

CAPITULO 5. ESTADOS DE SERVICIO

5.0 NOTACIÓN

A	=	Área de hormigón que rodea una barra = área total efectiva del hormigón a tracción que tiene el mismo centroide que la armadura, dividida por el número de barras, (mm ²)
A'_s	=	Área de la armadura en compresión, (mm ²)
b	=	Ancho del borde en compresión del elemento, (mm)
c	=	Distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, (mm)
d	=	Altura útil, (mm)
d_c	=	Espesor del recubrimiento de hormigón, medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra más cercana a esa fibra, (mm)
f_r	=	Módulo de rotura del hormigón, (MPa)
f_s	=	Esfuerzo de la armadura calculado para las cargas de servicio, (MPa).
	=	Tensión en la armadura para la carga a la cual se determina w , aproximadamente $0,6 f_y$ (MPa)
β	=	Razón de luces libres, larga a corta, de una losa en dos direcciones.
h	=	Altura total del elemento, (mm)
I_e	=	Momento de inercia efectivo para el cálculo de las deformaciones
I_{cr}	=	Momento de inercia fisurado
I_g	=	Momento de inercia total de hormigón respecto al eje centroidal.
I_{em}	=	Momento de inercia efectivo en el centro de la luz
I_{e1}, I_{e2}	=	Momentos de inercia efectivos en los apoyos continuos
j_d	=	Brazo de palanca interno
ℓ	=	Luz de la viga o losa en una dirección; Luz libre del voladizo (mm)
ℓ_n	=	Luz libre del lado mayor de losas armadas en dos direcciones, medida cara a cara de los apoyos en losas sin vigas, y cara a cara de vigas u otro tipo de apoyos en otros casos.
M_a	=	Momento máximo en un elemento para la etapa en que se calcula su deformación
M_{cr}	=	Momento de fisuración
Y_t	=	Distancia desde el eje centroidal de la sección bruta a la fibra extrema en tracción, sin tomar en consideración la armadura
z	=	Cantidad que limita la distribución de la armadura por flexión.
α	=	Razón entre la rigidez a la flexión de la sección de una viga y la rigidez a la flexión de una franja de la losa, limitada lateralmente por ejes de las losas adyacentes (si las hay) a cada lado de la viga.
α_m	=	Valor promedio de α para todas las vigas en los bordes de una losa.
λ	=	Factor para deformaciones adicionales a largo plazo
ξ	=	Factor que depende del tiempo para cargas sostenidas
ρ'	=	Cuadría de armadura no pretensada de compresión
$\Delta_{(cp + sh)}$	=	Deformación por creep y fluencia lenta
Δi_{perm}	=	Deformación inicial causada por cargas permanentes

5.1 FISURACIÓN

5.1.1 Ecuación de Gergely - Lutz

La ecuación de Gergely – Lutz representa el ancho de grieta w , expresada en centésimos de milímetro

ECUACIÓN DE GERGELY – LUTZ PARA DETERMINAR EL ANCHO DE GRIETAS

$$w = 1,1 \beta f_s \sqrt[3]{d_c A} \times 10^{-5} \quad (5-1)$$

Donde:

$$\beta = (h - c) / (d - c)$$

$$f_s = M_{\text{servicio}} / A_s j d; \text{ aproximadamente } 0,6 f_y$$

- El número de barras se calcula como el área de la armadura total, dividida por el área de la armadura mayor.

NOTA: Las disposiciones anteriores están basadas en el código ACI 318-99 y actualmente se encuentran en revisión y estudio ante posibles cambios.

5.2 DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA DE TRACCIÓN

Deben establecerse reglas para la distribución de la armadura por flexión a fin de controlar el agrietamiento por flexión en vigas y losas en una dirección, así:

1.- Para armadura con $f_y \geq 280$ MPa, las secciones transversales de momentos máximos positivos y negativos de vigas, deben dimensionarse de modo que el valor z dado por:

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (5-2)$$

Y que cumpla con los siguientes límites:

$$z \leq \begin{cases} 30 \text{ MN/m para exposición interior} \\ 25 \text{ MN/m exposición exterior} \end{cases}$$

2.- Para losas armadas en una dirección, los límites serán:

$$z \leq \begin{cases} 27 \text{ MN/m para exposición interior} \\ 22 \text{ MN/m exposición exterior} \end{cases}$$

- El límite para exposición interior, corresponde a un ancho de grieta admisible de 0,4 mm: y el límite para exposición exterior corresponde a un ancho de 0,33 mm. (FIGURA 7)

Ver ejemplo de cálculo 5.5

NOTA: El código ACI 318-99 no considera esta disposición, la cual corresponde a la versión del año 1995, y recomienda que el espaciamiento de la armadura más cercana a una superficie en tracción no debe ser mayor que el dado por:

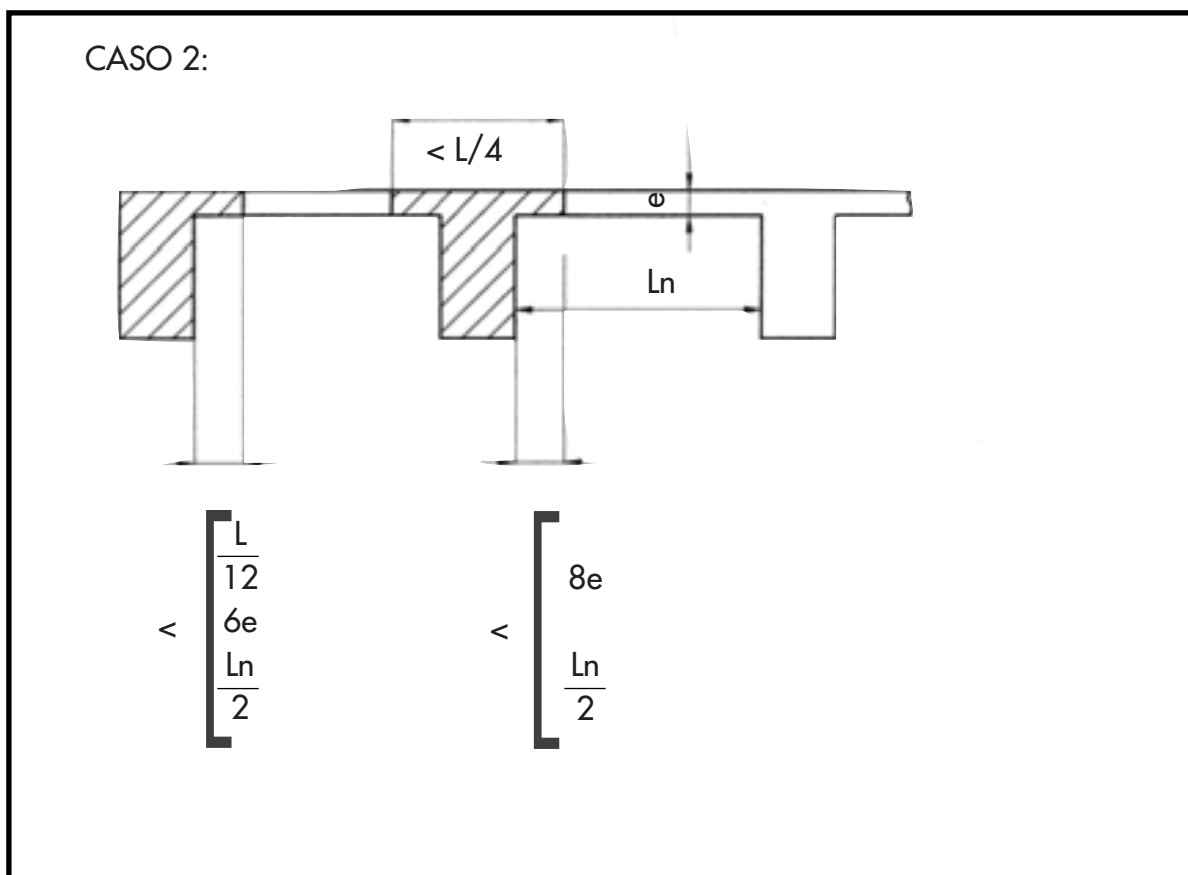
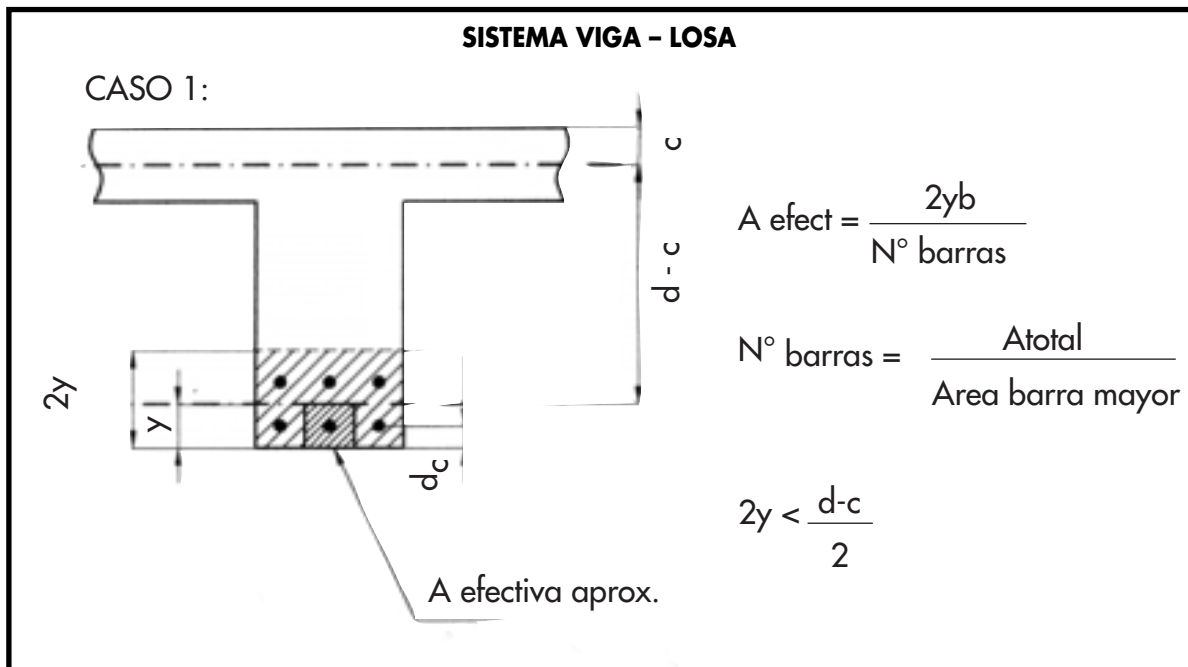
$$s = \frac{96.000}{f_s} - 2,5 c_c \leq \frac{75.000}{f_s} \quad (5-3)$$

Esto es válido especialmente para separación de armaduras de losas.

En donde:

- f_s : Tensión de servicio (MPa).
 s : Espaciamiento de la armadura a la superficie más cercana (mm).
 c_c : Recubrimiento libre desde la superficie más cercana en tracción a la superficie de la armadura (mm).

Figura 7
Area efectiva y colaboración de la losa



5.3 DEFORMACIONES

5.3.1 Flechas instantáneas

1. Las alturas o espesores mínimos de la Tabla 69, son aplicables para vigas y losas no pretensadas en una dirección, no ligadas a elementos susceptibles de dañarse por grandes deformaciones, a menos que el cálculo de deformaciones indique que el espesor puede ser menor.
2. Para el cálculo de las deformaciones instantáneas, se pueden utilizar los métodos usuales para las deformaciones elásticas, tomando en consideración los efectos de la fisuración y de la armadura, en la rigidez del elemento.
3. Para el cálculo del momento de inercia efectivo, se debe ocupar la fórmula 5-4; sin embargo, este no debe ser mayor que el momento de inercia bruto I_g .

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (5-4)$$

Donde:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t} \quad (5-5)$$

Para hormigón de peso normal:

$$f_r = 0,625 \sqrt{f'_c} \quad (5-6)$$

En la figura 8, se grafican algunos ejemplos de I_{cr} y su cálculo.

4. Para vigas continuas se deben usar los siguientes momentos de inercia efectivos:

- Viga con apoyos continuos

$$I_e = 0,70 I_{em} + 0,15 (I_{e1} + I_{e2}) \quad (5-7)$$

- Viga con un apoyo continuo, y el otro simplemente apoyado

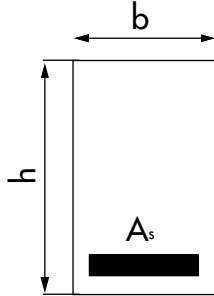
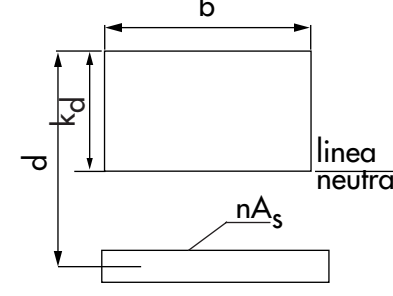
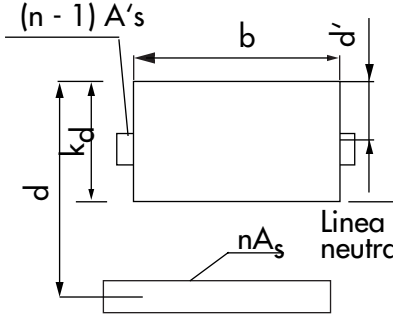
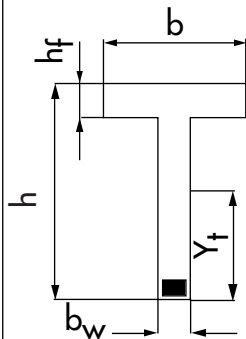
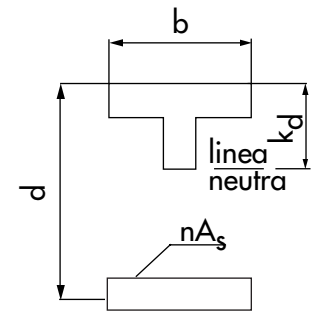
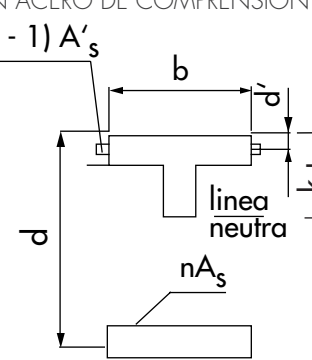
$$I_e = 0,85 I_{em} + 0,15 I_{e1} \quad (5-8)$$

Tabla 69
Altura o espesores mínimos de vigas o losas
armadas en una dirección

Elemento	Altura Mínima, h			
	Simplemente apoyados	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizos
	Elementos que no soporten o estén unidos a tabiques o a otro tipo de construcción que puedan dañarse por flechas grande			
Losas macizas reforzadas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas con nervios en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

- i) La luz ℓ está en mm.
 ii) Para valores de f_y distintos de 420 MPa, los valores de la tabla se deben multiplicar por $(0,4 + f_y / 700)$.

Figura 8
Ejemplos de Momentos de Inercia Fisurados

SECCION BRUTA	SECCION FISURADA TRANSFORMADA	MOMENTO DE INERCIA BRUTO Y FISURADO
	 <p align="center">SIN ACERO DE COMPRESIÓN</p>  <p align="center">CON ACERO DE COMPRESIÓN</p>	$n = \frac{E_s}{E_c}$ $B = \frac{b}{(nA_s)}$ $I_g = \frac{bh^3}{12}$ <p align="center">SIN ACERO DE COMPRESIÓN</p> $k_d = (\sqrt{2d + 1} - 1)$ $I_{cr} = b k_d^3 / 3 + nA_s(d - k_d)^2$ <p align="center">CON ACERO DE COMPRESIÓN</p> $r = (n-1)A'_s / (nA_s)$ $k_d = [\sqrt{2dB(1+rd'/d) + (1+r)^2} - (1+r)] / B$ $I_{cr} = b k_d^3 / 3 + nA_s(d - k_d)^2 + (n-1)A'_s(k_d - d')^2$
	 <p align="center">SIN ACERO DE COMPRESIÓN</p>  <p align="center">CON ACERO DE COMPRESIÓN</p>	$n = \frac{E_s}{E_c}$ $C = b_w / (nA_s); f = hf(b - b_w) / (nA_s)$ $Y = \frac{[(b - b_w) hf(h - hf/2) + \frac{b_w hf^2}{2}]}{[(b - b_w) hf + b_w h]}$ $I_g = (b - b_w) hf^3 / 12 + b_w hf^3 / 12 + (b - b_w) hf(h - hf/2 - Y_t)^2 + b_w h(Y_t - h/2)^2$ <p align="center">SIN ACERO DE COMPRESIÓN</p> $k_d = [\sqrt{C(2d + hf f) + (1 + f)^2} - (1 + f)] / C$ $I_{cr} = (b - b_w) hf^3 / 12 + b_w k_d^3 / 3 + (b - b_w) hf(k_d - hf/2)^2 + nA_s(d - k_d)^2$ <p align="center">CON ACERO DE COMPRESIÓN</p> $k_d = [\sqrt{C(2d + hf f - 2rd') + (f + r + 1)^2} - (f + r + 1)] / C$ $I_{cr} = (b - b_w) hf^3 / 12 + b_w k_d^3 / 3 + (b - b_w) hf(k_d - hf/2)^2 + nA_s(d - k_d)^2 + (n-1)A'_s(k_d - d')^2$

5.3.2 Flechas diferidas

Las flechas diferidas en el tiempo, por fluencia lenta ("creep") y por retracción del hormigón ("shrinkage"), se consideran proporcionales a la flecha instantánea debido a cargas permanentes:

$$\Delta(cp + sh) = \lambda \Delta i_{perm} \quad (5-9)$$

Donde:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \quad (5-10)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_d} \quad (5-11)$$

ρ' será calculado en el centro de la luz para tramos simples y, en el punto de apoyo para voladizos.

ξ se determina según el tiempo de aplicación de carga:

Tabla 70
Valores de ξ para cargas sostenidas

Tiempo de aplicación de la carga	ξ
5 años y más	2,0
12 meses	1,4
6 meses	1,2
3 meses	1,0

(En el caso de losas, usar un valor de $\xi = 3,0$ para el largo plazo, en lugar de 2,0)

5.3.3 Flechas máximas admisibles

Las flechas calculadas de acuerdo a los puntos 5.2 y 5.3, no deben exceder los límites establecidos en la tabla 71.

Tabla 71
Deformación máxima admisible de cálculo

Tipo de elemento	Flechas a considerar	Flecha límite
Cubiertas planas que no sostienen ni unen elementos no estructurales, que puedan dañarse por flechas grandes	Flecha instantánea a causa de la carga viva L	(a) $\frac{l}{180}$
Pisos que no sostienen ni unen elementos no estructurales, que puedan dañarse por flechas grandes	Flecha instantánea a causa de la carga viva L	(b) $\frac{l}{360}$
Cubiertas o pisos que soportan o unen elementos no estructurales, que puedan dañarse por flechas grandes	La parte de la flecha total que ocurre después de la construcción de los elementos no estructurales, o sea la suma de las flechas a largo plazo como consecuencia de todas las cargas sostenidas y las flechas instantáneas que ocasiona cualquier carga viva adicional (c)	(c) $\frac{l}{480}$
Cubiertas o pisos que sostiene o unen elementos no estructurales, que no puedan dañarse por flechas grandes		(d) $\frac{l}{240}$

(a) Este límite no considera el estancamiento de aguas, el cual debe verificarse mediante cálculos de deformaciones adecuados.

(b) Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elemento apoyados o unidos

(c) Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha, de modo que la deformación total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

(d) Las deformaciones a largo plazo, se pueden reducir en la cantidad de deformación calculada, que ocurra antes de unir los elementos no estructurales.

5.4 ESPESORES MÍNIMOS PARA LOSAS

1.- Los espesores mínimos de losas sin vigas interiores, deben estar de acuerdo con la tabla 72 y no deben ser inferiores que 120 mm para losas sin ábacos¹, ni que 100 mm para losas con ábacos.

Tabla 72
Espesores mínimos de losas sin vigas interiores

Tensión de fluencia f_y , MPa ²	Sin ábacos			Con ábacos		
	Losas exteriores		Losas interiores	Losas exteriores		Losas interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$

2.- El espesor mínimo para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados debe ser:

- (a) Para α_m igual o menor que 0,2, se aplican las disposiciones del punto anterior.
 (b) Para α_m mayor que 0,2 pero no mayor que 2,0, el espesor no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5 \beta (\alpha_m - 0,2)} \quad (5-12)$$

Pero no menor que 120 mm.

Donde α_m representa el promedio de los Valores de α de las vigas de los bordes de la losa.

¹ Abaco: Capitel de acuerdo a dimensiones mínimas de 13.3.7 de ACI 318-99 para losas planas sin viga.

² Para valores de tensión de fluencia de la armadura entre 280 y 420 MPa, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

Con

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (5-13)$$

E_{cb}, E_{cs} = Módulos de elasticidad del hormigón de la viga y losa, respectivamente.

I_b = Momento de inercia de la sección total de la viga.

I_s = Momento de inercia de la franja de losa entre ejes de losas continuas = $L h^3 / 12$.

β = lado largo / lado corto

(c) Para α_m mayor que 2,0; el espesor no debe ser menor que:

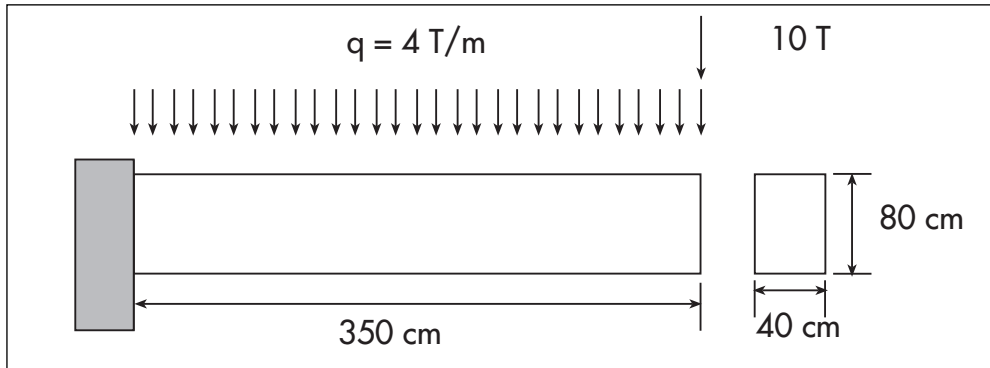
$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \quad (5-14)$$

y no menor que 90 mm.

(d) En bordes discontinuos, debe disponerse una viga de borde que tenga una relación de rigidez no menor de 0,80; o bien, aumentarse el espesor mínimo requerido por las ecuaciones 5-12 y 5-14, por lo menos a un 10% en la losa que tenga un borde discontinuo.

5.5 EJEMPLO DE CÁLCULO

Para la viga de la figura, chequear la fisuración, calcular la flecha instantánea y la flecha diferida. Considerar un hormigón H – 30 con $f'_c = 25$ MPa; un acero A63 – 42H y un factor de seguridad $\gamma_f = 1,505$.



Es necesario aumentar los esfuerzos en un 30%, según disposición 5.8.2 de la norma NCh 433, of 96.

$$M = 59,5 \text{ T} \cdot \text{m} \Rightarrow M_u = 116,4 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$V = 24 \text{ T} \Rightarrow V_u = 46,96 \text{ T}$$

- Diseño a flexión

$$0,85 \times 250 \times 40 \times 75/1000 = 637,5 \text{ T}$$

$$\mu = \frac{116,4}{0,9 \times 637,5 \times 0,75} = 0,2705 < \mu_{\text{lim}} \Rightarrow A' = 0$$

$$\omega = 0,3225 \Rightarrow A = 48,95 \text{ cm}^2 (4\phi 32[1^a \text{ C}] + 2\phi 32[2^a \text{ C}]) \Rightarrow A_{\text{dis}} = 48,25 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la distancia desde la fibra más traccionada al centro de gravedad de la armadura de tracción

$$\bar{X} = \frac{32,16 \times 4,6 + 19,64 \times 12,6}{48,25} = 7,63 \text{ cm} \Rightarrow d = 80 - 7,63 = 72,36 \text{ cm}$$

- Diseño al corte

$$V_c = \frac{\sqrt{25}}{6} \times 0,4 \times 0,75 \times 100 = 25 \text{ T}$$

$$V_u = \Phi(V_s + V_c) = 46,96 = 0,85(V_s + 25) \Rightarrow V_s = 30,24 \text{ T} \Rightarrow A_v = 9,95 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4,97 \text{ cm}^2 / \text{m/cara}$$

- Chequeo de fisuración

$$z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$$

$$f_s = \frac{4,2 \times 0,9}{1,505} \times \frac{48,95}{48,25} = 2,548 \text{ T/cm}^2$$

$$n = \text{Nro. Barras} = \frac{48,25}{6} = 8,04$$

$$A = \frac{2 \times 7,63 \times 40 \times 10^2}{n} = \frac{2 \times 7,63 \times 40 \times 10^2}{8,04} = 7595,03 \text{ mm}^2$$

$$z = 254,8 \times \sqrt[3]{4,6 \times 7595,03} = 8329 \Rightarrow 8,33 \text{ MN/m} < 25 \text{ MN/m exp. exterior OK}$$

$$s = \frac{96.000}{254,8} - 2,5 \times 30 = 301,8 > 400 - \frac{20 \times 2}{2\text{Rec}} - \frac{10 \times 2}{\text{Estribo}} - 32 \times 4 = 212$$

$$\frac{212}{3} = 70,7 \text{ mm} \Rightarrow \text{La fisuración está bien. (Válido solo para losas)}$$

a) Cálculo de la flecha admisible

$$f_{\text{adm}} = \ell / 300 = 1,17 \text{ cm}$$

b) Cálculo de la flecha instantánea

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 23.500 \text{ MPa}$$

$$I_o = \frac{40 \times 80^3}{12} = 1.706.666 \text{ cm}^4$$

$$f_{\text{inst}} = \frac{59,5 \times 10^3 \times 350^2 \times 10^4}{4 \times 235.000 \times 1.706.666} = 0,678 \text{ cm} < f_{\text{ad}}$$

c) Cálculo del momento de inercia para la sección fisurada

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f'_c} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$y_t = h/2 = 40 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{35 \times 1.706.666}{40} = 1.493.332 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{La 1ª fisura va a aparecer cuando el T-m momento solicitante supere los 14,93}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{23.500} = 8,51$$

$$b \times \frac{x^2}{2} = n \times A(d-x)$$

$$x = 54,88$$

$$z = 68,77 - \frac{54,88}{3} = 50,48$$

$$I_{cr} = 309.087 \text{ cm}^4$$

$$I_e = 742.214 \text{ cm}^4$$

Luego la flecha para el caso de la viga fisurada es de:

$$f = \frac{59,5 \times 10^5 \times 3,5^5 \times 10^4}{4 \times 235.000 \times 742.214} = 1,045 \text{ cm} < f_{\text{ad}}$$

d) Cálculo de la flecha diferida

$$\lambda = 1,71$$

Sólo las cargas permanentes producen flecha diferida:

$$f = 0,6 \times f_d + 0,4 f_i = 0,6 \times 1,71 \times 1,045 + 0,4 \times 1,045 = 1,49 \text{ cm} > f_{ad}$$

Luego, la deformación supera la máxima admisible, por lo tanto se debe aumentar la sección, a pesar que cumple la condición de la Tabla 69: $\frac{\ell}{8} = 44 \text{ cm}$.

e) Cálculo posible longitud de desarrollo

El posible anclaje de 1 \varnothing 32 en zona superior, considerando $\alpha = 1,3$; $\beta = 1,0$; y $\lambda = 1,0$; explicadas en el capítulo 3, Tabla 7 sería:

$$\ell_d = 2.184 \text{ mm según Tabla 9}$$