

# Sistemas de losas pretensadas

## ACTUALIZACIÓN PARA EL CÓDIGO 2002

El artículo 18.3.3 define a los sistemas de losas pretensadas armadas en dos direcciones como pertenecientes a la Clase U. Esto permite calcular las tensiones de flexión en el hormigón bajo cargas de servicio en base a una sección no fisurada (18.3.4), y como resultado la tensión de tracción por flexión admisible del hormigón aumenta de  $6\sqrt{f'_c}$  a  $7,5\sqrt{f'_c}$ .

Se revisó la redacción del artículo 18.9.3 para indicar que los requisitos de armadura adherente mínima de esta sección se aplican a todos los sistemas de losas planas armadas en dos direcciones, no sólo a las placas planas.

El artículo 18.10.4.1 permite redistribuir los momentos negativos en los elementos pretensados continuos solicitados a flexión de acuerdo con la nueva sección 8.4, siempre que en los apoyos se coloque armadura adherente de acuerdo con la sección 18.9. Esta es una diferencia significativa con respecto a los códigos anteriores.

En el Capítulo 9 se revisaron exhaustivamente los factores de carga y reducción de la resistencia,  $\phi$ , los cuales también se discuten en otras partes de este documento. El Ejemplo 26.1 incorpora estos nuevos factores.

## INTRODUCCIÓN

Hay cuatro artículos o secciones del Código que son particularmente relevantes con respecto al análisis y diseño de los sistemas de losas pretensadas:

Sección 11.12.2 – Resistencia al corte de losas pretensadas.

Sección 11.12.6 – Resistencia al corte de losas pretensadas con transferencia de momentos.

Artículo 18.4.2 – Tensiones de compresión admisibles.

Artículo 18.7.2 – Determinación de  $f_{ps}$  para el cálculo de la resistencia a flexión.

Sección 18.12 – Sistemas de losas pretensadas.

A continuación presentamos una discusión de cada uno de estos artículos o secciones. En el Ejemplo 26.1 se ilustra el cálculo de una placa plana postesada. El ejemplo de diseño ilustra la aplicación de estos requisitos del Código, así como la aplicabilidad general del código al análisis y diseño de placas planas postesadas.

## 11.12.2 Resistencia al corte

La sección 11.12.2 contiene requisitos específicos para calcular la resistencia al corte de elementos de hormigón pretensado con comportamiento en dos direcciones. En las columnas de las losas (y zapatas) pretensadas con comportamiento en dos direcciones en las cuales se utilizan cables no adherentes y que satisfacen los requisitos de armadura adherente del artículo 18.9.3, la resistencia al corte  $V_n$  no se debe tomar mayor que la resistencia al corte  $V_c$  calculada de acuerdo con los artículos 11.12.2.1 ó 11.12.2.2, a menos que se coloque armadura de corte de acuerdo con los artículos 11.12.3 ó 11.12.4. El artículo 11.12.2.2 presenta el siguiente valor para la resistencia al corte  $V_c$  en las columnas de las losas pretensadas armadas en dos direcciones:

$$V_c = (\beta_p \sqrt{f'_c} + 0,3f_{pc}) b_o d + V_p \quad \text{Ec. (11-36)}$$

La Ecuación (11-36) incluye el término  $\beta_p$  que es el menor valor entre 3,5 y  $(\alpha_s d/b_o + 1,5)$ . El término  $\alpha_s d/b_o$  toma en cuenta la disminución de la resistencia al corte debida a la relación de aspecto de la columna (perímetro/área), y para las columnas interiores  $\alpha_s$  se debe tomar igual a 40, para las columnas de borde igual a 30 y para las columnas de esquina igual a 20.  $f_{pc}$  es el valor promedio de  $f_{pc}$  para ambas direcciones, y  $V_p$  es la componente vertical de todas las fuerzas efectivas de pretensado que atraviesan la sección crítica. Si la resistencia al corte se calcula usando la Ecuación (11-36) se deben satisfacer los siguientes requisitos; caso contrario se aplica el artículo 11.12.2.1 para losas no pretensadas:

- ningún segmento de la sección transversal de la columna debe estar ubicado más cerca de un borde discontinuo que 4 veces el espesor de la losa,
- el valor de  $f'_c$  en la Ecuación (11-36) no se debe tomar mayor que 5000 psi, y
- el valor de  $f_{pc}$  en cada dirección no debe ser menor que 125 psi ni mayor que 500 psi.

Respetando estas limitaciones, las resistencias al corte dadas por las Ecuaciones (11-33), (11-34) y (11-35) para losas no pretensadas son aplicables a las columnas que están ubicadas más cerca de un borde discontinuo que 4 veces el espesor de la losa. La resistencia al corte  $V_c$  es el menor de los valores obtenidos con estas tres ecuaciones. Para las condiciones de diseño habituales (espesores de losa y tamaños de columna usuales), la resistencia al corte determinante en las columnas de borde será  $4\sqrt{f'_c} b_o d$ .

## 11.12.6 Resistencia al corte con transferencia de momentos

Para el cálculo de la transferencia de momentos, la tensión de corte determinante en las columnas de las losas pretensadas armadas en dos direcciones con armadura adherente de acuerdo con el artículo 18.9.3 está gobernada por la Ecuación (11-36), la cual se puede expresar como una tensión de corte para su uso en la Ecuación (11-40) de la siguiente manera:

$$v_c = \beta_p \sqrt{f'_c} + 0,3f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d} \quad \text{Ec. (11-36)}$$

Si la tensión de corte admisible se calcula usando la Ecuación (11-36) se deben satisfacer los siguientes requisitos:

- ningún segmento de la sección transversal de la columna debe estar ubicado más cerca de un borde discontinuo que 4 veces el espesor de la losa,
- el valor de  $f'_c$  en la Ecuación (11-36) no se debe tomar mayor que 5000 psi, y
- el valor de  $f_{pc}$  en cada dirección no debe ser menor que 125 psi ni mayor que 500 psi.

Para las columnas de borde bajo condiciones de transferencia de momentos, la tensión de corte determinante será la misma permitida para las losas no pretensadas. Para las condiciones de diseño habituales la tensión de corte determinante en las columnas de borde será  $4\sqrt{f'_c}$ .

## 18.4.2 Tensiones de compresión admisibles

En 1995 el artículo 18.4.2 aumentó la tensión de compresión por flexión admisible del hormigón a nivel de servicio correspondiente al pretensado más la carga total de  $0,45f'_c$  a  $0,60f'_c$ , pero impuso un nuevo límite de  $0,45f'_c$  para las cargas de larga duración. Esto requiere que los diseñadores apliquen su criterio profesional para determinar la carga sostenida adecuada.

## 18.7.2 $f_{ps}$ para cables no adherentes

En los elementos pretensados con cables no adherentes en los cuales la relación luz/altura es mayor que 35, la tensión en la armadura pretensada a la resistencia nominal está dada por la siguiente expresión:

$$f_{ps} = f_{se} + 10.000 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \quad \text{Ec. (18-5)}$$

pero no debe ser mayor que  $f_{py}$  ni mayor que  $(f_{se} + 30.000)$ .

En casi todas las losas en una dirección y placas planas pretensadas la relación luz/altura es mayor que 35. Con la Ecuación (18-5) se obtienen valores de  $f_{ps}$  que generalmente son de 15.000 a 20.000 psi menores que los valores de  $f_{ps}$  dados por la Ecuación (18-4), la cual fue desarrollada fundamentalmente a partir de resultados de ensayos de vigas. Estos valores menores de  $f_{ps}$  son más compatibles con los valores de  $f_{ps}$  obtenidos en ensayos más recientes realizados sobre losas en una dirección y placas planas. En el Ejemplo 26.1 se ilustra la aplicación de la Ecuación (18-5).

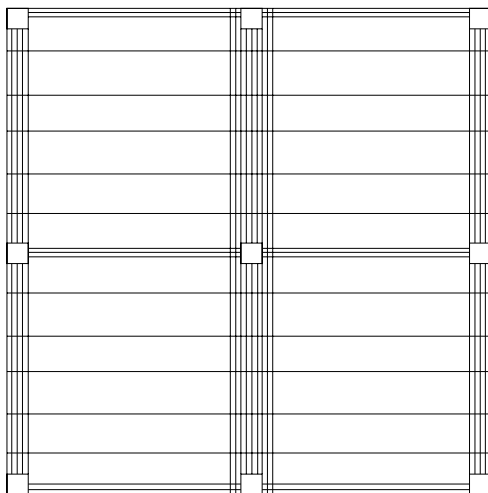
## 18.12 SISTEMAS DE LOSAS

La sección 18.2 contiene procedimientos para el análisis y diseño de sistemas de losas pretensadas armadas en dos direcciones, incluyendo los siguientes requisitos:

1. Para determinar los momentos y cortes mayorados en los sistemas de losas pretensadas se debe usar el Método del Pórtico Equivalente de la sección 13.7 (excluyendo los artículos 13.7.7.4 y 13.7.7.5), o procedimientos de diseño más detallados. De acuerdo con las Referencias 26.1 y 26.4, para las losas pretensadas en dos direcciones las vigas placa no se deberían dividir en franjas de columna e intermedias como en el caso de las típicas losas no pretensadas armadas en dos direcciones, sino que se deberían diseñar como una única franja.
2. La separación de los cables o grupos de cables en una dirección no debe ser mayor que 8 veces el espesor de la losa ni que 5 ft. La separación de los cables debe ser tal que se obtenga un pretensado promedio mínimo (después de todas las pérdidas de pretensado) de 125 psi sobre la sección de losa tributaria del cable o grupo de cables. Se debe prestar particular atención a la separación de los cables en las losas con cargas concentradas.
3. En cada dirección se deben colocar como mínimo dos cables que atraviesen la sección crítica de corte sobre las columnas. Este requisito, junto con las limitaciones de la separación de los cables indicada en el punto 2 anterior, constituye un lineamiento específico para la distribución de los cables en las placas planas pretensadas de acuerdo con la distribución "en bandas" ilustrada en la Figura 26-1. Esta forma de instalar los cables está ampliamente difundida, y simplifica enormemente los detalles de armado y el proceso de instalación.

En el Ejemplo 26.1 se ilustra el cálculo de las propiedades del pórtico equivalente. También se discute la distribución de los cables.

Las Referencias 26.1 y 26.4 ilustran la aplicación de los requisitos de ACI 318 para el diseño de losas postesadas armadas en una y dos direcciones, e incluyen ejemplos de diseño detallados.



*Figura 26-1 – Distribución de los cables en forma de "bandas"*

## REFERENCIAS

- 26.1 *Design of Post-Tensioned Slabs*, Post-Tensioning Institute, 2º Ed., Phoenix, AZ, 1995.
- 26.2 *Continuity in Concrete Building Frames*, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1959.
- 26.3 *Estimating Prestress Losses*, Zia, P., Preston, H. K., Scott, N. L. y Workman, E. B., Concrete International, Design and Construction, V. 1, No. 6, Junio 1979, pp. 32-38.
- 26.4 *Design Fundamentals of Post-Tensioned Concrete Floors*, Aalami, B. O. y Bommer, A., Post Tensioning Institute, Phoenix, AZ, 1999.

## Ejemplo 26.1 – Sistema de losa pretensada armada en dos direcciones

Diseñar una franja de pórtico transversal equivalente de la placa plana pretensada ilustrada en la Figura 26-2.

$$f'_c = 4000 \text{ psi}; w = 150 \text{ lb/ft}^3 \text{ (losa y columnas)}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$f_{pu} = 270.000 \text{ psi}$$

Sobrecarga = 40 lb/ft<sup>2</sup>

Carga de los tabiques = 15 lb/ft<sup>2</sup>

Reducir la sobrecarga de acuerdo con el código de edificación aplicable. Para este ejemplo la sobrecarga se reduce de acuerdo con el IBC 2000, Artículo 1607.9.2.

Recubrimiento mínimo de hormigón sobre los cables: 1,5 in. a partir del fondo de la losa en los tramos finales; 0,75 in. en la parte superior e inferior en las demás ubicaciones.

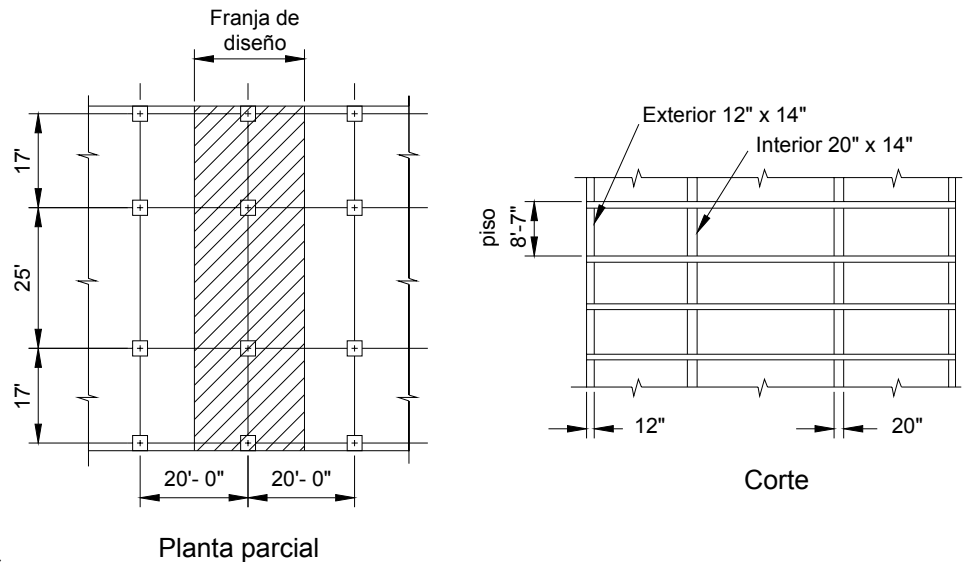


Figura 26-2

### Cálculos y discusión

### Referencia del Código

#### 1. Altura de la losa.

Para las losas pretensadas en dos direcciones, generalmente con una relación luz/altura de 45 se logra una economía global y un comportamiento estructural satisfactorio.<sup>26.1</sup>

Altura de la losa:

$$\text{Luz longitudinal: } 20 \times 12 / 45 = 5,3 \text{ in.}$$

$$\text{Luz transversal: } 25 \times 12 / 45 = 6,7 \text{ in.}$$

Usar una losa de 6 1/2".

$$\text{Peso de la losa} = 81 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{Peso de los tabiques} = 15 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{Carga permanente total} = 81 + 15 = 96 \text{ lb/ft}^2$$

Tramo 2:

Sobrecarga reducida (IBC 1607.9.2)

$$\text{Sobrecarga} = 40(1 - 0,08(500 - 150)/100) = 29 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{Carga permanente mayorada} = 1,2 \times 96 = 115 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{Sobrecarga mayorada} = 1,6 \times 29 = 47 \text{ lb/ft}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Carga total} &= 125 \text{ lb/ft}^2 \text{ (no mayorada)} \\ &= 162 \text{ lb/ft}^2 \text{ (mayorada)}\end{aligned}$$

Tramos 1 y 3:

Sobrecarga reducida (IBC 1607.9.2)

$$\text{Sobrecarga} = 40(1 - 0,08(340 - 150)/100) = 34 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{Carga permanente mayorada} = 1,2 \times 96 = 115 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{Sobrecarga mayorada} = 1,6 \times 34 = 55 \text{ lb/ft}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Carga total} &= 130 \text{ lb/ft}^2 \text{ (no mayorada)} \\ &= 170 \text{ lb/ft}^2 \text{ (mayorada)}\end{aligned}$$

## 2. Procedimiento de diseño.

Suponer un conjunto de cargas que deben ser balanceadas mediante cables parabólicos. Analizar un pórtico equivalente sujeto a las cargas netas descendentes de acuerdo con 13.7. Controlar las tensiones de flexión en las secciones críticas y verificar los esfuerzos equilibrantes de los cables según lo requerido para obtener las tensiones admisibles de flexión de acuerdo con 18.3.3 y 18.4.

Una vez determinados los esfuerzos finales, obtener los momentos en el pórtico para las cargas permanentes y sobrecargas mayoradas. Calcular los momentos de segundo orden inducidos en el pórtico por las fuerzas de postesado, y combinar con los momentos debidos a la carga mayorada para obtener los momentos de diseño mayorados. Proveer armadura adherente mínima de acuerdo con 18.9.

Verificar la resistencia a flexión de diseño y aumentar la armadura no pretensada si los criterios de resistencia así lo exigen. Investigar las resistencia al corte, incluyendo el corte debido a las cargas verticales y el debido a la transferencia de momentos, y comparar el total con los valores admisibles calculados de acuerdo con 11.12.2.

## 3. Equilibrio de las cargas.

Para la estimación inicial de la fuerza de pretensado requerida,  $F_e$ , asumir arbitrariamente que los cables equilibrarán el 80% del peso de la losa ( $0,8 \times 0,081 = 0,065 \text{ ksf}$ ) en el tramo determinante (Tramo 2), con cables de perfil parabólico con la máxima flecha admisible:

$$\text{Máxima flecha de los cables en el Tramo 2} = 6,5 - 1 - 1 = 4,5 \text{ in.}$$

$$F_e = \frac{w_{bal} L^2}{8a} = \frac{0,8(0,081)(25)^2(12)}{8(4,5)} = 13,5 \text{ kips/ft}$$

Suponer que los cables son cables de siete alambres de baja relajación, 270 ksi, de 1/2 in. de diámetro (área de la sección transversal =  $0,153 \text{ in.}^2$ ) y que las pérdidas a largo plazo son de 14 ksi (Referencia 26.3). La fuerza efectiva por cada cable es  $0,153 [(0,7 \times 270) - 14] = 26,8 \text{ kips}$ , siendo la tensión de tracción en los cables inmediatamente después del anclaje de los cables =  $0,70f_{pu}$ .

18.5.1(c)

$$\text{Para un vano de 20 ft, } 20 \times 13,5 / 26,8 = 10,1 \text{ cables.}$$

Usar 10 cables de 1/2 in. de diámetro por vano.

$$F_e = 10 \times 26,8 / 20 = 13,4 \text{ kips/ft}$$

$$f_{pc} = F_e / A = 13,4 / (6,5 \times 12) = 0,172 \text{ ksi}$$

Carga balanceada real en el Tramo 2:

$$w_{bal} = \frac{8F_e a}{L^2} = \frac{8(13,4)(4,5)}{12 \times 25^2} = 0,064 \text{ ksf}$$

Ajustar el perfil de los cables en los Tramos 1 y 3 para balancear la misma carga que en el Tramo 2:

$$a = \frac{w_{bal} L^2}{8F_e} = \frac{0,064(17)^2 (12)}{8(13,4)} = 2,1 \text{ in.}$$

Centro de gravedad del acero (cgs) en el centro de la luz =  $(3,25 + 5,5) / 2 - 2,1 = 2,275 \text{ in.}$  tomamos 2,25 in.

Flecha real en los Tramos 1 y 3 =  $(3,25 + 5,5) / 2 - 2,25 = 2,125 \text{ in.}$

Carga balanceada real en los Tramos 1 y 3:

$$w_{bal} = \frac{8(13,4)(2,125)}{17^2 (12)} = 0,066 \text{ ksf}$$

#### 4. Perfil de los cables.

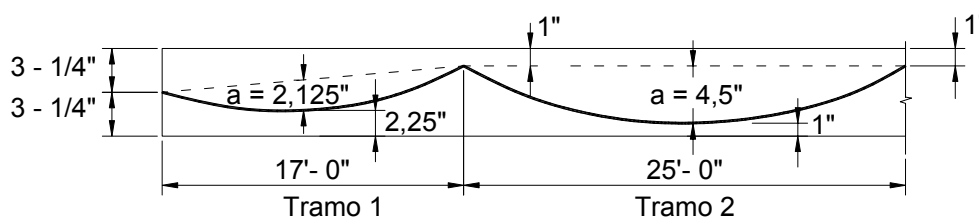


Figura 26-3

Carga neta que provoca flexión:

Tramo 2:

$$w_{net} = 0,125 - 0,064 = 0,061 \text{ ksf}$$

Tramos 1 y 3:

$$w_{net} = 0,130 - 0,066 = 0,064 \text{ ksf}$$

#### 5. Propiedades del pórtico equivalente.

13.7

##### a. Rigidez de las columnas.

13.7.4

La rigidez de las columnas, incluyendo los efectos de la rigidez "infinita" dentro del nudo losa-columna (unión rígida), se puede calcular usando los métodos clásicos o bien usando métodos simplificados que concuerden razonablemente con los mismos. La siguiente rigidez aproximada  $K_c$  permite obtener resultados que no difieren en más de cinco por ciento de los valores "exactos".<sup>21.6</sup>

$$K_c = 4EI / (\ell - 2h)$$

donde  $\ell$  = altura de la columna entre centros y  $h$  = altura de la losa.

Para las columnas exteriores ( $14 \times 12$  in.):

$$I = 14 \times 12^3 / 12 = 2016 \text{ in.}^4$$

$$E_{\text{col}} / E_{\text{losa}} = 1,0$$

$$K_c = (4 \times 1,0 \times 2016) / [103 - (2 \times 6,5)] = 90 \text{ in.}^3$$

$$\sum K_c = 2 \times 90 = 180 \text{ in.}^3 \quad (\text{total del nudo})$$

La rigidez de los elementos torsionales se calcula de la siguiente manera: 13.7.5

$$C = (1 - 0,63 \times y / x) x^3 y / 3 \quad 13.0$$

$$= [1 - (0,63 \times 6,5 / 12)] (6,5^3 \times 12) / 3 = 724 \text{ in.}^4$$

$$K_t = \frac{9 C E_{cs}}{\ell_2 (1 - c_2 / \ell_2)^3} \quad R13.7.5$$

$$= \frac{9 \times 724 \times 1,0}{(20 \times 12) (1 - 1,17 / 20)^3} = 32,3 \text{ in.}^3$$

$$\sum K_t = 2 \times 32,5 = 65 \text{ in.}^3 \quad (\text{total del nudo})$$

Rigidez de una columna equivalente exterior (ver ACI 318-99, R13.7.4):

$$1 / K_{ec} = 1 / \sum K_t + 1 / \sum K_c$$

$$K_{ec} = (1 / 65 + 1 / 180)^{-1} = 48 \text{ in.}^3$$

Para las columnas interiores ( $14 \times 20$  in.):

$$I = 14 \times 20^3 / 12 = 9333 \text{ in.}^4$$

$$K_c = (4 \times 1,0 \times 9333) / [103 - (2 \times 6,5)] = 415 \text{ in.}^3$$

$$\sum K_c = 2 \times 415 = 830 \text{ in.}^3 \quad (\text{total del nudo})$$

$$C = [1 - (0,63 \times 6,5 / 20)] (6,5^3 \times 20) / 3 = 1456 \text{ in.}^4$$

$$K_t = \frac{9 \times 1456 \times 1,0}{240 (1 - 1,17 / 20)^3} = 65 \text{ in.}^3$$

$$\sum K_t = 2 \times 65 = 130 \text{ in.}^3 \quad (\text{total del nudo})$$

$$K_{ec} = (1/130 + 1/830)^{-1} = 112 \text{ in.}^3$$

b. Rigidez de la viga placa.

13.7.3

La rigidez de la viga placa, incluyendo los efectos de la rigidez infinita dentro del nudo losa-columna, se puede calcular mediante la siguiente expresión aproximada.<sup>26.1</sup>

$$K_s = 4EI / (\ell_1 - c_1 / 2)$$

donde  $\ell_1$  = luz en la dirección de análisis, medida entre los centros de los apoyos, y

$c_1$  = dimensión de la columna en la dirección de  $\ell_1$

En una columna exterior:

$$K_s = (4 \times 1,0 \times 20 \times 6,5^3) / [(17 \times 12) - 12 / 2] = 111 \text{ in.}^3$$

En una columna interior (Tramos 1 y 3):

$$K_s = (4 \times 1,0 \times 20 \times 6,5^3) / [(17 \times 12) - 20 / 2] = 113 \text{ in.}^3$$

En una columna interior (Tramo 2):

$$K_s = (4 \times 1,0 \times 20 \times 6,5^3) / [(25 \times 12) - 20 / 2] = 76 \text{ in.}^3$$

c. Factores de distribución para el análisis por distribución de momentos:

Factores de distribución de la losa:

$$\text{En los nudos exteriores} = (111 / (111 + 48)) = 0,70$$

$$\text{En los nudos interiores para los Tramos 1 y 3} = 113 / (113 + 76 + 112) = 0,37$$

$$\text{En los nudos interiores para el Tramo 2} = 76 / 301 = 0,25$$

6. Distribución de momentos – Cargas netas.

Como los efectos de la sección no prismática sobre los momentos en los extremos empotrados y los coeficientes de continuidad son pequeños, calcularemos los momentos en los extremos fijos usando la expresión  $FEM = wL^2 / 12$  y adoptaremos los coeficientes de continuidad  $CC = 1/2$ .

Para los Tramos 1 y 3, para la carga neta,  $FEM = 0,064 \times 17^2 / 12 = 1,54 \text{ ft-kips}$

Para el Tramo 2, para la carga neta,  $FEM = 0,061 \times 25^2 / 12 = 3,18 \text{ ft-kips}$

Observar que como la sobrecarga es menor que tres cuartos de la carga permanente, no es necesario considerar las condiciones de carga con sobrecarga parcial o "alternada". Los momentos máximos mayorados se calculan suponiendo que la totalidad de la sobrecarga mayorada actúa simultáneamente en todos los tramos.

13.7.6.2

*Tabla 26-1 – Distribución de momentos – Cargas netas  
(Todos los momentos se expresan en ft-kips)*

FD	0,70	0,37	0,25
FEM	-1,54	-1,54	-3,18
Distribución	+1,08	-0,61	+0,41
Continuidad	+0,31	-0,54	-0,21
Distribución	-0,22	+0,12	-0,08
Final	-0,37	-2,57	-3,06

7. Verificar las tensiones netas (tracción positiva, compresión negativa).

a. En la cara interior de una columna interior:

Momento en la cara de la columna = momento en el centro +  $Vc_1 / 3$  (ver Referencia 26.2):

$$-M_{\max} = -3,06 + \frac{1}{3} \left( \frac{0,061 \times 25}{2} \right) \left( \frac{20}{12} \right)$$

$$= -2,64 \text{ ft-kips}$$

$$S = bh^2 / 6 = 12 \times 6,5^2 / 6 = 84,5 \text{ in.}^3$$

$$f_{\text{sup,inf}} = -f_{\text{pc}} \pm \frac{M_{\text{net}}}{S_{\text{sup,inf}}} = -0,172 \pm \frac{12 \times 2,64}{84,5} = 0,172 \pm 0,375 = +0,203 \text{ ksi}; -0,547 \text{ ksi}$$

$$\text{Tensión admisible} = 7,5\sqrt{4000} = 0,474 \text{ ksi}$$

18.3.3

En la parte superior: 0,203 ksi (aplicada) < 0,474 ksi (admisible) VERIFICA

$$\text{Compresión admisible bajo la carga total} = 0,60f'_c = 0,6 \times 4000 = 2,4 \text{ ksi}$$

18.4.2(b)

En la parte inferior: 0,547 ksi (aplicada) < 2,4 ksi (admisible) VERIFICA

$$\text{Compresión admisible bajo carga de larga duración} = 0,45 \times 4000 = 1,8 \text{ ksi}$$

18.4.2(a)

0,547 ksi (aplicada bajo carga total) < 1,8 ksi (admisible bajo carga de larga duración) VERIFICA  
(independientemente del valor de la carga de larga duración).

b. En el centro de la luz del Tramo 2:

$$+M_{\max} = \left( 0,061 \times 25^2 / 8 \right) - 3,18 = +1,59 \text{ ft-kips}$$

$$f_{\text{sup,inf}} = -f_{\text{pc}} \pm \frac{M_{\text{net}}}{S_{\text{sup,inf}}} = -0,172 \pm \frac{12 \times 1,59}{84,5} = -0,172 \pm 0,226 = -0,398 \text{ ksi}; +0,054 \text{ ksi}$$

Compresión en la parte superior  $0,398 < 1,8$  ksi (admisible con carga de larga duración)  
 $< 2,4$  ksi (admisible con carga total) VERIFICA  
 Tracción aplicada en la parte inferior  $0,054 < 0,474$  ksi (admisible) VERIFICA

Cuando la tensión de tracción es mayor que  $2\sqrt{f'_c}$  en las áreas de momento positivo, el esfuerzo total de tracción  $N_c$  debe ser soportado por armadura adherente. Para esta losa,  $2\sqrt{4000} = 0,126$  ksi  $> 0,054$  ksi . Por lo tanto no se requiere armadura adherente para momento positivo. Si se requiriera esta armadura, el cálculo de la armadura adherente se realizaría de la siguiente manera (ver Figura 26-4):

$$y = \frac{f_t}{f_t + f_c}(h) \text{ in.}$$

$$N_c = \frac{12(y)(f_t)}{2} \text{ kips/ft}$$

$$A_s = \frac{N_c}{0,5f_y} \text{ in.}^2/\text{ft}$$

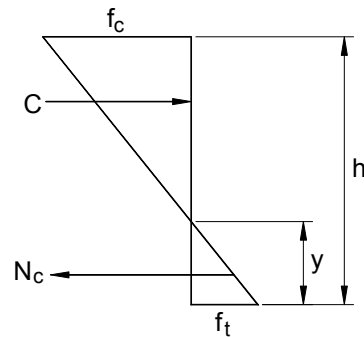


Figura 26-4

Determinar las mínimas longitudes de las barras para esta armadura de acuerdo con el artículo 18.9.4. (Observar que también se deben satisfacer los requisitos del Capítulo 12.)

Calcular las flechas bajo las cargas totales usando los métodos elásticos habituales y las propiedades de la sección bruta de hormigón (9.5.4). Limitar las flechas **calculadas** a los valores especificados en la Tabla 9.5(b).

Con esto finaliza la parte del diseño correspondiente a cargas de servicio.

## 8. Resistencia a flexión

### a. Cálculo de los momentos de diseño.

Los momentos de diseño para los elementos postesados estáticamente indeterminados se determinan combinando los momentos del pórtico debidos a las cargas permanentes y sobrecargas mayoradas con los momentos de segundo orden inducidos en el pórtico por los cables. El enfoque del balance de las cargas incluye tanto los efectos de primer orden como los de segundo orden, de manera que para las condiciones de servicio sólo es necesario considerar las "cargas netas."

A la resistencia a flexión de diseño, los momentos provocados por las cargas balanceadas se utilizan para calcular los momentos de segundo orden restando el momento de primer orden (que simplemente es igual a  $F_e \times e$ ) en cada apoyo. Para el caso de las estructuras de múltiples pisos en las cuales típicamente se combinan cargas verticales con momentos variables debidos a las cargas laterales, un enfoque de diseño eficiente consiste en analizar el pórtico equivalente bajo cada estado de carga correspondiente a cargas permanentes, sobrecargas, cargas balanceadas y cargas laterales, y luego combinar los casos utilizando factores de carga adecuados. Para este ejemplo los momentos provocados por las cargas balanceadas se determinan mediante distribución de momentos de la siguiente manera:

Para los Tramos 1 y 3, para cargas balanceadas,  $FEM = 0,066 \times 17^2 / 12 = 1,59$  ft-kips

Para el Tramo 2, para cargas balanceadas,  $FEM = 0,064 \times 25^2 / 12 = 3,33$  ft-kips

*Tabla 26-2 – Distribución de momentos – Cargas balanceadas  
(Todos los momentos se expresan en ft-kips)*

FD	0,70	0,37	0,25
FEM	+1,59	+1,59	+3,33
Distribución	-1,11	+0,64	-0,44
Continuidad	-0,32	+0,56	+0,22
Distribución	+0,22	-0,13	+0,09
Final	+0,38	+2,66	+3,20

Como el momento por cargas balanceadas incluye tanto los momentos de primer orden ( $M_1$ ) como los momentos de segundo orden ( $M_2$ ), los momentos de segundo orden se pueden hallar a partir de la siguiente expresión:

$$M_{bal} = M_1 + M_2 \quad \text{o bien} \quad M_2 = M_{bal} - M_1$$

En cualquier punto el momento de primer orden  $M_1$  es igual a  $F_e \times e$  ("e" es la distancia entre el los centros de gravedad del acero y el hormigón, la "excentricidad" de la fuerza de pretensado).

Por lo tanto, los momentos de segundo orden son:

En una columna exterior:

$$M_2 = 0,38 - (13,4 \times 0/12) = 0,38 \text{ ft-kips}$$

En una columna interior:

Tramos 1 y 3:

$$M_2 = 2,66 - 13,4(3,25 - 1,0)/12 = 0,15 \text{ ft-kips}$$

Tramo 2:

$$M_2 = 3,20 - (13,4 \times 2,25)/12 = 0,69 \text{ ft-kips}$$

Momentos con carga mayorada:

$$\text{Tramos 1 y 3:} \quad w_u = 170 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{Tramo 2:} \quad w_u = 162 \text{ lb/ft}^2$$

Para los Tramos 1 y 3, con carga mayorada,  $FEM = 0,170 \times 17^2 / 12 = 4,09 \text{ ft-kips}$

Para el Tramo 2, con carga mayorada,  $FEM = 0,162 \times 25^2 / 12 = 8,44 \text{ ft-kips}$

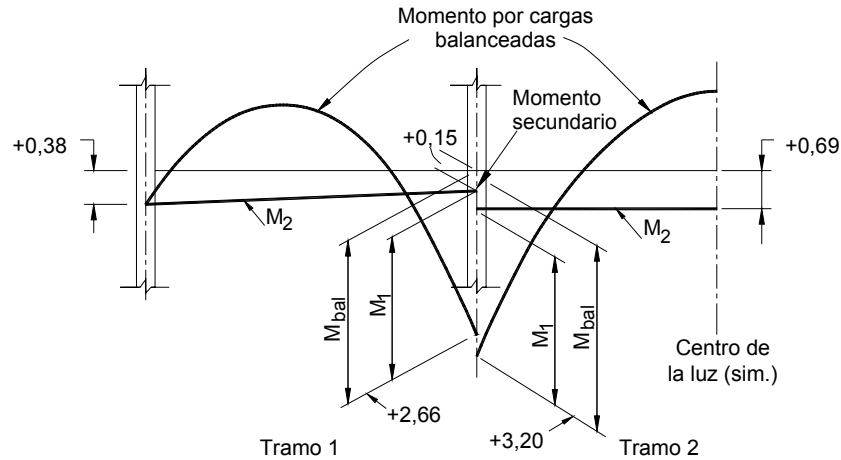


Figura 26-5

Tabla 26-3 – Distribución de momentos – Cargas mayoradas  
(Todos los momentos se expresan en ft-kips)

FD	0,70	0,37	0,25
FEM	-4,09	-4,09	-8,44
Distribución	+2,86	-1,61	+1,09
Continuidad	+0,81	-1,43	-0,55
Distribución	-0,57	+0,33	-0,22
Final	-0,99	-6,80	-8,12

Combinar los momentos por carga mayorada con los momentos de segundo orden para obtener los momentos negativos de diseño totales. Los resultados se indican en la Tabla 26-4.

Tabla 26-4 – Momentos de diseño en la cara de la columna  
(Todos los momentos se expresan en ft-kips)

	Tramo 1		Tramo 2
Momentos debidos a las cargas mayoradas	-0,99	-6,80	-8,12
Momentos de segundo orden	+0,38	+0,15	+0,69
Momentos en el centro de la columna	-0,61	-6,65	-7,43
Reducción del momento a la cara de la columna, $V_{c1}/3$	+0,48	+0,80	+1,13
Momentos de diseño en la cara de la columna	-0,13	-5,85	-6,30

Calcular los momentos de diseño positivos en el interior del tramo:

Para el Tramo 1:

$$V_{ext} = (0,170 \times 17 / 2) - (6,65 - 0,61) / 17$$

$$= 1,45 - 0,36 = 1,09 \text{ kips / ft}$$

$$V_{\text{int}} = 1,45 + 0,36 = 1,81 \text{ kips / ft}$$

Distancia "x" hasta la sección de corte nulo y momento positivo máximo a partir del eje de una columna exterior:

$$x = 1,09 / 0,170 = 6,42 \text{ ft}$$

$$\text{Momento positivo en un tramo final} = (0,5 \times 1,09 \times 6,42) - 0,61 = 2,89 \text{ ft-kips/ft (incluyendo } M_2)$$

Para el Tramo 2:

$$V = 0,162 \times 25 / 2 = 2,03 \text{ kips / ft}$$

$$\text{Momento positivo en un tramo interior} = -7,43 + (0,5 \times 2,03 \times 12,5) = 5,26 \text{ ft-kips/ft (incluyendo } M_2)$$

b. Cálculo de la resistencia a flexión.

Verificar la losa sobre un apoyo interior. El artículo 18.9.3.3 requiere una cantidad mínima de armadura adherente en las regiones de momento negativo en los apoyos sobre columnas, independientemente del valor de las tensiones bajo cargas de servicio. Puede que sea necesario colocar una cantidad mayor que la mínima requerida para lograr la resistencia a flexión. La cantidad mínima ayuda a asegurar la continuidad y la ductilidad, y a controlar la fisuración debida a cargas excesivas, temperatura o contracción.

$$A_s = 0,00075 A_{cf} \quad \text{Ec. (18-8)}$$

donde

$A_{cf}$  = área de la mayor sección transversal correspondiente a las franjas de viga-placa de los dos pórticos equivalentes ortogonales que se intersecan en una columna para una losa en dos direcciones.

$$A_s = 0,00075 \times 6,5 \times \left( \frac{17 + 25}{2} \right) \times 12 = 1,23 \text{ in.}^2$$

Intentar con 6 barras No. 4. Separar las barras 6 in. entre sus centros, de modo que queden distribuidas dentro del ancho de la columna más 1,5 veces la altura de la losa a cada lado de la columna. 18.9.3.3

$$\text{Longitud de las barras} = [2 \times (25 - 20/12) / 6] + 20/12 = 9 \text{ ft-5 in.} \quad 18.9.4.2$$

Para una franja de un pie de ancho:

$$A_s = 6 \times 0,20 / 20 = 0,06 \text{ in.}^2 / \text{ft}$$

La verificación inicial de la resistencia a flexión se hará considerando esta armadura.

Calcular la tensión en los cables a la resistencia nominal:

$$f_{ps} = f_{se} + 10.000 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \quad \text{Ec. (18-5)}$$

Con 10 cables en un vano de 20 ft:

$$\rho_p = A_{ps} / bd_p = 10 \times 0,153 / (20 \times 12 \times 5,5) = 0,00116$$

$$f_{se} = (0,7 \times 270) - 14 = 175 \text{ ksi}$$

18.5.1, 18.6,  
Referencia 3

$$f_{ps} = 175 + 10 + 4 / (300 \times 0,00116) = 175 + 10 + 12 = 197 \text{ ksi}$$

$$f_{ps} \text{ no se debe tomar mayor que } f_{py} = 0,85f_{pu} = 230 \text{ ksi} > 197$$

$$\text{o bien } f_{se} + 30 = 205 \text{ ksi} > 197$$

VERIFICA

18.7.2(c)

$$A_{ps}f_{ps} = 10 \times 0,153 \times 197 / 20 = 15,1 \text{ kips / ft}$$

$$A_s f_y = 0,06 \times 60 = 3,6 \text{ kips / ft}$$

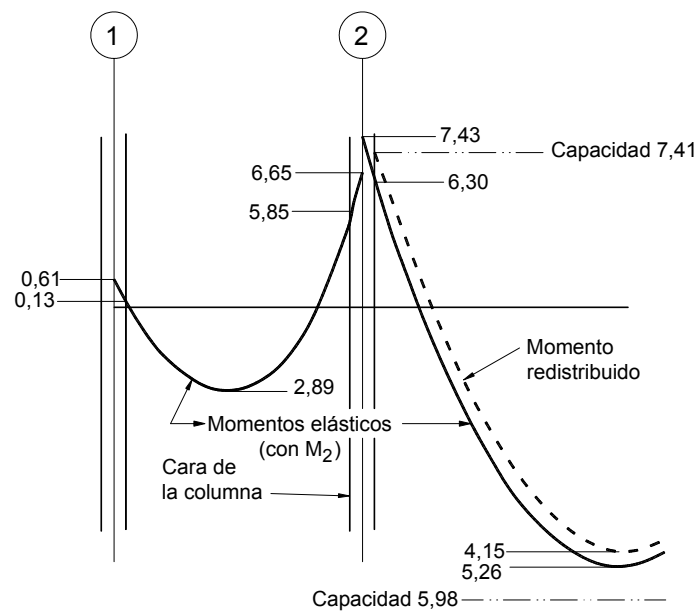


Figura 26-6 – Momentos en ft-kips

$$a = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}{0,85f'_c b} = \frac{15,1 + 3,6}{0,85 \times 4 \times 12} = 0,46 \text{ in.}$$

$$c = a / \beta_1 = 0,48 / 0,85 = 0,54 \text{ in.}$$

$$\epsilon_t = (5,5 - 0,54) \times 0,003 / 0,54 = 0,028 \text{ por lo tanto la sección es controlada por tracción y } \phi = 0,9$$

9.3.2, 10.3.4

Como las barras y los cables están en la misma capa:

$$\left(d - \frac{a}{2}\right) = \left(5,5 - \frac{0,46}{2}\right) / 12 = 0,44 \text{ ft}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times (15,1 + 3,6) \times 0,44 = 7,41 \text{ ft-kips/ft} > 6,30 \text{ ft-kips/ft} \quad \text{VERIFICA}$$

9.3.2.1

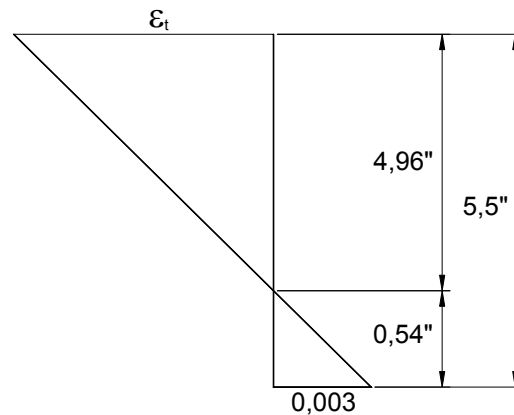


Figura 26-7 – Diagrama de deformaciones en un apoyo interior

Debido a que hay un exceso de capacidad de momento negativo disponible, redistribuir los momentos para aumentar el momento negativo y minimizar la demanda de momento positivo en el Tramo 2. Observar que la redistribución inelástica real de los momentos ocurre en la sección de momento positivo del Tramo 2.

$$\text{Variación admisible del momento negativo} = 1000\varepsilon_t = 1000(0,028) = 28\% > 20\% \text{ máx.}$$

18.10.4.1

8.4

$$\text{Aumento de momento negativo disponible} = 0,2 \times 6,30 = 1,26 \text{ ft-kips/ft}$$

$$\begin{aligned} \text{Aumento real del momento negativo} &= \text{Capacidad mínima} - \text{Momento negativo elástico} \\ &= 7,41 - 6,30 = 1,11 \text{ ft-kips/ft} < 1,26 \text{ disponible} \quad \text{VERIFICA} \end{aligned}$$

$$\text{Mínimo momento positivo de diseño en el Tramo 2} = 5,26 - 1,11 = 4,15 \text{ ft-kips/ft}$$

Capacidad en el centro de la luz del Tramo 2 (no se requiere armadura adherente):

$$A_{ps}f_{ps} = 15,1 \text{ kips/ft}$$

$$a = \frac{15,1}{0,85 \times 4 \times 12} = 0,37 \text{ in.}$$

$$\frac{c}{d_t} = \frac{0,37}{5,5} = 0,079 < 0,375 \quad \text{por lo tanto, la sección es controlada por tracción.}$$

9.3.2.2

10.3.4

$$\left(d - \frac{a}{2}\right) = \frac{5,5 - \frac{0,37}{2}}{12} = 0,44 \text{ ft}$$

En el centro de la luz,

$$\phi M_n = 0,9 \times (15,1) \times 0,44 = 5,98 \text{ ft-kips/ft} > 4,15 \quad \text{VERIFICA en el centro de la luz.}$$

Verificar la capacidad de momento positivo en el Tramo 1:

$$\left(d - \frac{a}{2}\right) = \frac{(6,5 - 2,25) - \frac{0,37}{2}}{12} = 0,39 \text{ ft}$$

$$\frac{c}{d_t} = \frac{\frac{0,37}{0,85}}{4,25} = 0,102 < 0,375 \text{ por lo tanto, la sección es controlada por tracción.}$$

9.3.2.2

10.3.4

$$\phi M_n = 0,9 \times (15,1) \times 0,39 = 5,30 \text{ ft-kips/ft} > 2,89 \quad \text{VERIFICA en el centro de la luz.}$$

Columnas exteriores:

$$A_s \text{ mínima} = 0,00075 \times 20 \times 12 \times 6,5 = 1,17 \text{ in}^2 \quad \text{Usar 6 barras \#4}$$

$$A_s = 6 \times 0,2 / 20 = 0,06 \text{ in}^2 / \text{ft}$$

$$A_s f_y = 0,06 \times 60 = 3,6 \text{ kips / ft}$$

$$\rho_p = 10 \times 0,153 / (12 \times 20 \times 3,25) = 0,00196$$

$$f_{ps} = 175 + 10 + 4 / (300 \times 0,00196) = 192 \text{ ksi}$$

$$A_s f_{ps} = 10 \times 0,153 \times 192 / 20 = 14,7 \text{ kips / ft}$$

$$a = \frac{14,7 + 3,6}{0,85 \times 4 \times 12} = 0,45 \text{ in.}$$

$$\varepsilon_t = (5,5 - 0,53) \times 0,003 / 0,53 = 0,028 \text{ por lo tanto, la sección es controlada por tracción.}$$

9.3.2

10.3.4

Cables:

$$\left(d - \frac{a}{2}\right) = \frac{(3,25) - \frac{0,45}{2}}{12} = 0,25 \text{ ft}$$

Barras:

$$\left(d - \frac{a}{2}\right) = \frac{(5,5) - \frac{0,45}{2}}{12} = 0,44 \text{ ft}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times [(14,7 \times 0,25) + (3,6 \times 0,44)] = 4,73 \text{ ft-kips/ft} > 0,13 \quad \text{VERIFICA}$$

Con esto finaliza la parte del diseño correspondiente a resistencia a flexión.

9. Resistencia al corte y transferencia de momentos en las columnas exteriores

11.12.6, 13.5.3

- a. Corte y momento transferidos en una columna exterior.

$$V_u = (0,170 \times 17/2) - (6,65 - 0,61)/17 = 109 \text{ kips/ft}$$

Suponer que el cerramiento del edificio es de mampostería y vidrio, con un peso de 0,40 kips/ft.

Corte total de la losa en una columna exterior:

$$V_u = [(1,2 \times 0,40) + 1,09] \times 20 = 31,4 \text{ kips}$$

Momento transferido = 20 (0,61) = 12,2 ft-kips

(momento mayorado en el eje de una columna exterior = 0,61 ft-kips/ft)

- b. Tensión de corte combinada en la cara interna de la sección crítica de transferencia.

Las ecuaciones para la resistencia al corte se discuten en el Capítulo 16 de este documento.

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c}{J}$$

R11.12.6.2

donde (con referencia a la Tabla 16-2: Columna de borde - Flexión perpendicular al borde)

$$d \approx 0,8 \times 6,5 = 5,2 \text{ in.}$$

$$c_1 = 12 \text{ in.}$$

$$c_2 = 14 \text{ in.}$$

$$b_1 = c_1 + d/2 = 14,6 \text{ in.}$$

$$b_2 = c_2 + d = 19,2 \text{ in.}$$

$$c = \frac{b_1^2}{(2b_1 + b_2)} = 4,40 \text{ in.}$$

$$A_c = (2b_1 + b_2)d = 252 \text{ in.}^2$$

$$J/c = [2b_1d(b_1 + 2b_2) + d^3(2b_1 + b_2)/b_1]/6 = 1419 \text{ in.}^3$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f$$

Ec. (11-39)

$$= 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = 0,37$$

13.5.3.2

$$v_u = \frac{31.400}{252} + \frac{0,37 \times 12,2 \times 12.000}{1419} = 163 \text{ psi}$$

- c. Tensión de corte admisible (para elementos sin armadura de corte)

11.12.6.2

$$\phi v_n = \phi V_c / (b_o d)$$

Ec. (11-20)

donde  $V_c$  es como se define en los artículos 11.12.2.1 ó 11.12.2.2.

Para las columnas de borde:

$$\phi v_n = \phi 4 \sqrt{f'_c} = 0,85 \times 4 \sqrt{4000} = 215 \text{ psi} > 163 \quad \text{VERIFICA}$$

11.12.2.1

- d. Verificar la resistencia para transferencia de momento.

13.5.3

Aunque el momento transferido es pequeño, por motivos ilustrativos igual verificaremos la resistencia al momento del ancho de losa efectivo (ancho de la columna más 1,5 veces la altura de la losa a cada lado) para la transferencia de momento. Suponer que tres de los diez cables requeridos para el vano de 20 ft de ancho están anclados dentro de la columna y unidos formando un paquete que atraviesa la estructura. Esto se debe especificar en los planos de diseño. Además de proveer resistencia a flexión, esta fuerza de pretensado actuará directamente sobre la sección crítica para corte y aumentará la resistencia al corte. Como se dijo anteriormente, en todas las columnas se requiere una cantidad mínima de armadura adherente. Para una columna exterior el área requerida es:

13.5.3.2

$$A_s = 0,00075 A_{cf} = 0,00075 \times 6,5 \times 20 \times 12 = 1,17 \text{ in.}^2$$

Ec. (18-8)

Usar 6 barras No. 4 de 5 ft de longitud (incluyendo el gancho en el extremo).

Calcular la tensión en los cables:

$$\text{Ancho de losa efectivo} = 14 + 2(1,5 \times 6,5) = 33,5 \text{ in.}$$

$$\rho_p = \frac{3 \times 0,153}{33,5 \times 3,25} = 0,0042$$

$$f_{ps} = 175 + 10 + 4 / (300 \times 0,0042) = 188,2 \text{ ksi}$$

$$\text{Fuerza de pretensado correspondiente} = 3 \times 0,153 \times 188,2 = 86,4 \text{ kips}$$

$$A_s f_y = 6 \times 0,20 \times 60 = 72,0 \text{ kips}$$

$$A_{ps} f_{ps} + A_s f_y = 158,4 \text{ kips}$$

$$a = 158,4 / (0,85 \times 4 \times 33,5) = 1,39 \text{ in.}$$

$$\text{cables: } (d_p - a / 2) = (3,25 - 1,39 / 2) / 12 = 0,21 \text{ ft}$$

$$\text{barras: } (d - a / 2) = (5,5 - 1,39 / 2) / 12 = 0,40 \text{ ft}$$

$$\phi M_n = 0,9[(86,4 \times 0,21) + (72 \times 0,40)] = 42,25 \text{ ft-kips}$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = 0,63 \quad \text{Ec. (13-1)}$$

$$\gamma_f M_u = 0,63(12,2) = 7,69 \text{ ft-kips} \ll 42,25 \text{ ft-kips} \quad \text{VERIFICA}$$

#### 10. Resistencia al corte y transferencia de momento en las columnas interiores

11.12.6, 13.5.3

##### a. Corte y momento transferidos en una columna interior.

El corte directo y momento a la izquierda y derecha de las columnas interiores se calculó en el Paso 8 anterior.

$$V_u = (1,81 + 2,03)20 = 76,8 \text{ kips}$$

$$\text{Momento transferido} = 20(7,43 - 6,65) = 15,6 \text{ ft-kips}$$

##### b. Tensión de corte combinada en la cara de la sección crítica de transferencia. Las ecuaciones para la resistencia al corte se discuten en el Capítulo 16 de este documento.

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c}{J} \quad \text{R11.12.6.2}$$

donde (con referencia a la Tabla 16-1: Columna interior)

$$d \approx 0,8 \times 6,5 = 5,2 \text{ in.}$$

$$c_1 = 20 \text{ in.}$$

$$c_2 = 14 \text{ in.}$$

$$b_1 = c_1 + d = 25,2 \text{ in.}$$

$$b_2 = c_2 + d = 19,2 \text{ in.}$$

$$A_c = 2(b_1 + b_2)d = 462 \text{ in.}^2$$

$$J/c = [b_1 d(b_1 + 3b_2) + d^3] / 3 = 3664 \text{ in.}^3$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad \text{Ec. (11-39)}$$

$$= 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = 0,43 \quad \text{13.5.3.2}$$

$$v_u = \frac{76.800}{462} + \frac{0,43 \times 15,6 \times 12.000}{3664} = 188 \text{ psi}$$

c. Tensión de corte admisible.

Para las columnas interiores se aplica la Ecuación (11-36):

11.12.2.2

$$\phi v_c = \phi \left( \beta_p \sqrt{f'_c} + 0,3 f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d} \right) \quad \text{Ec. (11-36)}$$

donde:  $\beta_p = \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 1,5 \right)$  pero no mayor que 3,5

$$b_o = 2 \left[ (20 + 5,2) + (14 + 5,2) \right] = 88,8 \text{ in.}$$

$\alpha_s = 40$  para columnas interiores

$$d = 5,2 \text{ in.}$$

$$\beta_p = \frac{40 \times 5,2}{88,8} + 1,5 = 3,8 > 3,5 \quad \text{Usar } 3,5$$

$V_p$  es el corte que llevan los cables a través de la sección crítica de transferencia. En las losas de poca altura el término  $V_p$  se debe evaluar cuidadosamente, ya que las prácticas utilizadas durante la colocación en obra afectan fuertemente el perfil de los cables. De forma conservadora, este término se puede considerar nulo.

$$\phi v_c = 0,85 \left[ 3,5 \sqrt{4000} + (0,3 \times 172) \right] = 232 \text{ psi} > 188 \text{ psi} \quad \text{VERIFICA}$$

d. Verificar la resistencia para transferencia de momento.

13.5.3

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = 0,57 \quad \text{Ec. (13-1)}$$

Momento transferido por flexión dentro del ancho de la columna más 1,5 veces la altura de la losa a cada lado = 0,57 (15,6) = 8,89 ft-kips.

13.5.3.2

$$\text{Ancho de losa efectivo} = 14 + 2(5 \times 6,5) = 33,5 \text{ in.}$$

Digamos que  $A_{ps} f_{ps} = 86,4 \text{ kips}$  (igual que para las columnas exteriores)

$$A_s = 0,00075 A_{cf} = 0,00075 \times 6,5 \times (17 + 25) / 2 \times 12 = 1,23 \text{ in.}^2$$

Ec. (18-8)

$$\text{Usar 6 barras No. 4 } (A_s = 1,20 \text{ in.}^2)$$

$$A_s f_y = 1,20 \times 60 = 72,0 \text{ kips}$$

$$A_{ps}f_{ps} + A_s f_y = 86,4 + 72,0 = 158,4 \text{ kips}$$

$$a = \frac{158,4}{0,85 \times 4 \times 33,5} = 1,39 \text{ in.}$$

$$(d - a / 2) = (5,5 - 1,39 / 2) / 12 = 0,40 \text{ ft}$$

$$\phi M_n = 0,9(158,4 \times 0,40) = 57,0 \text{ ft-kips} \gg 8,89 \text{ ft-kips} \quad \text{VERIFICA}$$

Con esto concluye el diseño al corte.

#### 11. Distribución de los cables.

De acuerdo con el artículo 18.12.4, los 10 cables en cada vano de 20 ft se distribuirán en un grupo de 3 cables que atraviesan directamente la columna, con los 7 cables restantes separados 2 ft-6 in. entre sus centros (4,6 veces la altura de la losa). Los cables en la dirección perpendicular se colocarán en una banda angosta e inmediatamente adyacentes a las columnas.