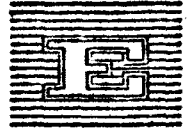


NACIONES UNIDAS



**CONSEJO
ECONOMICO
Y SOCIAL**



**GENERAL
E/CN.12/CCE/158/Add.2
18 de mayo de 1959
ORIGINAL: ESPAÑOL**

**COMISION ECONOMICA PARA AMERICA LATINA
COMITE DE COOPERACION ECONOMICA
DEL ISTMO CENTROAMERICANO**

NORMAS PARA DISEÑO DE PUENTES EN CENTROAMERICA Y PANAMA

Este documento es un anexo del Informe de la Primera Reunión del Subcomité de Transporte que tuvo lugar en Managua, Nicaragua, del 22 al 29 de septiembre de 1958.

INDICE

	<u>Página</u>
Introducción	v
I. Limitaciones geométricas (1-3)	1
II. Cargas (4-13)	2
III. Propiedades de los materiales, esfuerzos permisibles y coeficientes de seguridad (14-20)	5
IV. Diseño de sistemas de piso (21-23)	10
V. Detalles de diseño de acero estructural (24-48)	13
VI. Detalles de diseño de estructuras de concreto (49-66)	29
VII. Disposición general (67)	42
Apéndice. Estructuras de concreto preesforzado (1-19)	43

INTRODUCCION

Durante la Primera Reunión del Subcomité de Transporte del Programa de Integración Económica Centroamericana, celebrada en Managua, Nicaragua, en septiembre de 1958, fue presentado por la Delegación de Nicaragua un grupo de normas para diseño de puentes en Centroamérica y Panamá. La presentación de este documento obedeció según quedó consignado en el informe de la Reunión, a los siguientes objetivos: a) adaptar las especificaciones de la AASHO a las condiciones presentes de la región, y especialmente a sus recursos económicos; b) simplificar los métodos de cálculo y diseño, adaptándolos al mismo tiempo al sistema métrico; y c) aplicar los conocimientos más recientes sobre el comportamiento de materiales y elementos estructurales.

Las especificaciones se refieren al diseño de puentes corrientes de concreto armado y de acero estructural, y no son aplicables a puentes de gran claro, de madera, ni a puentes con sistemas especiales de construcción. El texto comprende los siguientes aspectos: limitaciones geométricas; cargas; propiedades de los materiales, esfuerzos permisibles y coeficientes de seguridad; diseño de sistemas de piso; detalles de diseño de acero estructural; y detalles de diseño de estructuras de concreto.

También se consideró en esa oportunidad un trabajo sobre estructuras de concreto preesforzado. El Subcomité estimó que dicho trabajo podía complementar las normas a que se refieren los párrafos anteriores, y acordó que se publicara como apéndice de las mismas.

El Subcomité aprobó ambos documentos tal como aparecen a continuación.
Res. 2 (SC.3).

DISEÑO DE PUENTES

(Limitación de estas normas: Estas normas serán aplicables al diseño de puentes y pasos superiores de caminos, de acero y concreto, con sistemas ordinarios de superestructuras y subestructuras. No son aplicables a puentes de gran claro, de madera, ni a puentes con sistemas especiales de construcción.)

I. LIMITACIONES GEOMETRICAS

1. Gálibos. Se determinarán de acuerdo con la importancia del camino e intensidad de tránsito esperada, con las dimensiones mínimas indicadas en la figura 1.

Los anchos de calzada A_c serán los siguientes:

a) Puentes con una sola banda de tránsito.

Mínimo 3.6 m

Si el tránsito futuro estimado excede de 1 000 vehículos diarios, no se proyectarán puentes de una sola banda.

b) Puentes con dos bandas de tránsito

De longitud menor de 30 m 8.0 m

De longitud entre 30 y 100 m 7.5 m

De longitud mayor de 100 m 7.0 m

Si el tránsito futuro estimado para el camino excede de 2 500 vehículos diarios, y solamente cuando la velocidad de diseño de camino exceda de 100 Km/h, se aumentarán los anchos de calzada en 0.5 m.

Si el tránsito futuro estimado no alcanza a 1 000 vehículos diarios, podrán disminuirse los anchos arriba indicados en 0.5 m.

c) Pasos inferiores y túneles con dos bandas de tránsito

Mínimo 8.0 m

d) Puentes, pasos inferiores y túneles con cuatro bandas en tránsito. De preferencia se construirán dos calzadas gemelas con ancho de 7.0 m mínimo cada una, y guarnición central de por lo menos 0.5 m.

Quando no sea posible se proyectará una sola calzada con ancho mínimo de 14.0 m.

/e) Puentes en

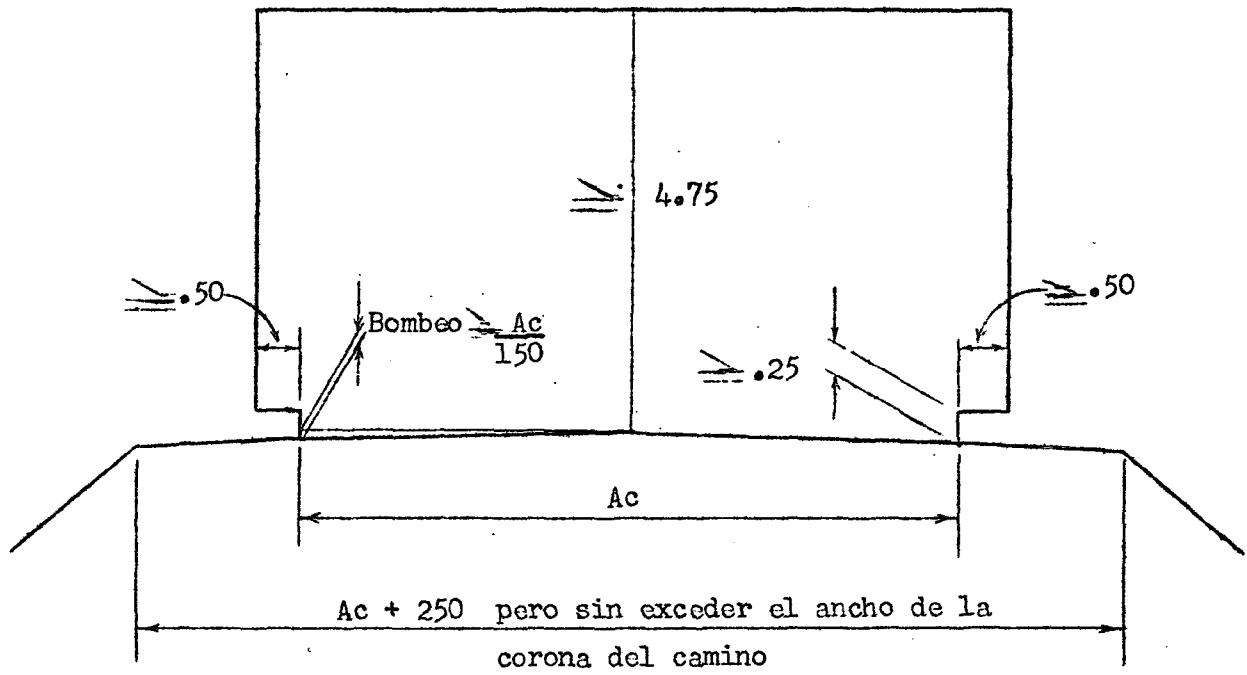


Figura 1
Galibos para puentes
túneles y pasos inferiores

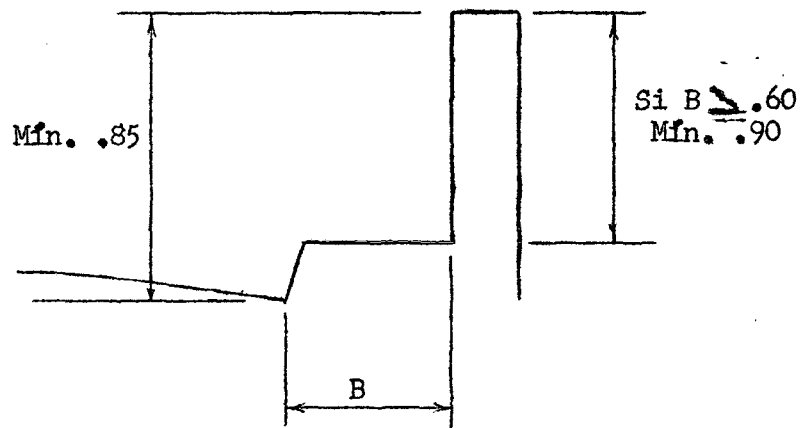


Figura 2
Dimensiones de parapetos

e) Puentes en curva o en tangentes de transición. El ancho de calzada será, como mínimo, igual al valor correspondiente según a), b), c) y d) más la ampliación que se dé al pavimento. La calzada del puente tendrá sobre-elevaciones iguales a las proyectadas para el pavimento, de acuerdo con el grado de la curva y la velocidad de proyecto del tramo de camino.

2. Ancho de banquetas. Se determinará de acuerdo con la intensidad esperada del tránsito de peatones, con un mínimo de 60 cm.

3. Parapetos. Se proyectarán de acuerdo con lo indicado en la figura 2.

II. CARGAS

4. Generalidades. Se distinguirán dos grupos de cargas:

Grupo "A". Cargas que pueden presentarse simultáneamente durante el funcionamiento normal del puente:

a) Carga muerta, incluyendo el efecto de acortamiento en arcos.

b) Carga viva, de calzada y banqueta, incluyendo el efecto de acortamiento en arcos, la fuerza centrífuga en puentes en curva y el empuje de tierras debido a sobrecarga.

c) Impacto

d) Peso y empuje de tierras

e) Esfuerzos debidos a variaciones de temperatura, incluyendo la fricción y resistencia al rodamiento desarrollado en los apoyos.

f) Empuje dinámico del agua

g) Subpresión (efecto de flotación),

h) Esfuerzos debidos a la contracción y fluencia del concreto

Grupo "B". Cargas extraordinarias:

a) Empuje de viento (o sismos en casos especiales)

b) Esfuerzos temporales durante la construcción

5. Cargas en la calzada. De las cargas indicadas en la figura 3 se considerará la que resulte más desfavorable, ya sea un solo camión con semiremolque en el puente o la carga uniforme.

/La posición del

La posición del camión en el puente será la que produzca los máximos esfuerzos, pero dentro de los límites señalados en la figura 4. La carga uniforme se colocará en todo el ancho de la calzada y en dos tramos de puentes simultáneamente, como máximo.

El tipo de carga se seleccionará de acuerdo con la importancia e intensidad de tránsito esperada para el camino, pero generalmente se usarán las siguientes cargas de calzada:

- Para puentes de caminos troncales C 36
- Para puentes de caminos secundarios C 27
- Para puentes provisionales o en caminos de 3er. orden C 18

6. Cargas en banquetas. Para banquetas con un ancho útil igual o menor a 60 cm no se considerarán cargas de peatones.

Para anchos mayores de 60 cm se considerará una carga uniformemente repartida en el ancho útil de la banqueta de 300 Kg/m^2 para calcular las losas y los soportes inmediatos, y una carga uniformemente distribuida dada por la fórmula: $200 - L$ (con un mínimo de 100 Kg/m^2), siendo "L" la longitud carga da de banqueta, expresada en metros, para el cálculo de los demás elementos.

7. Cargas en guarniciones y parapetos. Se considerarán las indicadas en la figura 5. Las cargas en el parapeto son aplicables tanto a los de calzada como a los de banqueta. Estas cargas no deberán considerarse como simultáneas.

8. Impacto. Se aplicará a todos los elementos de la superestructura, incluyendo columnas de acero y concreto reforzado, de acuerdo con la fórmula:

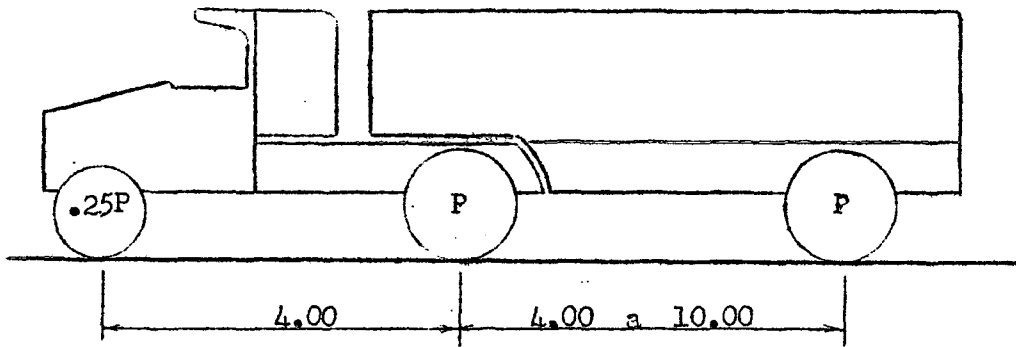
$$I \neq \frac{15}{L \neq 40} \quad \text{con un máximo de 30\%}$$

en la cual

I = Fracción en que debe incrementarse la carga de calzada para considerar los efectos dinámicos y de vibración.

L = Claro del tramo o elemento cargado, o distancia de la sección estudiada a la concentración más alejada en voladizos.

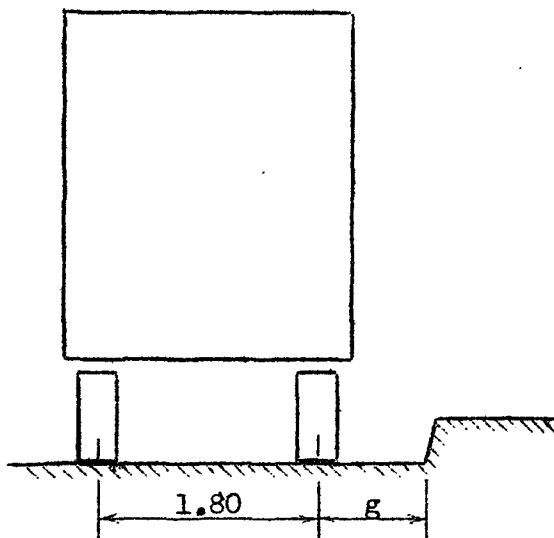
9. Empuje de tierras. Las estructuras deben proporcionarse para soportar los empujes dados por la fórmula de Rankine. Cuando no se haga un estudio especial del material que se usará en el terraplén, el empuje no será menor /que el correspondiente



Tipo de carga	Concentración por eje en tons.			Carga uniforme en T/m ²
C 36	4	16	16	W = 0.24
C 27	3	12	12	W = 0.18
C 18	2	8	8	W = 0.12



Figura 3
Cargas de calzada



$g = .30$ para el cálculo de losas y elementos del sistema de piso (Véanse esfuerzos permisibles en el artículo 3.l.d.).

$g = .90$ para el cálculo de todos los demás elementos del puente, si la calzada $A_c \geq 7.20$ m.

$g = .25 A_c - .90 \geq .60$, si la calzada es menor de 7.20 m.

Figura 4
Posiciones extremas del camión tipo

que el correspondiente a un líquido con peso volumétrico de 0.45 T/m^3 . Cuando el empuje de tierras produzca un efecto favorable sobre algún elemento del puente, se tomará el 50% del valor anterior para proporcionar ese elemento.

El efecto de la carga viva se tomará en cuenta por medio de una sobrecarga inversamente proporcional a la profundidad de la sección estudiada según la siguiente expresión:

$$H_s = \frac{7 - Z}{6}$$

en la cual

H_s = sobrecarga expresada en metros

Z = profundidad en la sección estudiada

10. Fuerzas térmicas. Se considerarán en los cálculos los efectos que producen los cambios de temperatura.

Las variaciones térmicas se tomarán en cuenta de acuerdo con los datos de la localidad. A falta de éstos se tomarán los siguientes valores máximos:

a) Puentes de acero de paso a través

$\pm 30^\circ\text{C}$ (-10°C a $\neq 50^\circ\text{C}$)

b) Puentes de acero de paso superior

$\neq 20^\circ\text{C}$

c) Puentes de concreto

$\neq 15^\circ\text{C}$

11. Empuje dinámico del agua. Se considerará una presión, en Kg/m^2 de proyección sobre un plano normal al sentido de la corriente, según las fórmulas:

Para extremos rectangulares $p = 70 v^2$

Para tajamares a 90° $p = 40 v^2$

Para tajamares circulares $p = 30 v^2$

en las cuales "v" es la velocidad media de la corriente en m/seg. y "p" es la presión uniforme sobre el área proyectada.

12. Subpresión. (Efecto de flotación) Se calculará según el principio de Arquímedes.

/13. Empuje de viento.

13. Empuje de viento. (V) Se considerará en los cálculos la presión del viento deducida de los datos del estudio de campo.

Cuando no se disponga de datos precisos de intensidades de viento, se aplicarán las siguientes reglas generales:

a) Una presión horizontal normal del viento, aplicada como carga estática, de 300 Kg/m^2 sobre el área de la superestructura vista en elevación, incluyendo el sistema de piso y el parapeto, en secciones abiertas; y de 150 Kg/m^2 en secciones cerradas (Tipo cajón).

b) Únicamente para analizar el volteamiento de superestructuras con pisos ligeros y en casos especiales, (para lo cual deberá considerarse un coeficiente de seguridad de 1.6) se agregará, a las fuerzas indicadas en (a), una fuerza vertical de abajo hacia arriba igual a 60 Kg/m^2 en el ancho de la superestructura y aplicada al cuarto de dicho ancho del lado que sopla el viento.

c) Fuerzas tangenciales de viento, iguales a los siguientes porcentajes de los vientos normales:

Para superestructuras de armaduras 50%

Para superestructuras de trabes 25%

d) Una fuerza normal del viento de 100 Kg/m^2 en el área normal expuesta de los apoyos intermedios.

e) Una fuerza tangencial de viento de 100 Kg/m^2 en el área tangencial de los apoyos intermedios.

III. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES, ESFUERZOS PERMISIBLES Y COEFICIENTE DE SEGURIDAD

14. Generalidades. Para la determinación de esfuerzos se analizarán las siguientes combinaciones de carga, aceptándose para ellas los porcentajes de los esfuerzos unitarios indicados.

a) Para el proporcionamiento de todos los elementos de superestructuras, incluyendo los dispositivos de apoyo, y columnas de acero o concreto reforzado de la propia superestructura.

/80% de la carga

- 80% de la carga muerta / carga viva / impacto /
otras cargas pertinentes del Grupo "A" (Artículo 4) 100%
- Carga muerta / empuje de viento / otras cargas per-
tinentes del grupo "A", excepto viva e impacto . . 125%
- b) Para el proporcionamiento de subestructuras:
 - Carga muerta / carga viva / otras cargas pertinen-
tes del Grupo "A", excepto impacto 100%
 - Carga muerta / empuje de viento / otras cargas per-
tinentes del Grupo "A", excepto viva e impacto . . 125%
- c) Temporalmente durante la construcción en cualquier
elemento de la estructura 125%
- d) En puentes con anchos de calzada mayores de 7.2 m
y cuando se considere que una rueda está situada a
0.3 m de la guarnición 125%

15. Coeficientes de seguridad. En el análisis de volteamiento y deslizamiento se aceptarán los siguientes coeficientes de seguridad mínimos:

- a) Para combinaciones de carga en las que se exigen es-
fuerzos normales de trabajo 2.0
- b) Para combinaciones de carga en que se aceptan es-
fuerzos normales de trabajo incrementados en un 25% 1.6

16. Propiedades fundamentales del acero

Módulo de elasticidad 2 100 000
Coeficiente de expansión 0,000 011/oC

Especificaciones. Cuando no se indique otra cosa se entenderá que los materiales indicados en estas especificaciones, están sujetos a la última edición de las siguientes especificaciones de fabricación:

Acero estructural al carbono . . ASTM - A 7
Remaches ASTM - A 141
Rodillos y pasadores ASTM - A 235 (Clase C1)
Acero fundido ASTM - A 27 (Grado 65-35)
Refuerzo para concreto ASTM - A 15 (Grado estruc-
tural) y

ASTM - A 305

17. Esfuerzos unitarios básicos para estructura de acero

Tensión en secciones netas	1 250
Tensión en fibras extremas de secciones laminadas, <u>tr</u> <u>abes</u> y secciones compuestas sujetas a flexión, sección neta	1 250
Compresión axial en la sección bruta, miembros no afec tados por pandeo	1 250
Compresión por flexión, sección bruta, soporte lateral completo	1 250
Tensión o compresión en la fibra más alejada de pasa dores	1 900
Esfuerzo cortante en sección bruta	750
Tensión diagonal en secciones en las cuales existe si multáneamente máxima fuerza cortante y máximo momento	1 250
Remaches de Taller:	
Esfuerzo cortante	950
Aplastamiento cuando existe fuerza cortante doble	2 500
Aplastamiento cuando existe fuerza cortante sencilla .	1 900
Tensión (en la sección del cuerpo)	500
Remaches de campo:	
Esfuerzo cortante	750
Aplastamiento cuando existe fuerza cortante doble	2 000
Aplastamiento cuando existe fuerza cortante sencilla .	1 500
Tensión (en la sección del cuerpo)	400
Aplastamiento en superficies cepilladas en contacto .	1 900
Aplastamiento en pasadores no sujetos a rotación (ex cepto las que ocasionan las deflexiones)	1 700
Aplastamiento en pernos acabados	1 400
Aplastamiento en pasadores sujetos a rotación	850
Tensión en pernos en la raíz de la cuerda	950
Acero fundido:	
Esfuerzos unitarios iguales que para acero estructural, excepto tensión que se tomará el 75% de los valores <u>in</u> <u>dicados</u> .	

/Soldaduras:

Soldaduras: Los esfuerzos unitarios indicados en la última edición de las Especificaciones para puentes soldados de la American Welding Society. Miembros sujetos a esfuerzos combinados, pandeo, vigas sin soporte lateral en el patín de compresión, etc. Los esfuerzos unitarios resultantes de aplicar las fórmulas de la Sección 5.

18. Propiedades fundamentales del concreto. En casos especiales se harán estudios de los materiales por usarse.

En los casos ordinarios se usarán los siguientes valores:

- a) Coeficiente de dilatación = 0.000011 /°C
- b) $n = \frac{E_s}{E_c}$

Valores de "n" para el cálculo de:			
f'c	Resistencia y de deformación por cargas de horas o días	Deformaciones por cargas permanentes (meses o años)	Deformaciones por cargas momentáneas
140	15	30	12
210	10	20	8
280	8	16	6

Puede interpolarse para otros valores de f'c.

c) Contracción. Se tendrá en cuenta en el cálculo de estructuras estáticamente indeterminadas suponiendo una baja de temperatura equivalente y los valores de "n" correspondientes a los cálculos de resistencia.

En piezas con porcentaje de acero mayor de 0.5 15°C

En piezas con porcentaje de acero menor de 0.5 20°C

Estos valores podrán reducirse de acuerdo con la secuela y duración de las etapas de colado.

d) Fluencia bajo cargas permanentes. Este fenómeno se toma en cuenta al usar los valores de "n" indicados arriba para cargas permanentes.

19. Esfuerzos unitarios básicos para estructuras de concreto. Todos los valores están dados como factores de la resistencia del concreto a la ruptura a los 28 días de edad ($f'c$).

Son aplicables para $f'c \geq 280 \text{ Kg/cm}^2$.

- a) Flexión. Compresión en la fibra más alejada:
- Secciones rectangulares 0.4
 - Patines de vigas "T" 0.35
 - Tensión en la fibra más alejada para miembros de concreto simple 0.03
 - Tensión en la fibra más alejada en miembros de concreto reforzado 0
- b) Esfuerzo cortante. Vigas sin refuerzo del alma:
- Sin anclaje especial del refuerzo longitudinal . . . 0.02
 - Con anclaje especial del refuerzo longitudinal . . . 0.03
- Vigas con refuerzo del alma:
- Sin anclaje especial del refuerzo longitudinal . . . 0.05
 - Con anclaje especial del refuerzo longitudinal . . . 0.075
 - Esfuerzo cortante horizontal en conexiones entre losas y nervaduras 0.10
 - Torsión sin refuerzo especial 0.03
 - Torsión con refuerzo especial 0.075
- c) Compresión axial en columnas cortas no reforzadas . 0.25
- d) Otros tipos de esfuerzos.

Se tomarán los esfuerzos unitarios resultantes de aplicar las fórmulas de la Sección 6.

20. Esfuerzos unitarios básicos para acero de refuerzo

- Tensión 1 250
 - Compresión en vigas 1 100
- Adherencia para barras que cumplen con la Especificación A 305.
- En vigas, losas y en cimentaciones con refuerzo principal en un sentido 0.10 $f'c$
 - En cimentaciones con refuerzo principal en dos sentidos 0.08 $f'c$
 - En zonas donde existen simultáneamente máxima fuerza cortante y máximo momento flexionante 0.06 $f'c$

/Para barras

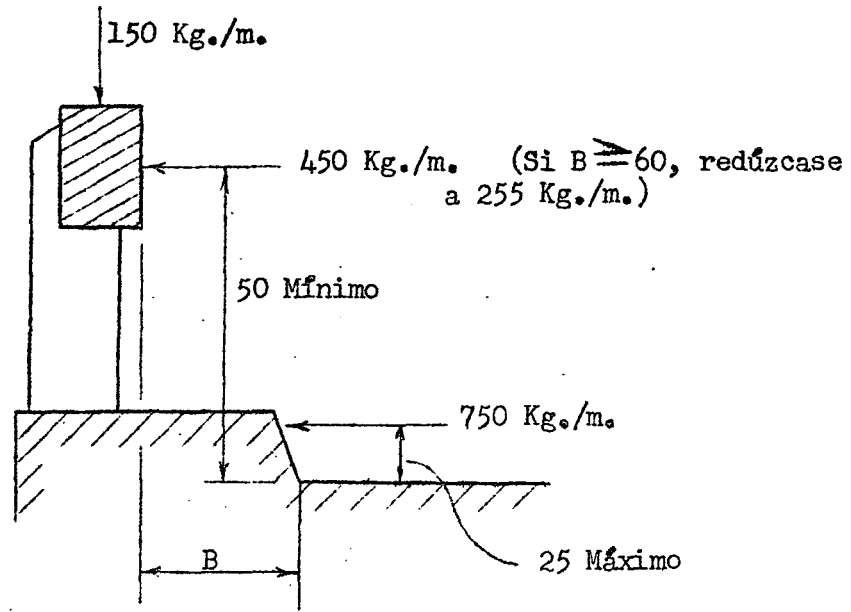


Figura 5
Cargas en guarniciones y parapetos

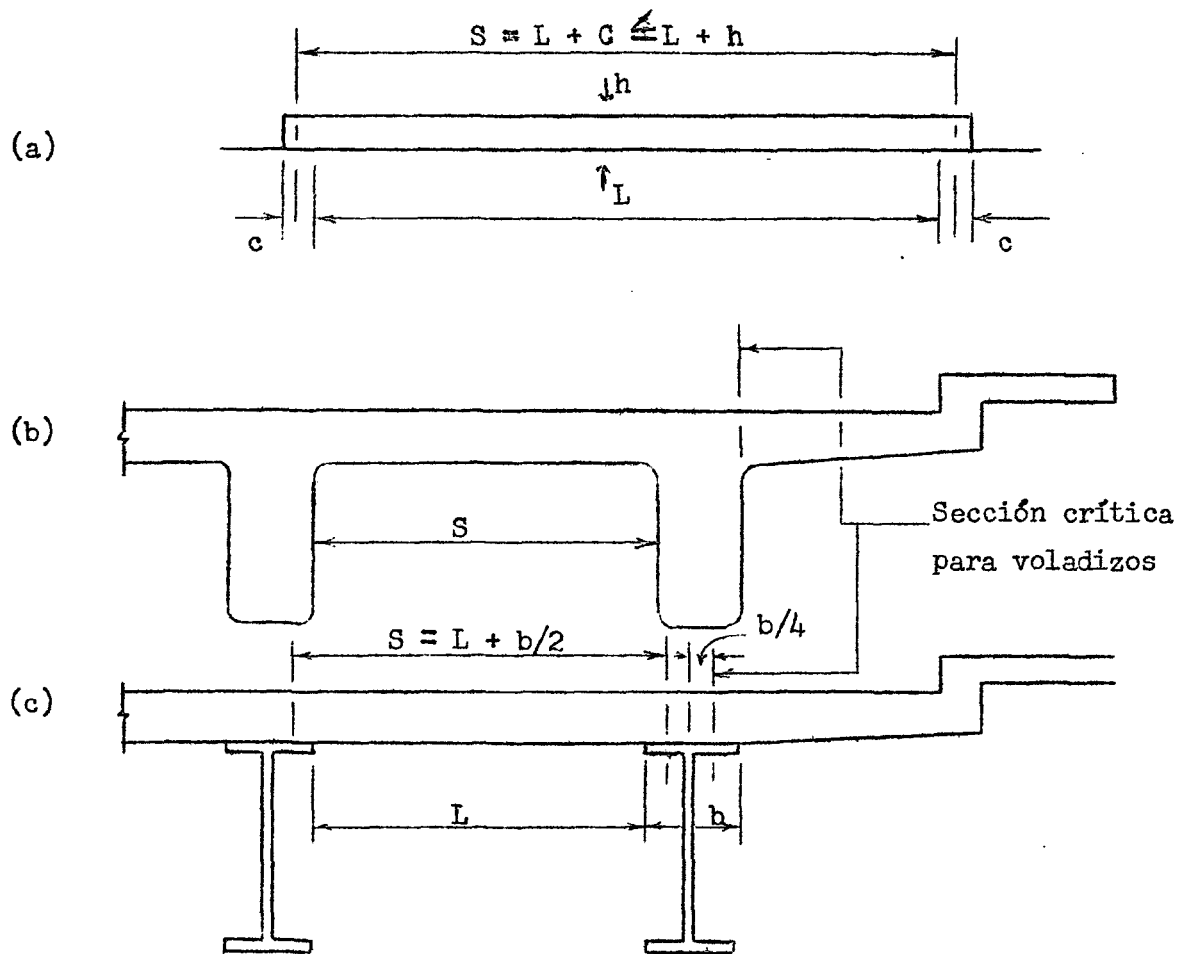


Figura 6
Claros de cálculo de losas

Para barras corrugadas que no cumplan la Especificación A 305 se tomarán valores iguales al 75% de los anteriores. Para barras lisas, valores iguales al 50%.

IV. DISEÑO DE SISTEMAS DE PISO

21. Generalidades. Las cargas de las ruedas se considerarán como concentradas excepto que, para analizar los efectos de concentraciones locales, (conexiones de los patines a las almas por cargas verticales, etc.), se distribuirán en un cuadrado con lado igual a 36 cm para la carga C 36, 27 cm para la carga C 27 y 18 cm para la carga C 18, en la superficie de la calzada, y en la masa del concreto se hará la distribución mediante líneas a 45° a partir del cuadrado arriba expresado.

22. Diseño de largueros. La distribución de cargas en largueros se calculará teniendo en cuenta las propiedades de los diafragmas y su distribución en el puente. Cuando no se haga el estudio anterior, se distribuirán las cargas de calzada en los largueros según las siguientes reglas:

a) En largueros interiores con separación menor de 1.8 m se tomarán una fracción de la carga de una rueda dada por

$$\frac{b}{1.8}$$

siendo "b" la separación c.a.c. de largueros expresada en metros.

b) En largueros interiores con separación mayor de 1.8 m y en largueros exteriores se calculará la reacción de la rueda considerando la losa como libremente apoyada en los largueros.

c) Las cargas muertas se distribuirán considerando la losa como continua sobre apoyos rígidos.

23. Diseño de losas de concreto

a) Claros efectivos de cálculo. Se considerarán según lo indicado en la figura 6.

b) Nomenclatura

S = Claro efectivo de cálculo en metros.

E = Ancho en que se considerará que se distribuye el peso de una rueda para aplicar las fórmulas usuales de flexión, expresado en metros (Ancho de distribución).

/A_c = Ancho de

A_c = Ancho de calzada entre guarniciones en metros.

P = Peso de una rueda, que se tomará como sigue:

6.0 Ton. para cargas C 36 y C 27 ^{1/}

4.0 Ton. para cargas C 18

X = Distancia del punto de aplicación de la carga a la sección crítica para losas en voladizo.

c) Momentos flexionantes producidos por cargas concentradas de calzada, (sin incluir impacto)

i) Losas con refuerzo principal normal al tránsito

Anchos de distribución:

Claros de 0.6 a 3.3 m $E = 0.6 S \neq 1.0$

Claros mayores de 3.3 $E = 0.3 S \neq 2.0$

Momentos flexionantes:

Losas libremente apoyadas $M = 0.25 \frac{PS}{E}$

Losas continuas o losas simples parcial
mente empotradas por la resistencia de
los traveses a torsión $M = 0.2 \frac{PS}{E}$

Losas en secciones celulares $M = \neq 0.15 \frac{PS}{E}$

Las fórmulas anteriores incluyen el efecto de todas las cargas que quepan en el tramo de la posición más desfavorable. Los extremos de losas de este tipo deberán atiesarse mediante diafragmas, o reforzarse adecuadamente de acuerdo con un estudio especial de los extremos discontinuos.

ii) Losas con refuerzo principal paralelo al tránsito

Ancho de distribución:

$$E = 0.25 \neq 1.0$$

con máximo de $0.25 A_c$ y máximo de 2.2 m

Momentos flexionantes: Los momentos se calcularán con los métodos usuales de resistencia de materiales, teniendo en consideración las cargas que quepan en el puente en la posición más desfavorable de acuerdo con el Artículo 5°. Las losas con refuerzo paralelo al tránsito no requieren vigas marginales longitudinales, bastando con la guarnición ordinaria.

1/ Se emplea un valor común de la carga de rueda para los remolques de 36 y 27 toneladas porque en el primer caso se han supuesto ejes tandem: en las fórmulas de anchos de distribución se han despreciado, colocándose siempre del lado de la seguridad, las pequeñas diferencias de esfuerzo producidos por las ruedas tandem de 8 toneladas con respecto a las sencillas de 6.

/iii) Losas en

iii) Losas en voladizo con refuerzo normal al tránsito

Ancho de distribución:

$$E = 0.8 X \neq 1.2$$

Momento flexionante:

$$M = \frac{PX}{E}$$

iv) Losas en voladizo con refuerzo principal paralelo al tránsito

Ancho de distribución:

$$E = 0.35 X \neq 1.0$$

con máximo de 0.25 A_c y máximo de 2.2 m

Momento flexionante:

$$M = \frac{PX}{E}$$

v) Acero de distribución. Para los cuatro casos anteriores se pondrá un porcentaje del acero principal calculado para el momento positivo, normalmente al acero principal y siempre en el lecho inferior, de acuerdo con la fórmula:

$$\frac{55}{\sqrt{S}} \leq 50\% \text{ para losas entre apoyos, y}$$

$$\frac{55}{\sqrt{X}} \leq 50\% \text{ para losas en voladizo}$$

vi) Losas perimetrales. Se calcularán mediante el método y los diafragmas de M. Pigeaud, considerando la losa como libremente apoyada, y la carga de un eje distribuido según se indica en la figura 7.

Los momentos encontrados se multiplicarán por los coeficientes siguientes:

≠ 0.8 para determinar los momentos en el apoyo y en el centro de losas continuas o parcialmente empotradas por la resistencia a torsión de las trabes.

≠ 0.6 para determinar los momentos en el centro y en los apoyos en secciones celulares.

Las losas con relación del lado menor de 0.5 no se considerarán perimetrales, pero sobre los diafragmas o piezas de puentes intermedios se pondrá acero de refuerzo en el lecho superior para resistir un momento flexionante igual al calculado para el refuerzo principal.

d) Momentos flexionantes producidos por cargas uniformes

i) Losas con refuerzo principal en un sentido

Se calcularán los momentos flexionantes correspondientes a vigas sobre apoyos rígidos. Cuando no se justifique el cálculo anterior, podrá usarse un coeficiente de momento de $1/10$

ii) Losas perimetrales

Se calcularán los momentos flexionantes mediante los coeficientes de Westergaard (Véanse Especificaciones de Joint Committee 1940).

e) Distribución del acero de refuerzo

Se colocará según se indica en la figura 8 aún cuando el cálculo de momento por carga viva no se haya hecho considerando losas perimetrales.

f) Tensión diagonal y adherencia

Las losas diseñadas de acuerdo con las reglas anteriores, son satisfactorias para tensión diagonal y adherencia.

V. DETALLES DE DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL

24. Esfuerzos alternados. Los miembros sujetos a esfuerzos alternados de tensión y compresión debidos a combinaciones de cargas del Grupo "A", se proporcionarán para el tipo de esfuerzo que requiera la sección máxima, aumentando cada uno de los esfuerzos en 50% del menor. Las conexiones de esos miembros se proporcionarán para la suma aritmética de los esfuerzos alternados no incrementados.

Si al aumentar la carga viva en un 50% se presentan esfuerzos opuestos a los de carga muerta, se usarán miembros de compresión o contradiagonales.

25. Capacidad de miembros a compresión

a) Longitud de pandeo. La longitud de pandeo se deducirá de los estudios de deformación del miembro. Cuando no se justifique un estudio especial, la longitud de pandeo "l" se tomará en función de la longitud total del miembro "L" según la siguiente tabla:

/Condición de un

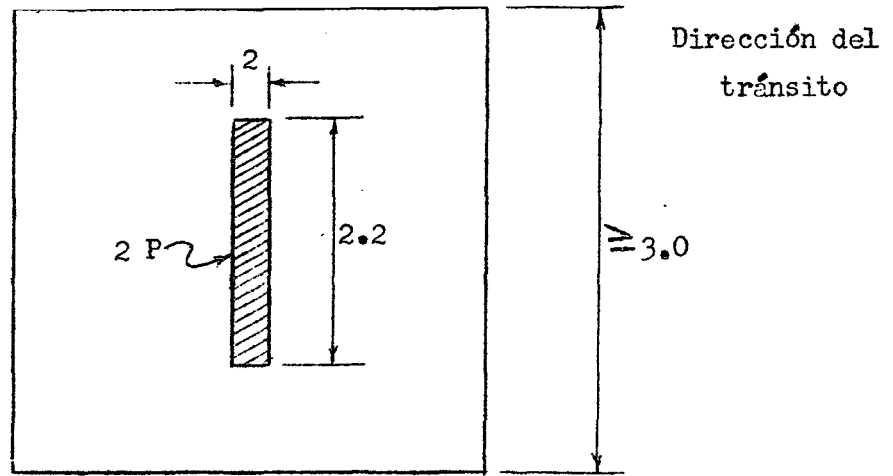


Figura 7
Distribución de la carga
de un eje en losas perimetrales

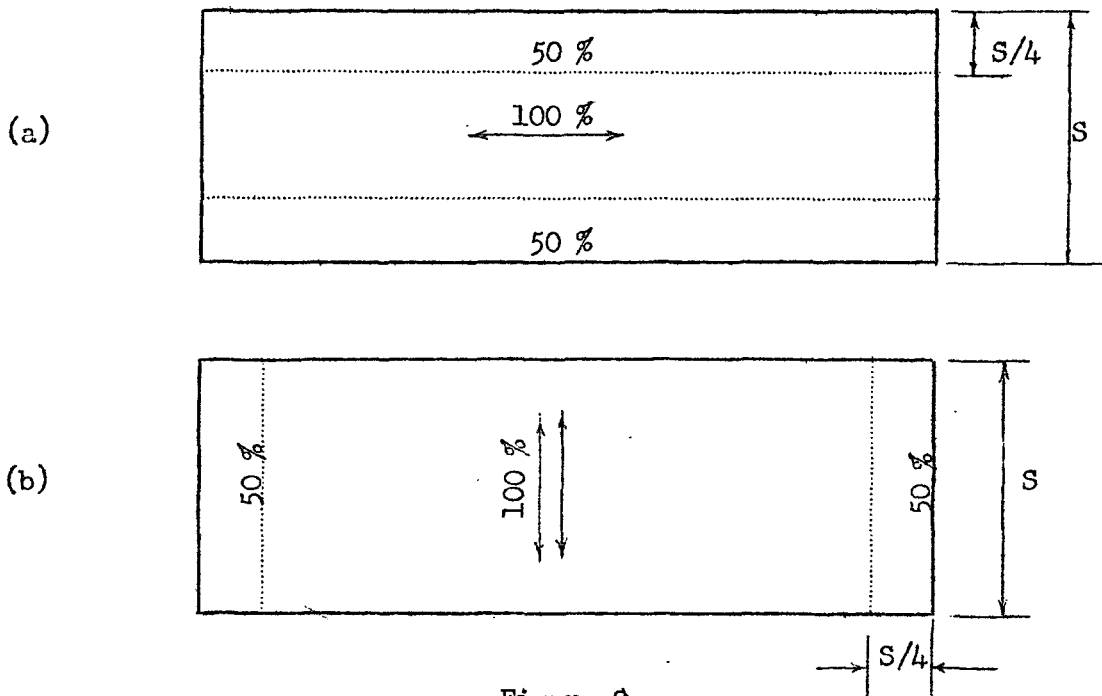


Figura 8
Distribución de acero de
refuerzo en losas perimetrales

Condición de un extremo	Condición del extremo opuesto	$\frac{1}{L}$
Empotrado	Libre	2
Empotrado	Articulado	0.7
Empotrado	Empotrado	0.5
Articulado	Articulado	1
Remachado o soldado ordinario	Remachado o soldado ordinario	6 0.85

La longitud "L" de las columnas, se tomará como la distancia entre las intersecciones de los ejes de los miembros.

b) Capacidad de columnas con carga axial

Caso 1. Relación de esbeltez ≤ 100 :

$$\frac{N}{A} \leq 1050 - 0.03 q^2$$

Caso 2. Relación de esbeltez mayor que 100:

$$\frac{N}{A} \leq \frac{7\,500\,000}{q^2}$$

c) Capacidad de columnas con carga exéntrica

Caso 1. Relación de esbeltez ≤ 100 :

$$\frac{N}{A} \leq 0.85 \frac{M_x}{S_x} \leq 0.85 \frac{M_y}{S_y} \leq 1050 - 0.03 q^2$$

Caso 2. Relación de esbeltez mayor que 100:

$$\frac{N}{A} \leq 0.85 \frac{M_x}{S_x} \leq 0.85 \frac{M_y}{S_y} \leq \frac{7\,500\,000}{q^2}$$

En las fórmulas anteriores, "q" es la relación de esbeltez "l/r" y "M" es el momento flexionante en el centro de la columna.

Cuando el momento flexionante en un extremo de la columna sea mayor que en el centro deberá verificarse además que el esfuerzo máximo en ese extremo, calculado por las fórmulas usuales, (sin tomar en cuenta los efectos del pandeo) no exceda de 1250 Kg/cm².

/d) Relaciones

d) Relaciones de esbeltez máximas permisibles. Considerando la longitud de pandeo "l" del inciso a) anterior, se limitará la esbeltez máxima a lo siguiente:

Miembros principales	120
Miembros secundarios	170

e) Miembros a flexión. Cuando el patín de compresión de un miembro a flexión no esté soportado en toda la longitud, se calculará el esfuerzo permisible mediante la fórmula:

$$f = 1250 = 0.35 \left(\frac{L}{B} \right)^2$$

en la cual "L" es la longitud entre puntos de soporte lateral (o entre puntos inflexión) y "B" es el ancho máximo del patín. El esfuerzo para aplicar esta especificación será el que tenga el miembro en el punto medio entre los soportes, pero en ningún caso el área requerida del patín será menor que la calculada para soporte lateral completo.

26. Limitaciones de miembros a compresión por pandeo local

a) Rama saliente de ángulos, placas y atiesadoras. La relación entre la dimensión de la rama saliente "b" y el espesor "t" estará gobernada por la fórmula:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{425}{\sqrt{f_s}}$$

con un máximo de 20 en la cual "f_s" es el esfuerzo unitario al cual está sometida la pieza.

b) Espesor de almas. El espesor del alma de los segmentos estará gobernado por la fórmula:

$$\frac{h}{t} \leq \frac{1040}{\sqrt{f_s}} \text{ con un máximo de 60.}$$

en la cual "h" es la distancia libre entre las líneas de gramil o cordones de soldadura más próximos, o los extremos de los filetes de los patines en secciones laminadas, y las demás letras tienen los significados ya expresados.

/c) Espesor de

c) Espesor de cubreplacas. Estará gobernado por la fórmula:

$$\frac{h}{t} \leq \frac{1300}{\sqrt{f_s}} \quad \text{con un máximo de 80.}$$

27. Proporcionamiento de columnas compuestas

a) Placas interrumpidas extremas. Cuando se proyecten miembros con placas interrumpidas o celosía, deberán proporcionarse placas interrumpidas extremas localizadas lo más próximo que sea posible de los extremos del miembro; tendrán una longitud no menor de 1.5 veces la distancia entre la línea de remaches o cordones de soldadura más próximos que conecten esas placas, debiendo tenerse presente los requisitos del Artículo 35 d.

b) Esbeltez local. La relación de esbeltez de los elementos que forman una columna compuesta no será mayor del 50% de la del miembro de que forman parte, ni mayor de 50.

Para el cálculo de esbeltez local se considerará el elemento articulado en los puntos de sujeción.

c) Elementos de sujeción. Las celosías o placas interrumpidas se proporcionarán para una fuerza cortante igual a 2.5% de la carga del miembro. Los elementos que forman las celosías se considerarán columnas articuladas en sus conexiones sin exceder las relaciones de esbeltez especificadas en 25.

Las placas perforadas deberán cumplir los requisitos señalados en la figura 9. Sus conexiones deberán cumplir con los requisitos de espaciamiento de remaches de costura de miembros sujetos a compresión.

28. Casos particulares de estabilidad. Los siguientes casos de estabilidad, que no están cubiertos por estas especificaciones, deben estudiarse por métodos reconocidos, exigiéndose los coeficientes de seguridad que se indican:

a) Pandeo. Columnas con más de dos elementos; columnas con soportes elásticos (como en las armaduras sin contraventeo superior); arcos empotrados o con articulaciones, columnas de marcos con nudos superiores desplazables; columnas con sección variable.

El coeficiente de seguridad será ≥ 2.2 .

\geq

/b) Abollamiento.

b) Abollamiento. Elementos de columnas cuando se disponga de diafragmas de liga en vez de celosías o placas; almas de trabes cuando no se justifique apearse a las reglas generales de estas especificaciones en cuanto a relaciones entre la altura y el espesor del alma o el número, separación y características de atiesadores; almas de arcos en todos los casos. El coeficiente de seguridad será ≤ 1.5 .

29. Espesores mínimos de material. Cuando los espesores de miembros de estructuras definitivas no esten gobernados por pandeo, deberán proporcionarse de acuerdo con lo siguiente:

- a) Miembros alternativamente sumergidos y en seco , 12 mm
- b) Miembros sumergidos 10 mm
- c) Miembros principales de estructuras no sujetos a condiciones especiales de corrosión, excepto almas de perfiles laminados 7.5 mm
- d) Almas de perfiles laminados, miembros que intervengan por pares (con una sola cara expuesta) y miembros secundarios 6 mm
- e) Empaques, roldanas, etc. No se limita espesor mínimo.
- f) Miembros ahogados en concreto. No se limita espesor mínimo

30. Detalles de estructuras remachadas

a) Dimensiones de remaches y perfiles. Los remaches serán, de preferencia, de 19 mm (3/4") o 22 mm (7/8") de diámetro. Solamente podrán usarse remaches de 16 mm (5/8") en perfiles que no admitan el uso de remaches mayores. Las dimensiones mínimas de los miembros serán tales que pueda hacerse el remachado en forma adecuada.

Para todos los cálculos y espaciamentos, se considerarán los diámetros nominales de los remaches.

/b) Distancias de

b) Distancias de remaches

Caso de remachado	Distancia		
	Mínima	Recomendable Min. o Máx.	Máxima
Conexiones y empalmes	3 d	3.5 d	12t
De costura, a compresión según la dirección del esfuerzo	-	-	16t 20tcm
De costura, a compresión normalmente a la dirección del esfuerzo	-	-	24t 30 cm
Al tresbolillo, a compresión, a lo largo de cada línea de gramil	-	-	24t 30 cm
De costura en los casos no especificados		30 cm	60 cm
Al extremo según la dirección del esfuerzo	2 d	-	3 d 6t
A una orilla recortada, normalmente a la dirección del esfuerzo	1.8 d		Ver Art. 26
A una orilla laminada o cepillada, normalmente a la dirección del esfuerzo (en placas)	1.5 d		Ver Art. 26
A una orilla laminada, normalmente a la dirección del esfuerzo (en perfiles)	1.2 d		Ver Art. 26

En la tabla anterior:

d = diámetro nominal del remache

t = espesor de la placa exterior más delgada

g = gramil

31. Sección neta de miembros remachados o apernados sujetos a tensión

a) Diámetro de agujeros. Para calcular las áreas netas de miembros deberán deducirse los agujeros considerando un diámetro 3 mm mayor que el nominal del perno o remache.

b) Agujeros al tresbolillo. Cuando en un miembro existan agujeros al tresbolillo, el ancho neto se obtendrá deduciendo del ancho bruto la suma de los diámetros de todos los agujeros de la cadena que se

/considere,

considere, y agregando, por cada línea de gramil, el valor:

$$\frac{s^2}{4g} \quad \text{en la cual}$$

- s = Espaciamiento longitudinal (paso) entre dos agujeros consecutivos
g = Espaciamiento transversal (gramil) de los mismos agujeros.

Deberán estudiarse las diversas cadenas de agujeros posibles para obtener el ancho neto mínimo.

Para aplicar la fórmula anterior a agujeros en ramas diferentes de ángulos y canales, se considerará como gramil la suma de los correspondientes a cada agujero medido según la espalda del ángulo o canal menos el espesor mínimo del mismo.

32. Area efectiva de ángulos y tres en tensión. Se calculará teniendo en cuenta las excentricidades de las conexiones. Cuando no se justifique el cálculo anterior podrá considerarse, en el caso de un ángulo único, de un par de ángulos conectados del mismo lado de la placa de unión, o de una te conectada por el patín, un área efectiva igual a la neta de la rama o patín conectada, más la mitad del área neta de la rama o alma no conectada.

33. Casos especiales de remaches

a) Remaches con agarres largos. Cuando el agarre exceda de 4.5 diámetros de remaches se tomarán los siguientes porcentajes de los esfuerzos unitarios permisibles indicados en el Artículo 17.

Relación Agarre Diámetro	% del Esfuerzo indicado en el Artículo 17
≤ 4.5	100
5.0	95
5.5	90
6.0	85
6.5	80
7.0	75
7.5	70
8.0	65

Pueden interpolarse valores intermedios.

/Los remaches

Los remaches con agarres mayores de 6 diámetros, serán de diámetro especial para garantizar que se llene totalmente el agujero.

b) Remaches de cabeza embutida. El área de aplastamiento se tomará como el diámetro nominal multiplicado por la longitud de la caña más la mitad de la longitud de cada cabeza embutida.

No se permitirán remaches de cabeza embutida sujetos a tensión.

34. Estructuras soldadas. Se sujetarán a la última edición de las especificaciones para puentes soldados de la "American Welding Society" con las siguientes modificaciones.

a) Artículo 210. De los datos de la tabla 1 se usarán los correspondientes al tipo "B" si el esfuerzo máximo se produce por carga de una rueda o un eje, los del tipo "C" si se produce por carga de dos ejes o de un camión y los del tipo "D" si el esfuerzo máximo se produce por carga uniforme o por combinaciones de cargas con empuje de viento.

b) Artículo 218. En conexiones no sometidas a esfuerzos calculados se permitirá soldadura a tope sin preparación o en "V", por un solo lado, en partes con espesor no mayor de 7 mm.

En conexiones no sometidas a esfuerzos calculados se permitirá soldadura a tope sin preparación, con material de respaldo, en piezas con espesor hasta de 14 mm.

En conexiones trabajando a 75% o menos de su capacidad se permitirá soldadura a tope, sin preparación, por ambos lados en piezas con espesor máximo de 14 mm.

c) Artículo 221. Las uniones soldadas con esfuerzos no calculados no necesitan cumplir con esta especificación.

35. Conexiones

a) General. Las conexiones de los miembros se proporcionarán para los esfuerzos a los cuales queden sometidos, o bien, cuando no resulte oneroso, para la capacidad del miembro conectado.

b) Conexión mínima. En estructuras remachadas los miembros se conectarán por tres remaches como mínimo.

En estructuras soldadas los miembros se conectarán por un sistema con capacidad mínima de 8 toneladas.

/c) Conexiones

c) Conexiones a tope. Solamente se aceptará que los esfuerzos de compresión se transmitan mediante conexiones a tope cuando los extremos de los miembros sean cepillados y ajustados en el taller. Aún para este caso deberá proyectarse una conexión adicional capaz de resistir el 75% del esfuerzo máximo del miembro.

d) Extremos de miembros compuestos. Los extremos de miembros compuestos cuyas conexiones no se hagan a todos los elementos componentes deberán llevar, en una longitud no mayor de 2 veces el ancho máximo del miembro, suficiente número de remaches o pernos, o cantidad de soldadura, para transmitir los esfuerzos de dichos elementos a los otros elementos del miembro en los cuales se hace la conexión.

e) Disposición de las conexiones. De preferencia deberán conectarse todos los elementos que formen un miembro, agregando, en casos necesarios ángulos auxiliares para transmitir los esfuerzos de las porciones de los miembros que no queden alejadas en los planos de conexión.

Siempre que sea posible se proyectarán los miembros en tal forma que los extremos se reduzcan gradualmente a medida que transmitan su esfuerzo mediante la conexión correspondiente, procurando evitar cambios bruscos de sección.

El ancho efectivo de las placas de nudo no excederá del 150% del ancho del miembro conectado en el plano de la placa. Las placas de nudo cuyos bordes no cumplan los requisitos del artículo 26 deberán atiesarse.

36. Empalmes

a) Generalidades. Deberán aplicarse a los empalmes las mismas limitaciones que a las conexiones. De preferencia los empalmes se harán mediante elementos de igual forma, igual área neta y localizados en la misma posición que los elementos que se empalmen.

b) Empalmes indirectos. Para el proyecto de empalmes indirectos deberán preverse los esfuerzos de flexión en los remaches o cordones de soldadura. Cuando no se justifique el cálculo anterior, podrá proyectarse el empalme incrementando la capacidad en un 20% (con respecto a la de un empalme directo) por cada placa intermedia.

/37. Empaques.

37. Empaques. Los empaques deberán unirse al miembro de que forman parte mediante una conexión con resistencia igual o mayor que el esfuerzo medio del miembro multiplicado por la sección transversal del empaque. La conexión del empaque puede hacerse mediante remaches ad hoc, o bien, aumentando la capacidad de la conexión general del miembro. (Para estructuras soldadas véase el artículo 233 de las especificaciones de la A.W.S).

38. Esfuerzos secundarios. Cuando en el diseño de una estructura se prevean esfuerzos secundarios importantes, deberá hacerse el cálculo de éstos.

La suma de los esfuerzos principales con los esfuerzos secundarios, no deberá exceder del 120% de los esfuerzos normales permisibles.

39. Apoyos

a) Esfuerzos permisibles en rodillos y mecedoras. Las cargas permisibles, en Kg/cm lineal, serán las obtenidas por las siguientes fórmulas:

$$\text{Diámetro hasta 65 cm } \frac{f's - 900}{1400} 40 D$$

$$\text{Diámetros mayores de 65 cm } \frac{f's - 900}{1400} 320 \sqrt{D}$$

en las cuales: $f's$ = Esfuerzo unitario de fluencia del acero.

D = Diámetro del rodillo o mecedora en centímetros.

Los esfuerzos unitarios obtenidos de las fórmulas anteriores podrán incrementarse en un 25% cuando se protejan los apoyos contra la oxidación y la acumulación de materiales extraños.

b) Tipos de apoyos móviles. Las superestructuras simplemente apoyadas con claros de 15 m o menores, podrán tener apoyos de placas del mismo material. Las placas deberán rebajarse como mínimo 3 mm colocándose cuatrapeados los sentidos de rebaje de las placas al sobreponerlas. Las superestructuras simples con claro mayores de 15 m o las continuas, tendrán apoyos elásticos, de rodillos, mecedoras, o placas deslizantes de materiales especiales, dispuestas en tal forma que no se tengan concentraciones excesivas en los bordes de las placas.

/c) Apoyos fijos.

c) Apoyos fijos. Para claros hasta de 15 m no serán necesarios dispositivos especiales para evitar concentraciones en los bordes. Los claros mayores de 15 m estarán provistos de apoyos con placas curvas, articulaciones o pasadores para evitar concentraciones en los bordes.

40. Contraventeo

a) Generalidades. Deberán proveerse contravientos transversales y longitudinales para transmitir las fuerzas de viento (o sismos en casos especiales) a los apoyos.

En traveses con claros menores de 40 m no será necesario contraventeo longitudinal si se dispone de una losa ininterrumpida de concreto debidamente anclada al acero estructural. En traveses con claros entre 40 y 60 m puede omitirse el contraventeo longitudinal definitivo si se proyecta una losa ininterrumpida de concreto debidamente anclada al acero estructural y se dispone de un contraventeo provisional durante la construcción. En claros mayores de 100 m se usará contraventeo longitudinal en dos planos.

b) Sistemas de contraventeo. Si se usa un sistema sencillo de triangulación, las partes componentes deberán cumplir los requisitos de miembros a compresión.

Si se usa un sistema doble de triangulación, podrá considerarse que las cargas se reparten entre los dos sistemas, siempre y cuando los miembros cumplan simultáneamente los requisitos de miembros a tensión y compresión.

c) Armaduras de paso a través. Podrá omitirse el contraventeo en el plano de la cuerda superior, siempre y cuando se diseñen las cuerdas como soportadas en apoyos elásticos.

Los portales intermedios y sus tornapuntas pueden omitirse si se diseña adecuadamente el contraventeo en el plano de la cuerda superior, y el proporcionamiento de los portales extremos es satisfactorio.

41. Proporcionamiento de barras para pasadores. La sección transversal de la barra en el eje del pasador, deberá ser igual o mayor que el 140% del área calculada para la sección transversal del miembro.

El área de la sección del miembro atrás del pasador deberá ser igual o mayor que el área calculada para la sección transversal del miembro.

/42. Flechas.

42. Flechas. Las flechas por carga viva de elementos sujetos a flexión, simples o continuos, no deberán exceder de $1/800$ del claro de cálculo. Las de miembros en voladizo no deberán exceder de $1/300$ del claro. Las cargas de banqueta no deberán tenerse en cuenta al calcular las flechas. El cálculo se hará considerando la sección bruta de los miembros. Cuando se usen placas perforadas el área se determinará dividiendo el volumen neto del miembro entre su longitud.

43. Superestructuras con losa de concreto. Cuando se proyecte una losa de concreto en contacto con miembros de acero sujetos a tensión por flexión, el proporcionamiento y los sistemas de construcción serán tales que la tensión de la losa producida por las deformaciones de carga muerta y carga viva, no exceda del 20% de $f'c$.

44. Previsión para gateo. En el proporcionamiento y diseño de superestructuras, deberá preverse el gateo de éstas durante el montaje. Cuando no resulte oneroso, deberá preverse el gateo de la superestructura una vez que el puente esté en operación.

45. Proporcionamiento general de trabes de alma llena.

a) Esfuerzos de flexión. Todos los cálculos se harán basados en la sección bruta, incluyendo la posición del eje neutro y el momento de inercia, excepto que, para calcular los esfuerzos netos en el patín de tensión, o en el patín de compresión cuando existan agujeros que no serán ocupados por remaches, se multiplicará el esfuerzo bruto obtenido según se indicó arriba por la relación entre el área bruta del patín y el área neta calculada según el Artículo 31 b.

Para la aplicación de esta especificación se considerará como patín, en vigas laminadas y trabes soldadas, el patín propiamente dicho incluyendo los filetes de unión al alma; y en trabes remachadas, las cubreplacas, los ángulos y la parte del alma cubierta por éstos.

b) Esfuerzo cortante. En los casos comunes se calculará el esfuerzo cortante unitario, dividiendo la fuerza cortante total entre el área bruta del alma. Para vigas laminadas se considerará como altura del alma la comprendida entre los extremos de los filetes de los patines; para vigas soldadas, la comprendida entre los cordones de unión a los

/patines, y

patines, y en traveses remachados la placa del alma incluyendo aquella parte cubierta por las ramas verticales de los patines.

c) Esfuerzos principales. Cuando en una sección de una trabe laminada o soldada existan simultáneamente máxima fuerza cortante y máximo momento flexionante, el esfuerzo principal en la unión de los patines y el alma, calculado mediante la fórmula

$$\frac{f}{2} + f \sqrt{\frac{f^2}{4} + v^2}$$

deberá ser igual o menor que 1 250 Kg/cm². En la fórmula anterior, "f" es el esfuerzo bruto de flexión, y "v" el esfuerzo cortante bruto para la misma condición de carga que la empleada al calcular "f".

Como simplificación "v" podrá tomarse igual al 85% del esfuerzo cortante medio calculado según el inciso b) anterior, y no será necesario hacer la revisión del esfuerzo principal si el esfuerzo cortante medio es menor de 350 Kg/cm².

46. Detalles de los patines de traveses. En tramos simplemente apoyados las cubreplacas deberán prolongarse por lo menos, 30 cm más allá de los puntos teóricos indicados por los cálculos. En tramos continuos o articulados se prolongarán por lo menos 60 cm.

Siempre que sea posible deberán recortarse los extremos de las cubreplacas reduciendo gradualmente su sección.

En cualquier caso deberá proporcionarse suficiente número de remaches o pernos, o cantidad de soldadura, para que cada cubreplaca pueda desarrollar su capacidad total antes del comienzo de la siguiente cubreplaca o de alcanzar el punto de momento flexionante máximo.

Las secciones transversales de los patines de tensión y compresión podrán ser diferentes para uniformar los esfuerzos.

En traveses soldados deberá preferirse el uso de una sola placa formando cada patín, que el de varias placas superpuestas. Para variar la sección de la placa de patín, podrá reducirse el ancho de la misma, o bien soldar a tope varias placas para proporcionar el área requerida en cada punto.

/47. Proporcionamiento

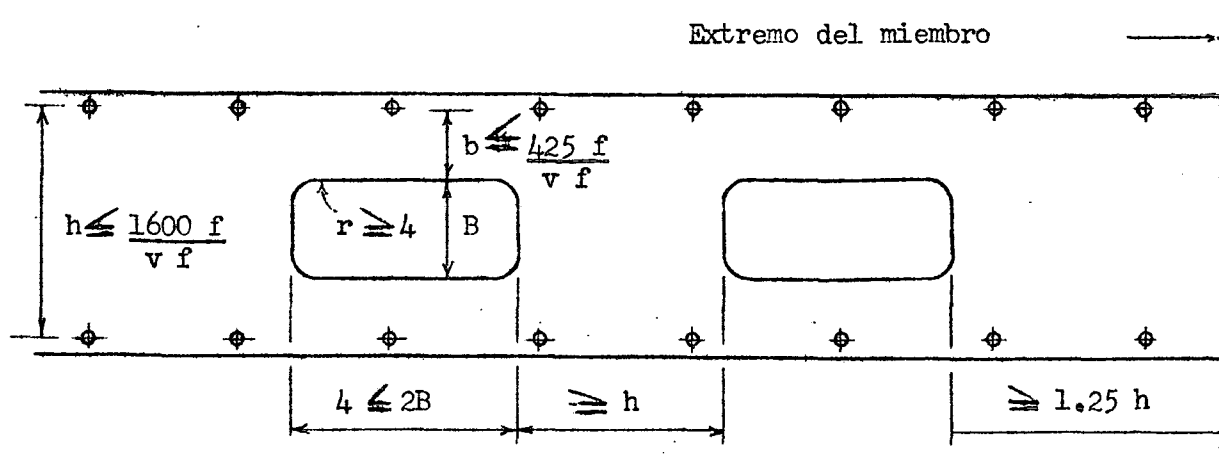


Figura 9
Miembros con placas perforadas

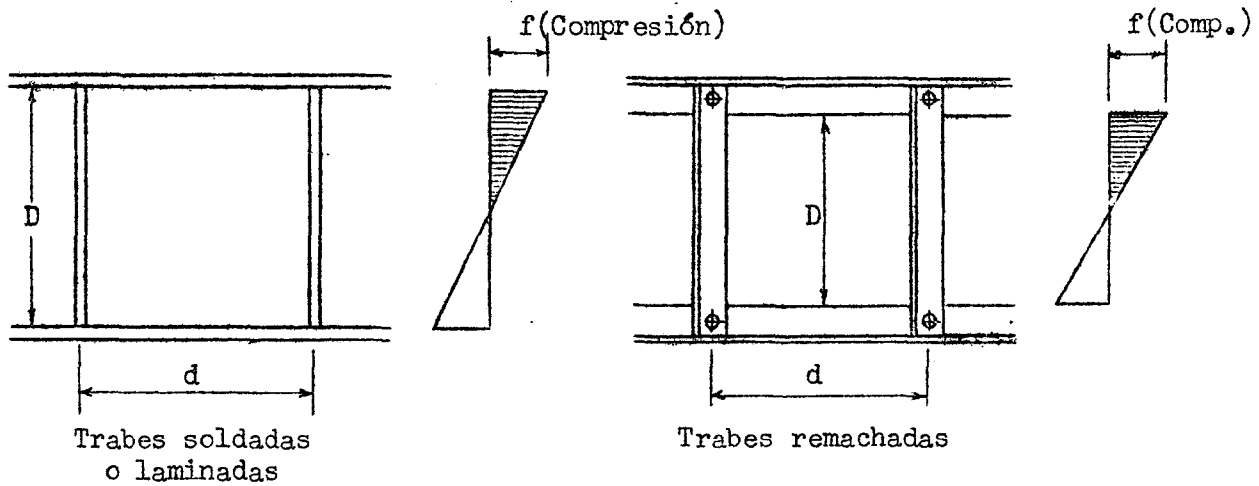


Figura 10
Traves con atiesadores transversales

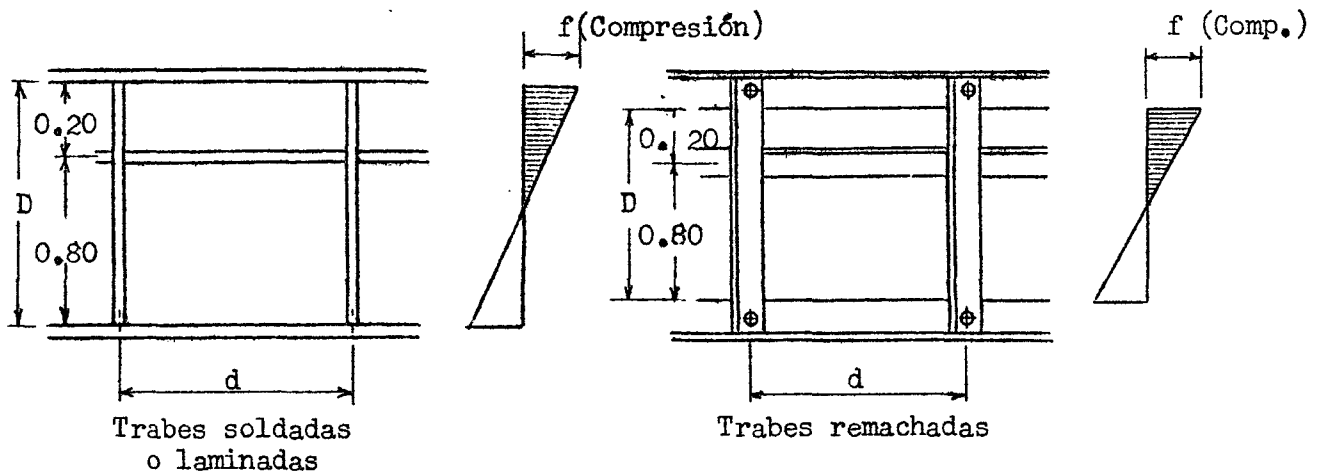


Figura 11
Traves con atiesadores transversales y uno longitudinal

47. Proporcionamiento del alma en traves.

a) Generalidades. La nomenclatura será la indicada en las figuras 10 y 11 para la aplicación de las fórmulas de este artículo "f" será el esfuerzo bruto máximo a compresión del alma en el punto medio del tablero, calculado según 45 a, y "v" el esfuerzo cortante unitario bruto en el punto medio del tablero calculado según 45 b, Como simplificación podrán considerarse los esfuerzos en el extremo con mayor esfuerzo cortante.

b) Almas sin atiesadores. Excepto en los puntos bajo cargas concentradas, en los apoyos, o en las conexiones de marcos o vigas, no se requieren atiesadores transversales si se cumple el siguiente requisito:

$$v \neq 0.2 f \leq \frac{6\,300\,000}{\left(\frac{D}{t}\right)^2}$$

con límite de: $\frac{D}{t} \leq 150$ para traves soldadas

$\frac{D}{t} \leq 170$ para traves remachadas

c) Espaciamiento de atiesadores transversales. Cuando no se proyecten atiesadores longitudinales, se calculará el paso de los atiesadores transversales mediante las siguientes fórmulas:

$$d = \frac{2\,500 D}{\sqrt{(v + 0.2f) \left(\frac{D}{t}\right)^2 - 4\,700\,000}} \quad \text{si } d < D$$

$$d = \frac{2\,500 D}{\sqrt{(v + 0.2f) \left(\frac{D}{t}\right)^2 - 6\,300\,000}} \quad \text{si } d \geq D$$

con límite de: $\frac{D}{t} \leq 150$ para traves soldadas

$\frac{D}{t} \leq 170$ para traves remachadas

/d) Espaciamiento

d) Espaciamiento de atiesadores transversales para almas atiesadas longitudinalmente. Cuando en el alma de una trabe se proporcione debidamente un atiesador longitudinal situado a $0.2 D$ a partir del patín más comprimido, la separación entre atiesadores transversales se calculará según las fórmulas:

$$d = \frac{2\,500\,D}{\sqrt{(v \pm 0.1f) \left(\frac{D}{t}\right)^2 - 7\,400\,000}} \quad \text{para } d < 0.8D$$

$$d = \frac{2\,200\,D}{\sqrt{(v \pm 0.1f) \left(\frac{D}{t}\right)^2 - 10\,000\,000}} \quad \text{para } d \geq 0.8D$$

con límite de: $\frac{D}{t} \leq 240$ para trabes soldadas

$\frac{D}{t} \leq 270$ para trabes soldadas

e) Proporcionamiento de atiesadores transversales. Los atiesadores transversales podrán colocarse por pares, o bien, de un solo lado del alma. Cuando se usen atiesadores de este último tipo, la rama saliente deberá ligarse al patín de compresión.

Cuando no se hagan estudios particulares de abollamiento, el momento de inercia de los atiesadores transversales será el obtenido por la fórmula:

$$I \geq \frac{1}{3} \left(\frac{D}{d}\right) 4Dt^3$$

en la cual I = Momento de inercia mínimo de los atiesadores en la sección considerada.

Cuando se coloquen atiesadores en ambos lados del alma, el momento de inercia del par de atiesadores se calculará con respecto al eje de la placa del alma. Cuando se coloquen atiesadores de un solo lado del alma el momento de inercia se calculará con respecto a la superficie de contacto entre el atiesador y el alma.

t = Espesor del alma

D y d según las figuras números 10 y 11.

/f) Proporcionamiento

f) Proporcionamiento de atiesadores longitudinales. Los atiesadores longitudinales se colocarán a 0,2 D a partir del patin de compresión. Cuando no se justifiquen estudios especiales, el momento de inercia de los atiesadores longitudinales se calculará mediante la fórmula:

$$I = \left(\frac{4d}{D} - 1 \right) Dt^3$$

en la cual las literales tienen el mismo significado que en el inciso anterior.

Los atiesadores longitudinales podrán interrumpirse en las intersecciones con los atiesadores transversales.

48. Refuerzo de almas de traves para cargas concentradas

a) Traves sin refuerzo. No será necesario reforzar las almas bajo carga concentrada o en los apoyos de traves laminadas o soldadas si se cumplen los siguientes requisitos:

$$\frac{P}{t(N + 2k)} \leq 1500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{P}{25t^2} \leq \frac{870000}{(D/t)^2}$$

en las cuales: P = Carga concentrada o reacción
t = Espesor del alma
N = Longitud de apoyo
K = Distancia entre la raíz de los filetes y la espalda del patín.
D = Altura libre del alma

b) Atiesadores en puntos de concentración de carga. En puntos bajo cargas concentradas y sobre los apoyos, deberá reforzarse el alma de las traves remachadas, y la de las vigas laminadas o soldadas cuando no se cumplan los requisitos del inciso "a" anterior.

De preferencia, el refuerzo consistirá en un par de atiesadores colocados unos a cada lado del alma, que deberá quedar en contacto directo con el patín que recibe la carga y tener un área al aplastamiento calculada conforme a los esfuerzos unitarios indicados en el Artículo 17; se descontará de las superficies de contacto las correspondientes a los

/filetes de los

filetes de los ángulos o vigas laminadas, o los cordones de soldadura en vigas soldadas. Los atiesadores se verificarán como columnas sujetas a las cargas concentradas o reacciones, considerando como longitud de pandeo de la columna el 85% de la distancia entre las espaldas de los patines y tomando en cuenta una longitud de alma no mayor de 25 veces el espesor de ésta. Estos atiesadores no se doblarán, debiendo empacarse o recortarse para librar las ramas verticales de los ángulos o los filetes de soldadura. Tendrán una conexión al alma capaz de transmitir la carga concentrada total o la reacción.

En construcción remachada podrá considerarse como área de contacto la correspondiente a los empaques bajo atiesadores si se sueldan o se cepillan para tener contacto con los ángulos del patín.

VI. DETALLES DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

49. Datos geométricos generales

a) Claros de cálculo. En losas de sistema de piso y en vigas simplemente apoyadas, los claros de cálculo serán los indicados en la figura 6. Para el análisis de vigas continuas el claro de cálculo será la distancia entre los centros de los apoyos. En marcos rígidos será la distancia entre las intersecciones de los ejes de los miembros.

b) Propiedades geométricas. Para el análisis de vigas continuas y marcos rígidos deberán considerarse los momentos de inercia de las secciones brutas, despreciando el efecto del acero de refuerzo. El momento de inercia de las superestructuras será el correspondiente a la sección transversal total, no tomando en cuenta los parapetos, ni las guarniciones o banquetas cuando no se cuelen monolíticamente con la superestructura antes de remover la obra falsa. En miembros de sección transversal variable, el peralte en la intersección de dos o más miembros será el obtenido prolongando las caras del miembro.

50. Acero de refuerzo

a) Espaciamiento mínimo. El espaciamiento libre mínimo, medido entre las caras de las varillas, será igual al diámetro de varillas, pero no menor que el tamaño máximo del agregado grueso. Cuando se proyecten empalmes mediante traslapes, el espaciamiento será tal que se cumpla el mínimo fijado aún en las secciones con empalmes.

/b) Espaciamiento

b) Espaciamiento máximo. El espaciamiento máximo centro a centro de varillas, en losas, será de 2.5 veces el peralte total con un máximo de 45 cm.

c) Recubrimiento. El recubrimiento libre, medido a la cara de la barra o estribo, será el indicado en la siguiente tabla:

Caso	Recubrimiento libre en centímetros
Superestructuras. Superficies no expuestas al tránsito directo	2
Superestructuras. Superficies expuestas al tránsito directo	3
Pilotes precolados	3
Pilotes precolados en contacto con aguas salinas	4
Subestructuras (excepto pilotes)	5
Subestructuras en contacto con aguas salinas (excepto pilotes)	7

Cuando se especifique concreto con inclusión de aire podrán reducirse los tres últimos valores de la tabla anterior en un 30%

d) Empalmes. Podrán hacerse por medio de cualquiera de los siguientes procedimientos, enunciados en orden de preferencia:

i) Soldadura al arco, a tope, con los extremos de las barras preparados por medios mecánicos, o con soplete y afinado con esmeril; de preferencia el refuerzo de la soldadura deberá cepillarse o esmerinarse, pero en ningún caso excederá de 3 mm; se aceptará como eficiencia del empalme el 100%.

ii) Templadores o manguitos, tomándose la eficiencia correspondiente a la cuerda y a la longitud de rosca.

iii) En losas y columnas, traslapes rectos según los datos de la tabla siguiente:

/f'c en

f'c en Kg/cm ²	Longitud de traslapes en diámetro de varilla		
	Varillas lisas	Varillas corrugadas que no cumplen la Especificación ASTM - A305	Varillas corrugadas que cumplen la Especificación ASTM- A305
140	60	40	30
210	40	30	30
280	30	30	30

iv) En nervaduras, traslapes rectos según los datos de la tabla anterior incrementando la longitud de traslapes en un 50%. Cuando en una sección sea necesario empalmar más de la tercera parte de las varillas, las longitudes mínimas de traslapes fijadas en los incisos iii) y iv), se aumentarán en un 50%.

e) Áreas máximas. El área máxima de la sección transversal de cada varilla o atado de varillas, será la indicada en la siguiente tabla:

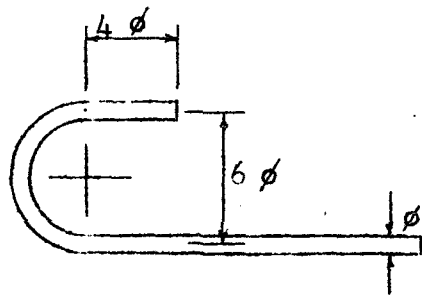
f'c (Kg/cm ²)	140	210	280 o mayor
A máx. (cm ²)	8	16	26

f) Detalles del armado. Los ganchos y dobleces se harán según los datos de la figura 12. El gancho tipo 2 solamente deberá usarse cuando no sea posible usar el gancho tipo 1, y siempre que el eje de la extensión de la barra diste de la cara exterior más próxima del concreto por los menos 3 diámetros de varilla.

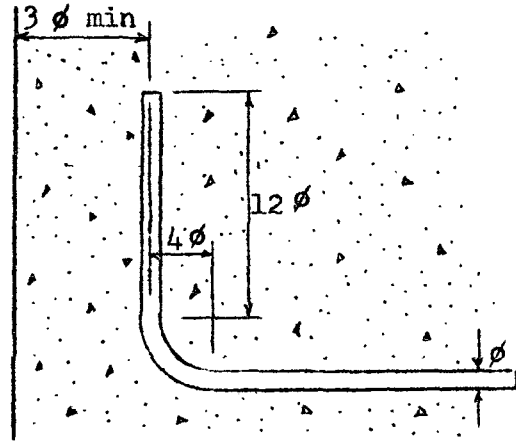
51. Extremos de varillas del refuerzo longitudinal

a) Varillas dobladas o con gancho. El punto de comienzo del gancho o doblez, deberá colocarse 15 diámetros de varilla más allá de aquél en el que teóricamente no es necesaria si se trata de estructuras simplemente apoyadas, y 30 diámetros si se trata de estructuras articuladas o continuas.

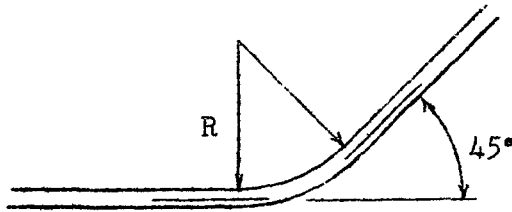
/b) Varillas rectas.



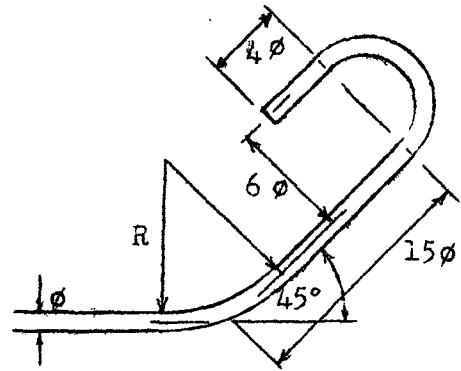
Gancho tipo 1
(a)



Gancho tipo 2
(b)



Dobleces
(c)



Gancho y doblez
(Para terminación de varillas en zona de tensión si $\phi > 26$ mm)
(d)

f'c	R	
	Zona de tensión	Zona de compresión
140	8φ	4φ
210	6φ	
280 o may.	4φ	

Figura 12
Ganchos y dobleces tipo

b) Varillas rectas. El extremo de la varilla deberá colocarse 40 diámetros más allá del punto en que teóricamente no es necesaria si se trata de estructuras simplemente apoyadas, y 60 diámetros si se trata de estructuras articuladas o continuas.

c) Refuerzo en los apoyos. Por lo menos la cuarta parte del acero de refuerzo requerido para el máximo momento positivo de cada tramo deberá prolongarse hasta los apoyos.

d) Recorte de varillas. En una longitud de miembro igual a 40 diámetros de varilla, no deberá recortarse más del 25% de las barras que forman el refuerzo principal de tensión, excepto en el caso de empalmes mediante traslapes en que se seguirán las indicaciones del Artículo 50 d.

52. Refuerzo del alma

a) Anclaje especial. Para considerar anclaje especial las varillas deben anclarse en zona de compresión o de momento flexionante nulo, o bien, en el lecho opuesto al que pertenecen en zonas donde ocurre inversión de momento.

El anclaje consistirá en una prolongación, a partir del punto en que teóricamente no es necesaria la varilla, suficientes para desarrollar, con los esfuerzos de adherencia especificados en 20, la capacidad total de la varilla. Esta prolongación puede substituirse por un gancho tipo. Para el caso particular de varillas dobladas, el anclaje se proporcionará según se indica en la figura 14.

b) Esfuerzo cortante permisible. Dependerá del tipo de anclaje del refuerzo longitudinal. Cuando se prevea anclaje especial de todas las barras en zonas en que el esfuerzo cortante sea mayor del 3% de $f'c$, el esfuerzo cortante unitario máximo deberá ser igual o menor que el 7.5% de $f'c$; se considerará que el concreto resiste el 3% de $f'c$, y el refuerzo del alma la diferencia.

Cuando no se prevea anclaje especial del refuerzo longitudinal, el esfuerzo cortante unitario máximo deberá ser igual o menor que el 5% de $f'c$, considerándose que el concreto resiste el 2% de $f'c$, y el refuerzo del alma, la diferencia.

/c) Detalles del

c) Detalles del armado. El alma se reforzará por medio de estribos verticales o barras dobladas a 45° , no permitiéndose las barras "flotantes".

La separación máxima entre estribos, para considerarlos efectivos, será el 50% del peralte efectivo; la de barras dobladas a 45° , medida sobre el semiperalte, será el peralte efectivo. La primera barra doblada o el primer estribo, se colocará según los datos de la figura 13.

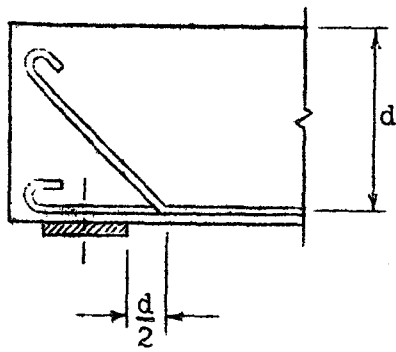
Los estribos deberán anclarse lo más próximo que sea posible de la cara que limita la zona de compresión. En la zona de tensión deberán doblarse alrededor del refuerzo longitudinal para formar estribos cerrados o en forma de "U", o bien, deberán soldarse al refuerzo longitudinal con una conexión con capacidad igual a la del estribo.

Las barras dobladas se anclarán mediante ganchos o mediante prolongaciones que desarrollen la capacidad total de la barra por adherencia. (Véase figura 14).

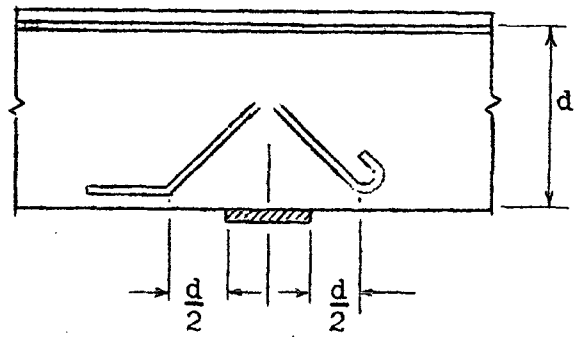
53. Refuerzo a compresión en vigas. Deberá sostenerse para evitar el pandeo, por medio de estribos o barras especiales, debidamente ancladas a la masa del concreto, y espaciadas a una distancia no mayor de 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal. El esfuerzo unitario será el indicado en el Artículo 20.

54. Refuerzo especial en vigas peraltadas. Cuando el peralte de una trabe sea mayor de 1.5 m el alma deberá reforzarse con varillas longitudinales con superficie total no menor del 8% de la del acero principal, y distribuidas uniformemente entre el semiperalte de la viga y el acero principal de tensión.

55. Refuerzo por temperatura, contracción y fraguado. Las caras de miembros de concreto reforzado que no llevan acero de refuerzo por razones estructurales, deberán reforzarse para prever los esfuerzos de temperatura, contracción y fraguado. El refuerzo requerido en cada sentido y en cada cara es de $0.0015 bd$, con un máximo de $6 \text{ cm}^2/\text{m}$, siendo "b" el ancho de la cara y "d" el espesor total del miembro normalmente a la cara.

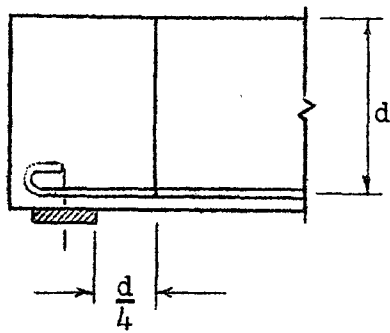


Apoyos extremos

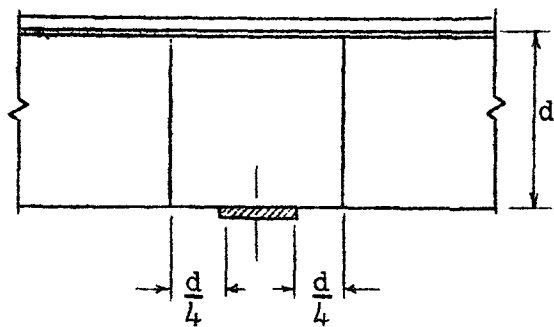


Apoyos intermedios de vigas continuas

Varillas dobladas



Apoyos extremos



Apoyos intermedios de vigas continuas

Figura 13

Distancia máxima del apoyo a la primera varilla doblada o estribo

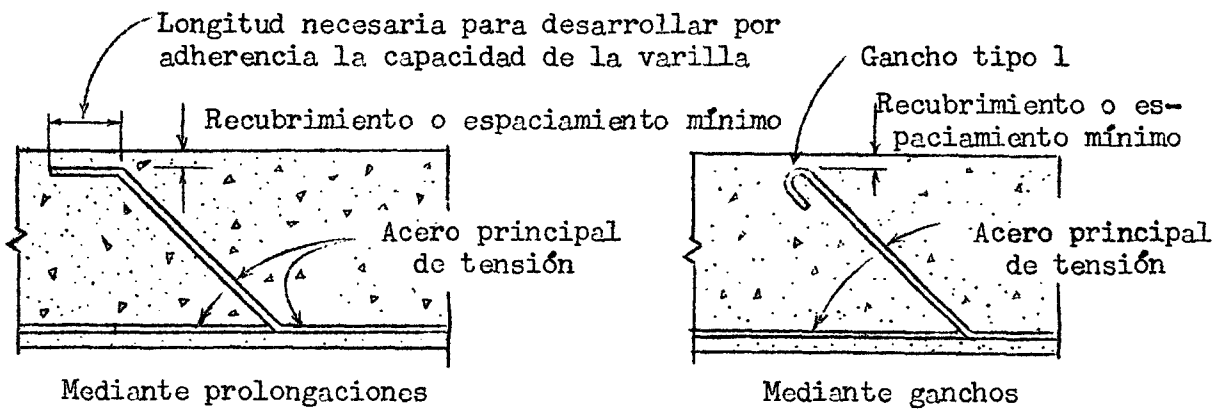


Figura 14

Anclajes de varillas dobladas

56. Acero de refuerzo en columnasa) Columnas con estribos

i) Refuerzo longitudinal. Estará formado por no menos de 4 barras con diámetro mínimo de 16 mm (5/18"). El área de la sección transversal del refuerzo no será menor del siguiente porcentaje del área de la sección transversal de la columna.

Esbeltez l/d	5 6 menor	6	7	8	9	10 6 mayor
Porcentaje	0.5	0.56	0.62	0.68	0.74	0.8

Cuando por algún motivo se proporcionen columnas con una sección transversal mayor que la necesaria para resistir los esfuerzos, podrá permitirse un porcentaje del refuerzo longitudinal menor que el anterior; en ese caso la capacidad del miembro será la indicada por la siguiente fórmula:

$$N = \frac{p'}{p} N$$

en la cual: N = Capacidad de una columna con refuerzo longitudinal menor que el especificado en la tabla anterior, pero no menor que la de una columna de concreto simple de iguales dimensiones.

p' = Porcentaje de refuerzo longitudinal de esa columna.

p = Porcentaje permisible según la tabla anterior.

N = Capacidad de una columna de iguales dimensiones a la estudiada, pero con el refuerzo mínimo permitido según la tabla anterior y colocado en la misma posición.

El área máxima del acero de refuerzo longitudinal será el siguiente porcentaje del área de la sección transversal de la columna:

f'c en Kg/cm ²	140	210	280
Porcentaje	4	5	6

/ii) Estribos.

ii) Estribos. Los estribos serán cerrados y deberán envolver al refuerzo longitudinal en tal forma que todas las barras exteriores queden en una esquina de los estribos.

El traslape de los estribos se hará en las esquinas y tendrá una longitud no menor de 10 diámetros de varilla a lo largo de cada rama.

El espaciamiento máximo entre estribos, cuando se use un sólo juego, será de 12 veces el diámetro del refuerzo longitudinal, pero no mayor que el lado menor de la columna. Cuando se usen varios juegos de estribos, el espaciamiento máximo entre los estribos de cada juego será el indicado para el caso de un sólo juego.

El volumen neto de los estribos (descontando traslapes) no será menor del 0,25% del volumen de la columna.

b) Columnas zunchadas, (con refuerzo helicoidal)

i) Refuerzo longitudinal. Estará formado por no menos de 6 barras con diámetro mínimo de 16 mm (5/8"). El área de la sección transversal del refuerzo no será menor del 1%, ni mayor del 6%, del área de la sección transversal del núcleo.

ii) Zuncho, (Refuerzo helicoidal). El área máxima " A_z " del zuncho, será el triple del refuerzo longitudinal. (Véase nomenclatura en el Artículo 58).

57. Acero de refuerzo en pilotes. Para pilotes que no se hincarán mediante martinete se aplicarán las mismas especificaciones que para columnas.

Para el diseño de pilotes hincados con martinete gobernarán las siguientes especificaciones:

i) Refuerzo longitudinal. Estará formado por no menos de 8 barras con diámetro mínimo de 22 mm (7/8") excepto en el extremo inferior de pilotes terminados en punto en que podrán permitirse 4 barras solamente.

El área de la sección transversal del refuerzo (excepto en el extremo inferior de pilotes terminados en punta), no será menor del 2%, ni mayor del 6%, del área de la sección transversal de él.

ii) Refuerzo transversal. Consistirá en estribos cerrados de acuerdo con los requisitos del artículo 56 a., excepto que el paso de cada juego de estribos no será mayor de 15 cm hasta 1,20 m de cada extremo, y 4 cm hasta 25 cm del extremo superior.

58. Capacidad de miembros a compresión

a) Nomenclatura

A = Área total de la sección

A_n = Área del núcleo (contado hasta la cara exterior del zuncho)

A_s = Área del refuerzo longitudinal

A_z = $\frac{\pi D az}{s}$ = área nominal del zuncho

az = Área de la varilla usada como zuncho

D = Diámetro del núcleo (hasta la cara exterior del zuncho)

e = Excentricidad

f'_c = Esfuerzo de rotura del concreto a los 28 días en probetas cilíndricas

f'_s = Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal

f'_z = Esfuerzo de fluencia del zuncho

g = Relación entre la distancia de los centros de gravedad del acero de refuerzo al lado de la columna

L = Longitud libre entre los elementos de sujeción

I = Longitud de pandeo

N = Capacidad de carga

n = Relación de módulos de elasticidad según 18

p = Relación del área del refuerzo longitudinal al área de la sección transversal de la columna

P_z = Relación del volumen del zuncho al volumen del núcleo de la columna

q = Relación de esbeltez = $\frac{l}{r}$

r = Radio de giro

s = Paso del zuncho, con máximo de D/5 y máximo de 8 cm

t = Lado de la columna según el sentido de la excentricidad

/b) Constantes de

b) Constantes de pandeo. La longitud de pandeo se deducirá de los estudios de deformación del miembro. Cuando no se justifique un estudio especial, se usará la longitud de pandeo "l" de la tabla siguiente:

Caso	Condición de un extremo	Condición del extremo opuesto	Valor de "l"
I	Articulado	Articulado	L
II	Empotrado	Empotrado	L - 6 t
III	Empotrado	Articulado	L - 3 t
IV	Empotrado	Libre	2L

El radio de giro "r" será el de la sección bruta de concreto para columnas con estribos, y el del núcleo para columnas zunchadas, despreciando en ambos casos el efecto del acero de refuerzo.

Para la aplicación de las relaciones y fórmulas de los incisos c), d), e) y f) se tomará el radio de giro en el centro de la columna para los casos I, II y III, y el del extremo empotrado para el caso IV.

c) Relaciones de esbeltez máximas permisibles. La relación de esbeltez "l/r" máxima permisible será la siguiente:

i) Columnas de concreto simple

Para elementos de sección alargada cuando la relación del lado mayor al menor sea = 2 70
 Cuando la relación sea menor de 50
 Secciones circulares 40

ii) Columnas reforzadas

Elementos de sección alargada cuando la relación del lado mayor al menor sea = 2 140
 Elementos con relación menor de 2 100
 Secciones circulares 80
 Columnas zunchadas 60

/d) Columnas de

d) Columnas de concreto simple (Pilas y Estribos). El esfuerzo de compresión axial especificado en 19, se reducirá para el caso de miembros esbeltos de acuerdo con la fórmula:

$$f_c = \frac{0.25 f'_c}{1 + 0.0005 q^2}$$

e) Columnas de concreto reforzado con carga axial

i) Columnas con estribos

$$N = \frac{0.25 (f'_c A + f'_s A_s)}{1 + 0.00013 q^2}$$

ii) Columnas zunchadas

$$N = \frac{0.25 (f'_c A_n + f'_s A_x + 2.5 f'_z A_z)}{1 + 0.00013 q^2}$$

f) Columnas de concreto reforzado con carga excéntrica. Se calcularán los esfuerzos resultantes por flexocompresión con la teoría usual debiendo cumplir los siguientes requisitos:

i) Columnas con estribos

$$f_c \text{ máx} \leq \frac{0.25 f'_c (1 + 6 \frac{e}{t})}{1 + 3.75 \frac{e}{t}} \quad y,$$

$$N = \frac{0.25 (f'_c A + f'_s A_s)}{1 + 0.00013 q^2}$$

$$f_s \leq 1\,250 \text{ Kg/cm}^2$$

ii) Columnas zunchadas

$$f_c \text{ máx} \leq (0.25 f'_c + 2.5 n p_z) \frac{1 + 8 \frac{e}{t}}{1 + 5 \frac{e}{t}} \quad y,$$

$$N = \frac{0.25 (f'_c A_n + f'_s A_z + 2.5 f'_z A_z)}{1 + 0.00013 q^2}$$

$$f_s \leq 1\,250 \text{ Kg/cm}^2$$

/g) Miembros

g) Miembros a flexión. Cuando la distancia entre apoyos de vigas simplemente apoyadas o entre puntos de inflexión de vigas continuas o articuladas, exceda de 24 veces el ancho del patín de compresión en el punto de momento máximo, el esfuerzo permisible del patín será el obtenido por la fórmula:

$$f_c = 0.0167 f'c (48 - L/b)$$

59. Casos particulares de estabilidad. Estas especificaciones no cubren los siguientes casos de estabilidad, los que deberán estudiarse por métodos reconocidos adoptando los coeficientes de seguridad que se indican.

Columnas de marcos con nudos desplazables, caballetes con piezas transversales de liga cuando a éstas se les asigne la función de disminuir la longitud de pandeo: arcos, con o sin colaboración del sistema de piso, en las diferentes etapas de construcción y durante su funcionamiento; cascarones y elementos con peligro de pandeo local y columnas de formas irregulares.

En estos casos el coeficiente de seguridad se fijará de acuerdo con los precedentes conocidos y las investigaciones de laboratorio disponibles. En general, el coeficiente de seguridad será igual o mayor de 4, excepto en arcos con colaboración del sistema de piso bajo la condición de carga más desfavorable en cuyo caso será igual o mayor que 8.

60. Aplastamiento bajo placas de apoyo. Cuando las placas de apoyo no estén sujetas a concentraciones en sus aristas extremas debidas a deformación se permitirán los siguientes esfuerzos de contacto bajo las placas:

$$f_{adm} = f_p \sqrt[3]{\frac{A}{A_1}} \leq 0.5 f'c \quad \text{siendo,}$$

$$f_p = 0.25 f'c \text{ en coronas de concreto simple}$$

$$f_p = 0.33 f'c \text{ en piezas de concreto reforzado con varillas verticales y estribos proporcionados según 170a.}$$

$$f_p = 0.4 f'c \text{ en piezas de concreto reforzado con varillas verticales y refuerzo helicoidal proporcionado según el artículo 170b.}$$

A y A_1 , según figura 15.

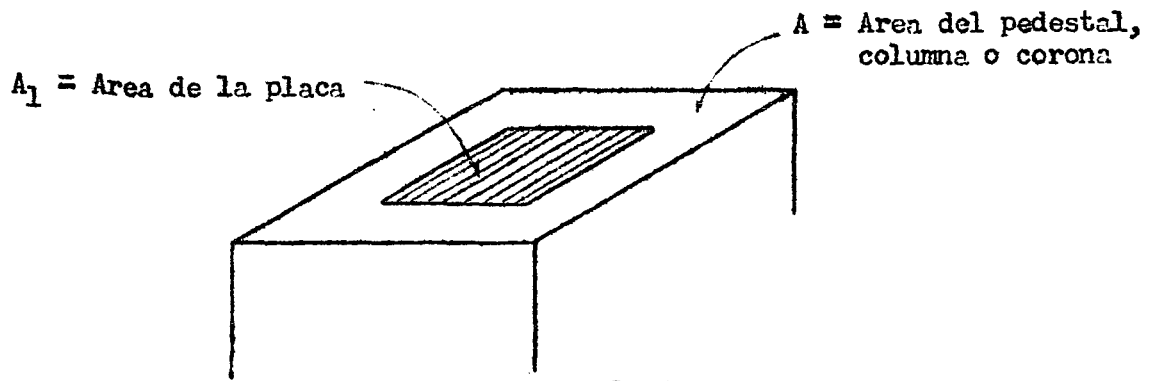


Figura 15
Aplastamiento bajo placas

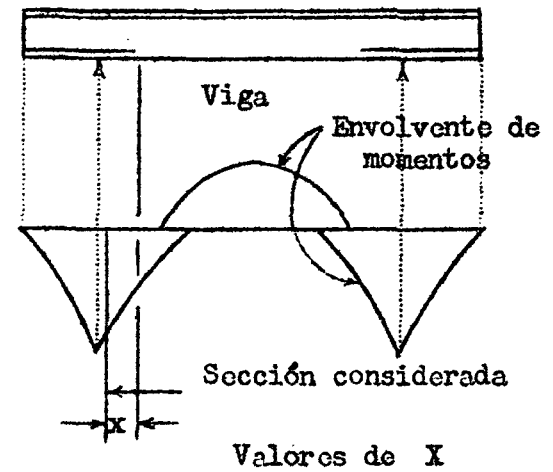
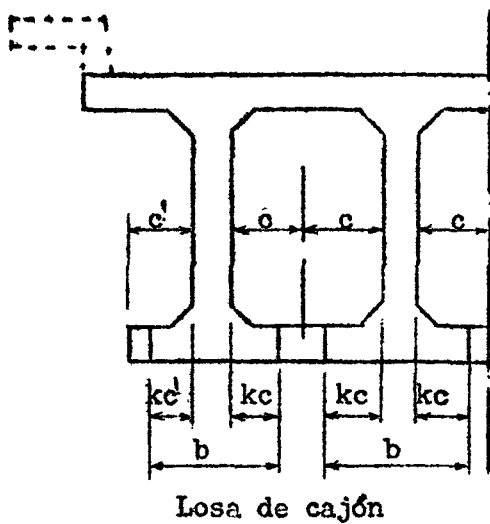
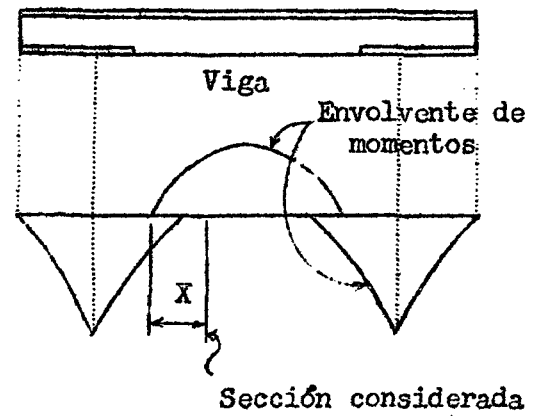
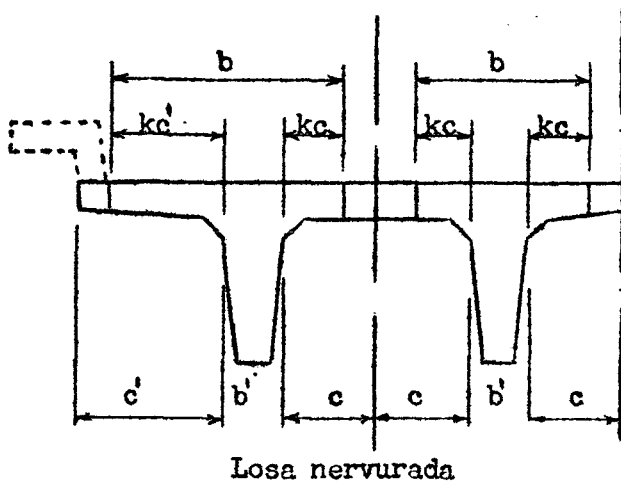


Figura 16
Anchos disponibles de losas

61. Ancho efectivo de losas (Ver figura 16)

a) Nomenclatura

- c = Ancho disponible de losa a cada lado del nervio
- c' = Ancho disponible de losas en voladizos
- b = Ancho efectivo de losa para el cálculo de esfuerzos
- b' = Ancho del nervio en el plano de contacto con la losa
- X = Distancia entre la sección considerada y el punto más próximo de momento nulo, excepto en el caso en que no haya losa en el punto de momento nulo en que se tomará la distancia al punto más próximo en que comienza la losa.

b) Ancho disponible. En ancho disponible "c" (para losas entre nervios) será la mitad de la distancia libre entre los nervios en su parte superior. El ancho disponible "c" (para losas en voladizo) será la longitud libre del voladizo descontando los parapetos, y las guarniciones y banquetas cuando no se cuelen monolíticamente con la losa de calzada antes de remover la obra falsa.

c) Ancho efectivo. El ancho efectivo de losa para cada nervio será el obtenido de las siguientes fórmulas:

$$b = k (c \neq c') \neq b' \text{ para nervios exteriores, y}$$

$$b = 2kc \neq b' \text{ para nervios interiores}$$

El valor de k se obtendrá de la siguiente tabla, interpolándose para valores intermedios.

Relación c/X o c'/X	Valor de K
0.4 ó menor	1.0
0.6	0.8
0.8	0.6
1.0	0.4
1.2	0.2
1.4 ó mayor	0

62. Apoyos. En construcción monolítica deberán tomarse en cuenta las deformaciones y esfuerzos producidos por la dilatación. Cuando se construya separadamente la subestructura de la superestructura, deberán tomarse en cuenta, para el proyecto de la subestructura, los esfuerzos originados en los apoyos.

Excepto en el caso en que se hagan estudios especiales para los apoyos de superestructuras de concreto, deberán seguirse las siguientes reglas generales para el proyecto de ellos:

a) Las superestructuras simplemente apoyadas con claros menores de 8 m podrán descansar directamente sobre las coronas o cabezales no siendo necesario prever los esfuerzos de dilatación.

b) Para estructuras simplemente apoyadas con claros de 8 a 12 m deberán preverse placas deslizantes, las que podrán ser del mismo material. Las placas deberán rebajarse, como mínimo, 1.5 mm en la cara de contacto, colocándose cuatrapeados los sentidos de rebaje de las placas al sobreponerlas.

c) Para estructuras simplemente apoyadas con claros mayores de 12 m y menores de 16 m deberán preverse placas deslizantes de diferentes materiales, o dispositivos para evitar concentraciones en los bordes.

d) Las superestructuras continuas, o las libremente apoyadas con claros de 16 m o mayores, deberán proyectarse con apoyos elásticos, de rodillos, mecedoras, o placas deslizantes de materiales especiales dispuestas en tal forma que no se tengan concentraciones excesivas en los bordes.

63. Coronas y cabezales. Las coronas y cabezales que soporten superestructuras con claros mayores de 12 m simples o continuas, deberán reforzarse transversal y longitudinalmente. El refuerzo mínimo será el especificado en el Artículo 55.

La distancia de las placas de apoyo de la superestructura a la orilla más próxima de la corona o cabezal no será menor de 7 cm.

64. Secciones de cajón. Las superestructuras con secciones completas de cajón, podrán calcularse despreciando las excentricidades de carga viva cuando se cumplan los requisitos de proporcionamiento y espaciamiento de los diafragmas del Artículo 65. En ese caso se proyectarán como una viga única con almas múltiples y carga centrada.

/65. Diafragmas.

65. Diafragmas. Cuando no se hagan estudios especiales para el proporcionamiento de los diafragmas, el número y las dimensiones de éstos se fijarán de acuerdo con las siguientes reglas:

a) Las superestructuras de losas nervuradas o de cajón llevarán un diafragma sobre cada apoyo y sobre cada articulación.

b) Cuando el claro sea mayor de 8 m las superestructuras de losas nervuradas o de cajón llevarán, además uno o más diafragmas intermedios.

c) El espaciamiento máximo entre diafragmas será de 12 m pero en losas nervuradas no será mayor de 25 veces el ancho de la nervadura en su parte inferior. Cuando se usen diafragmas principales y secundarios, el espaciamiento entre dos diafragmas principales no excederá de 18 m pero deberá haber, por lo menos, un diafragma principal en el centro del tramo, o dos colocados en los tercios.

d) El peralte de los diafragmas principales será tan grande como sea compatible con el proyecto de la estructura; de preferencia será igual al de las nervaduras.

e) La resistencia mínima de los diafragmas será la correspondiente a considerarlos como vigas rígidas sobre apoyos elásticos y su momento flexionante podrá calcularse en forma isostática despreciando la colaboración de los diafragmas vecinos (Ver ejemplo en el Manual del Ingeniero Constructor de F. Schleicher).

66. Calidades mínimas del concreto. La resistencia mínima "f'c", para cualquier estructura, será de 100 Kg/cm². Para superestructuras será de 140 Kg/cm², y para pilotes que se hincarán mediante martinete 210 Kg/cm², o, de preferencia 280 Kg/cm².

Las estructuras en contacto con aguas salinas tendrán, de preferencia, concreto con aire incluido.

VII. DISPOSICION GENERAL

67. Las Especificaciones de la AASHO deberán ser consideradas como cuerpo de normas complementarias para los casos no contemplados en las especificaciones anteriores.

/APENDICE

APENDICE

ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREESFORZADO

1. Definición. Se dice que una estructura es preesforzada cuando se somete antes de la aplicación de las cargas exteriores, o al mismo tiempo que la parte permanente de dichas cargas, a un sistema de esfuerzos permanentes creados artificialmente, de modo que los esfuerzos que resulten del conjunto de las fuerzas aplicadas, no produzcan esfuerzo alguno que los materiales utilizados no puedan soportar indefinidamente con toda seguridad.

2. Objeto. Estas normas se refieren a las estructuras de concreto preesforzado y las partes de concreto preesforzado, acero, mampostería, madera y estructura compuestas, construidas de conformidad con los alineamientos, rasantes, diseños y dimensiones que se muestran en los planos. Incluyen la fabricación, transporte y almacenamiento de vigas, losas, pilotes y otros elementos estructurales de concreto preesforzado por cualquiera de los métodos de pretensado o postensado. Incluye también la instalación de todos los miembros prefabricados y preesforzados excepto los pilotes que serán colocados de acuerdo con la sección "Pilotes".

3. Métodos de preesforzado. El método de preesforzado a usarse será opcional al contratista, sujetándose a los requisitos de estas normas. Del proyecto ejecutivo debe inferirse todo lo que ocurre en la obra sea con respecto a la ejecución o bien al preciso conocimiento de los esfuerzos a que estará sometida la estructura. La ejecución en la obra debe ser dirigida preferentemente por el proyectista, con la ayuda de un ingeniero especializado en este ramo.

El preesforzado debe aplicarse solamente cuando sea posible garantizar el empleo de materiales de alta calidad siguiendo la rigurosa observancia de los procedimientos y controles a que estas prescripciones se refieren. Las cualidades y características de los materiales a emplearse en la ejecución de la obra deben ser comprobadas antes de iniciarse la obra y durante el transcurso de la misma, con certificados de prueba ejecutados por los laboratorios oficiales.

/4. Supervisión

4. Supervisión técnica. A menos que la DGC ordene lo contrario, el contratista deberá disponer de un ingeniero especializado en los métodos aprobados de preesforzado, con el objeto de prestarle ayuda e instrucción en el uso del equipo e instalación de materiales para asegurar la obtención de los resultados requeridos.

5. Composición del concreto. Debe usarse concreto de alta calidad de características nunca inferiores a las del tipo "Clase A". La granulometría de los materiales inertes, la dosificación del cemento y la relación agua-cemento, debe estudiarse de tal modo que se obtenga un concreto de calidad constante, de alta compactación, teniendo en cuenta las dimensiones de cada pieza a construir. Las características del agregado inerte deben estar continuamente controladas durante la ejecución de la obra. La mezcla debe hacerse con medios mecánicos apropiados y la dosificación de los componentes debe seguirse en tal forma que garantice las proporciones previstas.

6. Esfuerzos de trabajo del concreto. Las características de resistencia del concreto se determinarán según las normas que regulan la construcción de concreto armado. Los esfuerzos unitarios a compresión o a tensión en los bordes de la sección en el momento de la precompresión, no deben superar al 42% de la correspondiente resistencia del concreto a los esfuerzos mencionados. Se prohíbe el empleo de concreto de resistencia inferior a 375 Kg/cm² a 28 días. Se tolera un margen de 5%. Los esfuerzos de trabajo no deben superar a la compresión de un 32% de la resistencia a los 28 días, y a la tracción 8 Kg/cm²; sin embargo se permite una tracción hasta de 30 Kg/cm², a condición de que el esfuerzo entero de tracción sea absorbido por armaduras subsidiarias. El esfuerzo tangencial, calculado teniendo en cuenta el componente del esfuerzo de precompresión, debe encontrarse entre los siguientes límites:

Sin armadura a propósito, hasta el valor de 8 Kg/cm²

Con la adición de estribos normales, su valor no debe ser superior a 20 Kg/cm².

/En la zona de

En la zona de anclaje de las armaduras, se puede tolerar esfuerzos de compresión locales: $\sigma_c = \sigma_{cr}/1.8$ en los que σ_{cr} es la carga de ruptura a la compresión, con las siguientes condiciones:

a) Que el plano de contacto del anclaje no esté al borde del concreto y conserve perimetralmente una cara libre cuya longitud sea igual al tercio de la dimensión más pequeña del plano de contacto mencionado.

b) Que la armadura de hierro dulce asegure la resistencia del concreto en cada dirección.

Para módulo de elasticidad en carencia de experimentaciones directas, se puede asumir un valor $E = 350.000 \text{ Kg/cm}^2$. Conociendo la carga de ruptura σ_{cr} del concreto puede asumirse el valor $E_c = 18.000 \sqrt{\sigma_{cr}}$, siendo E_c y σ_{cr} expresados en Kg/cm^2 .

La contracción final no debe asumirse inferior a 0.00025 salvo para evaluaciones experimentales. La deformación lenta bajo carga, siempre que la tensión previa tenga lugar a no menos de 41 días de haberse colado el concreto, debe valorarse al menos en 1.5 veces la deformación elástica.

7. Características mecánicas del acero

Diagrama esfuerzo-deformación del cual debe poder obtenerse: Módulo elástico en el origen, límites convencionales a los 0.1 y 0.2 por ciento de las deformaciones permanentes.

a) Cargas y elongación de ruptura medidas bajo la base, expresadas en milímetros de $50 + 10 \phi$ (ϕ es el diámetro en milímetros) para secciones circulares. Cuando la sección no es circular, se aplica la fórmula $50 + 11.3\sqrt{S}$ ("S" es el diámetro promedio).

b) Resistencia al doblamiento alterno en un pasador de diámetro cuádruple del elemento examinado.

8. Límites impuestos a los valores medios de las varias características mecánicas del acero

a) La relación entre la carga de ruptura y los límites convencionales a los 0.2% debe permanecer superior o por lo menos igual a 1.1

b) Doblamientos alternos. El acero debe tolerar sin rompimiento alguno, al menos cuatro doblamientos. En la prueba de ruptura de la muestra, debe observarse el aspecto de la fractura.

9. Esfuerzos de trabajo del acero. Se designa como "tensión final de trabajo" la tensión existente en la armadura metálica en una sección genérica después de deducirle todas las pérdidas de tensión debidas a la retracción del concreto, fluencia del acero, etc. "Tensión inicial de tiro" es la tensión máxima ejercida sobre el acero en el acto del preesforzado.

En el postensado:

$$\sigma_f \leq \begin{cases} 90 \text{ Kg/mm}^2 \\ 0.58 \sigma_{fr} \end{cases} \quad \sigma_f \leq \begin{cases} 120 \text{ Kg/mm}^2 \\ 0.85 \sigma_{f0.2} \end{cases}$$

Se permite un exceso de tensión temporal del 5% antes del anclaje.

En el pretensado (a hilo adherente):

$$\sigma_f \leq \begin{cases} 105 \text{ Kg/mm}^2 \\ 0.62 \sigma_{fr} \end{cases} \quad \sigma_f \leq \begin{cases} 130 \text{ Kg/mm}^2 \\ 0.95 \sigma_{f0.2} \end{cases}$$

10. Acero de refuerzo para el preesforzado

El acero de refuerzo para el preesforzado será alambre trenzado, cable, o varillas de aleación, todos ellos de alta tensión, que llenen los requisitos de las especificaciones y detalles como se prescribe en los párrafos 7, 8 y 9. El acero que deba quedar adherido al concreto no será galvanizado; si el acero debe quedar sin adherirse, se protegerá contra la corrosión por galvanización. Si en opinión de la DGC la galvanización no es apropiada para el caso, puede usarse otro método aprobado siempre que existan pruebas de laboratorio que muestren su utilidad.

Si va a usarse alambre o cable, éste tendrá una elongación a la ruptura no menor del 3% en 0.30 m. Si se usan varillas, deberá tener una elongación a la ruptura no menor del 4% en una distancia de 20 diámetros. Las dimensiones del alambre, de cualquier diámetro, no deberán variar de 7.5/1,000 cm de su diámetro nominal especificado. La diferencia entre los diámetros máximo y mínimo, medidos en cualquier sección transversal del alambre, no deberá ser mayor de 0.0075 cm. El alambre estará libre de defectos y deberá presentar una superficie lisa.

/11. Muestras

11. Muestras para ensayos. Todos los alambres, varillas o cables que hayan sido llevados al lugar del trabajo, deberán agruparse en lotes numerados y marcados con objeto de poder identificarlos. Los anclajes también se identificarán de la misma manera. Todas las muestras deberán ser representativas de los lotes. Todos los materiales especificados para ensayos deberán ser suministrados sin costo adicional alguno y enviados a la prueba con tiempo suficiente antes de su empleo. El vendedor suministrará las siguientes muestras para ensayos:

a) Método pretensado. Muestras de 2 m de largo por lo menos de cada clase de cable. Se tomará una muestra de cada uno de los rollos;

b) Método postensado. Deberá suministrarse para toda clase de cables, 1.5 m sacado del cable que vaya a utilizarse.

12. Equipo de preesforzado para la construcción. Los gatos hidráulicos estarán equipados con indicadores de presión sensibles. El contratista puede elegir entre diferentes tipos de gatos hidráulicos. Todos los aparatos, deberán calibrarse y, si es necesario, recalibrarse con el objeto de permitir comprobaciones de los esfuerzos del acero en cualquier momento. Una curva de calibración acompañará a cada aparato. El contratista tomará medidas de seguridad para evitar accidentes debidos a posibles rupturas del acero del preesforzado o accidentes similares que se produzcan durante el proceso del mismo.

13. Lugares de prefabricación. Los lugares de prefabricación de los miembros de concreto preesforzado pueden ser escogidos por el contratista en cualquier sitio, siempre que se obtenga la aprobación de la DGC. El contratista remitirá a la DGC, los planos de operación donde se muestre anticipadamente cualquier alteración del área. Después de terminado el trabajo, esa área deberá quedar restaurada lo mejor posible en sus condiciones originales, a menos que la DGC permita lo contrario.

14. Conductos. Los conductos del preesforzado se colocarán cuidadosamente en los lugares que muestran los planos o donde indique la DGC. Todos los conductos serán metálicos e impermeables al mortero, con la excepción de que el contratista, a su opción, pueda escoger conductos compuestos de hule u otro material que puedan retirarse antes de la instalación del refuerzo del preesforzado. Los conductos deberán ser lo suficientemente fuertes para no

/deformarse

deformarse bajo las fuerzas que van a actuar sobre ellos. Tendrán 0.6 cm (1/4") más que el diámetro interno de la varilla, cable, o grupo de alambres que encierra. Cuando haya que inyectar mortero, deberá disponerse de los suficientes aditamentos para garantizar una buena obra.

15. Colocación del acero de refuerzo. Todo el acero será colocado cuidadosamente en la posición que muestran los planos, y firmemente sostenido para asegurar su inmovilidad durante la colocación de concreto. Las distancias a la formaleta se mantendrán por medio de bloques, colgadores, etc., u otros medios aprobados por la DGC.

Los bloques serán prefabricados con mortero de la misma resistencia que el concreto que vaya a usarse. Los bloques de madera no se dejarán en el concreto. Espaciadores especiales mantendrán los alambres en su verdadero lugar dentro de los conductos.

16. Colocación del concreto. No se colocará el concreto hasta que la DGC haya inspeccionado y dado su aprobación al refuerzo, anclajes, conductos y acero de pretensado.

La colocación del concreto se hará de acuerdo con las indicaciones de un especialista en el ramo.

El concreto se vibrará interna o externamente, o de las dos formas, según disponga la DGC. El vibrado deberá ejecutarse cuidadosamente en forma que evite el desplazamiento del refuerzo o alambres.

17. Curado. Se permitirá curado a vapor en lugar de curado en agua. Si el contratista prefiriera hacer el curado a vapor o por otro método especial, dicho método y sus detalles deberán ser aprobados por la DGC.

18. Pretensado. Los elementos pretensados serán cuidadosamente mantenidos en posición y tensados con gatos. Se llevará un registro de la fuerza empleada y de las elongaciones producidas. Se deberá dejar el suficiente espacio entre los extremos de las unidades con el objeto de permitir libre acceso para cortar los alambres, cuando el concreto haya alcanzado la resistencia requerida. No se transmitirá ningún esfuerzo adherente al concreto, hasta que éste haya alcanzado una resistencia a la compresión no menor de 246 Kg/cm². Se cortarán o soltarán los elementos en el orden apropiado para que la excentricidad lateral del pretensado sea mínima.

/19. Postensado.

19. Postensado. No se comenzará el tensado del refuerzo del preesforzado, hasta que las pruebas realizadas en los cilindros de muestras indiquen una resistencia a la compresión del concreto no menor de 246 Kg/cm². Estos cilindros deberán ser hechos del mismo concreto de la obra y curado bajo las mismas condiciones.

Después de que el concreto haya alcanzado la resistencia requerida, el postensado se realizará por medio de gatos que transmitan a los anclajes las tensiones deseadas. El proceso de tensado se conducirá en forma que las tensiones aplicadas, lo mismo que las elongaciones de los elementos, puedan medirse en cualquier momento.