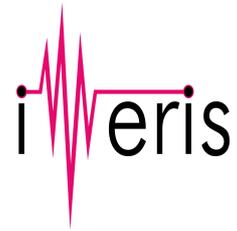




FACULTAD DE INGENIERIA
en acción continua...



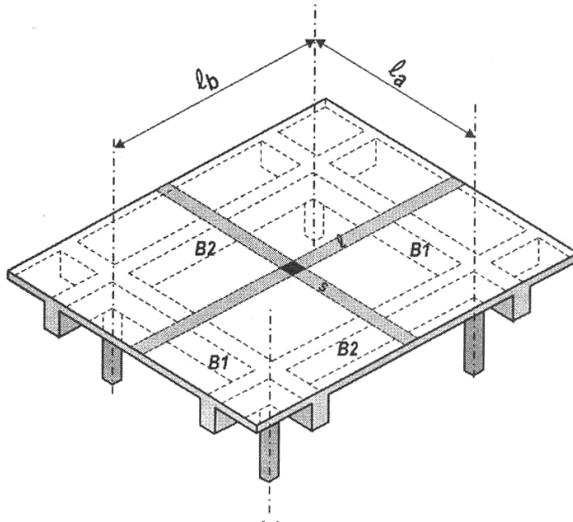
Instituto de Mecánica Estructural
y Riesgo Sísmico

HORMIGÓN I

Unidad 4:

DISEÑO Y ANÁLISIS DE LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO

Profesor: CARLOS R. LLOPIZ



Contenido

- 4.1 INTRODUCCIÓN. TIPOS DE LOSAS
- 4.2 DIFERENTES MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS LOSAS
- 4.3 ANÁLISIS POR LA TEORÍA DE LA PLACA ELÁSTICA
 - 4.3.1 HIPÓTESIS
 - 4.3.2 ECUACIÓN DE EQUILIBRIO. DIFERENCIA ENTRE ELEMENTO VIGA Y ELEMENTO LOSA
 - 4.3.3 SOLUCIÓN POR EL MÉTODO ELÁSTICO
- 4.4 APLICACIONES PRÁCTICAS
 - 4.4.1 DEFINICIÓN DE ACCIONES SOBRE LAS LOSAS
 - 4.4.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS
 - 4.4.3 LOSAS EN UNA SOLA DIRECCIÓN. MÉTODOS APROXIMADOS
 - 4.4.4 REDISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS
 - 4.4.5 REQUERIMIENTOS DE RIGIDEZ
 - 4.4.5.1 CALCULO DE DEFORMACIONES
 - 4.4.5.2 VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN
 - 4.4.5.3 LOSAS EN DOS DIRECCIONES
 - 4.4.5.3.1 LOSAS SIN VIGAS INTERIORES
 - 4.4.5.3.2 LOSAS CON VIGAS INTERIORES
 - 4.4.6 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO PARA LOSAS EN DOS DIRECCIONES.
 - 4.4.6.1 INTRODUCCIÓN
 - 4.4.6.2 COEFICIENTES DE MOMENTOS DE LOSAS CRUZADAS Y CONSIDERACIONES PARA EL ARMADO
- 4.5 CUANTÍAS MÍNIMAS
- 4.6 REFERENCIAS
- 4.7 APENDICE A: Tablas del ACI-318
- 4.8 APÉNDICE B: Losas Prefabricadas
- 4.9 APÉNDICE C. Ejemplo de Aplicación para Losas Cruzadas

name	Emis. 1	Emis. 2	Emis. 3	Emis. 4	Emis. 5	Emis. 6	Emis. 7	Emis. 8		Obs.
Losas. doc	Mar 1987	Mar 1992	Feb 2001	Abr 2003	Set 2003	Mar 2004	Jun 2007	Dic 2009		
Páginas	53	53	53	34	47	104	46	50		

4.1 INTRODUCCIÓN. TIPOS DE LOSAS

Las losas son elementos estructurales planos cuyo espesor es pequeño comparado con sus otras dimensiones, y que formando parte de los entrepisos, tienen como función estructural el soporte directo de las cargas que actúan sobre ellos, y la transmisión de las mismas hacia otros elementos estructurales como vigas, columnas y tabiques.

El tipo de carga más común que deben soportar las losas son las cargas verticales, provenientes de su peso propio y elementos que forman parte de los entrepisos designadas como cargas permanentes y cuya notación es **D** (Dead load) y sobrecargas de uso como el peso de muebles, personas, etc. designadas como cargas de uso o accidentales, con notación **L** (Live load). Sin embargo, en zonas de alta sismicidad, como la que corresponde a zona de Cuyo, las losas de hormigón armado tienen una importante misión en cuanto se refiere a la transmisión de acciones inerciales que se generan durante la ocurrencia de movimientos sísmicos. En estos casos, las fuertes aceleraciones que se inducen en un edificio debido a los movimientos de su base, generan fuerzas inerciales, tanto horizontales como verticales, y que los entrepisos deben absorber y ser capaces de transmitir a los elementos con suficiente rigidez y resistencia lateral.

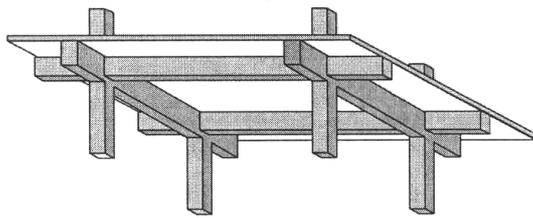
Las losas pueden clasificarse en general en dos categorías, de acuerdo al tipo de apoyo:

- (i) Losas apoyadas en vigas, ver Fig. 4.1(a)
- (ii) Losas sin vigas (entrepisos sin vigas).

En el caso de losas sin vigas las cargas que ellas soportan son transmitidas a columnas o tabiques, y se distinguen también dos casos, según que la columna posea o no capitel. En la Fig. 4.1(b) y (c) se ilustra este tipo de losas.

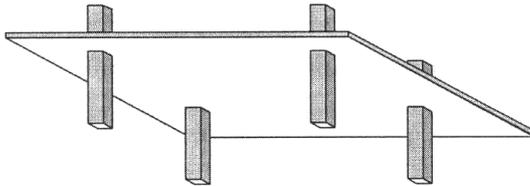
En casos de losas apoyadas sobre vigas, como se muestra en Fig. 4.1(a), las cargas son transmitidas a vigas perimetrales del panel de losa. Dependiendo de la relación L_y/L_x , las losas se pueden armar con armadura principal en dos o una dirección. Cuando la relación de luces es mayor que 2, en general se puede considerar a la losa formada por un haz de fajas paralelas a la dirección de la menor luz y de ancho unitario. Sin embargo, como se verá luego, siempre es colocada una armadura de repartición en dirección perpendicular a la armadura principal. En las fajas adyacentes a las vigas de borde se debe tener en cuenta que aquella hipótesis simplificadora ya no es válida y se debería proveer armadura adicional paralela a la armadura de repartición para compensar los esfuerzos adicionales que allí se generan. Sin embargo, la cantidad y forma de disposición de las barras de acero en las losas será una función de la filosofía de diseño y análisis en sus diversos métodos que más adelante se aplicará en detalle. Es decir entonces que existe otra posible clasificación que es:

- (i) Losas en dos direcciones.
- (ii) Losas en una dirección.

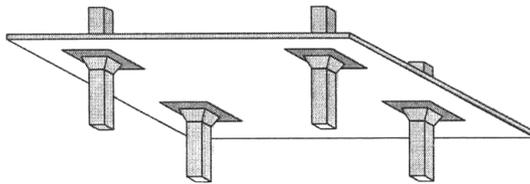


(a) Losa en dos direcciones apoyada en vigas

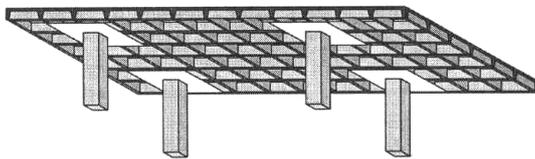
Fig. 4.1
Distintos tipos de losas.



(b) Placa plana



(c) Losa plana



(d) Losa nervurada en dos direcciones

De acuerdo a los materiales y procedimientos con que son construidas las losas, éstas se clasifican en:

- (i) losas tipos macizas o sólidas.
- (ii) losas nervuradas.
- (iii) losas tipos alivianadas con elementos prefabricados.

Las losas macizas son aquellas que en todo su espesor, generalmente constante, están constituidas por hormigón con la adecuada cantidad de armadura dispuesta en dos direcciones perpendiculares y que deben tomar los esfuerzos de tracción generados por los momentos flectores, torsores y el corte.

Las losas tipo nervuradas, que son una especie de variante de la losa sólida, están constituidas por nervios de hormigón armado en forma de sección **T** y separados una distancia entre sí que deben satisfacer ciertos requerimientos para su

eficacia en resistencia y rigidez. La Fig. 4.1(d) indica un esquema de losa tipo nervurada. El uso de este tipo de losa permite una considerable reducción del volumen, y por lo tanto del peso propio de la estructura resistente de la losa, al sustituir por vacío una considerable zona del hormigón que al estar en tracción no colaboraría para la resistencia. Por el contrario, permite el uso de nervios de profundidad considerable que pueden aumentar notablemente no sólo la resistencia sino también la rigidez del entrepiso por lo que su uso es muy atractivo para cubrir grandes luces. Note que la reducción de peso propio también implica reducción de fuerzas inerciales que se pueden inducir durante un sismo. Las losas nervradas se pueden reforzar con armadura principal en una o dos direcciones, según la relación de luces y especificaciones que se verán más adelante. La Fig. 4.2 muestra un caso utilizado en nuestro medio en losas nervradas de edificios. Muchas veces en lugar de los elementos cerámicos se colocan elementos de poliestireno expandido, como encofrado perdido, que resultan en una losa mucho más liviana y con muy mejores características de aislación térmica. Esto también es usado en nuestro medio.

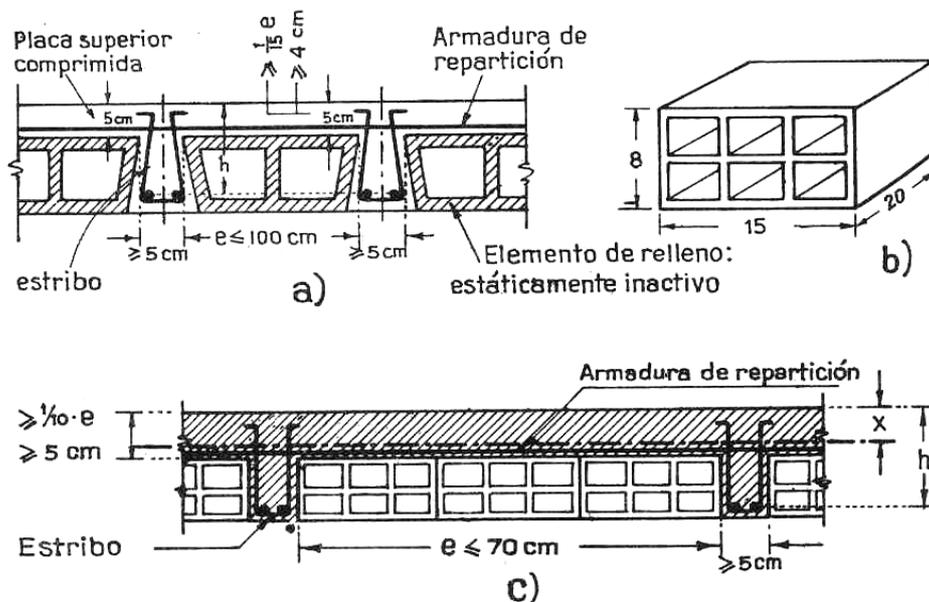


Fig. 4.2
Caso de Losa nervrada donde se usan ladrillos cerámicos como separadores de nervios.

Por último, es importante mencionar el tipo de losas más comúnmente utilizado en nuestro medio para construcciones bajas y que son las losas tipo alivianadas con elementos premoldeados. Podrían considerarse como un caso especial de las losas nervradas, pero es conveniente colocarlas como un tercer tipo pues existen diferencias constructivas y de funcionamiento entre ellas. Por ejemplo, los nervios, que son viguetas prefabricadas, corren en una sola dirección, teniendo como elementos de relleno entre sí a elementos cerámicos huecos que se los considera como estáticamente inactivos, pero que permiten la composición de una superficie inferior plana sobre la cual puede aplicarse directamente el cielorraso. Además esos elementos de relleno sirven como aislante. La Fig. 4.3(a) indica los componentes de la losa alivianada prefabricada. Las viguetas, elementos (1) en la figura, son generalmente de hormigón armado pretensadas. El elemento (2) es generalmente un cerámico, que en nuestro medio tiene una altura de 12.50 cm o 16.50 cm en

casos especiales. El elemento (3) es la capa de compresión, generalmente entre 3 a 5 cm de espesor, y que lleva una malla de acero para repartición de esfuerzos.

Tienen la ventaja de un rápido armado en obra con un sistema de apuntalamiento similar al que se muestra en la Fig. 4.3 (b), formando parte de un sistema de piso como se ilustra en la Fig. 4.3 (c). La Fig. 4.4 muestra detalles típicos de apoyos en vigas de hormigón armado.



Fig. 4.3(a) Componentes de losas prefabricadas alivianadas.

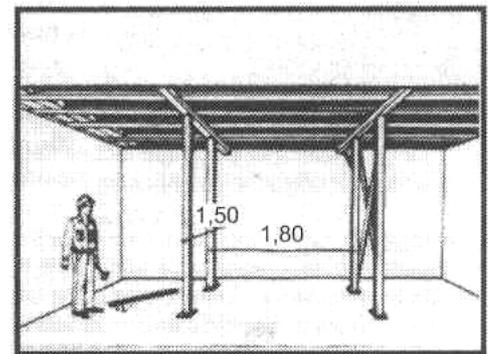
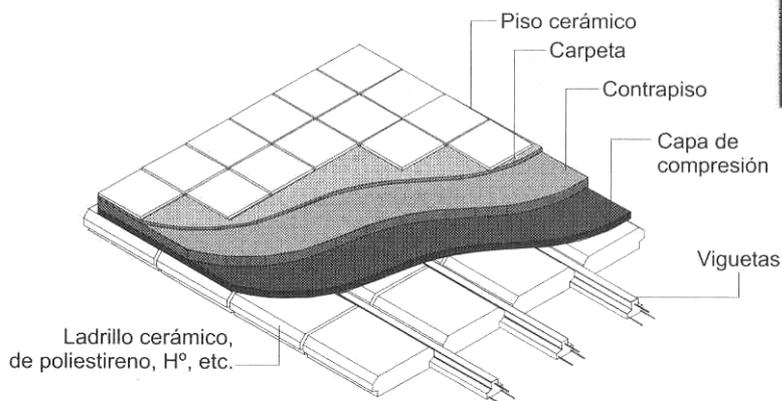
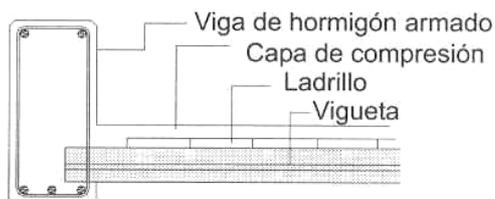


Fig. 4.3(b) Apuntalamiento en losas alivianadas.

Fig. 4.3(c) Vista del sistema de pisos teniendo como elemento resistente la losa prefabricada.

Apoyo sobre vigas invertidas de hormigón armado



Apoyo sobre vigas de hormigón armado

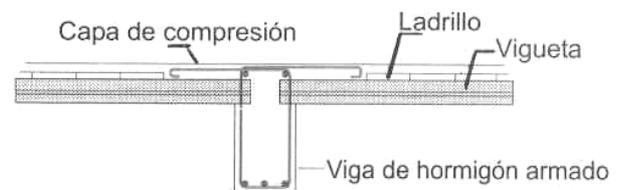


Fig. 4.4 Detalles típicos de apoyos de losas prefabricadas en vigas.

4.2 DIFERENTES MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS LOSAS

En general pueden distinguirse dos filosofías para el análisis y/o diseño de sistemas de losas de hormigón armado:

1. Métodos basados en la teoría elástica.
2. Métodos basados en la teoría plástica o análisis límite.

Existen además algunos métodos que usan fundamentos de ambas teorías. Cualquiera sea el método elegido, las losas deben satisfacer las siguientes condiciones:

- (i) que bajo cargas de servicio, las deformaciones y fisuras deben permanecer dentro de los límites aceptables.
- (ii) que bajo estados de cargas excepcionales, posean una adecuada ductilidad y coeficiente de seguridad elevado para evitar el colapso de la misma. Es decir, cumplir requisitos de resistencia y ductilidad.

4.3 ANÁLISIS DE LOSAS POR LA TEORÍA DE LA PLACA ELÁSTICA

4.3.1 HIPÓTESIS

La teoría clásica de análisis elástico se basa en las siguientes hipótesis:

- a. la losa se comporta como formada de material isótropo, homogéneo y elástico para estados de carga de servicio, y por lo tanto en ese rango es válida la ley de Hooke
- b. el espesor de la losa es suficientemente pequeño como para que se ignoren las deformaciones por corte, pero a su vez ese espesor es suficiente como para ofrecer resistencia a flexión (y no comportarse como una membrana), y que las deformaciones en su plano sean despreciables
- c. la flecha en un punto cualquiera de la placa es pequeña con respecto a su espesor.

La distribución de momentos y corte en las placas obtenidas a partir de esta teoría elástica es tal que:

- 1. las condiciones de equilibrio son satisfechas en cada punto de la losa
- 2. se deben satisfacer las condiciones de contorno
- 3. las tensiones son proporcionales a las deformaciones, o en otras palabras, los momentos flectores son proporcionales a las curvaturas lo cual implica relación constitutiva seccional lineal.

4.3.2 ECUACIÓN DE EQUILIBRIO. DIFERENCIA ENTRE ELEMENTO VIGA Y ELEMENTO LOSA

Es importante reconocer el diferente comportamiento y mecanismo de resistencia de un elemento plano como el caso de una viga de un elemento tridimensional como es el caso de un elemento losa, cuando ambos están bajo la acción de, por ejemplo, una carga uniformemente repartida q . La Fig. 4.5 muestra el caso de un elemento de viga en equilibrio. De la Fig. 4.5(a) el equilibrio de cargas verticales nos indica que:

$$V - q \cdot dx - V - \frac{dV}{dx} dx = 0$$

o sea:

$$\frac{dV}{dx} = -q \quad (4.1)$$

siendo V el corte sobre las caras del elemento viga. De la Fig. 4.5 (b), del equilibrio de momentos respecto al punto **A**, resulta:

$$M + q \cdot dx \cdot dx / 2 + \left(V + \frac{dV}{dx} dx \right) dx - \left(M + \frac{dM}{dx} dx \right) = 0$$

y despreciando los términos diferenciales de orden superior

$$\frac{dM}{dx} = V \quad (4.2)$$

o, para relacionar momento con cargas:

$$\frac{d^2M}{dx^2} = -q \quad (4.3)$$

siendo las ecuaciones (4.1) y (4.3) las que definen las relaciones estáticas de un elemento bidimensional sometido a flexión.

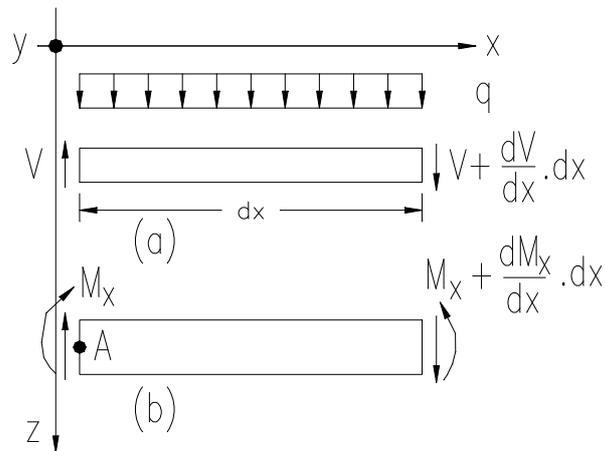


Figura 4.5. Equilibrio del elemento de viga

Diferente es el estado de equilibrio que se origina al analizar un elemento placa, tridimensional, tal cual se muestra en Fig. 4.6. En ese caso la condición de equilibrio de fuerzas verticales resulta en:

$$\frac{dV_x}{dx} + \frac{dV_y}{dy} = -q \quad (4.4)$$

y del planteo de la ecuación de equilibrio de momentos según Fig. 4.6 (b), se tiene:

$$\frac{d^2 M_x}{dx^2} + 2 \frac{d^2 M_{xy}}{dx dy} + \frac{d^2 M_y}{dy^2} = -q \tag{4.5}$$

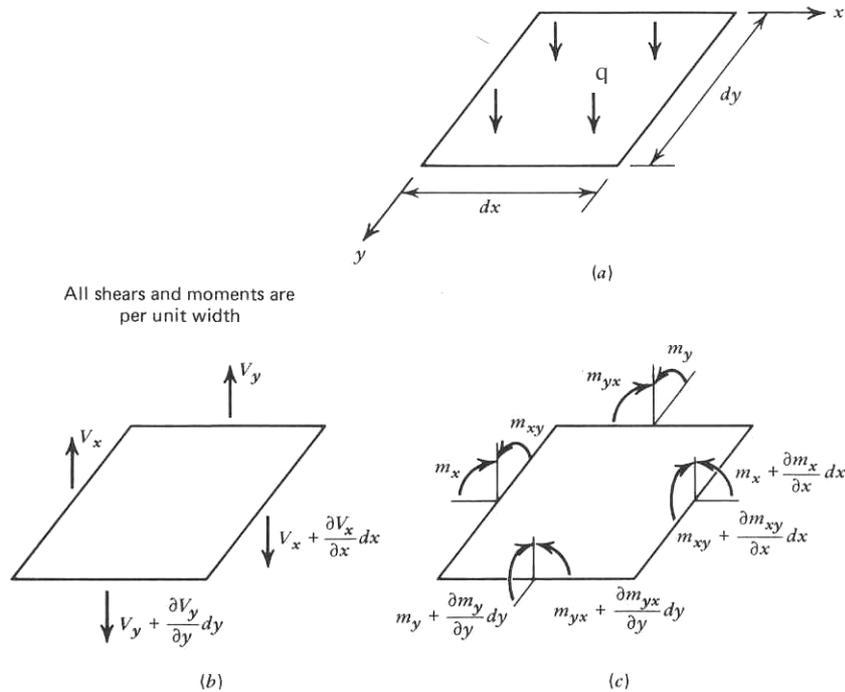


Fig. 4.6. Equilibrio del elemento losa.

Se ven claramente ahora los distintos mecanismos de resistencia al comparar las ecuaciones (4.1) con (4.4) y (4.3) con (4.5). En el caso de viga sólo tenemos un momento M que es el que está en el plano de las cargas. Para el caso del elemento placa tenemos más posibilidades, ya que son *tres* momentos de resistencia, dos de flexión y uno de torsión.

Las ecuaciones vistas anteriormente no resuelven totalmente el problema, pues el mismo se debe completar al establecer la compatibilidad de deformaciones y las relaciones constitutivas.

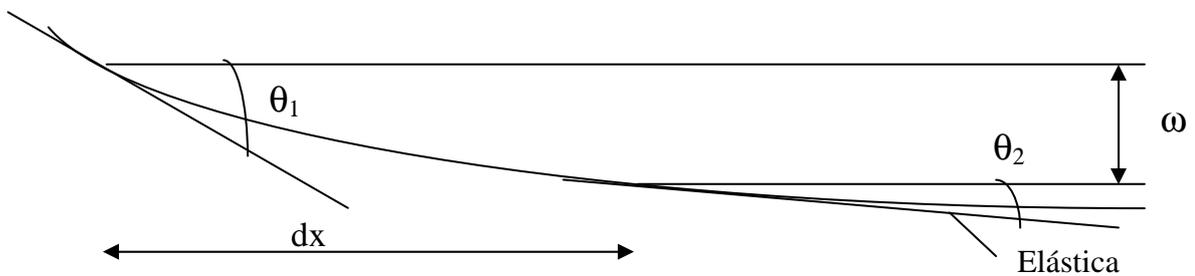


Fig. 4.7 Deformaciones. Rotación.

Por compatibilidad de deformación:

$$\phi = \text{curvatura} = \frac{\text{Rotación}}{\text{unidad de longitud}} = \frac{d\theta}{dx}$$

pero

$$\theta = \frac{dw}{dx} \quad w = \text{desplazamiento según eje Z}$$

por lo tanto

$$\phi = \frac{d^2w}{dx^2} \quad \text{ecuación de compatibilidad}$$

y por relación constitutiva:

$$\phi = \frac{M}{EI} \quad \therefore \quad \frac{d^2w}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad \text{o bien} \quad \frac{d^4w}{dx^4} = \frac{d^2M}{dx^2} \frac{1}{EI} = \frac{q}{EI}$$

De esta manera se llega a establecer la relación entre las flechas $w(x,y)$, y la carga q que actúa sobre el elemento. Para el caso de viga la ecuación es:

$$\frac{d^4w}{dx^4} = \frac{q}{EI} \quad (4.6)$$

donde EI es el módulo de rigidez flexional de la viga, siendo
 E = módulo de elasticidad del material (hormigón)
 I = momento de inercia de la sección.

Para el caso del elemento losa, se obtiene la ecuación de Lagrange, que es una ecuación diferencial parcial de cuarto orden, con dos variables independientes:

$$\frac{d^4w}{dx^4} + 2 \frac{d^4w}{dx^2 dy^2} + \frac{d^4w}{dy^4} = \frac{q}{D} \quad (4.7)$$

donde

$w = w(x,y)$ = flecha en un punto cualquiera de la losas de coordenadas (x,y) , en la dirección de la carga q .

D = rigidez a flexión de la placa = $E \cdot h^3 / 12 (1 - \nu)$

h = espesor de la losa.

ν = módulo de Poisson.

4.3.3 SOLUCIÓN POR EL MÉTODO ELÁSTICO

El procedimiento general para solucionar el problema elástico de la viga o de la losa es idéntico en ambos casos, y consiste en determinar la ecuación para la

deformada de la viga o losa (ecuación de la elástica que define la flecha), y luego por derivación de esa ecuación obtener los esfuerzos internos. La ecuación de la elástica debe satisfacer la ecuación diferencial (4.6) para las vigas y (4.7) para las losas, como así también las condiciones de contorno. Luego entonces los esfuerzos internos quedan determinados a través de las siguientes ecuaciones:

a. Momentos de flectores:

$$M_x = -D \left(\frac{d^2 w}{dx^2} + \nu \frac{d^2 w}{dy^2} \right) \quad (4.8.a.)$$

$$M_y = -D \left(\frac{d^2 w}{dy^2} + \nu \frac{d^2 w}{dx^2} \right) \quad (4.8.b.)$$

b. Momentos de torsores:

$$M_{xy} = -D \left(\frac{d^2 w}{dx dy} \right) (1 - \nu) \quad (4.9)$$

c. Esfuerzos de corte:

$$V_x = \left(\frac{dM_x}{dx} + \frac{dM_{xy}}{dy} \right) \quad (4.10.a.)$$

$$V_y = \left(\frac{dM_y}{dy} + \frac{dM_{xy}}{dx} \right) \quad (4.10.b.)$$

d. Reacciones.

$$R_x = D \left(\frac{d^3 w}{dx^3} + (2 - \nu) \frac{d^3 w}{dx dy^2} \right) \quad (4.11.a.)$$

$$R_y = D \left(\frac{d^3 w}{dy^3} + (2 - \nu) \frac{d^3 w}{dy dx^2} \right) \quad (4.11.b.)$$

La solución de la ecuación de Lagrange, desafortunadamente no es sencilla, y sólo se han encontrado soluciones para un número limitado de casos. Con los métodos ortodoxos de integración se pudieron al principio resolver casos muy particulares como los de losa rectangular simplemente apoyada o empotrada, placa circular, algunos tipos de placas elípticas y triangulares, todos con carga uniformemente repartida o cargas concentradas simétricamente.

Las primeras soluciones para la ecuación de Lagrange fueron encontradas por Navier en 1820, quien usó las series dobles de Fourier para describir las deformaciones y cargas de placas rectangulares simplemente apoyadas y con carga arbitraria, ref. [2].

Una solución más general se obtiene por aplicación del método de Levy, quien propuso un método exacto para el caso de una placa con dos lados opuestos simplemente apoyados y pudiendo los otros dos lados admitir condiciones de contorno arbitrarias. Para este caso utilizó series simples de Fourier. También por el método de Levy se pueden obtener soluciones aproximadas para el caso de placas rectangulares muy largas con condiciones de borde arbitrarias en todos sus lados, ref. [2]. Cuando se menciona la palabra método "exacto" hay que reconocer las limitaciones que implica al tratarse de losas de hormigón armado, salvo que estrictamente se hable del estado sin fisuración alguna.

La aplicación de los métodos energéticos para la solución de placas fue desarrollada por Ritz, basado en el principio de que la energía total de una placa deformada es mínima cuando existe equilibrio. Los métodos de Rayleigh, Galerkin y Kantorovich están basados en aquel principio.

Otras soluciones en el rango elástico para placas han sido los obtenidos a partir del método de las diferencias finitas y el método de los elementos finitos, ref.[9]. Ambos son métodos aproximados derivados de la teoría elástica.

Por último es importante destacar el advenimiento de otros métodos aproximados, los que simplificando el planteo matemático llevan a soluciones más generales. Algunos de estos métodos, si bien tienen sus fundamentos en la teoría elástica, tienen en cuenta en forma parcial el efecto de las deformaciones plásticas. Uno de estos procedimientos es el de Marcus y otro de los más utilizados es el de Siess-Newmark. Este último es un procedimiento que se puede comparar directamente con el método de distribución de momentos de Cross utilizado en vigas.

4.4 APLICACIONES PRÁCTICAS. REGULACIÓN DE CÓDIGO

4.4.1 DEFINICIÓN DE ACCIONES SOBRE LAS LOSAS

Del CIRSOC 101-2005 y comentarios y según el apunte Cap. 1 del curso, para el edificio en estudio se adoptó:

Cargas permanentes *D*:

(i) Estructura resistente hormigón armado.....	0.29 t/m ²
(ii) Piso y contrapiso	0.11
(iii) Incidencia tabiquería de cierre	0.10
(ver tabla 3.1 de CIRSOC101-tabiques de yeso)	
total	0.50 t/m ²
Cargas de uso <i>L</i>	0.25 t/m ²

Para el caso en estudio, las acciones para verificación de la resistencia son:

$$U = 1.4 D = 1.4 \times 0.50 = 0.70 \text{ t/m}^2, \quad \text{o bien}$$

$$U = 1.2 D + 1.6 L = 1.2 \times 0.50 + 1.6 \times 0.25 = 1.0 \text{ t/m}^2$$

4.4.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS

A los efectos de soporte de cargas verticales, y en función de las relaciones de luces, la norma divide el problema en losas en UNA dirección y Losas en DOS direcciones.

En todos los casos especifica que se puede utilizar cualquier método que cumpla las condiciones de equilibrio y compatibilidad.

Para losas en UNA dirección acepta un método aproximado según el Cap. 8.

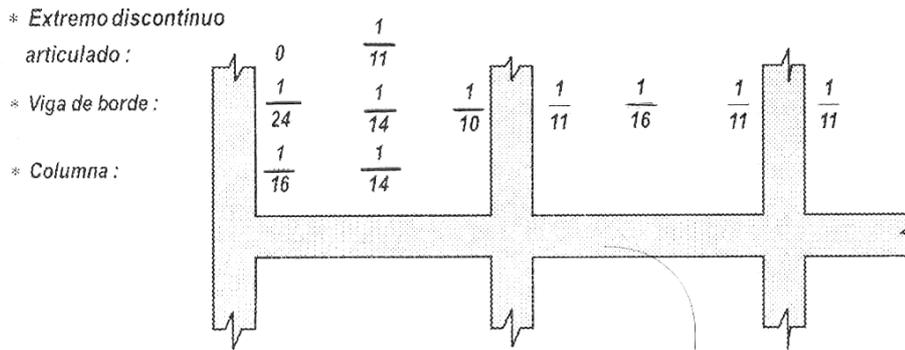
Para losas en DOS direcciones remite al Cap. 13.

Para el rol de las losas como diafragma ante sollicitaciones sísmicas, se debe tener en cuenta el capítulo 5 del IC-103-II-05. Ver además comentarios más adelante respecto a este tema. Se deben verificar condiciones de rigidez y de resistencia. A su vez, si se va a llevar a cabo redistribución de momentos, se deben cumplir requisitos de ductilidad.

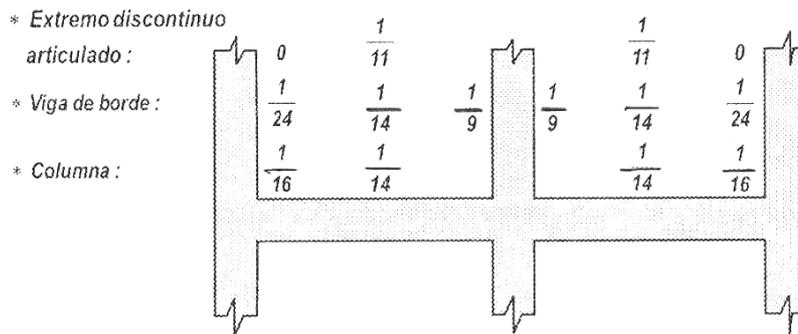
4.4.3 LOSAS EN UNA SOLA DIRECCIÓN. MÉTODOS APROXIMADOS

En CIRSOC 201, sección 8.3.3 establece que para vigas continuas y losas en una dirección, se pueden utilizar los coeficientes de las tablas 8.3.3 de dicho reglamento y representados en la Fig.4.8, siempre y cuando:

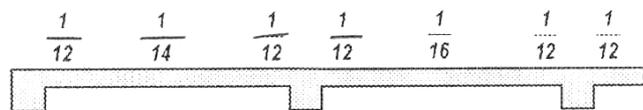
- (i) tengan más de 2 tramos.
- (ii) siendo L_M la luz mayor y L_m la luz menor, se cumpla que $1.0L_m \leq L_M \leq 1.2L_m$.
- (iii) que D y L estén uniformemente distribuidas.
- (iv) que $L \leq 3 D$
- (v) que los elementos sean prismáticos.



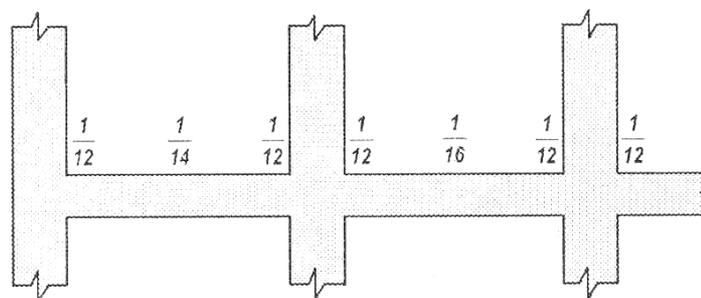
a) vigas con más de dos tramos



b) vigas con dos tramos únicamente



c) losas con luces ≤ 3 metros



d) vigas en las cuales las sumas de las rigideces de las columnas excede 8 (ocho) veces la suma de las rigideces de las vigas para cada extremo del tramo

Fig. 4.8 Ejemplos de los Coeficientes para el cálculo de momentos para vigas y losas en una dirección. Tabla 8.3.3 de CIRSOC-201-2005

La Fig. 4.8 muestra en forma esquemática los coeficientes a aplicar para obtener los momentos en tramos y apoyos. Se hace notar que los coeficientes de la tabla suponen que la carga de uso L actúa en tramos alternados de modo de obtener las solicitaciones máximas para momentos positivos, como lo indica la Fig. 4.9, y para

momentos negativos se han supuesto *dos* tramos adyacentes cargados, según se muestra en el ejemplo del Apéndice C, pág. 94. En relación a este punto, el CIRSOC 201, sección 8.9.2 establece que:

- (i) para momentos positivos, considerar la carga viva en tramos alternados.
- (ii) para momentos negativos, la sobrecarga total en dos tramos adyacentes.

El reglamento NZS, ref.5, en su sección 4.3.2.2 establece, a mi entender con mejor criterio y ordenamiento, lo siguiente:

- (i) si se conoce el arreglo de D y L , y éste es fijo, tomar ese caso para el diseño.
- (ii) si L es variable y a su vez $L \leq 3/4 D$, tomar a L como uniformemente distribuida en todos los tramos.
- (iii) si L es variable pero $L \geq 3/4 D$, considerar los casos de cargas vivas alternadas y cargas vivas sobre *dos* tramos adyacentes.

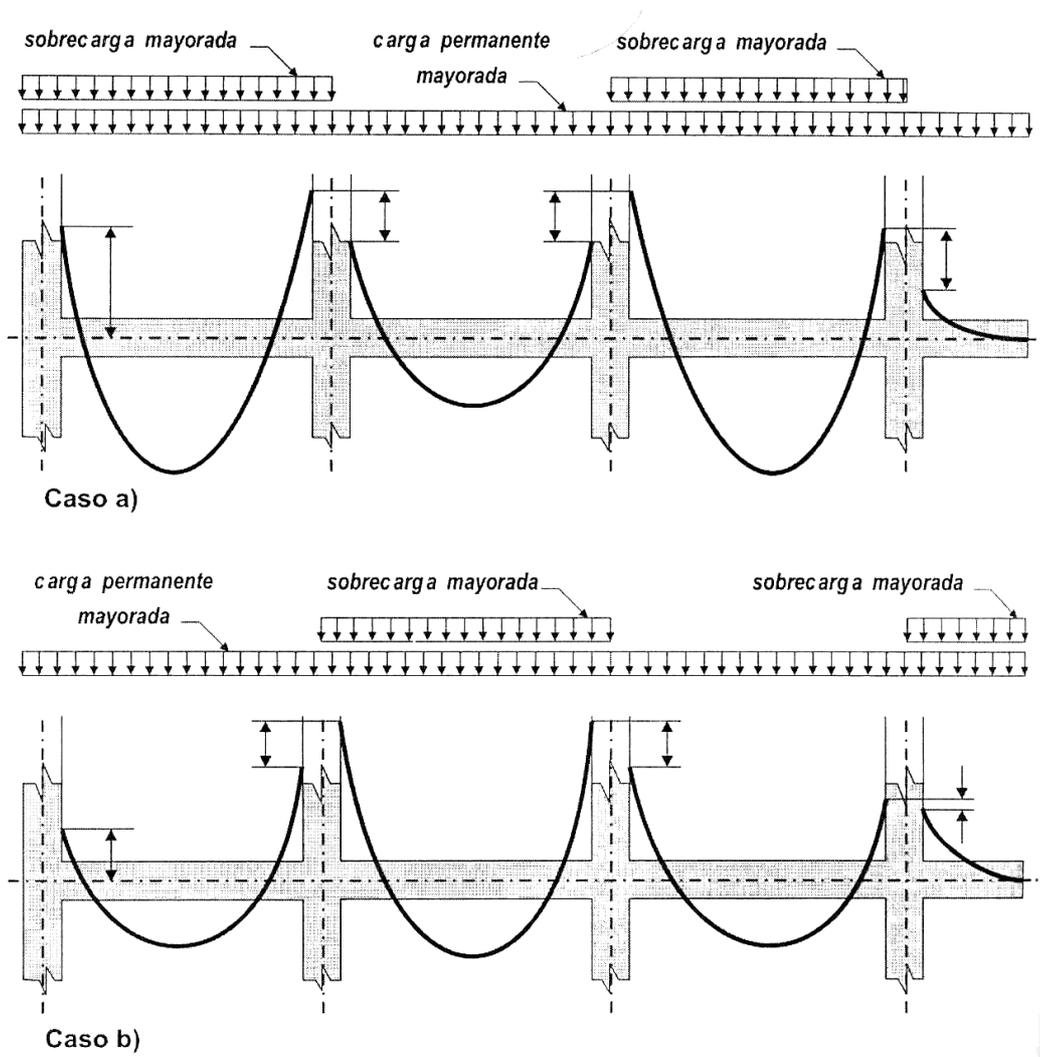


Fig. 4.9 Esquema de Distribución de las Sobrecargas para verificación de Resistencias y de Flechas para Momentos positivos.

Para el caso en estudio, en la Fig.4.10 se muestra la sección transversal con las luces a ejes y las dimensiones de las vigas de apoyo de los paneles de losa.

$$M = w_u l_n^2 / (\text{coef.})$$

donde l_n = luz libre para el Momento Positivo y el corte, y es el promedio de luces adyacentes para el Momento Negativo.

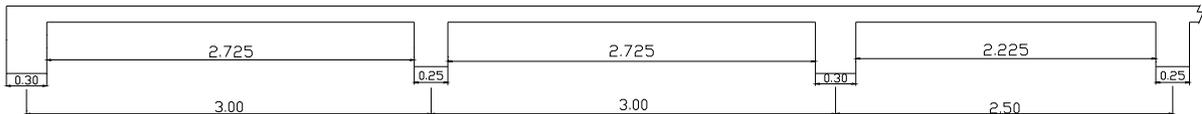


Fig. 4.10. Luces libres y a ejes para el caso del edificio en estudio.

La Fig.4.11 muestra la luz libre y cómo se debe determinar la luz de cálculo en los casos que sea necesario. Ver sección 8.7 CIRSOC 201 para distinguir entre elementos construidos o no monólicamente.

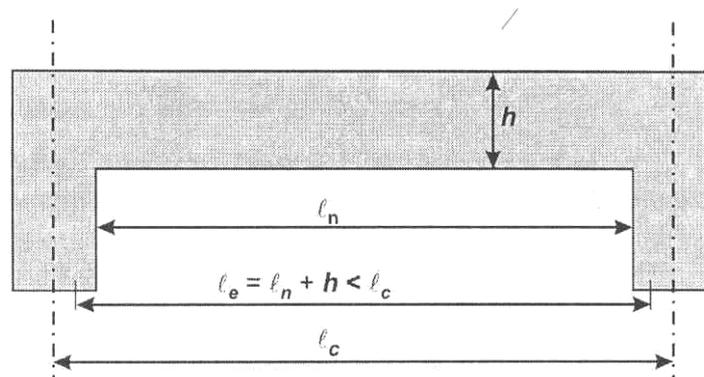


Fig. 4.11 Luz libre y luz de cálculo.

4.4.4 REDISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS

Las condiciones que se imponen son:

- (i) Los momentos no se deben haber obtenidos de métodos aproximados.
- (ii) Sólo es posible cuando $\varepsilon_t \geq 0.0075 = 0.75 \%$ en la sección donde se vaya a disminuir el momento.
- (iii) Se deben recalcar los momentos en tramo para mantener el equilibrio después de la redistribución.
- (iv) $M_R = \chi M_E$ donde $\chi = 1000 \varepsilon_t \leq 0.20 = 20 \%$

En sus comentarios, la norma aclara que los estudios demuestran que la fisuración y las flechas en losas y vigas diseñadas con momentos redistribuidos bajo

cargas de servicio no son significativamente mayores que los que se obtendrían si los elementos fueran diseñados con los resultados directos de la teoría elástica.

4.4.5 REQUERIMIENTOS DE RIGIDEZ

Tanto para vigas y losas en una dirección por un lado como para losas cruzadas por otro, la norma acepta dos formas de satisfacer los requisitos de rigidez:

- (i) adoptando alturas mínimas, es decir limitando la esbeltez de la pieza, vía tablas o fórmulas empíricas, o bien
- (ii) evaluando numéricamente las flechas y verificar que no excedan los límites permisibles que se dan en tablas.

Como módulo de elasticidad del hormigón se puede tomar la expresión:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 21500\text{MPa}$$

en este caso (note que la versión anterior CIRSOC 201-1982, para este hormigón, le asignaría 30000 MPa , es decir casi un 40% mayor), cuya interpretación gráfica se ve en Fig. 4.12.

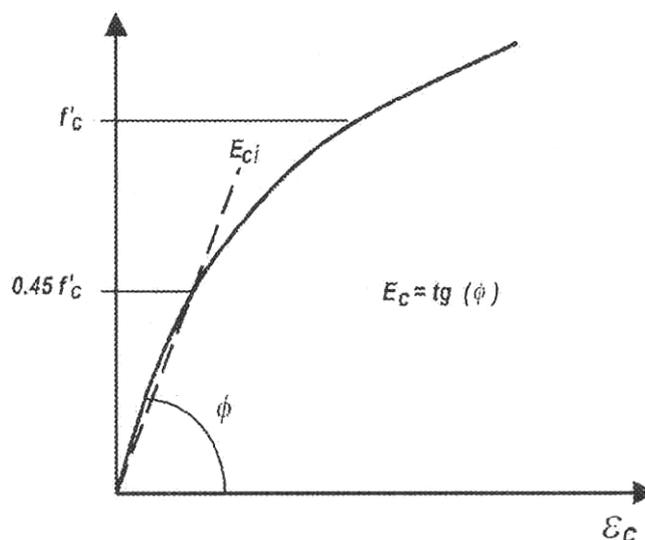


Fig. 4.12. Interpretación Gráfica del Módulo de Elasticidad del Hormigón.

Como ya se expresó antes, salvo un estudio más detallado, la nueva norma exige que se calcule el módulo de rigidez a flexión, (EI), tomando como valor de $E=E_c$ y para el momento de inercia un valor designado como **inercia efectiva**, y que se evalúa mediante esta expresión:

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

donde:

M_a = momento *actuante* máximo para carga de servicio en el momento que se evalúa la flecha. En la sección 9.5.2.4 la norma establece que en elementos continuos se puede adoptar I_e promedio para sección a M^+ y M^- (secciones críticas).

M_{cr} = momento para el estado límite de *fisuración*, que se puede evaluar mediante:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

f_r = módulo de ruptura o resistencia del hormigón a flexión por tracción, y se calcula como se vio en la sección II.3.1.7 del capítulo II.

I_g = momento de inercia de la sección bruta de hormigón = $\frac{b_w h^3}{12}$

y_t = distancia del baricentro de la sección de hormigón (sin armadura) a la fibra extrema traccionada.

La Fig. 4.13 muestra parte de la notación involucrada. La Fig. 4.14 muestra la interpretación gráfica de los momentos de inercia sin fisurar, fisurado y efectivo en el diagrama *M-deformación*. La Fig. 4.15 indica el concepto de sección transformada.

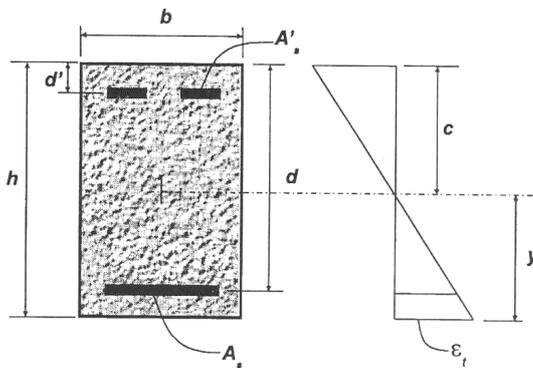
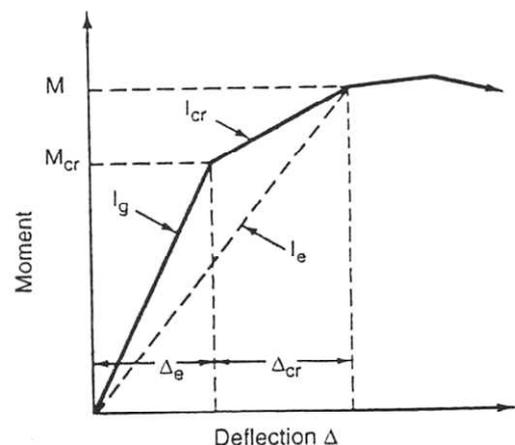


Fig. 4.13
Nomenclatura en la sección transversal a flexión.

Fig. 4.14
Interpretación de los momentos de inercia para sección fisurada.



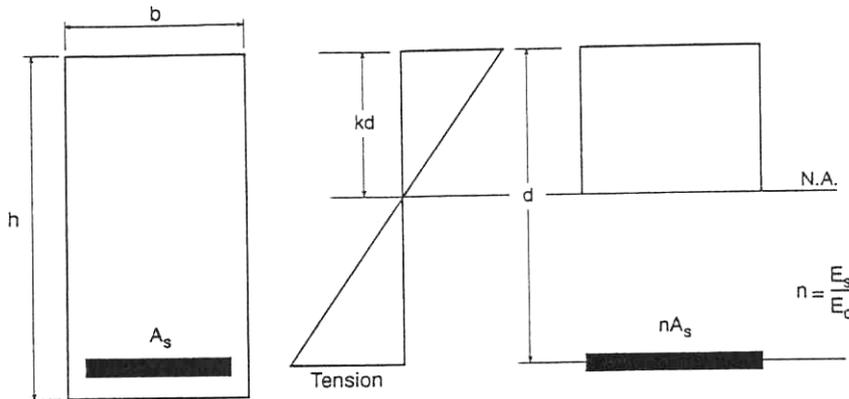


Fig. 4.15
Sección de Hormigón
Armado Fisurada
Transformada.

4.4.5.1 CALCULO DE LAS DEFORMACIONES

La predicción de las deformaciones en elementos de hormigón armado es difícil. Secciones con armadura no simétrica conducen a deformaciones por contracción del hormigón que se deben sumar a las deformaciones debidas a cargas verticales. Además la fluencia lenta del hormigón lleva a un aumento de las deformaciones para cargas permanentes de servicio. Las deformaciones debidas a contracción y fluencia a su vez son funciones de la temperatura, humedad, condiciones de curado, edad del hormigón, etc. La disminución de la rigidez de flexión debido a la fisuración del hormigón tiene también un efecto importante. Con el método que se explicita a continuación, se estima que el cálculo de deformaciones puede tener un error del $\pm 20\%$, lo cual es suficientemente aceptable para la mayoría de los casos prácticos.

El control de deformaciones ante cargas gravitatorias para elementos de hormigón armado está asociado con las cargas de servicio. Cuando deban considerarse también deformaciones que aparecen por el transcurso del tiempo, solamente la carga permanente y aquella porción de carga accidental que actúa en forma permanente deben afectarse a deformaciones diferidas. El tipo de ocupación o uso determinará qué porción de la carga accidental debe considerarse. Por ejemplo, en el caso de edificios de departamentos tal vez sólo el 20% o 25 % de la carga accidental deba tomarse como carga sostenida. En un edificio destinado a depósito, tal vez el 80% o 100 % de carga accidental deba considerarse como participante en contribuir a deformaciones diferidas.

La deformación de elementos de hormigón armado se incrementa con el tiempo. Las deformaciones adicionales a la instantánea son causadas por la contracción y flexión del hormigón. La deformación diferida debe tenerse en cuenta pues en ciertas circunstancias puede alcanzar valores de 2 a 3 veces el que corresponde a deformación instantánea.

La contracción del hormigón en secciones no armadas simétricamente causa una distribución no uniforme de deformaciones en la sección la cual resulta en una curvatura de contracción. La curvatura es mayor en elementos de hormigón con armadura simple, debido a que la contracción del hormigón no es impedida en la

zona de compresión. En miembros a flexión la armadura mayor está en la zona de tracción. Por lo tanto la curvatura de contracción tendrá el mismo signo que las curvaturas provocadas por cargas transversales (gravitatorias, por ejemplo). Además, esas tensiones de tracción inducidas por contracción más las inducidas por cargas incrementa la fisuración del hormigón en tracción. La deformación lenta del hormigón resulta además en un acortamiento de la parte comprimida, por lo tanto causa una curvatura adicional.

Es evidente que las deformaciones adicionales debidas a contracción y fluencia se pueden reducir en forma substancial con la presencia de armadura de compresión. En el caso de igual armadura superior e inferior, la curvatura por contracción sería nula. La armadura de compresión también reduce la deformación de fluencia debido a que mientras las deformaciones de compresión aumentan con el tiempo, parte de las tensiones de compresión inducidas son gradualmente transferidas al acero. Además del contenido y distribución de acero, las deformaciones del hormigón con el tiempo dependen de condiciones de humedad, temperaturas, curado, edad del hormigón, relación tensión a resistencia, y otros factores más.

La norma NZS:3101 da esta expresión :

$$k_{cp} = [2 - 1.2(A'_s/A_s)] \geq 0.6 \quad (4.43)$$

como factor por el cual hay que multiplicar la deformación instantánea para obtener la deformación "adicional", es decir :

$$\delta_t = \delta_i + k_{cp} \cdot \delta_i \quad (4.44)$$

donde :

δ_t = deformación total

δ_i = deformación instantánea

k_{cp} = coeficiente de deformación adicional

El ACI-318-2005 y CIRSOC 201-2005 dan una expresión con más penalidad sobre las deformaciones diferidas, ya que propone:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

donde :

ξ = factor que depende del tiempo al cual se considera la deformación, e igual a 2 para 5 años o más.

ρ' = cuantía de armadura de compresión. Esta debe tomarse en la mitad de la luz para tramos simples y continuos, y en el punto de apoyo para voladizos.

Note que para $A'_s = 0$, $\rho' = 0$, y ambas expresiones coinciden en que $K_{cp} = 2$.

4.4.6 Vigas y losas en una dirección

La Fig.4.16 muestra las relaciones que se deben cumplir de (h/l) altura total de losa vs. luz de cálculo de las losas en una dirección, para el caso en que dichos elementos NO soporten elementos susceptibles de dañarse por grandes deformaciones. En el Apéndice, pág. 25, está la tabla 9.5(a) que da el CIRSOC.

En realidad la expresión a cumplir es que:

$$h = h_b (0.40 + f_y / 700)$$

para hormigón densidad normal, y donde h es la altura total de la losa, h_b la altura básica y f_y la tensión de fluencia del acero. Se ve que para el acero ADN-420 el factor de corrección es 1.0.

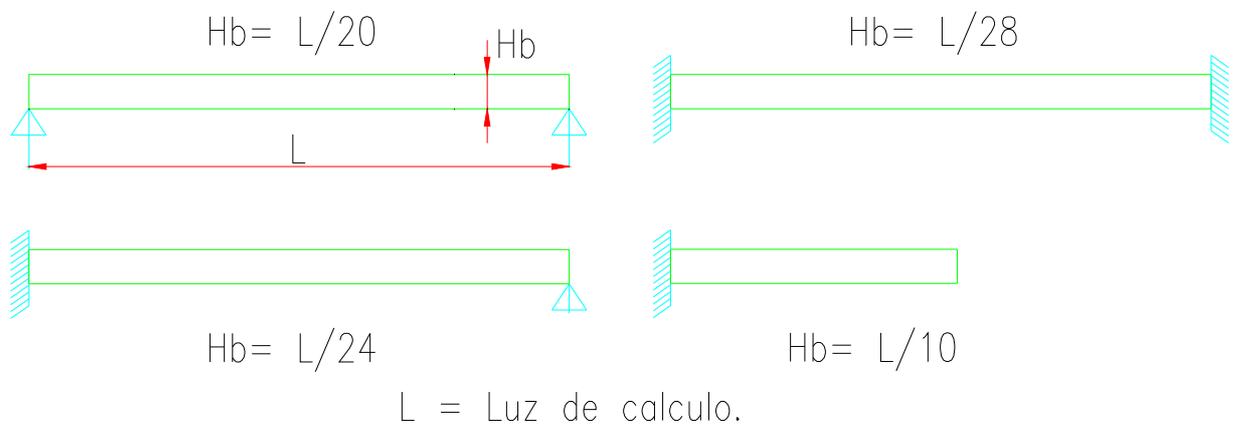


Fig. 4.16 Relación de esbelteces para distintas condiciones de apoyo en losas macizas (no nervuradas) apoyadas en una dirección si no soportan elementos frágiles. Ver tabla 9.5(a) en Apéndice A, pág. 30.

Si se deseara adoptar una altura menor o bien el elemento soportara en forma directa elementos susceptibles de dañarse por grandes flechas, entonces se debe evaluar la flecha:

- (i) método elástico pero en condición de sección fisurada, con I_e .
- (ii) para flecha diferida, considerar la parte de carga accidental que se puede considerar como permanente.
- (iii) el C101-2005 dice en la sección 4.5 que para la sobrecarga se debe considerar la distribución que para el efecto que se estudia provoque la situación más desfavorable.
- (iv) agregar cualquier efecto de carga concentrada si correspondiera.

Note que si el elemento debe soportar elementos susceptibles de dañarse, la condición es que $f \leq L/480$, pero si no hay tales elementos, debe ser $f \leq L/240$. Ver tabla 9.5(b) en Apéndice A, pág. 84. En este caso L es la luz de cálculo.

En el apéndice C se puede ver la aplicación de verificación de condiciones de rigidez a las losas del edificio de siete pisos que ha sido tomado como ejemplo.

4.4.5.3 Losas en dos direcciones.

El CIRSOC 201-2005, sección 9.5.3 establece que para el caso de losas que se puedan definir como *rectangulares* y en las que la relación de luz mayor a menor, medida a ejes de apoyos, sea igual o menor que 2.0, se deben distinguir los casos que se muestran en la Fig. 4.17. A los efectos de satisfacer los requerimientos de rigidez, tal cual se expresó, se deben:

- (i) Adoptar tablas o fórmulas , o bien
- (ii) Evaluar flechas y verificar contra valores admisibles.

Para el caso de losas **SIN vigas interiores**, distingue entre los casos de las Figs. 4.1(b) y (c), y los espesores mínimos para el caso de acero ADN-420 se resumen en la Fig. 4.17.

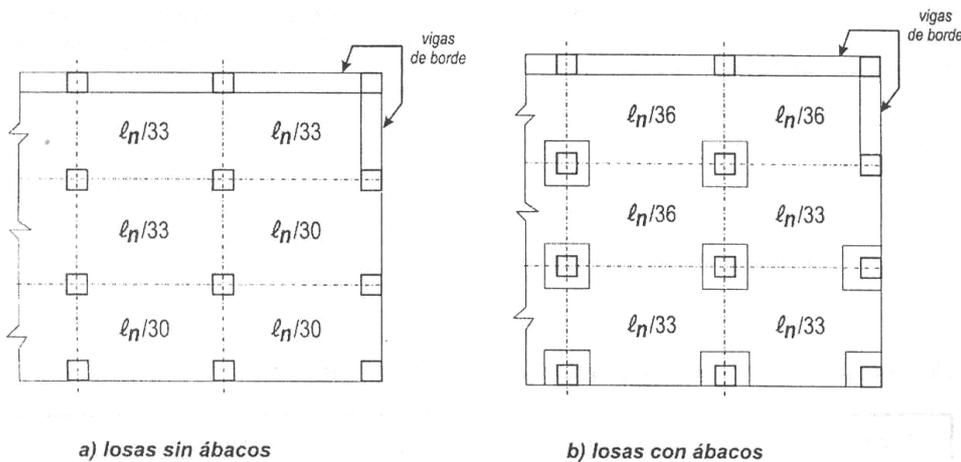


Fig. 4.17
Espesores para el caso de Losas sin Vigas.

De todas maneras, para losas sin ábacos la altura mínima debe ser 120 mm, mientras que si tiene ábacos, se puede reducir a 100 mm.

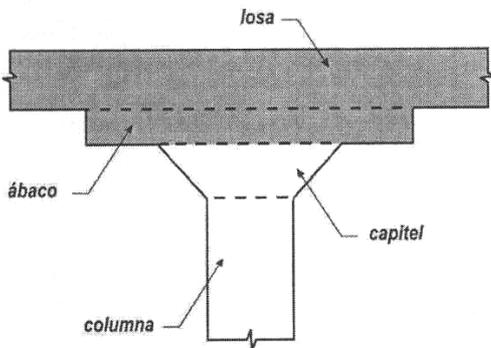


Fig. 4.18(a)
Definición de Ábaco y Capitel para el caso de losas sin vigas.

La Fig. 4.18(a) y (b) muestran las condiciones a cumplir por los ábacos y capiteles en el caso de losas sin vigas. El ábaco, sección 13.3.7.1, se debe prolongar en cada dirección a partir del eje de apoyo, una distancia mayor de $(l/6)$, l es la luz, medida de centros de apoyos en

esa dirección. El espesor del ábaco por debajo de la losa debe ser como mínimo $\frac{1}{4}$ del espesor total de la losa.

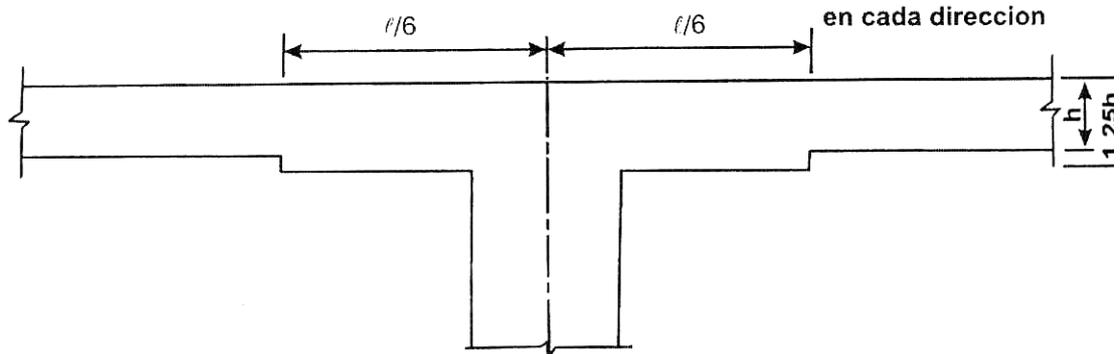


Fig. 4.18 (b) Detalle de los requisitos de los ábacos.

Sin embargo, el C201 en la sección 9.5.3.4 y el NZS en la sección 3.3.2.2 establecen que estos espesores mínimos de tablas se pueden reducir si se calculan las flechas según indica el reglamento y se comparan con los requerimientos dados en la tabla 9.5(b), pág 84.

Para el caso de **losas con vigas** en todos sus lados, el espesor mínimo debe ser obtenido según se cumpla alguno de los siguientes tres casos:

- Para $\alpha_m \leq 0.2$ se trata como caso de losa sin vigas.
- Para $0.2 < \alpha_m \leq 2.0$ se aplica esta expresión:

$$h \geq \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)}$$

pero nunca debe ser menor de 120 mm

- $\alpha_m > 2.0$

$$h \geq \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

pero nunca menor de 90 mm, y donde:

l_n = luz libre mayor.

β = relación de luz libre mayor a luz libre menor.

α_m = promedio de los coeficientes α evaluados para cada viga, con la expresión:

$$\alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s}$$

donde **b** es por “beam”, viga y **s** por “slab”, losa. Para evaluar el momento de Inercia de la viga, I_b , con respecto a su eje baricéntrico, se adopta la sección que se ilustra en la Fig. 4.19. En la Fig. 4.20 se incluye de nuevo la sección de viga a tomar, y se indica el ancho de losa a considerar para calcular I_s . No se debe confundir estas secciones con anchos efectivos de tracción o compresión para evaluar la resistencia de las vigas *L* y *T*. I_s es el momento de inercia de la franja de losa limitada lateralmente por los ejes de los paneles de losa adyacente (si los hubiera) a cada lado de la viga.

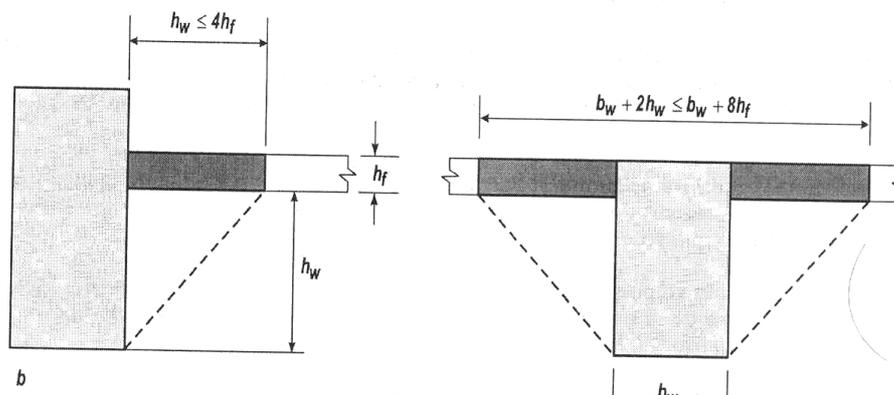


Fig. 4.19 Sección Efectiva de Viga para Evaluar I_b .

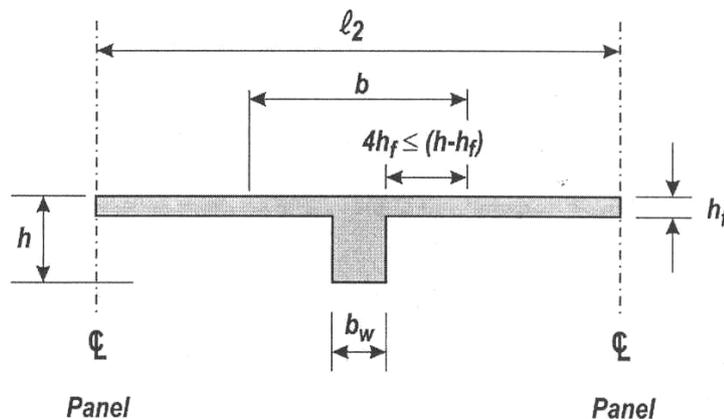


Fig. 4.20 Secciones de Viga y Losa para evaluar I_b e I_s .

En el Apéndice C se incluye un ejercicio, aplicado al edificio en estudio donde se evalúan estas propiedades y se determina el espesor necesario de la losa del edificio, suponiendo que no posee las vigas secundarias. En el ejercicio se concluye que el espesor adoptado de 120 mm no cumpliría con los requerimientos, ya que necesitaría de 140 mm como altura total. En ese caso, para no incrementar el espesor, se debe verificar la flecha en calidad de sección fisurada, y comparar con las flechas máximas que se dan en la tabla 9.5(b) de pág. 84. La misma fue obtenida de la traducción del código chileno del ACI-318, en razón de la mayor claridad encontrada en la misma. En la Fig. 4.21 se muestra un gráfico que permite calcular rápidamente los momentos de inercia de secciones *L* y *T*.

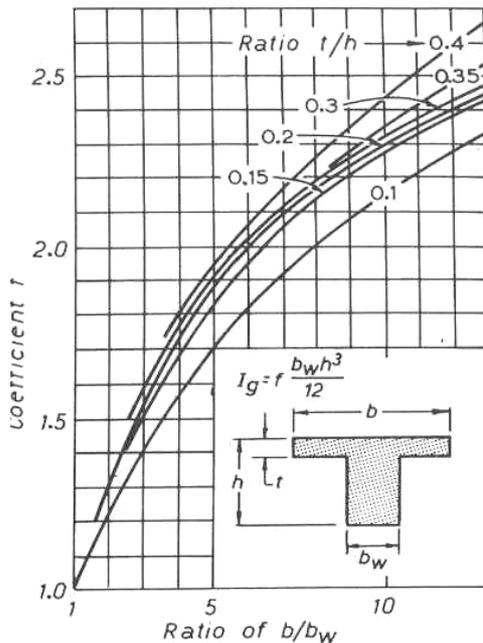


Fig. 4.21

Coeficientes f para el cálculo de los Momentos de inercia de secciones L y T en condición no fisuradas.

En el Apéndice A, pág. 86, se da también una tabla de ref.[14] que permite calcular los momentos de inercia brutos y fisurados.

4.4.6 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO PARA LOSAS EN DOS DIRECCIONES

4.4.6.1 Introducción

En la sección 13.5.1 del ACI-318 se establece que las losas se pueden diseñar por cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad, cumpliendo con las condiciones de Resistencia para cargas mayoradas y de Rigidez para cargas de servicio.

El C-201-2005 en sus comentarios C.13.5.1 establece entonces, y más claro aún lo hace el NZS:3101:1995 en la sección 14.3.2, que se pueden utilizar:

- (i) Métodos basados en la Teoría Elástica: ya sea soluciones del continuo o métodos de elementos finitos, por ejemplo usando programas como SAP2000 o SAFE.
- (ii) Métodos basados en la Teoría Plástica, como el método de las Líneas de Fluencia de Johansen o el método de las Franjas o Tiras (strip method) de Hillerborg. En ambos casos se exige que la cuantía máxima no supere el valor de $0.40 \rho_b$, por condiciones de redistribución.
- (iii) Método de los Coeficientes de Momentos.
- (iv) Método de Diseño Directo.
- (v) Método del Pórtico Equivalente.

Los métodos basados en la teoría Plástica se desarrollarán con cierto nivel de detalle en la asignatura Hormigón II.

Los métodos de diseño directo y del Pórtico equivalente se pueden consultar directamente en la norma. Para aplicar el método Directo se deben cumplir una serie de requerimientos y los pasos a seguir son: (i) Determinar el momento isostático mayorado para cada dirección, $(w_u \ell^2 / 8)$; (ii) Distribuir el momento isostático en cada dirección en Momentos Positivos y Negativos según condiciones de contorno y (iii) Distribuir los Momentos Positivos y Negativos entre franjas de columnas y franjas intermedias, que claramente define la norma.

Uno de los métodos más utilizados consiste en aplicar tablas para el diseño, y en particular las aceptadas por los códigos de Nueva Zelanda y el CP-110 de Inglaterra.

Estas normas especifican que los momentos en las losas se pueden calcular sea por métodos elásticos o plásticos, o simplificados con el uso de tablas como el que se da a continuación.

4.4.6.2 Coeficientes de momentos de losas cruzadas y consideraciones para el armado

En losas rectangulares cargadas uniformemente, apoyando según dos direcciones perpendiculares, donde se ha impedido que las esquinas se levanten y donde se han tomado previsiones para torsión, y que han sido construidas en forma monolítica con apoyos de vigas o tabiques en todos sus lados, se puede utilizar el siguiente procedimiento de diseño:

(a) Los momentos máximos por unidad de ancho estarán dados por las siguientes ecuaciones:

$$M_{sx} = \beta_{sx} \cdot w_u \cdot l_x^2$$

$$M_{sy} = \beta_{sy} \cdot w_u \cdot l_x^2$$

donde los coeficientes β_{sx} y β_{sy} se dan en la tabla 4.3 (tabla 14.1 del NZS:3101). Estos han sido derivados utilizando la teoría de las líneas de fluencias para armadura distribuida en forma uniforme de Taylor, et al [1], y multiplicados por 1.33 para permitir una distribución especial de armaduras sobre la faja central de la losa, tal cual se define en la Fig. 4.22.

Note que en ambas ecuaciones interviene el valor de la luz menor en la determinación de los momentos.

w_u = carga última uniformemente distribuida por unidad de área, y dada por:

$$w_u = 1.2 D + 1.6 L \quad \text{o bien} \quad w_u = 1.4 D, \text{ la que sea mayor}$$

l_x = luz libre en la dirección de menor longitud de losa rectangular.

l_y = luz libre en la dirección de mayor longitud de losas rectangulares.

M_{sx} o M_{sy} refieren a momentos en tramos o soportes, según sean los coeficientes respectivos.

Los valores de los coeficientes son los mismos que aparecen en el CP110:1972, Ref.[12].

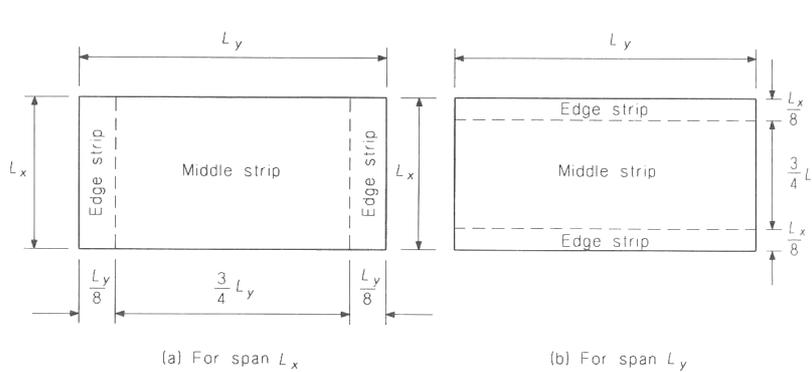


Fig. 4.22
 División de la losa cargada uniformemente en franjas centrales y laterales.

- (b) Las losas se consideran divididas en cada dirección en fajas centrales y fajas laterales o de borde, tal cual se muestra en Fig. 4.22, siendo la franja central de un ancho igual a $\frac{3}{4}$ del ancho total, y cada franja de borde $\frac{1}{8}$ del ancho total.
- (c) Los momentos máximos calculados según las ecuaciones dadas corresponden sólo a las fajas centrales y no se permite redistribución de momentos.
- (d) La armadura de tracción suministrada en el tramo: (1) cuando llega a un apoyo continuo (es decir la losa sigue) se debe extender en las direcciones x e y en la parte inferior de la losa más allá del apoyo en una distancia $0.15 L_x$ ó $0.15 L_y$ respectivamente, y (2) si llega a un apoyo discontinuo debe prolongarse hasta el borde de la losa y contar con una longitud de anclaje, sea con extremo recto o con gancho, dentro de la viga perpendicular de al menos 150 mm .
- (e) Sobre un apoyo continuo, la armadura de tracción (o sea la superior), debe extenderse en la parte superior de la losa en distancias de al menos $0.15 L_x$ o $0.15 L_y$, según corresponda, desde el apoyo, y al menos el 50 % debería extenderse a una distancia de al menos $0.30 L_x$ ó $0.30 L_y$.
- (f) En un lado discontinuo, podrían aparecer momentos negativos, cuya magnitud depende del grado de empotramiento del borde de la losa. Armadura de tracción igual al menos al 50 % de la que se suministra en la parte de tramo debe colocarse en la parte superior de la losa extendiendo hasta una distancia de al menos $0.1 L_x$ ó $0.1 L_y$, desde el apoyo hacia el tramo.
- (g) La armadura en una faja de borde, no necesita exceder el mínimo requerimiento, que está controlado por condiciones de contracción y temperatura, aunque debe cumplir también en las esquinas los requerimientos de torsión de puntos (h), (j) y

- (k). El requerimiento es que la armadura mínima que se debe colocar no debe ser menor de $0.756/f_y$. Además no debe estar separada más de 5 veces el espesor de la losa, ni de 450 mm en edificios ni 300 mm en puentes.
- (h) Armadura de torsión se debe suministrar en cada esquina donde se intersectan bordes simplemente apoyados. Esta debe consistir de armadura superior e inferior, con capas de armaduras paralelas a cada lado y extendiendo en al menos $1/5$ de la luz menor. El área de armadura en cada una de esas cuatro capas, por unidad de ancho de la losa, debe ser al menos $3/4$ del área requerida en la zona de máximo momento positivo de tramo de la losa.
- (i) Armadura de torsión igual a la mitad de la descrita en (h) se debe suministrar en una esquina donde se encuentra un borde continuo con uno discontinuo.
- (j) No se requiere de armadura de torsión en esquinas de encuentros de 2 bordes continuos.
- (k) Donde L_y/L_x es mayor de 2, las losas se deben diseñar como apoyando en una sola dirección.
- (l) las armaduras principales son las calculadas para cubrir los momentos máximos, pero en ambas direcciones la cuantía no debe ser menor del cociente $0.756/f_y$ (0.0018 para $f_y = 420\text{MPa}$) ni menor de 0.0014 .
- (m) la separación entre barras de armadura principal no debe ser mayor a 2 veces la altura de la losa (coincide con CIRSOC 201, sección 13.3.2).
- (n) armaduras mínimas por contracción y temperatura en cualquier parte de la losa tal que $\rho \geq 0.0018$, con separación máxima menor de 5 veces la altura de la losa y menor de 45 cm .
- (o) Las áreas tributarias para descarga de losas sobre vigas se indican en la Fig.4.23.

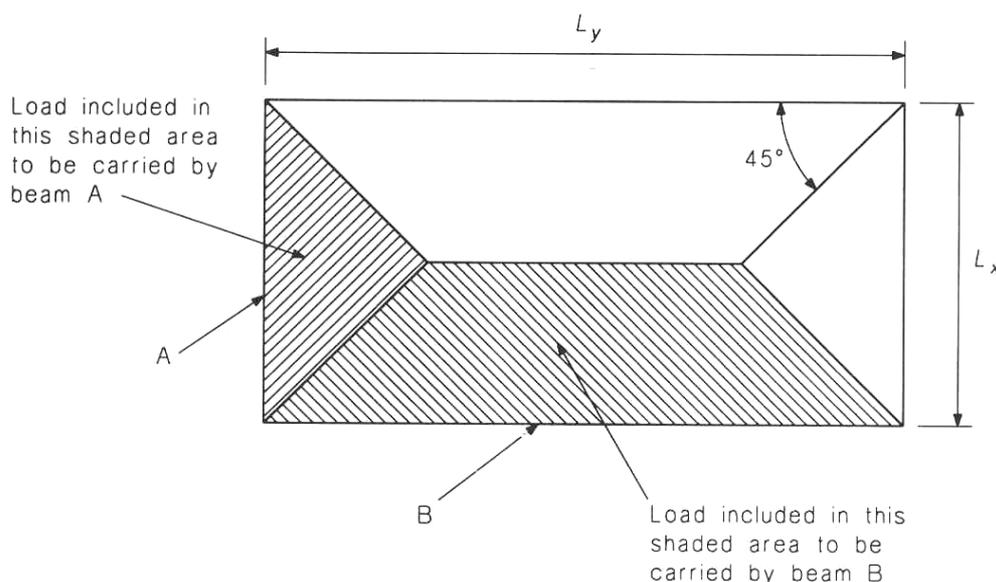


Fig. 4.23
Distribución de cargas en vigas de apoyo de losas cruzadas.

NZS 3101:Part 1:1995

Table 14.1 – Bending moment coefficients for uniformly loaded rectangular panels supported on 4 sides with provision for torsion at corners

Case	Type of panel and moments considered	Short span coefficients b_{sx}								Long span coefficients β_{sy} for all values of L_y/L_x
		Values for L_y/L_x								
		1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.75	2.0	
1	<i>Interior panels</i>									
	Negative moment at continuous edge	0.032	0.037	0.043	0.047	0.051	0.053	0.060	0.065	0.032
	Positive moment at mid-span	0.024	0.028	0.032	0.036	0.039	0.041	0.045	0.049	0.024
2	<i>One short edge discontinuous</i>									
	Negative moment at continuous edge	0.037	0.043	0.048	0.051	0.055	0.057	0.064	0.068	0.037
	Positive moment at mid-span	0.028	0.032	0.036	0.039	0.041	0.044	0.048	0.052	0.028
3	<i>One long edge discontinuous</i>									
	Negative moment at continuous edge	0.037	0.044	0.052	0.057	0.063	0.067	0.077	0.085	0.037
	Positive moment at mid-span	0.028	0.033	0.039	0.044	0.047	0.051	0.059	0.065	0.028
4	<i>Two adjacent edges discontinuous</i>									
	Negative moment at continuous edge	0.047	0.053	0.060	0.065	0.071	0.075	0.084	0.091	0.047
	Positive moment at mid-span	0.035	0.040	0.045	0.049	0.053	0.056	0.063	0.069	0.035
5	<i>Two short edges discontinuous</i>									
	Negative moment at continuous edge	0.045	0.049	0.052	0.056	0.059	0.060	0.065	0.069	–
	Positive moment at mid-span	0.035	0.037	0.040	0.043	0.044	0.045	0.049	0.052	0.035
6	<i>Two long edges discontinuous</i>									
	Negative moment at continuous edge	–	–	–	–	–	–	–	–	0.045
	Positive moment at mid-span	0.035	0.043	0.051	0.057	0.063	0.068	0.080	0.088	0.035
7	<i>Three edges discontinuous (one long edge continuous)</i>									
	Negative moment at continuous edge	0.057	0.064	0.071	0.076	0.080	0.084	0.091	0.097	–
	Positive moment at mid-span	0.043	0.048	0.053	0.057	0.060	0.064	0.069	0.073	0.043
8	<i>Three edges discontinuous (one short edge continuous)</i>									
	Negative moment at continuous edge	–	–	–	–	–	–	–	–	0.057
	Positive moment at mid-span	0.043	0.051	0.059	0.065	0.071	0.076	0.087	0.096	0.043
9	<i>Four edges discontinuous</i>									
	Positive moment at mid-span	0.056	0.064	0.072	0.079	0.085	0.089	0.100	0.107	0.056

En el Apéndice se presenta un ejemplo de aplicación, para el caso del edificio, donde se comparan los resultados dados por aplicación de tablas.

En la Fig. 4.24 se muestran los momentos en dirección XX obtenidos con SAP2000.

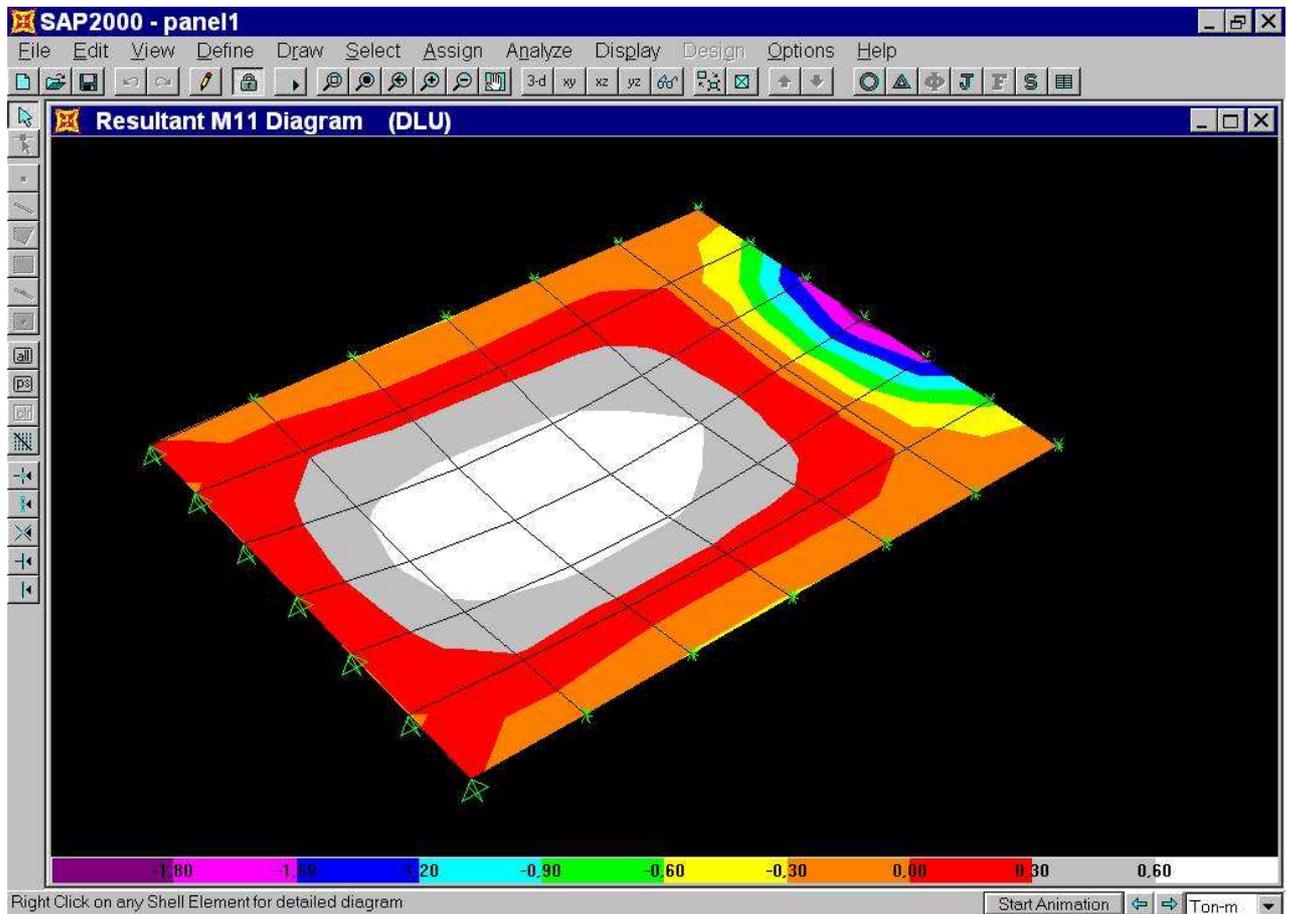


Fig. 4.24 Momentos según la dirección XX con SAP2000.

Los momentos obtenidos a partir de la teoría elástica se pueden redistribuir hasta un 20 % según antes se aclaró, pero debe estar en función del factor ($1000 \varepsilon_t$).

4.4.6.3 Requisitos de armaduras

- Sección 13.3.1 establece que la $A_s \geq A_{req.}$ según los momentos obtenidos en las secciones críticas, pero nunca menor que la $A_{min.}$, que se dispone según indica la Fig. 4.25.
- Sección 7.12, la $A_{min.}$ por efectos de contracción, fluencia lenta y temperatura, debe ser tal que:

$$\rho \geq 0.0018 \times 420 / f_y$$

$$\rho \geq 0.0014$$

- Separación máxima tal que:

$$s \leq 3h$$

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

$$f_y \leq 420 \text{ MPa} \quad \text{cuantía mínima} = 0,0018$$

$$f_y > 420 \text{ MPa} \quad \text{cuantía mínima} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y}$$

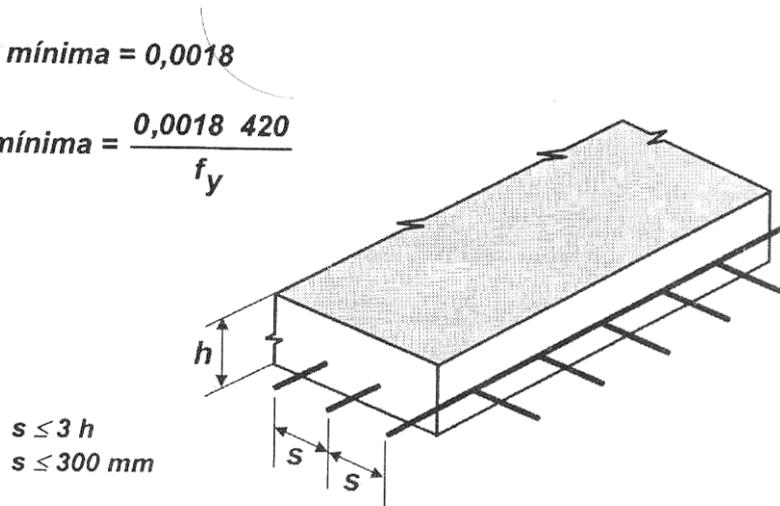


Fig. 4.25 Cantidad y Ubicación de la cuantía mínima en Losas

Para el caso del edificio en estudio, $f_y = 420 \text{ MPa}$, la armadura mínima debe ser entonces:

$$A_{smin} = 0.0018 \times 12 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 2.16 \text{ cm}^2$$

lo cual equivale a adoptar $1\phi 8\text{mm}@23\text{cm}$. A los efectos prácticos se podría adoptar por ejemplo $1\phi 8\text{mm}@20\text{cm}$ y evaluar cual sería la resistencia a flexión que suministra dicha armadura para comparar con las demandas. Así entonces:

$$M_d = \phi M_n$$

en donde en este caso el coeficiente de reducción $\phi = 0.9$ si se cumple el requisito de que $\epsilon_t \geq 0.0075 = 0.75\%$, el que seguramente lo cumple pues es estado para cuantía mínima.

Con la fórmula aproximada es:

$$M_n = A_s f_y (d - d')$$

y en este caso:

$$M_n = 2.50 \text{ cm}^2 \times 4.20 \text{ t/cm}^2 \times (10 - 2) \text{ cm} = 84 \text{ tcm}$$

por lo cual $M_d = 76 \text{ tcm}$.

Un análisis más preciso con SECAN, ref.[9], colocando las armadura con separación de 2 cm a los bordes, y las características de los materiales según especifica la norma, arroja los siguientes resultados que se muestran en la siguiente tabla, donde se indican los parámetros más relevantes que surgen del análisis, en particular los momentos para cada estado, profundidad de eje neutro y deformaciones máximas de armadura en tracción.

Estado	Momento (tcm)	Eje neutro (cm)	Deformación ε_t (%)
M_{cr}	79	6.06	0.009
M_y	92	1.82	0.21
M_n	97	0.70	4

Esta tabla indica que un análisis más preciso da un momento nominal del orden de 15 % mayor que la fórmula aproximada. En este caso esto es debido a que la armadura de tracción es tan poca que para el estado último el eje neutro está muy arriba. Se corrobora que la deformación de tracción es elevada como para permitir redistribución.

Como se verá en el Apéndice C, los momentos mínimos para diseño de la losa del edificio de referencia, suponiendo que NO existen vigas secundarias son de 91 tcm para el tramo y 120 tcm para los apoyos, en el caso de la losa esquina. Como se ve, con la armadura mínima se cubre el momento de tramo, pero no el negativo. Para éste, la armadura necesaria sería aproximadamente:

$$A_s^- = \left(\frac{120/0.9}{4.2 \times 8} \right) cm^2 = 4cm^2$$

por lo cual a la armadura básica de 5 barras de diámetro 8 mm ($2.5 cm^2$) por metro se podrían agregar como refuerzo en la franja central 5 barras de diámetro 6 mm. Hecho el análisis con SECAN se obtuvo, con $A_s^- = 2.5cm^2$ y $A_s = 3.9cm^2$, $d' = 2.5cm$, $d = 46cm$, $f_r = 0.032t/cm^2$, $f_c = 0.21t/cm^2$, $E_c = 215 t/cm^2$, $E_s = 2000 t/cm^2$, $\varepsilon_{cmax} = 0.003$ y $f_y = 4.2t/cm^2$:

Estado	Momento (tcm)	Eje neutro (cm)	Deformación ε_t (%)
M_{cr}	81		
M_y	142	2.20	0.21
M_n	160	1.62	1.46

Por lo cual se ve que la resistencia de diseño, $M_d = 160 tcm \times 0.90 = 144 tcm$, es mayor que la requerida de $M_r = 120 tcm$ en apoyo.

- Para el caso de vigas L y T en las que se considera un ancho efectivo en compresión, se debe colocar armadura en el ala perpendicular a la armadura principal por flexión, para resistir la carga mayorada y suponiendo el ala en voladizo. Por ejemplo, en el ejemplo del edificio, para el caso de $l = 6.0 m$, y

tomando como ancho efectivo $l/4 = 1.50 \text{ m}$, lo cual se muestra en la Fig. 4.62, es:

$$M_r = 1 \text{ t/m} \times 0.75^2 / 2 = 0.28 \text{ tm} = 28 \text{ tcm.}$$

$$A_{nec} = (28/0.90) / [4.2 \times (10-2)] = 0.93 \text{ cm}^2 @ \text{ m}$$

para el caso de $h = 12 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$ y $d' = 2 \text{ cm}$, y $f_y = 420 \text{ MPa} = 4.2 \text{ t/cm}^2$.
es decir se necesitan 3.30 barras de $\phi 6 \text{ mm}$ por metro. Esto se cumple con $\phi 6 \text{ mm} @ 30 \text{ cm}$.

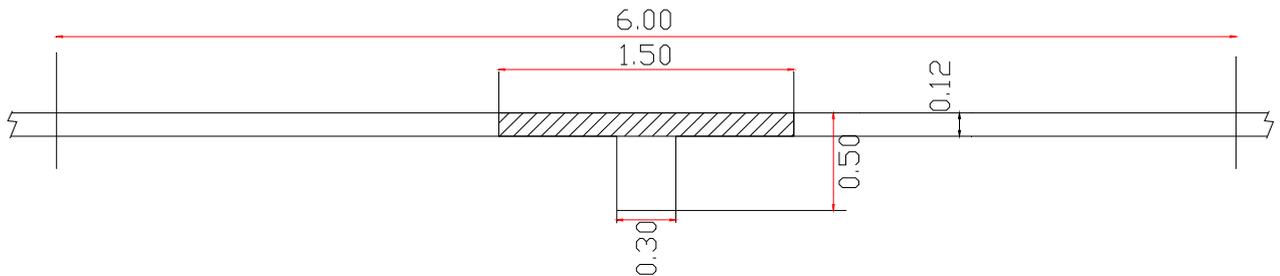


Fig. 4.26 Viga T con ancho efectivo en compresión que requiere armadura en el ala perpendicular a la principal de flexión.

La separación de esta armadura debe ser, como que antes:

$$s_t \leq 3 h$$

$$s_t \leq 300 \text{ mm}$$

- Sección 13.3 establece que la distancia entre barras de la armadura principal debe ser menor que $2h$, es decir en nuestro ejemplo para $h = 12 \text{ cm}$, $s \leq 24 \text{ cm}$.
- La armadura positiva perpendicular a un borde discontinuo debe anclarse en dicho apoyo por lo menos 15 cm . Ver Fig. 4.27.
- La armadura negativa o bien se ancla en la viga de apoyo con su necesaria longitud de desarrollo, o bien si la losa continua se puede anclar en dicha continuidad. Ver Fig. 21.



Fig. 4.27. Esquema de anclajes de Armaduras Inferior y Superior en losas

En la Fig. 4.28 se dan exigencias con relación a recubrimientos mínimos, que incluyen a los de losas apoyadas en suelo o elevadas.

4.5 CUANTÍAS MÍNIMAS

En esta sección nos referiremos nuevamente al tema de las cuantías mínimas en razón de ciertas confusiones que aparecen a la luz de las consultas efectuadas en la bibliografía disponible. Considero que el CIRSOC 201-2005 no es totalmente claro para especificar las exigencias y por lo tanto en este trabajo se ha recurrido también a consultar el reglamento NZS 3101, Ref.[16].

La primera confusión surge pues el C-201-05 se refiere en la sección 10.5 a “Armadura mínima en *elementos sometidos a Flexión*”. En virtud del título, debería ser de aplicación para vigas y losas en general, y la cuantía mínima estaría dada entonces, siguiendo el criterio de *resistencia mayor a la de fisuración*, por:

$$\rho \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y}$$

o

$$\rho \geq \frac{1.4}{f_y}$$

En muchos casos, para nuestros aceros, resulta entonces $\rho \geq 0.33\%$.

Sin embargo, el C-201-05 aclara en su sección 10.5.4 que para el caso de “losas estructurales y fundaciones de espesor constante”, la armadura mínima es la que antes se mencionó por **requerimientos de contracción y temperatura**.

Si bien por lo expuesto hasta acá no quedarían dudas sobre que la cuantía mínima sería entonces, para nuestros aceros, $\rho \geq 0.18\%$, distintos autores lo han interpretado en forma diferente. Por ejemplo, en la Ref.[29], pág. 100, capítulo 4, ejemplo 4.6, para una losa en una dirección, utiliza en la dirección de apoyo como verificación de la armadura de cálculo, $\rho \geq 0.33\%$, y en la dirección perpendicular adopta $\rho \geq 0.18\%$. Exactamente el mismo criterio adopta la Ref.[30], capítulo 5, ejemplo 5.6.1, pág. 114. Esta referencia, para losas en *dos direcciones* adopta en ambas $\rho \geq 0.18\%$ (ver por ejemplo, pág. 478). En la Ref.[26], sección 13.3 dice que en ambas direcciones de una losa cruzada la cuantía debe ser $\rho \geq 0.18\%$.

Sin embargo, la Ref.[27], sección 12.3, interpreta que para ambos tipos de losas, tanto para las que apoyan en una dirección como para las que apoyan en dos direcciones, y en ambas direcciones, longitudinal y perpendicular, la cuantía mínima es de $\rho \geq 0.18\%$.

Dado que podría interpretarse, como una hipótesis simplificadora, que una losa en una dirección se comportaría en forma similar a una viga de ancho unitario, existe la tendencia a adoptar los criterios de las Ref.[29] y [30]. Pero es claro que no lo tomó así la Ref.[27].

En virtud de estas diferencias, se consultó a la norma NZS 3101, la cual en muchos casos es esclarecedora por su forma de redacción, y a la vez, porque su base también es el ACI-318. Note por ejemplo que el NZS 3101 en su capítulo 8,

sección 8.4.3 pone como título: “*Armadura longitudinal mínima en Vigas y Losas*”, es decir no dice en general como el ACI-318 “Armadura mínima en elementos sometidos a Flexión”. El NZS 3101 se refiere entonces en forma separada a **vigas** en la sección 8.4.3.1, con el límite de $\rho \geq 0.33\%$, y en la sección 8.4.3.4 a **losas**, con el límite de $\rho \geq 0.18\%$. Además, en sus comentarios, sección C8.4.3.4 aclara que el límite de armadura mínimo requerido para losas es menor que para vigas puesto que las cargas tienden a ser distribuidas en forma lateral, es decir en ambas direcciones, y que en losas una falla repentina y frágil es menos probable que ocurra. Agrega que la armadura de cálculo debe ser al menos igual que la requerida por contracción y temperatura. En la sección 14.4.1 (específica para losas en ambas direcciones) vuelve a aclarar que la armadura debe determinarse en función de los momentos en las secciones críticas, pero nunca debe ser menor de $\rho \geq 0.18\%$.

En definitiva, de acuerdo a las normas, la cuantía mínima en losas, es la que corresponde a $\rho \geq 0.18\%$, para el acero ADN420. Esta cuantía se debe verificar que existe en cualquier parte de la losa, y las normas especifican que la misma se puede colocar en cualquier parte de su espesor: toda arriba, toda abajo, o toda en el centro, o repartida dentro del espesor, ya que sirve de todas maneras al propósito que persigue. Sin embargo, el diseñador debe tener en cuenta que en las zonas de momento crítico, máximos positivos y negativos, la armadura colocada debe ser mayor que la de cálculo. Por ejemplo, supongamos que se trata de una losa de altura total $h=16\text{ cm}$, con altura útil $d=14\text{ cm}$, con lo cual la cuantía mínima es $A_{smín}=0.0018 \times 14 \times 100\text{ cm}^2=2.50\text{ cm}^2$. En ese caso se podrían colocar barras de 8 mm separadas cada 20 cm (5 barras por metro de ancho). Supongamos los siguientes casos:

(a) Que por cálculo se necesitara 1.20 cm^2 para momento positivo. En ese caso se podría, entre otras alternativas, colocar:

- (i) abajo toda la armadura mínima, 5 barras de 8 mm cada 20 cm , o
- (ii) mitad de la armadura, 1.25 cm^2 arriba y la otra mitad abajo,
- (iii) colocar 3 barras de 8 mm abajo y completar con otra armadura arriba, por ejemplo 4 barras de 6 mm .

(b) Que por cálculo se necesitaran 2.0 cm^2 . En ese caso podría, entre otras alternativas, colocar:

- (i) abajo toda la armadura mínima, 5 barras de 8 mm cada 20 cm , o
- (ii) colocar abajo 4 barras de 8 mm , cada 25 cm , que dan 2.0 cm^2 , y el resto para completar los 2.50 cm^2 arriba.

(b) Que por cálculo se necesitaran 3.0 cm^2 . En ese caso se debería cubrir toda esa armadura abajo, es decir con al menos 6 barras de 8 mm por metro.

4.6 REFERENCIAS

- [1] "Reinforced Concrete Slabs". R. Park and W. Gamble. J. W. & Sons. 1980.
- [2] Notas del curso "Plates & Shells". Cursos del Imperial College, Londres. Instructor: Dr. Milija Pavlovic. 1981.
- [3] "Curso de Hormigón Armado". Oreste Moretto. 2da. Edición. 1970.
- [4] Notas del Curso "Advanced Reinforced Concrete". Universidad de California, Berkeley. Instructor: Prof. Vitelmo V. Bertero.
- [5] "Reinforced Concrete Structures". R. Park and T. Paulay. John Wiley and Sons, Inc. 1975.
- [6] Notas del Curso "Reinforced Concrete". Imperial College, Londres. Instructor: Dr. C. J. Burgoyne. 1981.
- [7] Manual de Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado. Aplicación de la norma DIN 1045. Osvaldo Pozzi Azzaro. 1981.
- [8] "Reinforced and Prestressed Concrete". F. K. Kong & R. H. Evans. 2^{da}. Edición. Thomas Nelson & Sons. 1980.
- [9] "The Finite Element Method". O. C. Zienkiewicks. Mc. Graw Hill. 3^{ra}. Edición. 1979.
- [10] MOCURDU: MOment-CURvature-DUctility. Un programa para el cálculo de rigideces, resistencias y ductilidades de secciones de hormigón armado sometidas a flexocompresión. C. R. Llopiz.
- [11] "Ciencia de la Construcción". O. Belluzzi. Tomo I. Aguilar. 1970.
- [12] Código de Construcciones Sismo Resistentes de Mendoza. 1987.
- [13] Código de Diseño de Hormigón Armado. ACI-318-2005.
- [14] "Reglamento CIRSOC 201-2005". INTI. Noviembre 2005.
- [15] Código de Diseño de Hormigón Armado. ACI-318-1999.
- [16] New Zealand Standard. Code of Practice for Concrete Structures. NZS-3101-1995.
- [17] Code of Practice for The Structural Use of Concrete. CP 110 :part 1 : Noviembre 1972. British Standards Institution.
- [18] Reglamento INPRES-CIRSOC 103. Tomo II. Estructuras de hormigón armado y pretensado. Agosto 1991.

- [19] Reglamento CIRSOC 201. Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de hormigón armado y pretensado. Tomos 1 y 2. Julio 1982.
- [20] "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", Tomas Paulay & M. J. Nigel Priestley, John Wiley & Sons, Inc. 1992.
- [21] "Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes". INPRES-CIRSOC 103. Parte I. General. INTI. Noviembre 1993.
- [22] "Cargas y Sobrecargas Gravitatorias para el Cálculo de las Estructuras de Edificios". Reglamento CIRSOC 101. INTI. Julio 1982.
- [23] "SAP-2000: Structural Analysis Program. Versión 7.44.
- [24] "SECAN: SECTIon ANalysis". Programa de Análisis de Rigidez, Resistencia y Ductilidad de Secciones de Hormigón Armado. C. R. Llopiz. 1986.
- [25] "Características Mecánicas del Hormigón Armado". Cátedra Hormigón I. FI-UNC. Apuntes de clase. C. R. Llopiz. 2002. 54 pág.
- [26] Notes on ACI-318-02 Building Code Requirements for Structural Concrete. Portland Cement Association. PCA. Fanella y Rabbat. 2002.
- [27] "Diseño de Estructuras de Concreto". Arthur Nilson. 12ª edición. Mc. Graw Hill. Año 2000.
- [28] "Seismic Design of Concrete Structures: The present need of societies". Tom Paulay. Paper No. 2001. 11th. World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco. México. 1996.
- [29] "Design of Reinforced Concrete: ACI-318-05 Code Edition". Jack C. Mc Cormac y James K. Nelson.
- [30] "Reinforced Concrete: a Fundamental Approach. ACI-318-05 Code Edition". Edward G. Nawy.
- [31] "PCA, notes on ACI-318-02 Building Code Requirements for Structural Concrete: a Fundamental Approach. ACI-318-05 Code Edition". Edward G. Nawy.

4.7 APÉNDICE A

Tabla 9.5. (a) **Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso en que no se realice un cálculo de las flechas**

ELEMENTOS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén vinculados a tabiques divisorios u otro tipo de elementos susceptibles de sufrir daños por grandes flechas			
Losas macizas armadas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas nervuradas en una dirección	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$
<input type="checkbox"/> La luz l se expresa en mm. <input type="checkbox"/> Los valores dados en esta tabla son para elementos de hormigón de peso normal ($w_c = 2300 \text{ kg/m}^3$) y armadura con $f_y = 420 \text{ MPa}$. Para otras condiciones, los valores se deben modificar como se indica a continuación: a) Para hormigón liviano estructural de peso unitario comprendido entre 1500 y 2000 kg/m^3 , los valores de la Tabla 9.5.a) se deben multiplicar por $(1,65 - 0,0003 w_c)$, valor que debe ser mayor o igual que 1,09. b) Para $f_y \neq 420 \text{ MPa}$, los valores de esta Tabla se deben multiplicar por la expresión $(0,4 + f_y / 700)$.				

TABLA 9.5 (b).
Deformación máxima admisible de cálculo

Tipo de elemento	Deformación considerada	Límite de deformación
Azoteas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	Deformación inmediata debida a la sobrecarga, L	$\frac{l}{180}^*$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	Deformación inmediata debida a la sobrecarga, L	$\frac{l}{360}$
Sistema de entepiso o azotea que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	La parte de la deformación total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deformación a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deformación inmediata debida a cualquier sobrecarga adicional) \ddagger	$\frac{l}{480}^+$
Sistema de entepiso o azotea que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.		$\frac{l}{240}^\S$

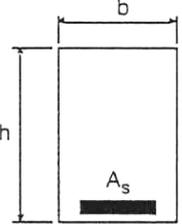
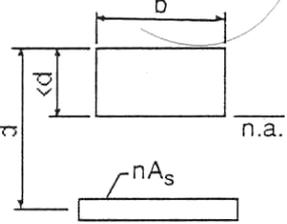
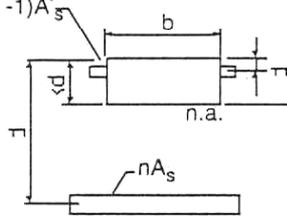
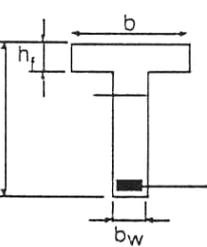
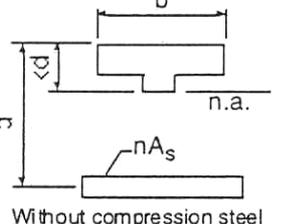
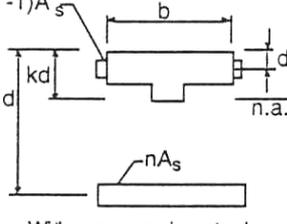
* Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deformaciones adecuados, incluyendo las deformaciones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

+ Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

\ddagger Las deformaciones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con la sección 9.5.2.5 o la 9.5.4.2, pero se pueden reducir en la cantidad de deformación calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deformación de elementos similares a los que se están considerando.

\S Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deformación total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

Table 10-2 Gross and Cracked Moment of Inertia of Rectangular and Flanged Section

Gross Section	Cracked Transformed Section	Gross and Cracked Moment of Inertia
	 <p>Without compression steel</p>  <p>With compression steel</p>	$n = \frac{E_s}{E_c}$ $B = \frac{b}{(nA_s)}$ $I_g = \frac{bh^3}{12}$ <p>Without compression steel</p> $kd = (\sqrt{2dB + 1} - 1)/B$ $I_{cr} = b(kd)^3/3 + nA_s(d - kd)^2$ <p>With compression steel</p> $r = (n - 1)A'_s/(nA_s)$ $kd = \left[\sqrt{2dB(1 + r\alpha'/d) + (1+r)^2} - (1+r) \right] / B$ $I_{cr} = b(kd)^3/3 + nA_s(d - kd)^2 + (n - 1)A'_s(kd - d')^2$
	 <p>Without compression steel</p>  <p>With compression steel</p>	$n = \frac{E_s}{E_c}$ $C = b_w/(nA_s), \quad f = h_f(b - b_w)/(nA_s)$ $y_t = h - 1/2[(b - b_w)h_f^2 + b_w h^2] / [(b - b_w)h_f + b_w h]$ $I_g = (b - b_w)h_f^3/12 + b_w h^3/12 + (b - b_w)h_f(h - h_f/2 - y_t)^2 + b_w h(y_t - h/2)^2$ <p>Without compression steel</p> $kd = \left[\sqrt{C(2d + h_f f) + (1 + f)^2} - (1 + f) \right] / C$ $I_{cr} = (b - b_w)h_f^3/12 + b_w(kd)^3/3 + (b - b_w)h_f(kd - h_f/2)^2 + nA_s(d - kd)^2$ <p>With compression steel</p> $kd = \left[\sqrt{C(2d + h_f f + 2rd') + (f + r + 1)^2} - (f + r + 1) \right] / C$ $I_{cr} = (b - b_w)h_f^3/12 + b_w(kd)^3/3 + (b - b_w)h_f(kd - h_f/2)^2 + nA_s(d - kd)^2 + (n - 1)A'_s(kd - d')^2$

4.8 Apéndice B: Losas Prefabricadas

Se presenta a continuación información que se extrae de catálogos de los proveedores de losas prefabricadas que se utilizan en nuestro medio. Se presentan las tablas de diseño que fueron suministradas, y generalmente las condiciones de estas losas son cercanas a simplemente apoyadas.

En las siguientes páginas, encontrará la siguiente información:

a) Losas con Viguetas Pretensadas PREAR 90.

1. Para distintos valores de alturas de ladrillo (normal de *12.50 cm*) y de distintas capas de compresión (*3 y 5 cm*), los pesos propios de la losa y los distintos momentos admisibles en *Kgrm* en función de la “serie” de las losas. Se verá que se puede utilizar las viguetas dobles, que por supuesto tienen mayor resistencia.
2. Para cada “serie” se muestra la sección transversal con las cantidades y secciones de alambres de acero pretensados. Esto es importante verificar en obra.
3. Se da también las longitudes standards con las que se fabrican las viguetas. Note que esta condición hará que en algunos casos, para losas con mucha carga se requerirá el uso de vigueta doble para cubrir la luz de obra.
4. En la capa de compresión, de valor mínimo *5 cm* (puede ser *3 cm* si la construcción es grupo B y menos de *7 m* de altura) en zonas sísmicas, se debe colocar una malla de repartición que satisfaga la cuantía mínima. Usando la cuantía mínima del ACI-318 para losas, de $0.75/f_y$, daría para acero ADN420 una cuantía de *0.18 %*, lo que implica que por cada metro de losa, y para *5 cm* de espesor hay que colocar una malla de diámetro *4.2 mm cada 15 cm* o bien de diámetro *6 mm cada 30 cm*.

b) Losas con Placas Huecas de Hormigón Pretensado. Tipo PREAR.

1. Para las distintas series, *90, 120, 160, 200 y 240* (consultar con fabricante por series especiales; el número indica en *mm* la altura de las placas pretensadas prefabricadas), se dan las dimensiones de fabricación. Anchos de *600 y 1200 mm*.
2. Para cada serie, se dan los pesos propios y los momentos admisibles, junto con una tabla que especifica la sobrecarga que se le puede colocar a la losa en función de la luz.
3. Se dan características de las placas, luz de cálculo, largo de corte, y ejemplos de cálculo.
4. Detalles constructivos para materializar apoyos.

	Secc. 18,1 mm ²	SERIE 1a		Secc. 27,1 mm ²
	Secc. 36,2 mm ²	SERIE 3a		Secc. 40,7 mm ²
	Secc. 45,2 mm ²	SERIE 5a		Secc. 54,3 mm ²
	Secc. 63,3 mm ²	SERIE 7a		Secc. 67,9 mm ²
	Secc. 81,4 mm ²	SERIE 9a		Secc. 90,5 mm ²

Al 10 en 10 cm de largo
7,5 x 16
2,30
5,20

LONGITUDES STANDARD Y ARMADURAS

SERIES	0	1 a	2 a	3 a	4 a	5 a	6 a	7 a	8 a	9 a
DESDE m	1,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00
HASTA m	2,60	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	
ARMADURA mm ²	18,1	27,1	36,2	40,7	45,02	54,3	63,3	67,9	81,4	90,5

VOLUMEN DE HORMIGON Y CANTIDAD DE ELEMENTOS POR m²

	VIGUETAS SIMPLES		VIGUETAS DOBLES	
	CAPA DE COMP. 3 cm	CAPA DE COMP. 5 cm	CAPA DE COMP. 3 cm	CAPA DE COMP. 5 cm
9,5	0,036 m ³ /m ²	0,056 m ³ /m ²		
12,5	0,041 m ³ /m ²	0,061 m ³ /m ²		
16,5	0,056 m ³ /m ²	0,076 m ³ /m ²	0,072 m ³ /m ²	0,092 m ³ /m ²
22,5	0,065 m ³ /m ²	0,085 m ³ /m ²	0,084 m ³ /m ²	0,104 m ³ /m ²
CANTIDAD DE LADRILLOS	8 u/m ²	8 u/m ²	6,3 u/m ²	6,3 u/m ²
CANTIDAD DE VIGUETAS	2 ml/m ²	2 ml/m ²	3,17 ml/m ²	3,17 ml/m ²



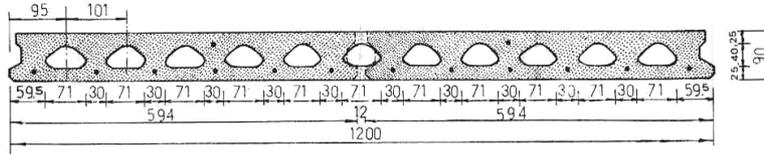
pretargos argentinos s.a.



PLACAS HUECAS DE HORMIGON PRETENSADO

SERIE 90

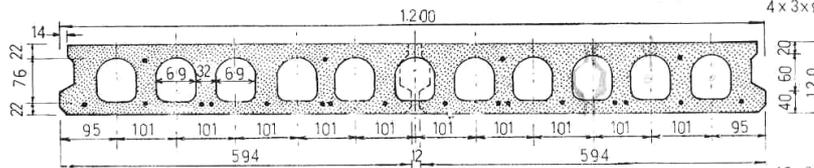
ARMADURA SUPERIOR 4 x 3 x ϕ 24



ARMADURA INFERIOR 12 x 3 x ϕ 24

SERIE 120

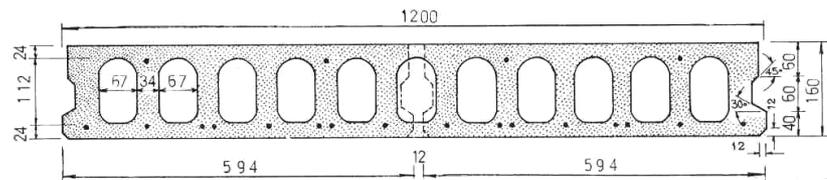
ARMADURA SUP 4 x 3 x ϕ 24 - Serie 120-1
4 x 3 x ϕ 3 - Serie 120-2



ARMADURA INF. 16 x 3 x ϕ 24 - Serie 120-1
16 x 3 x ϕ 3 - Serie 120-2

SERIE 160

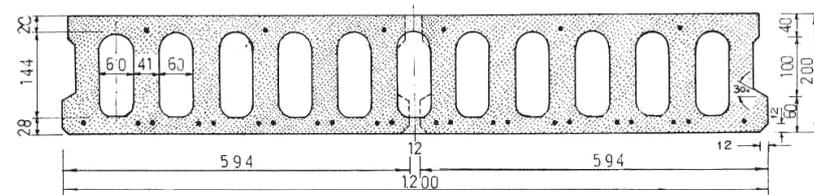
ARMADURA SUP. 4 x 3 x ϕ 3 - Serie 160-1
- Serie 160-2



ARMADURA INF. 12 x 3 x ϕ 3 - Serie 160-1
16 x 3 x ϕ 3 - Serie 160-2

SERIE 200

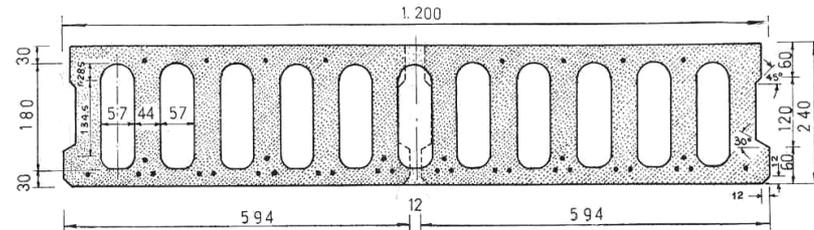
ARMADURA SUPERIOR 6 x 3 x ϕ 3



ARMADURA INFERIOR 22 x 3 x ϕ 3

SERIE 240

ARMADURA SUPERIOR 8 x 3 x ϕ 3



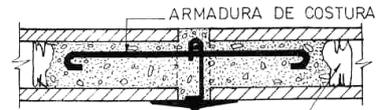
ARMADURA INTERMEDIA 6 x 3 x ϕ 3
ARMADURA INFERIOR - 22 x 3 x ϕ 3



PLANILLA DE SELECCION

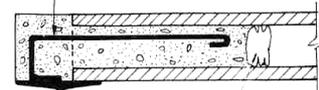
SERIE	90	120-1	120-2	160-1	160-2	200	240
Peso Propio kg/m ²	170	190	190	230	230	300	360
Momentos Admisibles kgm/m	830	1534	2061.5	2356	3015,9	5103,6	7522,8
Sobrecarga kg/m ²	LUCES MAXIMAS m						
100	-	-	-	7.55	8.00	10.10	11.45
200	4.25	5.60	6.00	6.60	7.50	9.05	10.35
300	3.75	5.00	5.80	5.95	6.75	8.25	9.55
400	3.40	4.55	5.30	5.45	6.20	7.65	8.90
500	3.15	4.20	4.90	5.10	5.75	7.15	8.35
600	2.95	3.95	4.55	4.75	5.40	6.75	7.90
700	2.75	3.70	4.30	4.50	5.10	6.40	7.55
800		3.50	4.10	4.25	4.85	6.10	7.20
900		3.35	3.90	4.10	4.60	5.85	6.90
1.000		3.20	3.70	3.90	4.45	5.60	6.65
1.100		3.10	3.60	3.75	4.25	5.40	6.40
1.200		2.95	3.45	3.65	4.10	5.20	6.20
1.300		2.85	3.35	3.50	4.00	5.05	6.00
1.400		2.75	3.20	3.40	3.85	4.90	5.85
1.500		2.70	3.10	3.30	3.75	4.75	5.70
1.600			3.05	3.20	3.65	4.65	5.55
1.700			2.95	3.10	3.55	4.50	5.40
1.800				3.05	3.45	4.40	5.30
1.900				2.95	3.35	4.30	5.20
2.000					3.30	4.20	5.05
2.100					3.20	4.10	4.95
2.200					3.15	4.05	4.85
2.300					3.10	3.95	4.75
2.400					3.05	3.85	4.65
2.500					3.00	3.80	4.60
2.600						3.75	4.50
2.700							4.45
2.800							4.35
2.900							4.30
3.000							4.25
3.100							4.15
3.200							4.10
3.300							4.05
3.400							4.00

Apoyo sobre perfiles metálicos. —



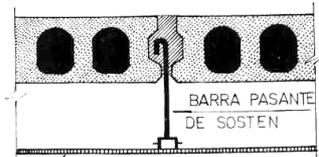
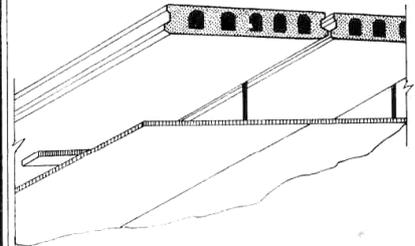
*hoy otra línea
Machos
8240 cm
elaboro de 240 → base + ceno.*

Ø C/60 SCLDADO AL PERFIL



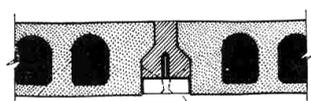
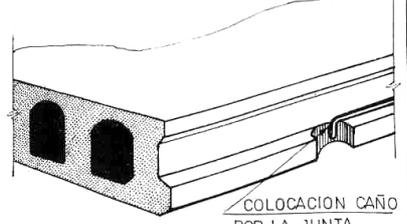
TAPON DE PAPEL

Colocacion de cielorrasos decorativos y acústicos. —



CIELORRASO

Instalación de cajas para electricidad o iluminación. —



CAJA DE ELECTRICIDAD

Las Placas Huecas de Hormigón Pretensado PREAR, reúnen las máximas cualidades de resistencia, esbeltez y reducido peso.

La gran variedad en altura y ancho de las placas de fabricación standard dan una elasticidad al sistema que permiten al proyectista reemplazar con notables ventajas estructurales y constructivas los forjados convencionales y además dan solución a los casos en que éstos no son utilizables.

El dimensionado de la sección transversal de las piezas es constante y la longitud puede ajustarse a cada necesidad con una tolerancia de más o menos 1 cm.

La superficie inferior, para soluciones económicas, permite pintar directamente.

Los contrapisos se pueden eliminar, quedando la parte superior de las losas listas para colocar alfombra o bien con una muy fina capa niveladora, pisos plásticos, de goma, parquet o mosaico.

El hecho de ser las placas totalmente autoportantes, permite, inmediatamente después de colocadas las piezas, continuar los trabajos en los pisos superior e inferior sin necesidad de mantener encofrados o apuntalamientos que retrasan la obra y encarecen su costo.

El campo de aplicación de estas placas es ilimitado. Se adaptan perfectamente a viviendas de una

planta como de varios pisos, con muros portantes de mampostería, estructuras convencionales de hormigón armado, tabiques portantes de hormigón o también estructuras metálicas de perfiles doble T.

Las placas se fabrican con máquinas de alta tecnología con muy buen control de calidad.

La gran compactación por vibrado de alta frecuencia sumado a la baja relación agua cemento utilizada, aseguran óptimas resistencias en el hormigón empleado.

El pretensado de las losas se hace con aceros de gran resistencia a la tracción.

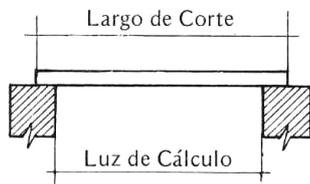
La experiencia de empleo de estas placas es de más de diez años en todos los países adelantados del mundo.

Una vez colocadas en posición, las juntas longitudinales entre losas se deben llenar con mortero rico en cemento mojando abundantemente las paredes de la misma.

Estas placas están inscriptas bajo el N° 43 en el Registro de Forjados no Tradicionales de la Secretaría de Vivienda y Urbanismo de la Nación.

Cuentan asimismo con la aprobación del Ministerio de Obras y Servicios Públicos de la Provincia de Mendoza, que le ha otorgado el Certificado de Uso N° 24 y de la Municipalidad de la Ciudad de Mendoza.

EJEMPLO DE CALCULO



DATOS:

$L_{\text{calc}} = 5,45 \text{ m}$

Sobrecarga Total: $q = 500 \text{ Kg/ m}^2$

En planilla de Selección, para $500 \text{ kg/ m}^2 \longrightarrow L_{\text{max}} = 5,75 \text{ m}$.

Se adopta Serie 160 2 $M_{\text{adm}} = 3.015,9 \text{ kgm/ m}$.

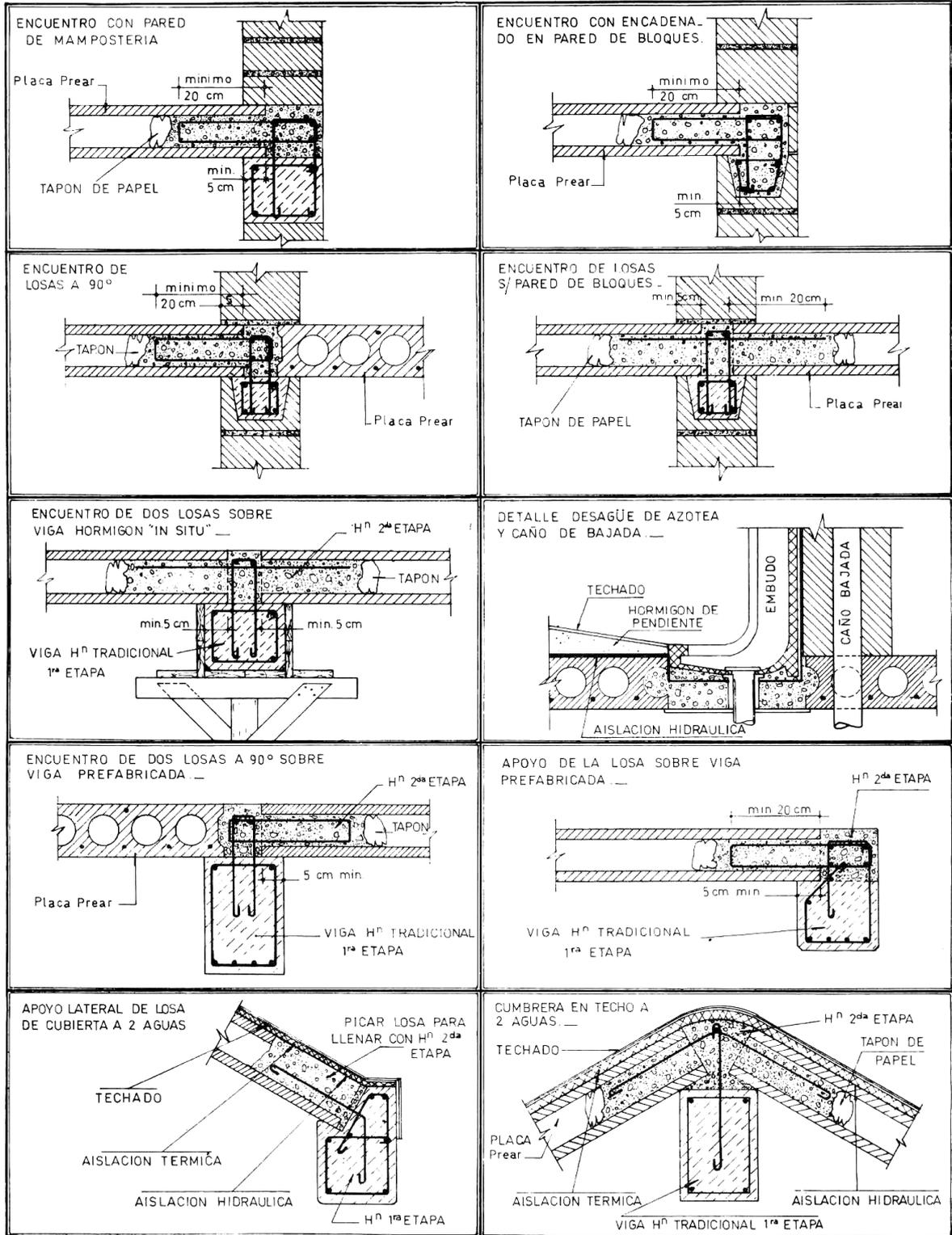
VERIFICACION:

$$q + g (\text{peso propio}) = 730 \text{ kg/ m}^2$$

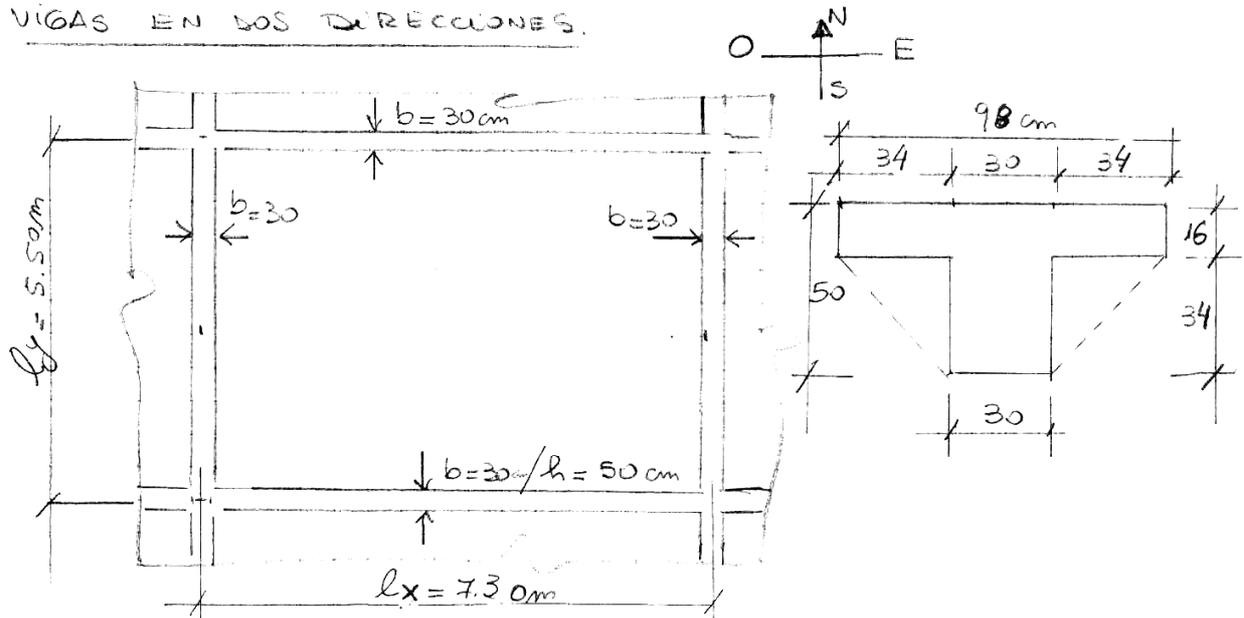
$$M. \text{ trabajo} = 2.710 \text{ kgm/m} < M_{\text{adm}} 3.015,9 \text{ kgm/ m}$$

Se debe solicitar por lo tanto:

Placa serie 160 2, considerando la longitud a cortar, tomando como mínimo 5 cms. sobre la viga o muro portante.



DISEÑO DE UNA LOSA DE HORMIGÓN ARMADO APOYADA EN VIGAS EN DOS DIRECCIONES.



$$L = 0.65 \text{ t/m}^2 \quad f'_c = 27 \text{ MPa} \quad f_y = 420 \text{ MPa}$$

Adicional carga permanente por piso = 0.07 t/m^2

(i) Relación de luces

$$\beta = \frac{7.50}{5.50} = 1.36 \rightarrow \text{losa en 2 direcciones.}$$

(ii) altura mínima.

supongo $\alpha_m > 2$ para lo cual:

$$h \geq \frac{ln(0.8 + f_y/1400)}{36 + 9\beta} = \frac{700}{48/1.10} = \frac{700}{43.88} = 15.95 \text{ cm}$$

El espesor de 16 cm sería suficiente si $\alpha_m > 0.2$

(iii) verificación de relación de rigideces.

Momento de inercia de la viga.

$$b/b_w = 98/30 = 3.27$$

$$f = 1.7$$

$$t/h = 0.32$$

$$I_b = \frac{30 \times 50^3}{12} \times 1.7 = 531250 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{losa N-S}} = \frac{730 \times 16^3}{12} = 249173 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{losa E-O}} = \frac{550 \times 16^3}{12} = 187733 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_{\text{N-S}} = \frac{I_b}{I_{\text{S N-S}}} = \frac{531250}{249173} = 2.13$$

$$\alpha_{\text{E-O}} = \frac{I_b}{I_{\text{S E-O}}} = \frac{531250}{187733} = 2.83$$

$$\alpha_m = \frac{2(2.13 + 2.83)}{4} = 2.48 > 2.0 \quad \text{OK.}$$

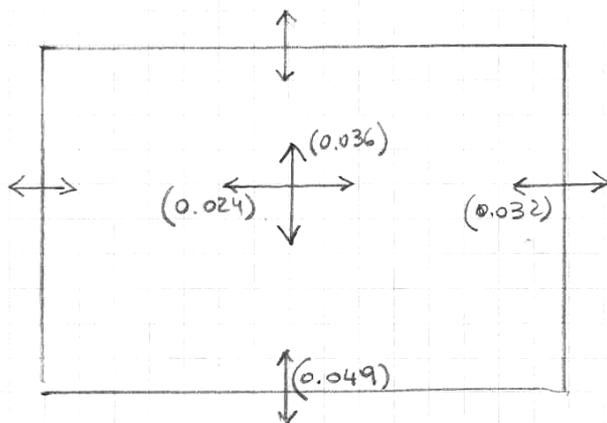
iii) Carga última U

$$U = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 0.45 + 1.6 \times 0.65 = 1.58 \text{ t/m}^2$$

pero propio losa $0.16 \times 2.4 = 0.38 \text{ t/m}^2$

$$D = 0.07 + 0.38 = 0.45 \text{ t/m}^2$$

iv) Evaluación de momentos.



$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{700}{520} = 1.35$$

$$M_u = \alpha \times 1.58 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \times 5.20^2 \text{ m}^2$$

$$M_u = \alpha \cdot 42.72 \frac{\text{tm}}{\text{m}}$$

$$M_{u,x}^+ = 1.03 \text{ tm/m}$$

$$M_{u,x}^- = 1.37 \text{ tm/m}$$

$$M_{u,y}^+ = 1.56 \text{ tm/m}$$

$$M_{u,y}^- = 2.12 \text{ tm/m}$$

v) Cálculo de Armaduras.

$$f_{\text{min}} = 0.0018 \quad \therefore A_{\text{smin}} = 0.0018 \times 100 \times 14 \text{ cm}^2 = 2.52 \text{ cm}^2$$

$$\approx 1\phi 8 @ 20 \text{ cm}$$

$$M_{m, \text{Puin}} \approx 2.50 \text{ cm}^2 \times 4.2 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2} \times 0.9 \times 14 \text{ cm} = 132 \text{ tcm/m}$$

$$M_{d, \text{Puin}} = 1.20 \text{ tcm/m} \rightarrow \text{cubre } M_{u, x}^+$$

Fórmula más exacta para losa con armadura simple:

$$M_m = A_s \times f_y \left[d - 0.59 \times \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot f_c'} \right] = A_s \cdot f_y \cdot z$$

$$z = 14 - 0.59 \times \frac{2.5 \text{ cm}^2 \times 4.2 \text{ t/cm}^2}{100 \text{ cm} \times 0.27 \text{ t/cm}^2} = 14 \text{ cm} - 0.23 \text{ cm} = 13.77 \text{ cm}$$

$$\therefore M_m = 2.5 \times 4.2 \times 13.77 \frac{\text{tcm}}{\text{m}} = 145 \text{ tcm} \quad (9\% \text{ más})$$

$$M_d = 1.30 \text{ tcm/m}$$

$$A_{s, y}^- = \frac{212 / 0.9}{4.2 \times 0.9 \times 14} = 4.45 \text{ cm}^2 / \text{m} \approx 1 \phi 8 @ 11 \text{ cm}$$

$$A_{s, y}^+ = \frac{156 / 0.9}{4.2 \times 0.9 \times 14} = 3.27 \text{ cm}^2 / \text{m} \approx 1 \phi 8 @ 22 + 1 \phi 6 @ 22$$

$$A_s = 3.55 \text{ cm}^2$$

