conexión

b) Con placas de conexión

Fig. VII.1 CONEXIONES A CORTANTE.

Los ángulos o placas de conexión están sujetas a corte vertical, que es la reacción en el extremo de la viga; sin embargo esta reacción es excéntrica con respecto tanto a la soldadura de taller como a la soldadura de campo.

### Diseño de la conexión.

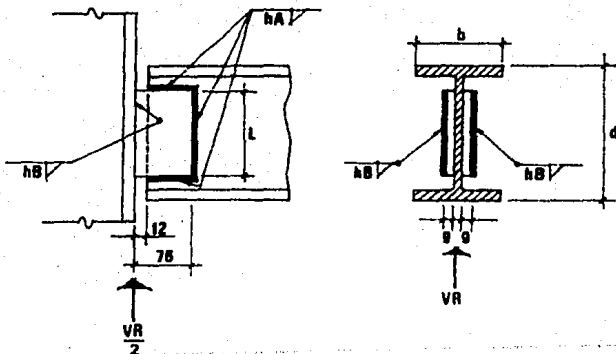
Tanto la soldadura de campo como la de taller deben resistir la fuerza de corte del extremo de la viga.

El procedimiento de cálculo es similar para el caso de usar Ángulos como para el caso de placas:

- Se determinan las dimensiones del ángulo o placa de conexión. La longitud  $L$  depende de la magnitud de la fuerza cortante que debe soportarse, pero está limitada por el peralte de la viga y los espacios requeridos para soldar. Esta longitud puede variar desde un máximo igual a la dimensión  $T$  del perfil de la viga soportada hasta un mínimo igual a  $T/2$ . Generalmente, para una viga con peralte total  $d$  y ancho de patín  $b$ , la longitud  $L$  se asume igual a  $(d-b/2)$ , y el ancho de la placa o ángulo es  $3"$  (7.6 cm) que comúnmente es suficiente.
- Conocidas las dimensiones del ángulo o placa, se determinan las propiedades de la sección de soldadura de taller y de campo (asumiendo un espesor unitario):  $R$ ,  $x$ ,  $y$ ,  $I$ ,  $I_x$ ,  $I_y$ ,  $I_p$ . Luego se calculan los esfuerzos que actuarán sobre la soldadura:  $r_s$ ,  $r_v$ ,  $r_h$ ,  $r$ .
- Finalmente se calcula el espesor de la soldadura de taller y de campo, y se revisa la capacidad a cortante del alma y del ángulo.

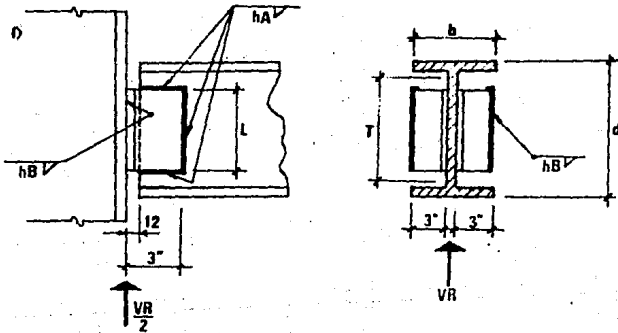
### Formación de las tablas.

Las tablas se formarán para los perfiles IPR de acero A-36 del Manual A.H.M.S.A. y siguiendo las especificaciones del A.I.S.C.



a) Con placas de conexión.

dims. en mm.



b) Con Ángulos de conexión.

dims. en mm.

Fig. VII.2 DIMENSIONES DE LAS SOLDADURAS, PLACAS Y ANGULOS DE LA CONEXION.

El dimensionamiento es para la capacidad a cortante de los perfiles, por lo tanto

$$VR = d \ tA \ Fv$$

donde:

$Fv$  es el esfuerzo permisible al cortante, igual a  $0.4 Fy$ .

$d$  es el peralte de la sección laminada.

$tA$  es el espesor del alma de la sección.

$VR$  es la fuerza cortante permisible de la sección laminada.

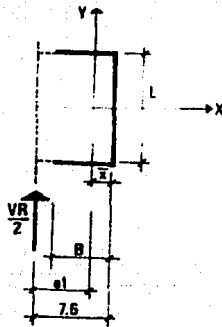
La longitud  $L$  de la placa o ángulo es

$$L = d - \frac{b}{2} \quad (\text{ec'n. VII.2})$$

donde:

$b$  es el ancho del patin de la sección laminada.

Ahora se calculan las propiedades de la sección de soldadura de la viga, asumiendo un espesor unitario (ver la figura VII.3):



dims. en cm.

Fig. VII.3 PROPIEDADES DE LA SOLDADURA DE TALLER.

$$By = \frac{2 B^2}{2}$$

$$I = 2 B + L$$

$$\bar{x} = \frac{By}{I} \quad (\text{ec}^\circ\text{n. VII.3})$$

$$I_y = 2 \left( \frac{B^3}{12} \right) + 2 \left( B \left( \frac{B}{2} - \bar{x} \right)^2 \right) + L (x^2) \quad (\text{ec}^\circ\text{n. VII.4.1})$$

$$I_x = \frac{L^3}{12} + 2 \left( B \left( \frac{L}{2} \right)^2 \right) \quad (\text{ec}^\circ\text{n. VII.4.2})$$

$$J = I_y + I_x \quad (\text{ec}^\circ\text{n. VII.5})$$

Conocidas las propiedades de la soldadura, se determinan los esfuerzos a que estará sujeta:

$$f_s = \frac{VR/2}{I} \quad (\text{ec}^\circ\text{n. VII.6.1})$$

$$M_e = \frac{VR}{2} (e1) \quad (\text{ec}^\circ\text{n. VII.6.2})$$

$$rv = \frac{Me}{J} (B - x) \quad (\text{ec'n. VII.6.3})$$

$$rh = \frac{Me}{J} \left( \frac{L}{2} \right) \quad (\text{ec'n. VII.6.4})$$

$$r = \sqrt{(rs + rv)^2 + (rh)^2} \quad (\text{ec'n. VII.6.5})$$

El espesor de la soldadura en la viga es

$$hA = \frac{r}{0.7071 Fv'} \quad (\text{ec'n. VII.6.7})$$

La tabla sólo incluirá valores para electrodos E70, por lo tanto (del capítulo V)

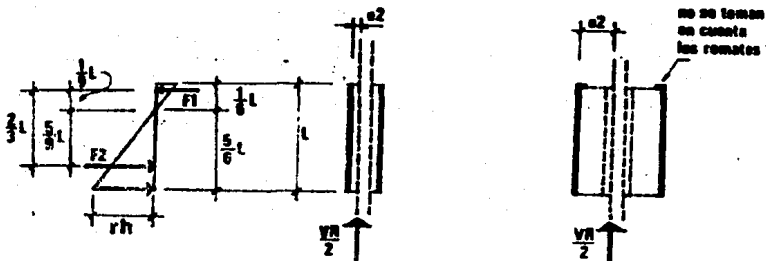
$$Fv' = 1475 \text{ Kg/cm}^2$$

$$hA = \frac{r}{1043} \quad (\text{ec'n. VII.6.8})$$

Usualmente un ancho de 3 pulgadas es suficiente para las placas o ángulos en las conexiones del alma de la viga o del patin de la columna.

Para las soldaduras de campo aplicadas a la columna, la carga se transfiere a una distancia  $e_2$  como se muestra en la figura VII.4, y el momento en cada soldadura es

$$Me = \frac{VR}{2} (e_2)$$



a) Con placas de conexión      b) Con Ángulos de conexión

Fig. VII.4 SOLDADURA DE CAMPO.

Las soldaduras de campo están sujetas a un efecto de rotación que hace que los ángulos de conexión sean forzados contra el alma de la viga y empujados en su base tendiendo a cortar horizontalmente la soldadura de filate. La práctica determina que es funcional considerar que el eje neutro está situado a  $1/6$  de la distancia hacia abajo desde la parte superior de los ángulos. El corte horizontal variará de cero en este punto, hasta un máximo en la base de los ángulos.

De acuerdo a la figura VII.4, el corte horizontal deberá estar concentrado en el centro de gravedad del triángulo. Como el par es producido por esta fuerza, debe ser igual y opuesto al momento externo, el valor de  $rh$  se determina como sigue:

$$\frac{VR}{2} (e2) = \left(\frac{2}{3} L\right) (F2)$$

como

$$F2 = \frac{1}{2} rh \left(\frac{5}{6} L\right)$$

entonces

$$\frac{VR}{2} (e2) = \left(\frac{2}{3} L\right) \left(\frac{1}{2} rh\right) \left(\frac{5}{6} L\right)$$

y

$$rh = \frac{9 (VR) (e2)}{5 (L)^2} \quad (\text{ec'n. VII.7.1})$$

El esfuerzo de corte vertical es

$$rs = \frac{VR}{2 L} \quad (\text{ec'n. VII.7.2})$$

y el esfuerzo máximo

$$r = \sqrt{(rs)^2 + (rh)^2} \quad (\text{ec'n. VII.7.3})$$

El espesor de la soldadura en la columna es

$$hB = \frac{r}{0.7071 Fv} \quad (\text{ec'n. VII.7.4})$$

Análogamente al caso de la soldadura de taller, se tiene que

$$F_v' = 1475 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h_B = \frac{r}{1043}$$

(ec'n. VII.7.5)

El espesor de los ángulos o placas de conexión debe ser normalmente 1/16 o 1/8 de pulgada mayor que el tamaño de la soldadura correspondiente, aunque es preferible tener espesores pequeños con objeto de reducir al mínimo la restricción al giro de la viga en su soporte.

TABLA VII.1

## DIMENSIONES DE PLACAS, ANGULOS Y SOLDADURAS PARA CONEXIONES A CORTANTE

IPR	d (cm)	t <sub>a</sub> (cm)	VR (Kg)	b (cm)	L (cm)	PLACAS			ANGULOS			Lo
						hA (mm)	g (mm)	hB (mm)	hA (mm)	hB (mm)		
6x4x12.7	14.8	0.43	6440	10.0	10	4	6	4	4	10	3x3x1/2	
6x4x17.9	15.2	0.58	8922	10.2	10	5	8	5	5	13	3x3x5/8	
6x4x23.8	15.9	0.66	10620	10.2	11	6	8	5	6	13	3x3x5/8	
8x4x14.9	20.1	0.43	8747	10.0	15	4	6	3	4	6	3x3x5/16	
8x4x19.4	20.3	0.58	11915	10.2	15	5	8	4	5	8	3x3x3/8	
8x4x22.4	20.6	0.62	12925	10.2	15	5	8	5	5	10	3x3x1/2	
8x5 1/4x25.3	20.3	0.58	11915	13.3	13	5	8	5	5	11	3x3x1/2	
8x5 1/4x29.8	20.6	0.63	13134	13.3	14	6	8	5	6	10	3x3x1/2	
10x4x17.1	25.1	0.46	11685	10.0	20	4	6	3	4	5	3x3x1/4	
10x4x22.4	25.4	0.58	14909	10.2	20	4	6	4	4	8	3x3x3/8	
10x4x25.3	25.7	0.61	15865	10.2	20	5	8	4	5	8	3x3x3/8	
10x4x28.3	26.0	0.64	16840	10.2	21	5	8	4	5	8	3x3x3/8	
10x5 3/4x31.3	25.1	0.61	15495	14.6	18	5	8	5	5	8	3x3x3/8	
10x5 3/4x37.3	25.6	0.64	16581	14.6	18	5	8	5	5	8	3x3x3/8	
10x5 3/4x43.2	25.9	0.73	19134	14.7	18	6	8	6	6	10	3x3x1/2	
12x4x20.9	30.2	0.51	15587	10.0	25	4	6	3	4	5	3x3x1/4	
12x4x24.6	30.5	0.58	17902	10.2	25	4	6	4	4	6	3x3x5/16	
12x4x28.3	30.9	0.61	19075	10.2	26	4	6	4	4	6	3x3x5/16	
12x4x32.8	31.3	0.66	20906	10.2	26	5	8	4	5	6	3x3x5/16	
12x6 1/2x40.3	30.4	0.61	18767	16.5	22	5	8	5	5	8	3x3x3/8	
12x6 1/2x46.2	30.7	0.67	20816	16.6	22	5	8	5	5	8	3x3x3/8	
12x6 1/2x53.7	31.1	0.77	24234	16.7	22	6	8	6	6	10	3x3x1/2	



TABLA VII.2

## DIMENSIONES DE PLACAS, ANGULOS Y SOLDADURAS PARA CONEXIONES A CORTANTE

IPR	d (cm)	t <sub>a</sub> (cm)	VR (Kg)	b (cm)	L (cm)	PLACAS			ANGULOS			Lo
						hA (mm)	g (mm)	hB (mm)	hA (mm)	hB (mm)	Lo	
12x8x59.6	30.3	0.75	22998	20.3	20	8	10	6	8	10	3x3x1/2	
12x8x67.1	30.6	0.85	26322	20.4	20	8	10	8	8	11	3x3x1/2	
12x8x74.5	30.9	0.94	29395	20.5	20	8	10	8	8	13	3x3x5/8	
14x6 3/4x44.7	35.2	0.69	24579	17.1	26	5	8	5	5	8	3x3x3/8	
14x6 3/4x50.7	35.6	0.73	26300	17.1	27	5	8	5	5	8	3x3x3/8	
14x6 3/4x56.6	35.9	0.79	28701	17.2	27	6	8	6	6	8	3x3x3/8	
14x8x64.1	34.7	0.78	27391	20.3	24	6	8	6	6	10	3x3x1/2	
14x8x71.5	35.1	0.86	30548	20.4	25	8	10	6	8	10	3x3x1/2	
14x8x79.0	35.4	0.94	33675	20.5	25	8	10	8	8	10	3x3x1/2	
16x7x53.6	40.3	0.76	30996	17.7	31	6	8	5	6	8	3x3x3/8	
16x7x59.6	40.6	0.78	32048	17.8	31	6	8	5	6	8	3x3x3/8	
16x7x67.1	40.9	0.88	36424	17.9	32	6	8	6	6	8	3x3x3/8	
16x7x74.5	41.3	0.96	40124	18.0	32	8	10	7	8	8	3x3x3/8	
18x8 3/4x95.4	45.4	1.02	46864	22.1	34	8	10	8	8	10	3x3x1/2	
18x8 3/4x104.3	45.7	1.11	51336	22.2	34	8	10	8	8	10	3x3x1/2	
18x8 3/4x114.7	46.1	1.21	56450	22.3	35	10	13	8	10	10	3x3x1/2	
18x8 3/4x126.7	46.5	1.34	63058	22.4	35	10	13	10	10	11	3x3x1/2	
18x11 3/4x143.0	46.1	1.30	60649	29.8	31	10	13	10	10	13	3x3x5/8	
18x11 3/4x156.5	46.5	1.41	66352	29.9	31	11	13	11	11	14	3x3x5/8	
18x11 3/4x170.0	46.9	1.51	71669	30.1	32	13	16	11	13	16	3x3x5/8	

### Ejemplo de aplicación.

Diséñese la conexión a cortante empleando ángulos, para una IPR  $18" \times 8 \frac{3}{4}" \times 95.4 \text{ Kg/m}$ . Usense las especificaciones del A.I.S.C., electrodos E70 y acero A-36.

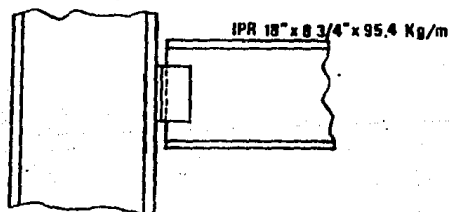
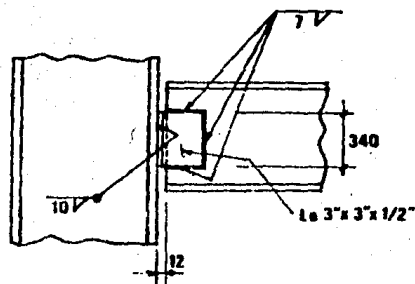


Fig. VII.5 EJEMPLO DE APLICACION.

De acuerdo con la tabla VII.2, se tiene:

$L = 34 \text{ cm}$   
 $h_A = 8 \text{ mm}$   
 $h_B = 10 \text{ mm}$   
 $L_0 = 3" \times 3" \times 1/2"$

Por lo tanto, la conexión queda de la siguiente manera:



dims. en mm.

Fig. VII.6 EJEMPLO DE APLICACION.

**COMENTARIOS Y CONCLUSIONES**

## COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.

Las conclusiones de un trabajo de Tesis Profesional pueden enfocarse, desde un punto de vista general, a un solo aspecto: SU UTILIDAD.

Sirve o sirvió para algo concreto? A esta pregunta puede responderse manejando dos conceptos de utilidad: la UTILIDAD INTRINSECA del trabajo desarrollado y la UTILIDAD PERSONAL que reditúa al que desarrolla el trabajo.

### Utilidad intrínseca.

En este caso se refiere específicamente a la posibilidad real de aplicación de las ayudas de diseño aquí elaboradas, a problemas que cotidianamente se presentan al ingeniero estructurista y que de alguna manera puedan ahorrarle tiempo, simplificando o reduciendo en parte, el escollo del trabajo numérico que implica su diaria labor de diseño.

En la actualidad, es innegable que este trabajo numérico se ha podido reducir notablemente (sobre todo en el aspecto de análisis de estructuras) con la existencia de programas de computadoras con los que se puede analizar y aún diseñar una estructura por muy compleja que parezca. Sin embargo, no siempre se puede contar con un sistema de computación adecuado y además con los programas requeridos (sobre todo de diseño) para la solución de los problemas estructurales diarios. Por otra parte, en el proceso de análisis-diseño se requiere partir de secciones preliminares que se dan en base a la experiencia del ingeniero o mediante un diseño preliminar. Es aquí donde justamente este trabajo puede aplicarse con ventaja y obviamente en todos aquellos casos en donde resulte inconveniente, por la magnitud del problema, el uso de una computadora.

### Utilidad personal.

La elaboración de estas ayudas de diseño implica el conocimiento y sobre todo la aplicación de las teorías de diseño estructural en las que se basan. Entonces, de alguna manera los conocimientos adquiridos durante la carrera deben ampliarse y reforzarse de tal forma que se cuente con el soporte suficiente para poder realizar este tipo de trabajo.

Además es necesario tener cierta facilidad para manejar las ecuaciones algebraicas que se aplican en la formación de las gráficas. Todo esto reafirma finalmente, los conocimientos que sobre el particular se pudieran tener.

Es conveniente hacer hincapié en que este trabajo puede ser la base para seguir desarrollando más ayudas de diseño de este tipo, ya que las aquí presentadas son sólo algunas de las muchas que se pueden elaborar. Lo importante es que se muestra la forma en que se pueden lograr. De hecho estas ayudas pueden ser modificadas a criterio de cada usuario, según lo práctico, las necesidades de cada caso y el cambio que pudieran tener los códigos empleados para su elaboración.

Si se logra la aplicación de estas ayudas y además sirven para continuar elaborando las necesarias según el usuario, se habrá logrado el objetivo del presente trabajo.

**BIBLIOGRAFIA**

**BIBLIOGRAFIA**

Blodgett, Omer W.  
DESIGN OF WELDED STRUCTURES.  
The James F. Lincoln Arc Welding Foundation.  
Cleveland, Ohio, 1976.

Bowles, Joseph E.  
DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL.  
Editorial Limusa, S.A.  
México, D.F., 1984.

Bresler, Boris, Lin, T.Y., Scalzi, John B.  
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.  
Editorial Limusa-Wiley, S. A.  
México, D.F., 1973.

Lothers, John E.  
DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.  
Editorial Prentice/Hall Internacional.  
Englewood Cliffs, New Jersey, 1973.

MANUAL A.H.M.S.A. CONSTRUCCIÓN DE ACERO.  
Altos Hornos de México, S.A.  
México, D.F., 1977.

MANUALS AND REPORTS ON ENGINEERING PRACTICE - No. 52  
GUIDE FOR DESIGN OF STEEL TRANSMISSION TOWERS.  
American Society of Civil Engineers.  
New York, N.Y., 1971.

MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION.  
American Institute of Steel Construction, Inc.  
New York, N.Y., 1980.

McCormac, Jack C.  
DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.  
Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A.  
México, D.F., 1972.