

6
2es.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

CAMPUS "ACATLAN"

ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS



T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A:
GERARDO CESAR CORTES BAUTISTA

ASESOR: ING. JOSE FRANCISCO PEREZ ARELLANO



SANTA CRUZ ACATLAN, EDO. DE MEXICO.

1998.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

263310



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A MIS PADRES :

ME SIENTO MUY AFORTUNADO POR TENER DOS GRANDES SERES HUMANOS COMO SON MIS PADRES. QUE ME HAN DADO EDUCACIÓN , CARÍÑO Y APOYO EN LOS MOMENTOS MAS DIFÍCILES : ESPERO QUE LES GUSTE ESTE REGALO DEL CUAL USTEDES HAN FORMADO PARTE Y QUE MERECEAN POR TODOS LOS ESFUERZOS Y SACRIFICIOS QUE HAN HECHO POR SACARME ADELANTE. GRACIAS POR SER UNOS BUENOS PADRES Y AMIGOS.

LOS QUIERO Y LOS RESPETO.

MARCOS CORTÉS LÓPEZ
GEORGINA BAUTISTA FERNÁNDEZ

A MIS HERMANOS :

YOLANDA
HILDA
HECTOR
MARICRUZ
FERNANDO
ARTURO
GABINO

GRACIAS POR TODOS ESOS MOMENTOS QUE HEMOS VIVIDO JUNTOS. POR LOS CONSEJOS Y APOYO QUE CADA UNO ME HAN DADO A SU MANERA CUANDO LOS HE NECESITADO.

A MIS MAESTROS :

A CADA UNO DE MIS MAESTROS LES DOY LAS GRACIAS YA QUE ELLOS ME HAN ENTREGADO SU TIEMPO Y SABIDURÍA LA CUAL ME HA AYUDADO A TERMINAR MIS ESTUDIOS.

Introducción	iv
Capítulo I	ANTECEDENTES	1
	I.1.- Introducción	1
	I.2.- Definición y Generalidades	2
	I.3.- Historia de las Losas de Concreto Reforzado	4
Capítulo II	LOSAS A ESTUDIAR	6
	II.1.- Clasificación de los Sistemas de Pisos	6
	II.2.- Losas Macizas en una Dirección	9
	II.3.- Losas en Dos Direcciones Perimetralmente Apoyadas	11
	II.4.- Losas Planas o Apoyadas Directamente Sobre Columnas	13
	II.5.- Losas Aligeradas, Armadas en una Dirección (Vigueta y Bovedilla)	15
Capítulo III	ESTUDIO ESTRUCTURAL	16
	III.1.- Introducción	16
	III.2.- Losas Macizas que trabajan en una Dirección	17
	III.3.- Losas Macizas en Dos Direcciones Perimetralmente Apoyadas	19
	III.4.- Losas Planas o Apoyadas Directamente Sobre Columnas	23
	III.5.- Losas Aligeradas, Armadas en una Dirección (Vigueta y Bovedilla)	37
Capítulo IV	COMPARACIÓN ESTRUCTURAL	38
	IV.1.- Introducción	38
	IV.2.- Análisis y Diseño de Losas Macizas que Trabajan en Una Dirección	40
	IV.3.- Análisis y Diseño de Losas que Trabajan en Dos Direcciones Perimetralmente Apoyadas	53
	IV.4.- Análisis y Diseño de Losas Planas	60
	IV.5.- Análisis y Diseño de Losas que Trabajan en Una Dirección (Vigueta y Bovedilla)	98
	IV.6.- Análisis y Diseño de Losas que Trabajan en Una Dirección con Trabes de Tipo Armadura	110

Capítulo V	COMPARACIÓN ECONÓMICA	118
	V.1 .- Introducción	118
	V.2 .- Losas que Trabajan en Una Dirección	142
	V.3 .- Losas que Trabajan en Dos Direcciones	150
	V.4 .- Losa Plana Aligerada	158
	V.5 .- Losas que Trabajan en una Dirección (Vigüeta y Bovedilla)	163
	V.6 .- Losas que Trabajan en Una Dirección con Trabes de Armadura	167
 Capítulo VI	 CONCLUSIONES	 171
	 ANEXO 1 Álbum Fotográfico.	 183
	 BIBLIOGRAFÍA	 192

Introducción

La presente tesis profesional está orientada al procedimiento del análisis y diseño estructural de forma comparativa de las losas más usadas, usando los materiales más comunes en la construcción; como son el concreto y el acero de acuerdo a las limitaciones que se establecen en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal de 1987, vigente a la fecha (1998) y sus respectivas Normas Técnicas Complementarias.

Primero es necesario clasificar los sistemas de pisos para tener una idea más clara de las ventajas y desventajas que posean cada una de ellas, y definir las losas a estudiar tomando en cuenta las acciones a las que estarán sometidas; así como el tipo de apoyo. una vez establecidas las losas que se abordarán se estudia la forma de análisis de acuerdo a los métodos que establece el reglamento de construcciones para el Distrito Federal.

Posteriormente se tratará de exponer de forma práctica, las alternativas de los sistemas de pisos tomando como base dos tableros típicos de losas, el caso " A " usado para Casa-Habitación y el caso " B " para oficinas. posteriormente se analizarán y diseñarán tomando las condiciones más desfavorables de cada uno de los sistemas y observar los elementos mecánicos que presenten y dar la mejor solución de diseño de los sistemas de piso abordados en el presente trabajo.

Finalmente se realizará una comparación en cuanto a costos de los sistemas de piso, desglosando los conceptos que intervengan, para analizar los precios unitarios de cada uno de ellos y posteriormente armar el catálogo de conceptos de cada tipo de losa.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

I.1.- Introducción

En las grandes o pequeñas ciudades, en donde constantemente se están construyendo edificios de dos o más niveles, se recurre a diversos sistemas de piso estos sistemas estructurales se seleccionan tomando en consideración, la funcionalidad, la resistencia estructural, la construcción y la economía, estos criterios deberán conjugarse para la elección del sistema.

El objetivo en el diseño estructural de los sistemas, es proporcionar una estructura resistente y económica. Para dar la resistencia al sistema se deberán considerar varios factores tales como: las cargas, claros y espesores, deflexiones, durabilidad, etc. Los elementos estructurales que constituyen el sistema de piso, no solamente conducen las cargas verticales sino que también proporcionan resistencia a cargas laterales, a menos que no se quiera y se recurra a otros elementos estructurales para tomar estas cargas horizontales. La carga propia de la losa puede resultar grande dependiendo del claro, esto puede reducirse recurriendo a vigas secundarias soportadas por vigas principales o usando concreto ligero. Se dice que las losas reticulares se pueden usar para claros grandes (mayores a 7 m), o también elementos de concreto presforzado. Es importante anotar que el peralte no es proporcional al claro pero los claros grandes dependen del peso y del espesor y los momentos flexionantes son función del claro y de las cargas y de las condiciones de apoyo.

Las deflexiones de losas deberán limitarse, el comportamiento estructural es diferente para grandes desplazamientos, estos grandes desplazamientos se generan por las cargas, tamaño del claro y la respuesta del material, las flechas en losas siempre serán objetables por diversas razones tanto desde el punto de vista estructural como funcional.

El aspecto económico en la elección del sistema de piso, dependerán de los materiales, la cimbra y la mano de obra especializada, por lo que será necesario estudiar los costos de varios tipos de losa.

Los procedimientos de construcción tienen importancia para la selección del tipo de losa, debiéndose tomar en cuenta el sistema de construcción, y este puede ser por medio de

estructura de concreto reforzado, colada en el lugar, para lo cual se tendrá que recurrir a cimbra o bien por medio de elementos prefabricados, que generalmente son elementos, elaborados fuera de obra y actualmente existen diversos tipos como se indicara posteriormente, otros sistemas tienen características de mixta, esto es que se pueden tener elementos prefabricados o presforzados y además colar en el lugar otros. Cada uno de ellas tienen sus ventajas y desventajas. Cualquier proyecto deberá ser evaluado individualmente, considerando las restricciones de diseño, aprovechando los materiales del lugar, el equipo necesario, el acceso a la obra y la experiencia de los constructores.

I.2.- Definición y Generalidades

Las losas se conocen técnicamente como placas, son elementos estructurales altamente hiperestáticos hechos de material homogéneo y elástico, con igual resistencia y rigidez en todas las direcciones, es decir de un material isótropo de vital importancia dentro de cualquier tipo de construcción, generalmente construidos de concreto reforzado en una o dos direcciones de tal manera que trasmita su carga directamente a las columnas o con la ayuda de vigas o trabes.

Las losas pueden ser de formas variadas, cuadradas, rectangulares, circulares, triangulares, etc., con peralte uniforme o variable, sus dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte.

Las cargas principales que actúan sobre una losa son por lo general normales a su plano, aunque en algunas ocasiones también pueden estar actuando fuerzas contenidas en el plano de la losa como son:

Fuerzas por Sismo y Viento.

Las losas pueden ser macizas o aligeradas, armadas en una o dos direcciones. Es conveniente que se tenga una visión clara del funcionamiento mecánico de la losa.

Con un poco de imaginación se debe visualizar la forma general flexionada que toma una losa uniformemente cargada. Una losa cuadrada, simplemente apoyada, se flexionará tomando la forma de un platillo, a menos que se sostengan sus esquinas, éstas se elevaran un poquito

separándose de sus apoyos, una losa angosta y larga tomará la forma de un canal, excepto cerca de los extremos. Cuando los bordes están empotrados, habrá una zona de transición alrededor de los bordes, en la que la pendiente se inclina gradualmente hacia abajo con respecto a las tangentes horizontales de los bordes. Si se trazaran líneas de nivel, en las losas simplemente apoyadas, demostraría la forma en que se distribuyen los momentos.



Fig 1.1 Curvas de nivel apoyadas en las losas simplemente apoyadas reforzadas en dos direcciones (a) losa cuadrada, (b) losa rectangular, (c) losa rectangular larga.

En una losa cuadrada, simplemente apoyada, una franja que pase por el centro, corta el mayor número de líneas de nivel, tiene la mayor curvatura y el mayor momento.

En una losa larga y angosta solamente las franjas cortas tienen una curvatura apreciable y momento flexionante en la mayor parte de la longitud del tablero, la franja larga central es sencillamente plana y sin momento, excepto cerca de sus extremos.

En las losas continuas, todas las franjas de losa en cada dirección tienen momentos negativos cerca de los apoyos y positivos cerca de la mitad del claro, como se muestra en la siguiente figura.

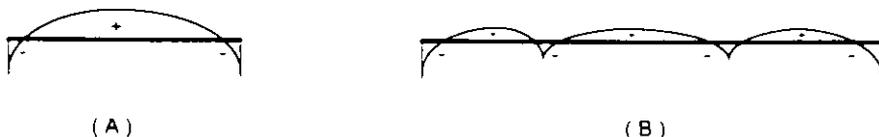


Fig 1.2 Diagrama de momentos típico para losas continuas. (A) franja del claro corto, (b) una franja muy larga, digamos con longitud de tres veces la anchura.

La franja central larga de una losa larga y angosta es un caso especial, debido a que su momento positivo ocurre no solamente al centro, sino que también en el punto donde la franja comienza a curverse hacia arriba, el momento a lo largo de la mitad del claro es muy pequeña o igual a cero y la franja central corta, trabaja casi exactamente como si se tratara de una losa reforzada en una dirección.

Los momentos negativos en una franja larga son aproximadamente iguales, cualesquiera que sea la longitud del claro, lo mismo sería para una losa cuadrada que tuviera las dimensiones del claro corto.

1.3 - Historia de las Losas de Concreto Reforzado

La primera losa plana se construyó en 1906 en Minneapolis, Minnesota, por C. A. Turner, como se trataba de una forma de construcción totalmente nueva y por otra parte, no se disponía de ningún método aceptable de análisis, Turner tuvo que aceptar el riesgo de la construcción y someterlo a pruebas de carga antes que el dueño lo aceptara. La primera estructura cumplió con los requisitos de las pruebas de carga, pero todavía se necesitaron pruebas de aceptación para unas cuantas estructuras similares construidas en los dos años siguientes.

La losa plana se convirtió instantáneamente en un éxito comercial, y se construyeron en los Estados Unidos más de 1000 estructuras en los 7 años posteriores a la construcción de la primera, desgraciadamente, no se poseía un método congruente para analizar las estructuras de losa plana debido a que eran las primeras etapas del desarrollo de los métodos de análisis de placas y no se disponía de una manera consistente para reforzar las losas una vez que se hubieran determinado los momentos de diseño. Un estudio efectuado en 1910 comparaba las cantidades de acero requeridas para un panel de losa dado, que tuviera las mismas cargas muertas, vivas y claros, y el peso del acero necesario variaba en un factor de cuatro entre el más ligero y el más pesado.

La publicación realizada por Nichols en 1914 da una correcta solución para el momento total según el cual se debía diseñar un panel de losa, pero solo proveía un momento total y, en la terminología actual, se consideraría como un enfoque del análisis límite. La distribución de este momento entre secciones de momento positivo y negativo, y a través de dichas secciones, quedó sin determinar hasta la publicación del estudio clásico de Westergaard y Slater en 1921.

En 1926 Westergaard propuso un método de diseño para losas reforzadas en dos direcciones las especificaciones del A.C.I. (Especificaciones de construcción del American Concrete Institute para el Concreto Reforzado) se desarrollaron a partir de esta propuesta y de otra preparada por D. Stasion y Van Buren en 1936

Otros estudios sobre losas han sido aportados por los investigadores R. I. Bertin y Peabody en el año de 1945. Royer, cuyos estudios forman parte del reglamento del instituto americano del concreto; entre otros se encuentran Wood, Hedley, Hognestand, Johanses, Peabody, etc. todos ellos con sus estudios basados en la teoría de la línea de fluencia.

El reglamento de las construcciones para el Distrito Federal presenta un método también con el auxilio de coeficientes, teniendo limitaciones como los métodos anteriores, es conocido que los momentos flexionantes para losas con cargas uniformemente distribuidas w , están en función de $M = f(w l^2 c)$ en donde c es el coeficiente que depende de las condiciones de frontera de la losa y que son los coeficientes que se presentan en la tabla del método mencionado, l es el lado corto de la losa y w es la carga. La distribución de momento flexionante se considera uniforme en el ancho de franjas denominados centrales y de borde.

CAPÍTULO II

LOSAS A ESTUDIAR

II.1.- Clasificación de los Sistemas de Piso

Sería difícil hacer una clasificación de losas, por lo que para este trabajo consideraremos la siguiente clasificación:

1. Sistema de losa macizas con vigas, en una dirección
2. Sistema de losa macizas con vigas, en dos direcciones
3. Sistema de piso nervurado. llamado también losas aligeradas o reticulares
4. Sistema de piso sin trabes. llamados comúnmente losas planas. éstas pueden ser macizas o aligeradas.

Cada uno de estos sistemas de piso poseen sus propias ventajas distintivas, dependiendo de la separación entre columnas, de la magnitud de las cargas a que estarán sometidas, de la longitud en los claros y del costo de la construcción. Siempre que haya posibilidad se recomienda que las columnas estén alineadas sobre un mismo eje y tener el mayor número de claros iguales con el objeto de obtener una buena uniformidad de los entrepisos. la posición de las columnas depende en gran parte de la distribución de la planta del edificio; pero se pretenderá formar naves aproximadamente cuadradas.

Se conocen tres tipos de losas macizas.

1. Losas apoyadas sobre vigas o trabes en una dirección

2. Losas apoyadas sobre vigas o traves en dos direcciones

3. Losas apoyadas directamente sobre columnas

Cuando la losa transmite su carga hacia las vigas, se le denomina losa perimetralmente apoyada y cuando la transmite directamente a las columnas, se le conoce como losa plana.

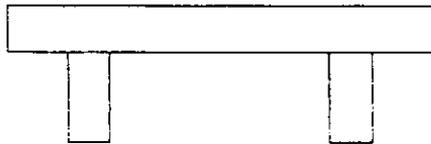


Fig II.1 Losa Plana

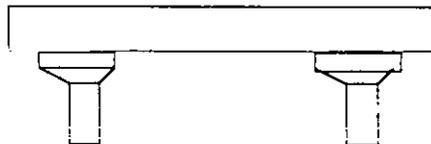


Fig II.2 Losa Plana con Capitel y Ábaco

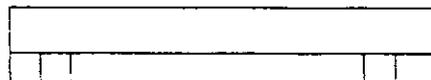


Fig II.3 Losa Perimetralmente Apoyada

Como el tamaño de las vigas de apoyo de losas perimetralmente apoyadas puede ser cualquiera, las losas planas se pueden considerar como un caso particular de las losas perimetralmente apoyadas en el que las vigas se han ido reduciendo de sección hasta desaparecer, en este caso se considera que el sistema de piso tiene viga de rigidez a flexión nula y cuando la losa está apoyada directamente sobre muros, se puede considerar también como un caso particular de una losa perimetralmente apoyada debido a que el muro se considera como una viga infinitamente rígida. Por lo tanto debido a estos dos casos límite, se deduce que puede haber vigas de cualquier rigidez en un sistema de piso.

Ha sido costumbre considerar como sistemas diferentes a las losas perimetralmente apoyadas y las losas planas, como consecuencia, los métodos de análisis y diseño de ambos sistemas han diferido en sus principios, la razón es de origen histórico. Las losas apoyadas sobre columnas se empezaron a construir antes de que se conocieran métodos de análisis, sobre una base empírica. En cambio las losas apoyadas sobre trabes, se empezaron a construir cuando ya se disponía de métodos matemáticos de análisis. En la actualidad se usan modificaciones de dichos métodos que toman en cuenta las características especiales del concreto reforzado para dar a conocer que en realidad los dos sistemas de piso funcionan de manera semejante.

En la actualidad se han llevado a cabo métodos de análisis de estructuras de concreto que consideran por un lado el trabajo en conjunto de los elementos estructurales, y por el otro el hecho de que los sistemas de piso actúan en la misma forma, cualquiera que sea la rigidez a flexión de las trabes.

II.2.- Losas Macizas en una Dirección

Es un tipo de piso que consiste de una losa maciza de espesor uniforme apoyada sobre dos vigas paralelas, las cuales descansan sobre traveses y éstas a su vez sobre columnas. el refuerzo principal de la losa va colocado en una sola dirección, de viga a viga. además del refuerzo por temperatura, la cantidad de vigas que haya en un tablero depende principalmente de la separación entre columnas y de la carga viva que deba soportar; la separación entre las vigas debe ser uniforme y por lo general estarán apoyadas en el centro de las traveses o en los tercios o cuartos de su claro, a éste tipo de construcción se le conoce también como piso de vigas y traveses. su construcción es fácil y la cimbra es bastante sencilla. Son económicas para soportar cargas vivas medianas y pesadas en claros relativamente cortos, de 1.8m a 3.6m, estos claros pueden aumentarse al tener claros largos, en este tipo de losas se obtienen cargas muertas que por lo general son grandes.

En la siguiente figura se muestra un tipo de losa maciza en una dirección, en la cual las vigas secundarias se apoyan en los tercios del claro de las traveses principales.

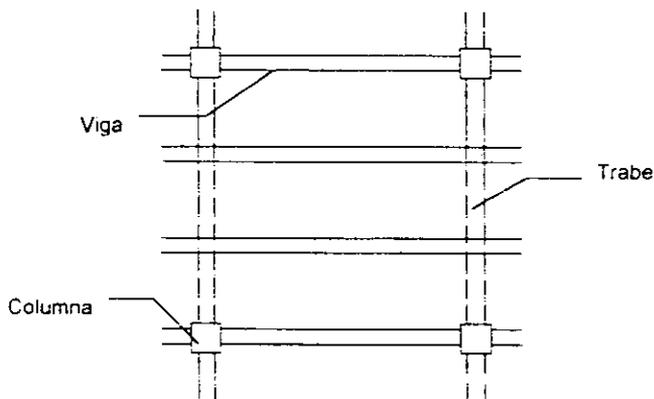


Fig II.4 Losa maciza en una dirección

El proyecto de una losa reforzada en una dirección se aplica cuando la losa tiene una longitud mayor del doble de la anchura.

Para el diseño de este tipo de losa se considera una franja de un metro de ancho: este diseño no es más que el de una viga rectangular de un metro de ancho y peralte pequeño, la cual esta soportando una carga uniformemente distribuida. El peralte efectivo y el acero de refuerzo por tensión se calculan para la faja de losa considerada y se tomará la misma separación de varillas para todo el ancho de la losa; además del refuerzo de tensión, llevará refuerzo por temperatura; éstas varillas se colocarán en sentido paralelo a las vigas. Su tamaño y separación depende del espesor de la losa y su función es absorber el efecto de las contracciones y los cambios de temperatura, así como distribuir las posibles concentraciones de carga sobre áreas mayores.

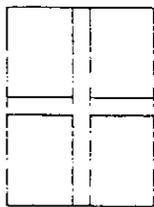
En éste diseño se ignora la porción de la carga que se apoya directamente sobre la trabe en la orilla del tablero.

II.3.- Losas en dos Direcciones Perimetralmente Apoyadas

Una losa maciza reforzada en dos direcciones perimetralmente apoyada, es aquella que cubre tableros cuadrados o rectangulares, cuyos bordes descansan sobre vigas a las cuales les transmite su carga y éstas a su vez a las columnas. Se supone que los apoyos de todos sus lados son relativamente rígidos, con flechas muy pequeñas comparadas con las de la losa, estas losas aunque están en tableros aislados, es necesario que su análisis se haga en forma tridimensional ya que son elementos estructurales altamente indeterminados.

El sistema reforzado en dos direcciones indica que la losa deberá llevar acero de refuerzo correspondiente a los momentos calculados en dos direcciones aunque el diseño de estas losas es económico respecto al ahorro en material, presenta algunas complicaciones las cuales se demostrarán a continuación.

Considerando una losa rectangular apoyada sobre cuatro vigas; e imaginemos que existen dos fajas de un metro de ancho, perpendiculares entre sí y paralelas a los lados largo y corto respectivamente.



(a)



(b)

(a) Fajas con una sola intersección

(b) Fajas con intersecciones múltiples

Fig II.5 Losa rectangular

Las fajas de la losa actúan en conjunto repartiéndose la tarea de soportar las cargas, por lo tanto cada una de las fajas tienen momentos menores que una losa maciza reforzada en una dirección. Su flecha total debe ser igual y su rigidez relativa se convierte en un factor para determinar la carga y el momento que cada una de ellas debe soportar. Tomando como factor el espesor de la losa, el claro más largo será el más flexible y el que soporta el menor momento y carga.

El uso de una sola faja de losa en cada dirección no es muy conveniente debido a que el elemento del claro corto transversal en el centro del tablero se flexiona más que una franja paralela a lo largo del borde de la viga: la franja de la orilla se puede flexionar un poco más que la viga. El análisis resulta mejor si la losa se considera formada por varias franjas en cada dirección, sujetas a flechas comunes en sus intersecciones

Una aproximación mayor se obtendría al considerar la rigidez a la torsión de las franjas, así como la rigidez a la flexión, ya que tres franjas en cada dirección daría nueve intersecciones, se deduce que el trabajo de éste análisis aumenta con el cuadrado del número de franjas consideradas, y por lo tanto se resolverían muchas ecuaciones simultáneas, una para cada intersección o se deben probar muchas aproximaciones sucesivas para una solución. Con suficientes franjas, se obtienen resultados muy aproximados a la solución de las diferenciales parciales, pero el trabajo es excesivo. Las pruebas en laboratorio han demostrado que la interacción de las fajas adyacentes reducen los momentos flexionantes obtenidos al considerar la intersección de cada par individual de franjas, la mayoría de los reglamentos se abstienen de indicar reglas para la distribución de cargas en los claros corto y largo, en vez de esto, proporcionan coeficientes para los momentos, los cuales se deben aplicar a la carga total.

II.4.- Losas Planas o Apoyadas Directamente Sobre Columnas

Una losa plana, es una losa de concreto reforzada en dos direcciones de manera que transmite su carga directamente sobre las columnas en que se apoya, generalmente sin la ayuda de vigas o traveses.

Este tipo de losa se refuerza con varillas en dos direcciones y puede tener peralte uniforme o se puede engrosar con una área simétrica, más o menos cuadrada llamada ábaco, alrededor de la columna.

En pisos de este tipo se puede aumentar el tamaño de las columnas cerca de su extremo superior formándose una cabeza acampánada o capitel.

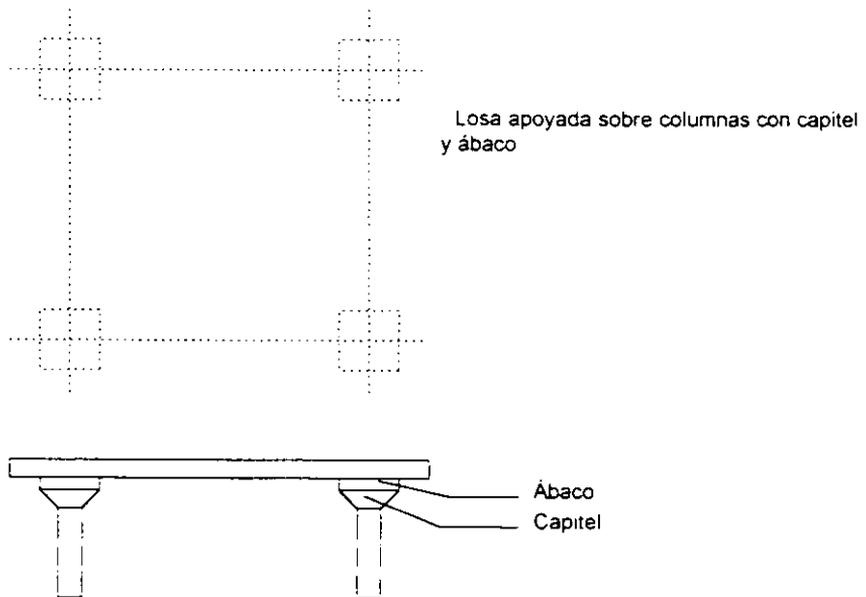


Fig II.6 Losa plana

Cuando la losa no lleva ábaco ni capitel, la losa sería completamente plana y a éste tipo de piso se le da el nombre de placa plana.

Los pisos de losa plana son económicos en cuanto al uso de los materiales, y proporcionan una construcción rígida; generalmente estas losas se utilizan en la construcción de edificios industriales con cargas vivas muy grandes. Las ventajas que proporcionan las construcciones con éste tipo de losas se pueden apreciar en la sencillez de la cimbra, mejor iluminación, debido a la falta de vigas y trabes, un ahorro en la altura total para colgar equipos contra incendio o tubería y por último, debido a la ausencia de esquinas sobresalientes, una mejor resistencia al fuego.

Para proyectar una losa plana se tienen que considerar dos franjas en cada dirección, por lo tanto la losa quedaría dividida en una franja intermedia y dos franjas de columnas. La franja de la columna soporta los momentos mayores y en el proyecto controlan el espesor de la losa para momento. La franja intermedia soporta momentos menores para los que se necesita menos acero.

Las losas planas generalmente se diseñan mediante análisis empíricos especificados por los reglamentos de construcción y el diseñador se verá obligado a consultar el reglamento más reciente en su región, para diseñar estructuras de acuerdo a éste; otros procedimientos más recientes consideraran a la estructura formada por las losas y las columnas como un sistema de marcos.

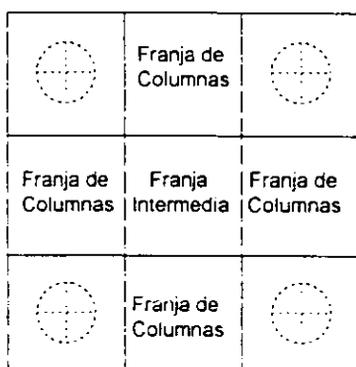


Fig II.7 Franjas para el proyecto de las losas planas

II.5.- Losas Aligeradas, Armadas en una Dirección (Vigueta y Bovedilla)

El sistema de losa vigueta y bovedilla está constituido básicamente por cuatro elementos que aportan una función específica, cada uno de ellos para integrar en forma conjunta todos los requerimientos de seguridad de una losa.

Estos elementos son:

- Vigueta (de forma te invertida)

- Bovedilla

- Malla Electrosoldada

- Firme de Concreto $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Vigueta :

Este elemento es de forma de te invertida, está fabricada de concreto presforzado, el concreto con una $f_c = 400 \text{ kg/cm}^2$ y un agregado máximo de 1/2" el acero varía dependiendo de los requisitos de carga.

Malla Electrosoldada:

Comercialmente se maneja con el nombre de malla 6-6/10-10 con una $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ y sus funciones básicas son las de complementar el acero de refuerzo de las viguetas en el lecho superior para absorber los momentos negativos y el de integrar el trabajo de cada uno de los elementos del sistema vigueta-bovedilla.

Bovedilla:

Es un tabicón hecho de arena y un cementante sometidos a una determinada presión de estabilidad, deberán ser capaces de soportar una carga concentrada de 100 kg. en una área de 5x5 cm aplicada en la zona más desfavorable, se considera como relleno y no tendrán ninguna función estructural.

CAPÍTULO III

ESTUDIO ESTRUCTURAL

III.1.- Introducción

Existen algunos métodos para el análisis y diseño de sistemas de losas de concreto reforzado. Los diversos métodos disponibles incluyen la teoría elástica, la teoría del análisis al límite, las modificaciones a la teoría elástica y a la teoría del análisis al límite; según las especificaciones del A.C.I. (Especificaciones de construcción del American Concrete Institute para el Concreto Reforzado). dichos métodos se pueden usar para analizar un sistema de losas dado a fin de determinar, ya sea los esfuerzos en las losas y en el sistema de apoyo o la capacidad de carga. Alternativamente, se pueden usar estos métodos para determinar la distribución de momentos y esfuerzos cortantes para permitir el diseño de las secciones de acero y concreto.

El refuerzo necesario para los sistemas de losas se puede calcular basándose en la distribución de momentos para las cargas factorizadas (máximas), usando la teoría de la resistencia a la flexión para las secciones, o por la distribución de momentos bajo cargas de servicio, usando para la sección el método del esfuerzo de trabajo (teoría elástica).

Las especificaciones del A.C.I. establecen que un sistema de losa se puede diseñar por cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección es cuando menos igual a la resistencia requerida y que se cumplen todas las condiciones de servicio incluyendo los límites especificados para las deflexiones. El método directo de diseño y el de la estructura equivalente cumplen con las disposiciones siempre que se comprueben las deflexiones. Puede ser necesario, sin embargo, buscar métodos alternativos para casos de sistemas de losas con distribución irregular o para condiciones de carga fuera de lo común. Es evidente que la distribución de momentos dada por la teoría elástica para cualquier caso de diseño, se puede usar para satisfacer las necesidades de resistencia y servicio del A.C.I.

III.2.- Losas Macizas que Trabajan en una Dirección

Las losas que trabajan en una dirección tienen tableros rectangulares con una relación de claro largo (a2) a claro corto (a1), mayor de dos, y la flexión se considera únicamente en el sentido del claro corto, aunque la losa se encuentre apoyada en más de dos lados.

Para calcular el momento flexionante en la losa, el claro se contará a partir del centro del apoyo, siempre que el ancho de dicho apoyo no sea mayor que el peralte efectivo de la viga, y cuando éste sea mayor, el claro se tomara a paños de los apoyos.

Para diseñar la losa se puede comenzar suponiendo un peralte que garantice una rigidez adecuada, con la finalidad de limitar las deflexiones o deformaciones que puedan afectar negativamente la resistencia de la estructura para las cargas de servicio. Para tal fin, el peralte total (h) mínimo que debe aplicarse a losas con flexión en una dirección es el que aparece en la tabla siguiente, de lo contrario, es necesario que se calculen las deflexiones.

El cálculo de los momentos flexionantes y de las fuerzas cortantes pueden realizarse después, considerando que la losa es una viga continua de un metro de ancho.

En la mayoría de los casos, las losas son elementos subreforzados, por lo tanto, deberán diseñarse con un porcentaje de acero no inferior a:

$$p_{\min} = 0.7 \sqrt{f_c} / F_y$$

El espaciamiento del acero por flexión no debe exceder de tres veces el espesor de la losa, ni tampoco 30 cm.

Tabla III.1 Peralte mínimo

	Peralte Mínimo (h)	Para Losas en una	Dirección	de	Apoyo
	Simplemente	Con Un Extremo	Con Ambos	Extremos	En
	Apoyada	Continuo	Continuos	Continuos	Voladizo
Losas Macizas	L / 20	L / 24	L / 28		L / 10

Además del refuerzo por flexión, se proporcionará refuerzo perpendicular al anterior para resistir los esfuerzos por cambios volumétricos, ocasionados por contracción y temperatura, tal como lo dispone el reglamento que dice:

El área de refuerzo que se suministre por contracción o temperatura no será menor que.

$$a_s = 660 x_1 / (F_y (x_1 + 100))$$

Donde:

a_s - área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm^2 / cm), el ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1 .

x_1 - dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm).
se especifica también:

Por sencillez, se puede suministrar un refuerzo mínimo de $p = 0.2 \%$ para elementos estructurales protegidos de la intemperie, y $p = 0.3 \%$ para elementos expuestos a la intemperie, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm, ni de $3.5 x_1$.

El esfuerzo cortante en losas deberá quedar limitado a la fuerza cortante capaz de tomar el concreto (V_{cr}) ya que, por su escaso espesor, el refuerzo por cortante proporciona un anclaje muy deficiente para absorber la tensión diagonal.

Cuando la relación de claro a peralte total (L/h) no es menor de 5, la fuerza cortante que toma el concreto (V_{cr}) se calcula con el criterio siguiente:

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cr} = f_r b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c}$$

$$\text{Si } p > 0.01 \quad V_{cr} = 0.5 f_r b d \sqrt{f_c}$$

En ningún caso se tomará V_{cr} mayor que $1.5 f_r b d \sqrt{f_c}$

Donde :

f_r = Factor de reducción.

III. 3 .- Losas Macizas en dos Direcciones Perimetralmente Apoyadas

El cálculo de losas perimetrales resulta difícil por su alto grado de indeterminación y los procedimientos aproximados de cálculo han demostrado resultados bastante rudimentarios.

H.M. Westergaard, demostró en sus investigaciones, que el momento negativo que actúa en una franja muy larga de una losa rectangular, es independiente de su longitud y prácticamente igual al momento obtenido de una losa cuadrada de lado igual a la dimensión de una losa rectangular en el sentido corto. Basado en estos razonamientos, los coeficientes para momentos dados por el reglamento están siempre en función de $(\frac{a}{l})$, siendo a , el claro corto de la losa.

El reglamento determina la conveniencia de utilizar coeficientes para la obtención de momentos bajo, diferentes condiciones de apoyo, continuidad, etc. siempre y cuando se cumplan las siguientes limitaciones:

- A) Los tableros son aproximadamente rectangulares
- B) La distribución de las cargas que actúan sobre la losa es aproximadamente uniforme en cada tablero
- C) Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes no difieran entre sí en más del 50 % del menor de ellos
- D) La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos

Tabla III.2 COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES. FRANJAS CENTRALES

Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60

Tablero	Momento	Claro	Relacion de lados corto a largo. $m = a/a_2$							
			0	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
Interior todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	553	489	432	381	333	288	
		largo	516	409	391	371	347	320	288	
	Positivo	corto	630	312	268	228	192	158	126	
		largo	175	139	134	130	128	127	126	
De borde un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	568	506	451	403	357	315	
		largo	516	409	391	372	350	326	297	
	Neg. en bordes dis. Positivo	largo	326	258	248	236	222	206	190	
		corto	630	329	292	240	202	167	133	
De borde un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	538	514	453	397	346	297	
		largo	587	465	442	411	379	347	315	
	Neg. en bordes dis. Positivo	corto	651	362	321	283	250	219	190	
		largo	751	334	285	241	202	164	129	
De esquina dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	598	530	471	419	371	324	
		largo	600	475	455	429	394	360	324	
	Neg. de bordes discontinuos	corto	651	362	321	277	250	219	190	
		largo	326	258	248	236	222	206	190	
	Positivo	corto	751	358	306	259	216	176	137	
		largo	191	152	146	142	140	138	137	
Aislado cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	550	530	470	430	380	330	
		largo	330	330	330	330	330	330	330	
	Positivo	corto	1100	830	880	720	640	570	500	
		largo	200	500	500	500	500	500	500	

Caso I Losa Colada Monolíticamente con sus Apoyos

Tabla III 3 COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES, FRANJAS CENTRALES

Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60

Tablero	Momento	Claro	Relacion de lados corto a largo, $m = a1/a2$							
			0	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
Interior todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	1018	565	498	438	387	338	292	
		largo	544	431	412	388	361	330	292	
	Positivo	corto	668	322	276	236	199	164	130	
		largo	181	144	139	135	133	131	130	
De borde un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1018	594	533	478	431	388	346	
		largo	544	431	412	392	369	341	311	
	Neg. en bordes dis. Positivo	largo	0	0	0	0	0	0	0	
		corto	668	356	306	261	219	181	144	
	largo	187	149	143	140	137	136	135		
De borde un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1143	624	548	481	420	364	311	
		largo	687	545	513	470	426	384	346	
	Neg. en bordes dis. Positivo	corto	0	0	0	0	0	0	0	
		corto	912	366	312	263	218	175	135	
	largo	200	158	153	149	146	145	144		
De esquina dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1143	653	582	520	464	412	364	
		largo	713	564	541	506	457	410	364	
	Neg. de bordes discontinuos	corto	0	0	0	0	0	0	0	
		largo	0	0	0	0	0	0	0	
	Positivo	corto	912	416	354	298	247	199	153	
		largo	212	168	163	158	156	154	153	
Aislado cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	0	0	0	0	0	0	0	
		largo	0	0	0	0	0	0	0	
	Positivo	corto	1670	1380	1330	1190	1070	950	830	
		largo	250	830	830	830	830	830	830	

Caso II Losa no Colada Monolíticamente con sus Apoyos

El refuerzo de la losa se colocará, en cada dirección en una franja central y dos franjas extremas cuando la relación $a1/a2$ sea menor de 0.5 la franja central perpendicular al lado largo tendrá un ancho igual a $a1 - a2$ y cada franja extrema, igual a $a1/2$.

La sección crítica para momento negativo se tomará en los bordes del tablero, y para positivo, en las líneas medias.

Los puntos de inflexión para momentos positivos se supondrán a $a1/6$ desde los bordes del tablero, y a $a1/5$ para momento negativo.

En losas perimetrales se podrá omitir el cálculo de deflexiones cuando el peralte efectivo no sea menor que el perímetro de la losa entre 300. Cuando la losa tenga lados discontinuos, la longitud de los mismos se incrementará un 50 % o cuando los apoyos de la losa no estén colados monolíticamente con ella, y un 25 % cuando lo estén.

La limitación anterior se aplicará a losas en que

$$f_s \leq 2000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad w \leq 380 \text{ kg/cm}^2$$

La sección crítica se localiza a un peralte efectivo, a partir del paño del apoyo, la fuerza cortante se calculará con la expresión.

$$V = \frac{(a_1/2-d) w}{(1 + (a_1/a_2)^6)}$$

En caso de falla, es aconsejable que el esfuerzo cortante quede limitado a

$$V_{cr} = 0.5 F_r b d \sqrt{f'_c}$$

Cuando la losa tenga bordes continuos y discontinuos, el esfuerzo cortante (V) se incrementará 15 % .

III.4 .- Losas Planas o Directamente Apoyadas Sobre Columnas

Su comportamiento ante cargas verticales se conoce ampliamente y se ha demostrado que los métodos de diseño establecidos son eficaces para éste tipo de carga. Sin embargo su comportamiento ante cargas laterales ha sido poco estudiado, por lo que aún existen dudas acerca de su eficacia ante acciones sísmicas, las incertidumbres provienen del escaso conocimiento de la rigidez, resistencia, ductilidad del sistema y transmisión de momento entre columnas y losa.

Se han realizado estudios sobre el comportamiento sísmico de sistemas losa plana-columna, en su versión mecanismo de falla, cálculo de resistencia a cortante de la conexión losa plana-columna, y modalidades del diseño de refuerzo por flexión y cortante que permitan incrementar dicha resistencia y alcanzar cierta ductilidad; no existen numerosas investigaciones sobre el comportamiento de losas aligeradas, sistema muy usado en México, en el cual en las nervaduras se concentra el refuerzo a flexión a su vez confinado generalmente por estribos en los que la falla por cortante puede ocurrir no sólo en la zona maciza alrededor de la columna, sino también en las nervaduras.

Sin embargo en los años recientes en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se emprendió un programa de investigación, cuyos objetivos eran aclarar el comportamiento sísmico de las edificaciones con sistemas de pisos formados por losas planas aligeradas, revisar los procedimientos actuales de refuerzo por flexión y cortante y desarrollar procedimientos de diseño más congruentes con el comportamiento observado experimentalmente en la conexión ante estados de carga similares a los que se presentarían durante un sismo.

El reglamento considera que pueden ser aligeradas o macizas. Su espesor puede ser constante o tener una franja con espesor menor en la parte central de los tableros pero, dicha zona deberá quedar dentro del área de intersección de las franjas centrales y su espesor será por lo menos de $\frac{2}{3}$ del resto de la losa y nunca menor de 10 cm si la losa tiene ábaco, o de 13 cm si no lo tiene.

La losa se podrá apoyar directamente sobre columnas o a través de ábacos, capiteles o bien mediante la combinación de ambos. cuando se utilicen capiteles o ábacos, deberán construirse bajo ciertas restricciones.

La función principal del capitel y del ábaco es aumentar las dimensiones de la sección crítica en la que podría fallar la losa por tensión diagonal alrededor de las columnas, debido a la

El diseño de la losa se podrá efectuar basándose en los principios fundamentales de la mecánica estructural, donde las fuerzas y momentos internos se puede obtener por medio del análisis elástico, pero con la confiabilidad de que se cumplen todos los criterios de seguridad y servicio.

Para su diseño el reglamento acepta dos procedimientos:

- A) El método de diseño directo

- B) El método del marco equivalente

A) Diseño por el Método Directo

El método directo o empírico resulta sencillo en su aplicación, pero deberá limitarse a una serie de restricciones que determina el reglamento:

A) La estructura deberá presentar marcos sensiblemente simétricos

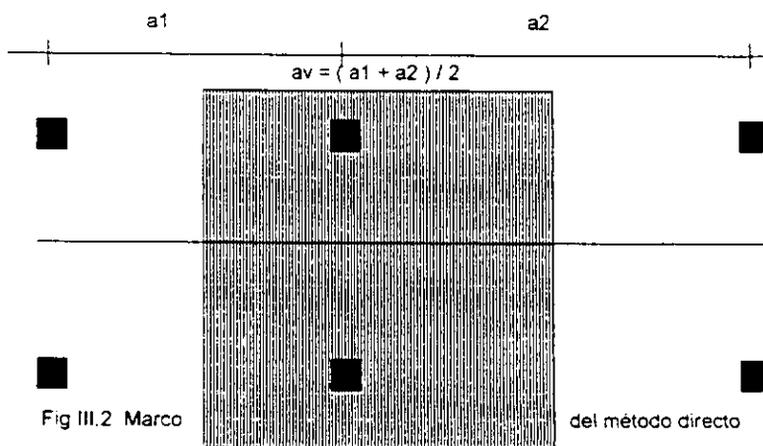
B) Todos los entrepisos deberán tener el mismo número de crujeas

C) En cada dirección, ningún claro será mayor de 1.2 veces el menor de ellos

D) El espesor de la losa (h) será aproximadamente igual al 5 % del claro mayor, del mayor tablero

E) La estructura será sometida únicamente a cargas verticales uniformes

El método directo se basa en la determinación del momento estático (M_0), obtenido en una franja limitada por los ejes centrales de dos tableros adyacentes al eje de los apoyos.



El momento estático total se calculará con la ecuación:

$$M_o = (w_u a_h (l_n)^2) / 8 \quad (\text{sensido horizontal})$$

y

$$M_o = (w_u a_v (l_n)^2) / 8 \quad (\text{sensido vertical})$$

Donde:

w_u = Carga factorizada entre unidad de área

a_h = Longitud horizontal del claro transversal, medida de centro a centro de los apoyos

a_v = Longitud vertical del claro transversal, medida de centro a centro de los apoyos

l_n = Longitud del claro libre en la dirección en que se determinan los momentos, medida de paño a paño de los apoyos

El momento estático total (M_o) se distribuirá según las condiciones de apoyo de la losa con las columnas y sus restricciones. De acuerdo con esto a continuación se indican los coeficientes por los que se deberán multiplicar el momento estático total para obtener los momentos negativos correspondientes en los tableros periféricos.

Tabla III.4 Distribución del momento estático

	Franja de columna	Franjas centrales
Momento positivo	60	40
Momento negativo	75	25

B) Diseño por el Método del Marco Equivalente

Las losas se deberán diseñar por métodos que consideren el trabajo en conjunto de los elementos que integran al sistema de piso, esto generalmente no es fácil, sin embargo existen enfoques comprensibles; pero tal vez laboriosos numéricamente, las consideraciones tomadas en extensos estudios físicos y analíticos, ambos para formular un método de diseño más verdadero y representativo del comportamiento real de las losas y que permite la simplificación de un sistema de losas tridimensional a conjuntos de estructuras equivalentes de dos dimensiones, tomadas longitudinal y transversalmente a través de todo el edificio.

El procedimiento consiste en los pasos que se mencionan a continuación:

A) Idealización de la estructura tridimensional en marcos bidimensionales, constituidos por columnas y vigas.

La idealización consiste en dividir la estructura en marcos en dos direcciones localizados sobre los ejes de soportes. Cada marco debe consistir en una hilera de columnas o apoyos equivalentes y franjas de vigas-losas limitadas lateralmente por el eje del tablero a cada lado de los apoyos.

El marco equivalente comprende tres partes (1) la franja de losa horizontal incluye cualquier viga que se extienda en dirección del marco, (2) las columnas se extienden por arriba y por abajo de la losa, y (3) los elementos de la estructura que proporcionan transmisión de momentos entre los miembros horizontales y los verticales.

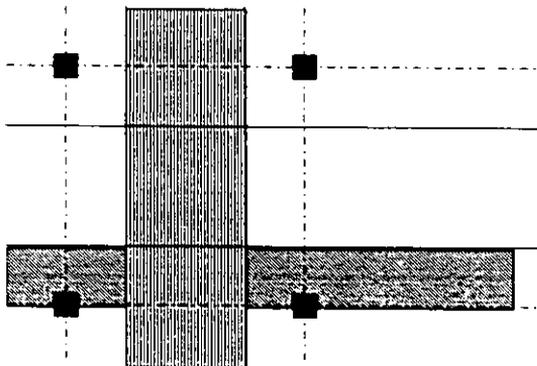


Fig III.3 Marcos Equivalentes

B) Determinación de la rigidez de los elementos

Para el cálculo de las rigideces, se consideran únicamente secciones gruesas de concreto sin agrietar y sin tomar en cuenta el acero de refuerzo.

- Losas-Vigas

Los diagramas de rigidez equivalente de losa-viga, pueden ser usados para determinar las constantes de distribución de momentos y los momentos de empotramiento para el análisis de la estructura equivalente.

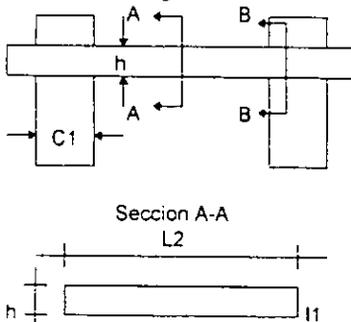
Para el cálculo de la rigidez la variación de las áreas basada en las siguientes consideraciones:

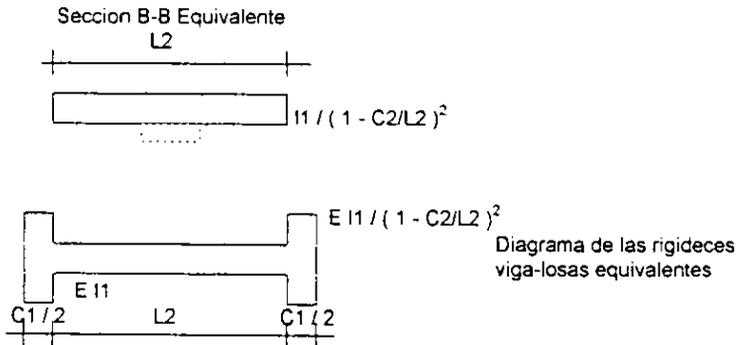
a) El momento de inercia de la losa-viga entre las caras de soportes, se basa en el ancho de la sección transversal de concreto, la variación del momento de inercia a lo largo del eje de la losa-viga entre soportes se toma en cuenta.

b) Un soporte está definido como una columna capitel, marco o pared, nótese que una viga no se considera un miembro de soporte para el marco equivalente.

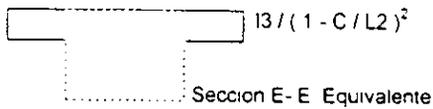
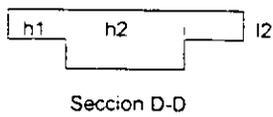
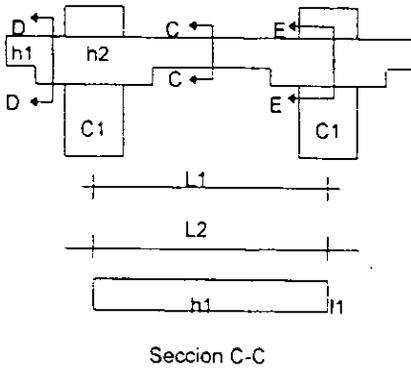
c) El momento de inercia de la losa-viga de la cara del soporte al eje del soporte, se toma igual al momento de inercia de la losa-viga en la cara del soporte dividida entre el factor $(1 - c_2/l_2)^2$, donde c_2 es la dimensión de una columna, medida transversalmente a la dirección del claro para el cual se determinan los momentos.

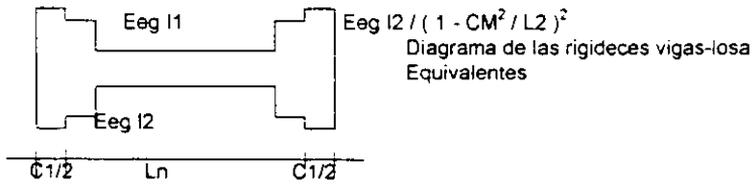
1.- Sistema de losas sin vigas





2.- Sistema de losa con ábacos





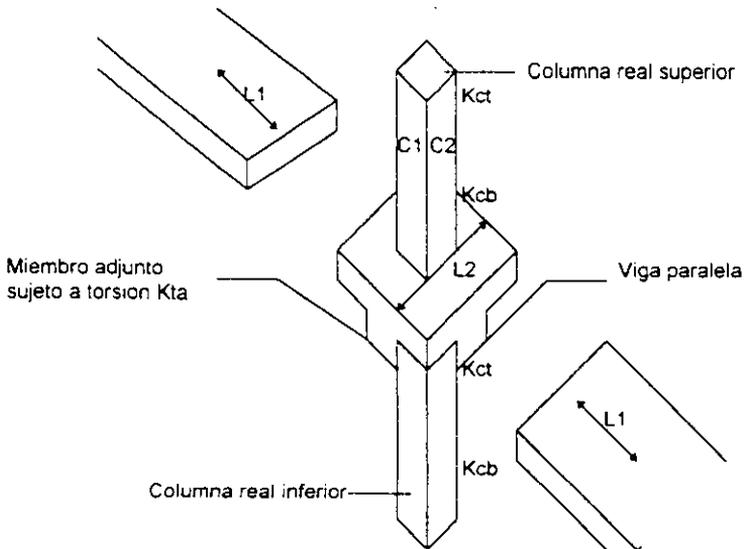
- Columnas equivalentes

Ésta consiste en la columna real sobre y debajo de la losa más los miembros sujetos a torsión de cada lado de las columnas hasta la línea media de los tableros adyacentes. Nótese que dará un marco exterior el miembro sujeto a torsión está solo en un lado de la columna, la presencia de traveses paralelos influenciará también la rigidez de la columna equivalente.

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

Donde :

K_{ec} - es la rigidez a flexión de la columna equivalente ; K_c - es la rigidez a flexión de la columna ; K_t - es la rigidez a torsión de un elemento sujeto a torsión, momento entre rotación unitaria.



La rigidez flexionante de la columna equivalente K_{tc} está dada en términos de su inverso o flexibilidad como sigue:

$$\frac{1}{k_{ec}} = \frac{1}{\sum k_c} + \frac{1}{\sum k_t} \quad (\text{ecuación } \textcircled{1})$$

$$k_{ec} = \frac{\sum k_c \times \sum k_t}{\sum k_c + \sum k_t} \quad (\text{ecuación } \textcircled{2})$$

La rigidez k_t de un miembro torsionante se calcula con la siguiente expresión:

$$k_t = \frac{9 E_{cs} C}{L^2 (1 - C^2/L^2)^3} \quad (\text{ecuación } \textcircled{3})$$

$$C = \sum (1 - 0.63 x/y) (x^3 y / 3) \quad (\text{ecuación } \textcircled{4})$$

Donde .

C - Constante de la sección transversal para definir las propiedades torsionantes.

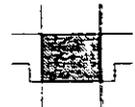
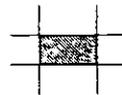
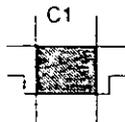
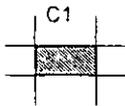
x - Dimensión total menor de una sección transversal rectangular

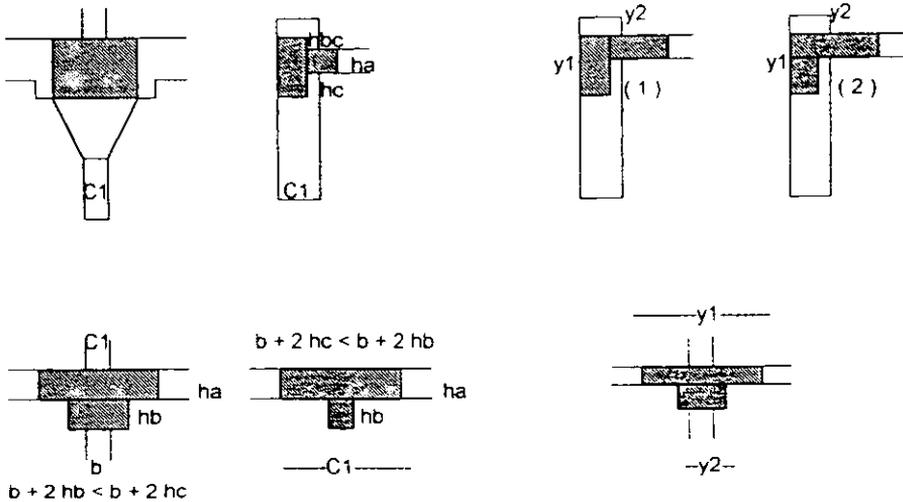
E_{cs} - Módulo de elasticidad del concreto de una losa.

y - Dimensión total mayor de una sección transversal rectangular

Definición de la viga transversal que trabaja a torsión.

Secciones transversales para determinar el parámetro C .





El cálculo de k_t con la ecuación 3 se basa en suponer una distribución triangular de momentos torsionantes en la viga perpendicular al marco que se considera. Cuando el tablero tiene una viga paralela a la dirección en que actúa el momento flexionante, la hipótesis ya no es válida; por lo tanto, la rigidez torsional k_t dada por la ecuación 3 necesita ser incrementada como sigue:

$$k_{ta} = k_t I_{sb} / I_s$$

Donde :

k_{ta} : Rigidez torsional aumentada

I_s : Momento de inercia de un ancho de losa igual al ancho de la franja equivalente que se analiza L_2 , excluyendo la parte de viga que se proyecta arriba y abajo de la losa = $L_2 h^3 / 12$

I_{sb} : Momento de inercia de la misma losa incluyendo la parte de la viga que se proyecta arriba y abajo de la losa.

C) Análisis Estructural de los Marcos

El análisis de los marcos se inicia una vez que se han determinado las rigideces, los momentos de comportamiento y los factores de transporte de cada uno de los elementos de la estructura equivalente, el procedimiento de análisis puede ser cualquiera para marcos bidimensionales. El análisis por carga vertical puede hacerse aislando cada piso y suponiendo que las columnas superior e inferior están empotradas en sus extremos opuestos. En el análisis por cargas laterales (viento o sismo) deben analizarse los marcos completos.

D) Distribución de los Momentos Flexionantes y Fuerzas Cortantes

Los momentos flexionantes y fuerzas cortantes obtenidas mediante el análisis descrito anteriormente corresponden a las trabes y columnas del marco equivalente. Es necesario distribuir estos momentos y fuerzas cortantes entre los elementos del sistema de piso.

Puesto que las trabes del marco equivalente representa a las franjas del sistema de piso mostradas en la figura, los momentos y fuerzas cortantes deben distribuirse entre los elementos comprendidos en dichas franjas, para hacer esta distribución, la franja de piso se divide en una franja de columna y una o dos medias franjas centrales, como se indica en la fig. la franja de columnas incluye las vigas en caso de que existan.

Una vez hecha la división en franjas, se distribuyen los momentos obtenidos en el análisis estructural entre la franja de columna y las franjas centrales de la manera siguiente, se calculan los momentos en las franjas de columnas multiplicando los momentos totales por los porcentajes mostrados en la tabla siguiente, después se distribuyen los momentos de las franjas de columna entre las vigas, si existen, y los tramos de losa, de acuerdo con lo que se indica en la tabla mencionada. Si no existen vigas, todo el momento de las franjas de columnas es resistido por la losa; por último se calculan los momentos en las franjas centrales, restando los momentos de las franjas de columnas de los momentos totales.

Tabla III.5 Porcentajes de los momentos que se asignan a las franjas de columnas

		Valores de $L2 / L1$		
		0.5	1.0	2.0
Momentos Negativos En Apoyos Interiores	$(\alpha_1 L2 / L1) = 0$	75	75	75
	$(\alpha_1 L2 / L1) > 1.0$	90	75	45
Momentos Negativos En Apoyos Exteriores	$(\alpha_1 L2 / L1) = 0$	$\beta t = 0$ 100	100	100
	$(\alpha_1 L2 / L1) > 1$	$\beta t > 2.5$ 75	75	75
Momentos Positivos	$(\alpha_1 L2 / L1) = 0$	$\beta t = 0$ 100	100	100
	$(\alpha_1 L2 / L1) > 1$	$\beta t > 2.5$ 90	75	45
		60	60	60
		90	75	45

Tabla III.6 Porcentajes de los momentos que se asignan a la viga y a la losa

Relacion de Rigideces	% Que se Asigna a la Viga	% Que se Asigna a la Losa
$(\alpha_1 L2 / L1) = 0$	0	100
$(\alpha_1 L2 / L1) > 1.0$	85	15

La distribución de momentos en las tablas ésta basada de la relación de claros ($L2/L1$) y de los factores que involucran las rigideces a flexión de traves y la rigidez a torsión de las traves de borde.

Se ha observado anteriormente que estos parámetros son los que más influyen en el comportamiento del sistema de piso, los factores α_1 y βt que aparecen en las tablas, se definen de la siguiente manera:

α_1 - Relación entre la rigidez a flexión de la sección de la viga y la rigidez a flexión de los tramos de losa a cada lado de la viga. esta viga debe considerarse de sección T o L, con un ancho de patín a cada lado del alma igual a la proyección del alma arriba o abajo de la losa, pero sin exceder cuatro veces el espesor de la losa. Puede expresarse como:

$$(\frac{Ecb I_b}{Ecs I_s})$$

Donde:

E_{cb} : Es el momento de elasticidad del concreto de la viga

I_b : Es el momento de inercia de la viga

E_{cs} : Es el módulo de elasticidad del concreto de la losa

I_s : Es el momento de inercia de la losa.

β_t : Relación entre la rigidez o torsión de la sección transversal de la viga de borde y la rigidez a flexión de un tramo de losa cuyo ancho es igual al claro centro a centro de apoyos de viga de borde. Se expresa como $(E_{cb} C/2 E_{cs} I_s)$. el termino C se define en la ecuación 3. los otros términos han sido definidos anteriormente. en este caso obsérvese que I_s es el momento de inercia de un ancho de losa igual a L_2

E) Dimensionamiento de los Elementos de la Estructura.

Conocidos los elementos mecánicos, esto es, momentos flexionantes y fuerzas cortantes de los marcos equivalentes se procede al diseño de los elementos estructurales. Es importante considerar la transmisión del momento flexionante de la losa a la columna, con el objeto de que el comportamiento de la estructura sea más eficiente, al respecto se recomienda concentrar el refuerzo de flexión necesario para resistir las fuerzas horizontales en una franja de losa localizada sobre el eje de la columna, el ancho se recomienda sea igual al ancho de la columna más el espesor de la losa, posteriormente se revisara por efecto de esfuerzo cortante.

III.5 .- Losa Aligerada Armada en una Dirección (Vigueta y Bovedilla)

El diseño de sistemas de viguetas y bovedillas difiere del de secciones monolíticas principalmente en dos aspectos; se requiere estudiar cuidadosamente los efectos de las distintas etapas constructivas y garantizar el comportamiento del conjunto como una unidad mediante una liga adecuada entre los elementos prefabricados y el concreto colado en el lugar.

Se recomienda efectuar el dimensionamiento de acuerdo con los criterios relativos a los estados límites de falla y de servicio, siguiendo los procedimientos especificados por la propuesta del reglamento.

Se entenderá por estados límites de falla los que se alcanzan cuando la capacidad de carga de la losa se haya agotado o cuando la losa, sin agotar su capacidad de carga, sufre daños irreversibles que afecten su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. Para losas, los estados límite de falla serán flexión y cortante.

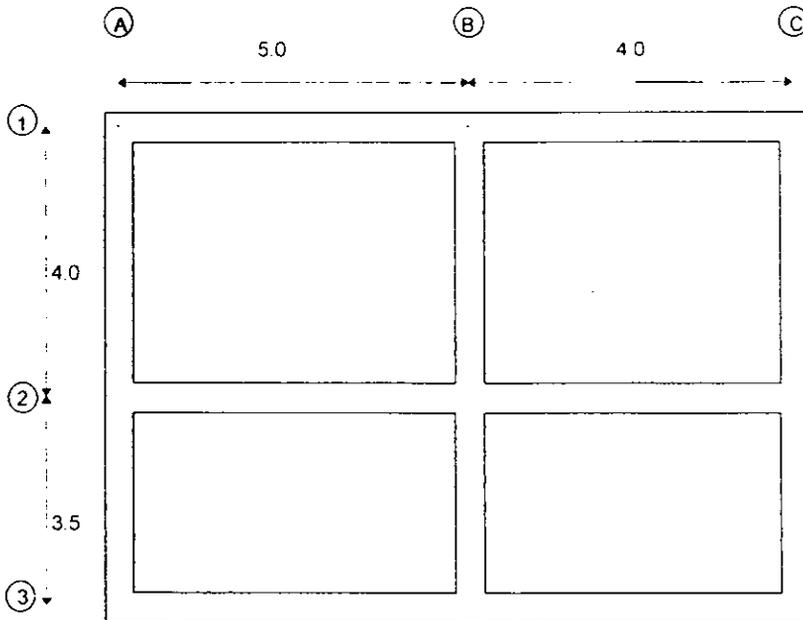
CAPÍTULO IV

COMPARACION ESTRUCTURAL

IV.1.- Introducción.

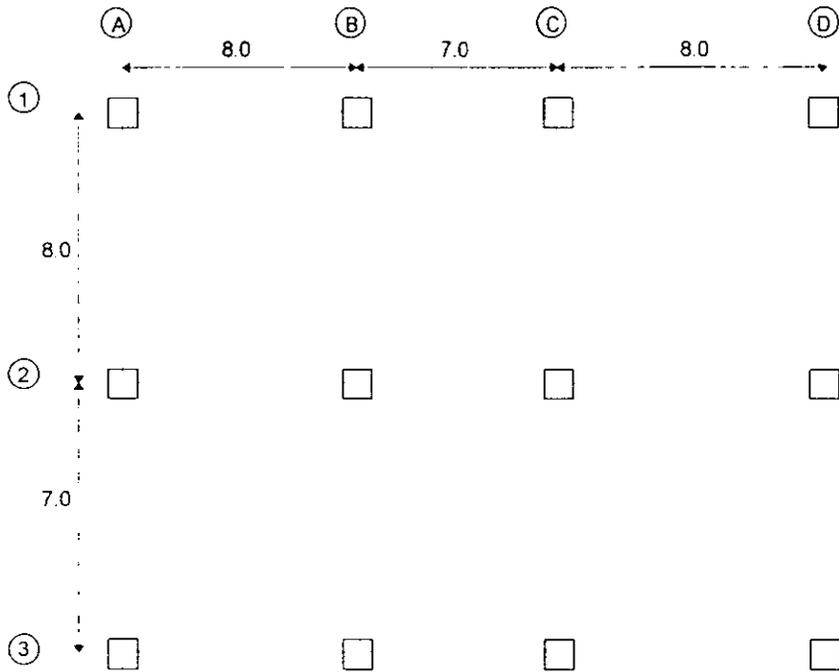
Para ilustrar este capítulo se proponen dos tableros de losa típicos, los cuales se analizarán y diseñarán para los cuatro diferentes sistemas de piso.

Tablero Caso " A "



Este caso es el que se presenta en edificaciones no mayores de cinco niveles utilizada para casa-habitación principalmente.

Tablero Caso " B "

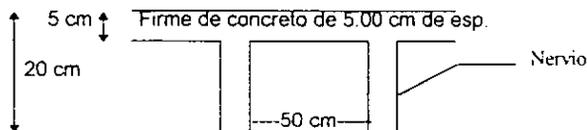


Este caso, es el que se presenta en edificios de más de cinco niveles con marcos rígidos utilizada principalmente para oficinas.

IV.2.- Análisis y Diseño de Losas que Trabajan en una Dirección

Para este caso se propondrá un tipo de losa aligerada en un sólo sentido, por lo que se diseñaron los nervios de la losa como vigas continuas, y el firme solo se tendrá que revisar como lo marca el punto 4.3.6 de las Normas Técnicas Complementarias de Construcción, por una carga concentrada en el punto más desfavorable.

Caso " A "



Predimensionamiento $H = L / 24$

$$H = 400 / 24 = 16.67 \text{ cm}$$

$$b = H / 2 = 20 / 2 = 10 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

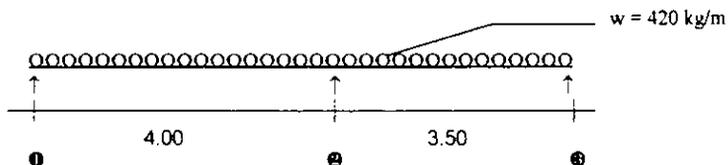
$$r = 2 \text{ cm}$$

Análisis de carga en los Nervios de la losa

- Loseta de Granito	= $0.04 \text{ m} \times 2200 \text{ kg/m}^3 \times 0.6 \text{ m} = 52.80 \text{ kg/m}$
- Mortero Cemento-Arena	= $0.02 \text{ m} \times 2000 \text{ kg/m}^3 \times 0.6 \text{ m} = 24.00 \text{ kg/m}$
- Losa	= $0.05 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.6 \text{ m} = 72.00 \text{ kg/m}$
- Poliestireno	= $0.15 \text{ m} \times 13 \text{ kg/m}^3 \times 0.6 \text{ m} = 1.17 \text{ kg/m}$
- Nervio de Concreto	= $0.10 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.2 \text{ m} = 48.00 \text{ kg/m}$
	Carga Muerta
	= 197.97 kg/m
	Carga Viva 170×0.6
	= 102.00 kg/m
	C.M. + C.V
	= 300.00 kg/m

Carga de Diseño = $1.4 \times 300 = 420 \text{ kg/m}$
 Según Art. 194 del R.C.D.F.

Para el análisis se tomará una trabe continua como se muestra en la figura siguiente:



Para el análisis de los elementos mecánicos se utilizará un programa de análisis por computadora (Programa MAP) el programa MAP necesita alimentarse con los siguientes datos :

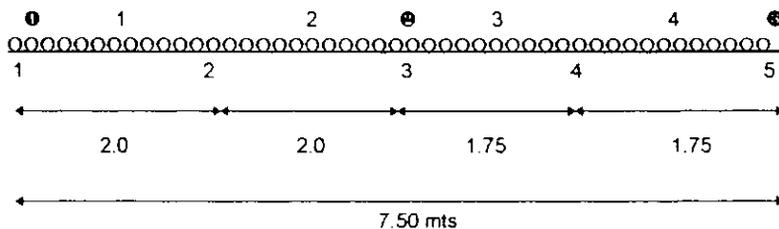
Numero de nodos = 5

Numero de miembros = 4

Num. De secciones = 1

E global = 1979899 ton-m

W = 0.420 t/m



A continuación se presenta la corrida del programa con los desplazamientos y elementos mecánicos para el Diseño del nervio de la losa.

analisis de marcos MP.11.16.gc.1525

ESTADO DE CARGA No. 1 (CARGA GRAVITACIONAL)

CARGAS APLICADAS

LC	TP DR	Del	Al	INC	PARAMETROS (toneladas y metros)
1	UN YM	1	4	1	W= -0.420

NUDO	D E S P L A Z A M I E N T O S		ROTACION
	DIRECCION X (m)	DIRECCION Y (m)	DIRECCION Z (RAD)
1	+0.00000000	+0.00000000	-0.00470668
2	+0.00000000	-0.00493870	+0.00094465
3	+0.00000000	+0.00000000	+0.00092808
4	+0.00000000	-0.00187791	-0.00082657
5	+0.00000000	+0.00000000	+0.00237820

MIEMBRO	NUDO	DIST. (m)	F.AXIAL (T)	CORTANTE (T)	MOMENTO (T*m)	
1	1	0.000	+0.000	+0.653	-0.000	
		0.667	+0.000	+0.373	-0.342	
		1.333	+0.000	+0.093	-0.497	
1	2	2.000	+0.000	-0.187	-0.466	
		2	0.000	+0.000	-0.187	-0.466
			0.667	+0.000	-0.467	-0.248
1.333	+0.000		-0.747	+0.157		
2	3	2.000	+0.000	-1.027	+0.748	
		3	0.000	+0.000	+0.949	+0.748
			0.583	+0.000	+0.704	+0.266
1.167	+0.000		+0.459	-0.073		
3	4	1.750	+0.000	+0.214	-0.269	
		4	0.000	+0.000	+0.214	-0.269
			0.583	+0.000	-0.031	-0.322
1.167	+0.000		-0.276	-0.233		
4	5	1.750	+0.000	-0.521	-0.000	

NUDO	R E A C C I O N E S E N L O S A P O Y O S		
	DIRECCION X (T)	DIRECCION Y (T)	DIRECCION Z (T*m)
1	+0.000	+0.653	+0.000
3	+0.000	+1.976	+0.000
5	+0.000	+0.521	+0.000

Diseño del Nervio de la Losa.

Datos:

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

- Materiales

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Constantes

$$f^*c = 0.80 f_c = 0.80 \times 200 = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 160 = 136 \text{ kg/cm}^2$$

Para estructuras continuas el reglamento especifica que el porcentaje de refuerzo (ρ) sea el 50% del correspondiente a falla balanceada para asegurar un comportamiento dúctil.

$$P_b = f'c / F_y \times 4800 / (F_y + 6000) = 0.85 \times 0.80 \times 200 \times 4800 / (4200 \times (4200 + 6000))$$

$$P_b = 0.0152$$

$$\rho_{\min} = 0.7 \sqrt{f'c} / F_y = 0.7 \sqrt{200} / 4200$$

$$\rho_{\min} = 0.00236$$

$$M_r = F_r b d^2 f'c q (1 - 0.5q)$$

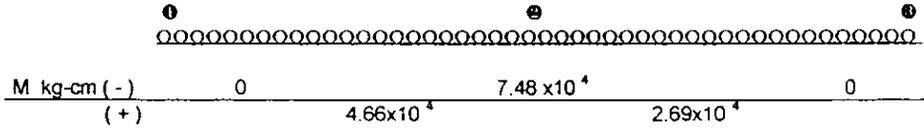
$$Q = M_u / (F_r b d^2 f'c)$$

$$q = 1 - \sqrt{(1 - 2Q)}$$

$$\rho = q f'c / F_y$$

$$A_s = \rho b d$$

Momentos de la viga continua



Momento negativo Interior

$$Q = 7.48 \times 10^4 / (0.9 \times 10 \times 18^2 \times 136) = 0.18861$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.18861} = 0.21084$$

$$p = 0.21084 \times 136 / 4200 = 0.00683 > p_{min}$$

$$A_s = 0.00683 \times 10 \times 18 = 1.23 \text{ cm}^2$$

Se usarán 2 var # 3 $A_s = 1.42 \text{ cm}^2$

Momento positivo

$$Q = 4.66 \times 10^4 / (0.9 \times 10 \times 18^2 \times 136) = 0.1175$$

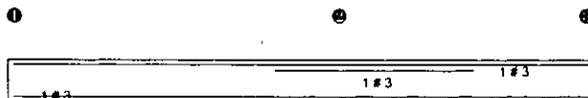
$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11750} = 0.1253$$

$$p = 0.1253 \times 136 / 4200 = 0.00406 > p_{min}$$

$$A_s = 0.00406 \times 10 \times 18 = 0.73 \text{ cm}^2$$

Se usará 1 var # 3 $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$

Armado típico del nervio de la losa



Análisis por esfuerzo Cortante

$$V_{cr} = Fr 0.5 \sqrt{f_c} b d$$

$$V_{cr} = 0.85 \times 0.5 \times \sqrt{200} \times 10 \times 18 = 1,081.87 \text{ kg}$$

$$V_{max} = 1,027 \text{ kg}$$

$$V_{max} < V_{cr}$$

Se suministrará refuerzo por tensión diagonal según sección 2 de las N.T.C.

$$S = d/2$$

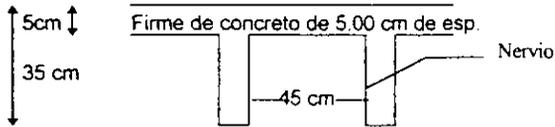
$$S = 18 / 2 = 9$$

$$S = 10 \text{ cm}$$



Estribos del # 2 @ 10 cm

Caso " B "



Predimensionamiento $H = L / 24$

$H = 800 / 24 = 33.33 \text{ cm}$

$b = H / 2 = 33 / 2 = 16.5 \text{ cm}$

$b = 15 \text{ cm}$

$d = 33 \text{ cm}$

$H = 35 \text{ cm}$

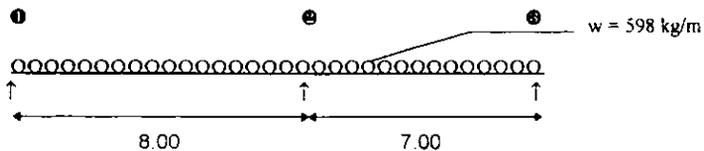
$r = 2 \text{ cm}$

Análisis de carga en los Nervios de la losa

- Loseta de Granito = $0.04 \text{ m} \times 2200 \text{ kg/m}^3 \times 0.6 \text{ m} = 52.80 \text{ kg/m}$
 - Mortero Cemento-Arena = $0.02 \text{ m} \times 2000 \text{ kg/m}^3 \times 0.6 \text{ m} = 24.00 \text{ kg/m}$
 - Losa = $0.05 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.6 \text{ m} = 72.00 \text{ kg/m}$
 - Poliestireno = $0.15 \text{ m} \times 13 \text{ kg/m}^3 \times 0.6 \text{ m} = 1.17 \text{ kg/m}$
 - Nervio de Concreto = $0.15 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.35 \text{ m} = 48.00 \text{ kg/m}$
- Carga Muerta = 277.14 kg/m
 Carga Viva 250×0.6 = 150.00 kg/m
 C.M. + C.V. = 427.00 kg/m

Carga de Diseño = $1.4 \times 427 = 598 \text{ kg/m}$
 Segun Art. 194 del R.C.D.F.

Para el análisis se tomará una trabe continua como se muestra en la figura siguiente:



Para el análisis de los elementos mecánicos se utilizará un programa de análisis por computadora (Programa MAP) el programa MAP necesita alimentarse con los siguientes datos :

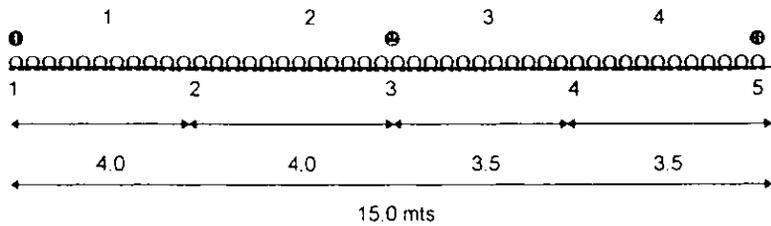
Numero de nodos = 5

Numero de miembros = 4

Num. De secciones = 1

E global = $14000 \sqrt{200} = 1979899 \text{ ton-m}$

W = 0.598 ton/m



A continuación se presenta la corrida del programa con los desplazamientos y elementos mecánicos para el Diseño del nervio de la losa.

analisis de marcos MP.11.16.gc.1542

ESTADO DE CARGA No. 1 (CARGA GRAVITACIONAL)

NUDO	D E S P L A Z A M I E N T O S		ROTACION
	DIRECCION X (m)	DIRECCION Y (m)	DIRECCION Z (RAD)
1	+0.00000000	+0.00000000	-0.00666885
2	+0.00000000	-0.01399520	+0.00133847
3	+0.00000000	+0.00000000	+0.00131498
4	+0.00000000	-0.00532158	-0.00117116
5	+0.00000000	+0.00000000	+0.00336965

MIEMBRO	NUDO	DIST. (m)	F.AXIAL (T)	CORTANTE (T)	MOMENTO (T*m)
1	1	0.000	+0.000	+1.859	+0.000
		1.333	+0.000	+1.062	-1.948
		2.667	+0.000	+0.265	-2.832
1	2	4.000	+0.000	-0.533	-2.654
2	2	0.000	+0.000	-0.533	-2.654
		1.333	+0.000	-1.330	-1.412
		2.667	+0.000	-2.127	+0.893
2	3	4.000	+0.000	-2.925	+4.261
3	3	0.000	+0.000	+2.702	+4.261
		1.167	+0.000	+2.004	+1.516
		2.333	+0.000	+1.306	-0.415
3	4	3.500	+0.000	+0.609	-1.532
4	4	0.000	+0.000	+0.609	-1.532
		1.167	+0.000	-0.089	-1.836
		2.333	+0.000	-0.787	-1.325
4	5	3.500	+0.000	-1.484	-0.000

NUDO	R E A C C I O N E S E N L O S A P O Y O S		
	DIRECCION X (T)	DIRECCION Y (T)	DIRECCION Z (T*m)
1	+0.000	+1.859	+0.000
3	+0.000	+5.626	+0.000
5	+0.000	+1.484	+0.000

Diseño de el Nervio de la Losa

Datos:

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$d = 33 \text{ cm}$$

- Materiales:

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Constantes:

$$f^*c = 0.80 f_c = 0.80 \times 200 = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'^c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 160 = 136 \text{ kg/cm}^2$$

Para estructuras continuas el reglamento especifica que el porcentaje de refuerzo (p) sea el 50% del correspondiente a falla balanceada para asegurar un comportamiento dúctil.

$$P_b = f'^c / F_y \cdot 4800 / (F_y + 6000) = 0.85 \times 0.80 \times 200 \times 4800 / (4200 \times (4200 + 6000))$$

$$P_b = 0.0152$$

$$p_{\text{min}} = 0.7 \sqrt{f^*c} / F_y = 0.7 \sqrt{200} / 4200$$

$$p_{\text{min}} = 0.00236$$

$$M_r = F_r b d^2 f'^c q (1 - 0.5q)$$

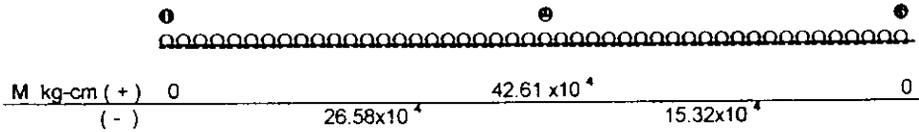
$$Q = M_u / (F_r b d^2 f'^c)$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2Q}$$

$$p = q f'^c / F_y$$

$$A_s = p b d$$

Momentos de la viga continua



Momento negativo Interior

$$Q = 42.61 \times 10^4 / (0.9 \times 15 \times 33^2 \times 136) = 0.21311$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.21311} = 0.24252$$

$$p = 0.24252 \times 136 / 4200 = 0.007853 > p_{\min} = 0.00236$$

$$A_s = 0.007853 \times 15 \times 33 = 3.89 \text{ cm}^2$$

Se usarán 2 var # 5 $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$

$$A_{st} = 3.96 \text{ cm}^2$$

Momento positivo

$$Q = 26.54 \times 10^4 / (0.9 \times 15 \times 33^2 \times 136) = 0.13274$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.13274} = 0.14295$$

$$p = 0.14295 \times 136 / 4200 = 0.004629 > p_{\min} = 0.00236$$

$$A_s = 0.00463 \times 15 \times 33 = 2.29 \text{ cm}^2$$

Se usarán 2 var # 4 $A_s = 2.54 \text{ cm}^2$

$$A_{st} = 2.54 \text{ cm}^2$$

Armado típico del nervio de la losa



Análisis por esfuerzo Cortante

$$V_{cr} = Fr 0.5 \sqrt{f_c} b d$$

$$V_{cr} = 0.85 \times 0.5 \times \sqrt{200} \times 15 \times 33 = 2,975.15 \text{ kg}$$

$$V_{max} = 2,925 \text{ kg}$$

$$V_{max} < V_{cr}$$

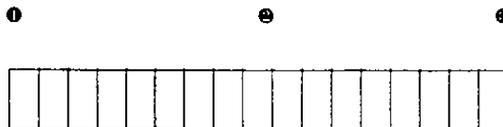
Se suministrará refuerzo por tensión diagonal según sección 2 de las N.T.C

$$S = d/2$$

$$S = 33 / 2 = 16.5$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

Armado por tensión diagonal.



Estribos del # 2 @ 15 cm

IV. 3.- Análisis y Diseño de losas que Trabajan en dos Direcciones

Diseño del Caso " A "

Datos:

$$a1 = 4.0 \text{ m}$$

$$a2 = 5.0 \text{ m}$$

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Peraite Minimo:

$$H = \text{per} / 200 = ((5.0 + 4.0) \times 1.25 + 9.0) / 200 = 10.13 \text{ cm}$$

$$H = 13 \text{ cm}$$

Cargas en la losa:

- Loseta	= 0.01 x 1600 =	16.00 kg/m ²
- Mortero	= 0.02 x 2000 =	40.00 kg/m ²
- Yeso-Tirol	= 0.015 x 1500 =	22.50 kg/m ²
- Losa	= 0.13 x 2400 =	312.00 kg/m ²
	Carga Muerta =	390.50 kg/m ²
	Carga Viva =	170.00 kg/m ²
	C. M. + C. V. =	560.50 kg/m ²

$$\text{Carga de Diseño} = 1.4 \times 560.5 = 785 \text{ kg/m}^2$$

Según Art. 194

$$\text{Relación } m = a1 / a2 = 4.0 / 5.0 = 0.80$$

COEFICIENTES DE ESQUINA	Negativo Interior	Corto	419x10 ⁻⁴
		Largo	394x10 ⁻⁴
	Negativo Discontinuo	Corto	250x10 ⁻⁴
		Largo	222x10 ⁻⁴
	Positivo	Corto	216x10 ⁻⁴
		Largo	140x10 ⁻⁴

$$M_{max} = a_1 \times w \times \text{Coeficiente}$$

$$M_{max} = 7.85 \text{ kg/cm} \times (400 \text{ cm})^2 \times \text{Coef} = 1'256,000 \text{ kg-cm} \times \text{Coeficiente}$$

MOMENTOS	1256000 x 0.0419 =	52,626 kg-cm
	1256000 x 0.0394 =	49,486 kg-cm
	1256000 x 0.0250 =	31,400 kg-cm
	1256000 x 0.0222 =	27,883 kg-cm
	1256000 x 0.0216 =	27,130 kg-cm
	1256000 x 0.0140 =	17,584 kg-cm

$$M_{max} = 52,626 \text{ kg-cm}$$

$$M_u = 52,626 \text{ kg-cm}$$

$$M_u = F_r b d^2 F_y p (1 - 0.5 q)$$

$$P_b = 0.0152$$

$$p = 0.5 \times 0.0152 = 0.0076$$

$$q = p F_y / f'c = 0.0076 \times 4200 / 136 = 0.2347$$

$$M_u = 0.9 \times 100 \times d^2 \times 4200 \times 0.0076 \times (1 - 0.5 \times 0.2347)$$

$$52626 = 2535.67 d^2$$

$d = 4.55 \text{ cm}$, por lo tanto el peralte propuesto está excedido por lo que se utilizará.

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$H = 10 \text{ cm}$$

Como los momentos que se generan son muy pequeños se diseñará toda la losa con el momento máximo.

$$M_r = F_r b d^2 f'c q (1 - 0.5q)$$

$$Q = M_u / (F_r b d^2 f'c)$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2Q}$$

$$p = q f'c / F_y$$

$$A_s = p b d$$

$$Q = 52626 / (0.9 \times 100 \times 8^2 \times 136) = 0.067179$$

$$q = 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.067179)} = 0.0696$$

$$p = 0.0696 \times 136 / 4200 = 0.00225 < p_{\min}$$

$$A_s = 0.00236 \times 100 \times 8 = 1.89 \text{ cm}^2$$

La separación del acero usando varillas del # 3 será

$$S = A_{sv} \times b / A_s$$

$$S = 0.71 \times 100 / 1.89 = 37.57 \text{ cm} > 3H$$

Como se está diseñando con el momento máximo se tomará la separación máxima que permite el R.C.D.F. $S_{\max} = 3H$ $S_{\max} = 30 \text{ cm}$ en ambas direcciones de la losa.

Esfuerzo Cortante:

$$V = (a_1 / 2 - d) w / (1 + (a_1/a_2)^5)$$

$$V_{cr} = 0.5 F_r b d f'_c$$

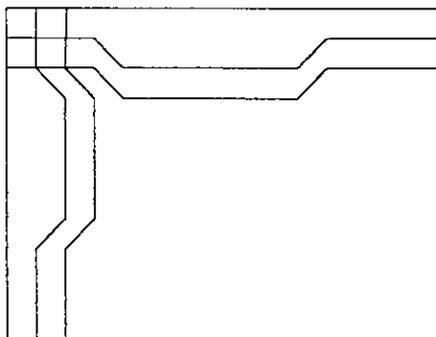
$$V = (4/2 - 0.08) \times 785 / (1 + (4/5)^5) = 1507.2 / 1.26$$

$$V = 1,196 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 8 \times 200$$

$$V_{cr} = 4,525.48$$

$V_{cr} > V$, por lo tanto es correcta la sección

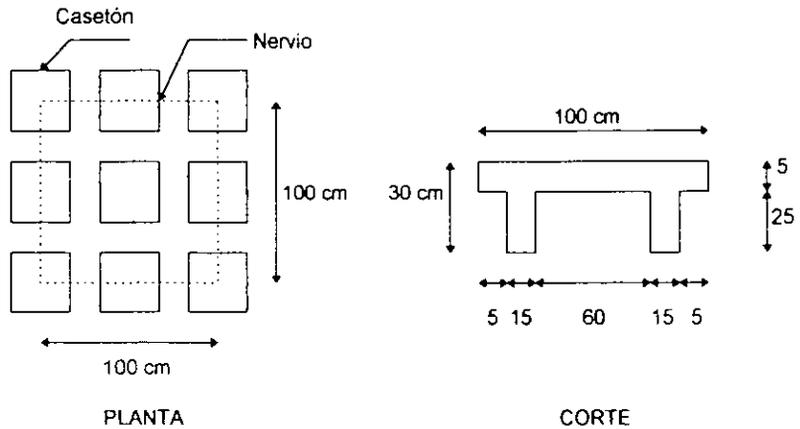


Varilla del # 3 @ 30 cm

Varilla del # 3 @ 30 cm

Caso " B "

Para este caso se propuso una losa aligerada con la siguiente distribución, casetones de 60 cm x 60 cm x 25 cm y nervios de 15 cm de espesor en ambos sentidos



Datos:

$$a_1 = 8.0 \text{ m}$$

$$a_2 = 8.0 \text{ m}$$

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Se utilizará un tablero intermedio

Peralte Mínimo

$$P_m = \text{per} / 200 = 800 \times 4 / 200 = 16.0 \text{ cm}$$

$$P_m = 16.0 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

Cargas en la losa

- Loseta	= 0.01 x 1600 =	16.00 kg/m ²
- Mortero	= 0.02 x 2000 =	40.00 kg/m ²
- Yeso-Tirol	= 0.015 x 1500 =	22.50 kg/m ²
- Losa	= 0.005 x 2400 =	120.00 kg/m ²
		= 0.123 x 2400 =	297.00 kg/m ²
		Carga Muerta =	495.50 kg/m ²
		Carga Viva =	250.00 kg/m ²
		C.M. + C. V. =	745.5 kg/m ²

Carga de Diseño = 1.4 x 746 = 1044 kg/m²

Relación m = a1 / a2 = 8.0 / 8.0 = 1.0

COEFICIENTES DE ESQUINA	Negativo Interior	Corto	324x10 ⁻⁴
		Largo	324x10 ⁻⁴
	Negativo Discontinuo	Corto	190x10 ⁻⁴
		Largo	190x10 ⁻⁴
	Positivo	Corto	137x10 ⁻⁴
		Largo	137x10 ⁻⁴

Mmax = a1 x w x Coeficiente

Mmax = 10.44 kg/cm x (800 cm)² x Coef = 6'681,600 kg-cm x Coeficiente

MOMENTOS	6681600 x 0.0324 =	216,484 kg-cm
	6681600 x 0.0190 =	126,950 kg-cm
	6681600 x 0.0137 =	91,538 kg-cm

Mmax = 216,484 kg-cm

Mu = Mmax

Mu = 216,484 kg-cm

Mu = 216484 x 0.75 = 162,363 kg-cm

$$M_u = F_r b d^2 F_y p (1 - 0.5 q)$$

$$P_b = 0.0152$$

$$p = 0.5 \times 0.0152 = 0.0076$$

$$q = p F_y / f'c = 0.0076 \times 4200 / 136 = 0.2347$$

$$M_u = 0.9 \times 15 \times d^2 \times 4200 \times 0.0076 \times (1 - 0.5 \times 0.2347)$$

$$162363 = 760.70 d^2$$

$d = 14.61 \text{ cm}$, por lo tanto el peralte propuesto es correcto

$$d = 28 \text{ cm}$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

Momento Negativo:

$$M_r = F_r b d^2 f'c q (1 - 0.5q)$$

$$Q = M_u / (F_r b d^2 f'c)$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2Q}$$

$$p = q f'c / F_y$$

$$A_s = p b d$$

$$Q = 162363 / (0.9 \times 15 \times 28^2 \times 136) = 0.11279$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.11279} = 0.11999$$

$$p = 0.11999 \times 136 / 4200 = 0.00388 > p_{\min}$$

$$A_s = 0.00388 \times 15 \times 28 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 2 var \# 3 } A_s = 1.42 \text{ cm}^2$$

Momento Positivo:

$$M_u = 91,538 \times 0.75 = 68,653.5 \text{ kg-cm}$$

$$Q = 68653.5 / (0.9 \times 15 \times 28^2 \times 136) = 0.04769$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04769} = 0.04889$$

$$\rho = 0.04889 \times 136 / 4200 = 0.00158 < \rho_{\min}$$

$$A_s = 0.00236 \times 15 \times 28 = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 2 var \# 3 } A_s = 1.42 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo Cortante:

$$V = (a_1 / 2 - d) w / (1 + (a_1 / a_2)^6)$$

$$V_{cr} = 0.5 F_r b d \sqrt{f'_c}$$

$$V = (8/2 - 0.28) \times 1044 / (1 + (8/8)^6) = 3883.68 / 2$$

$$V = 1,941.84 \text{ kg}$$

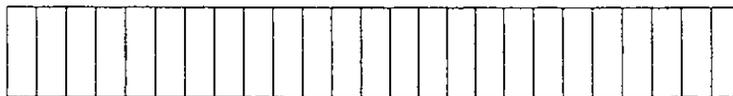
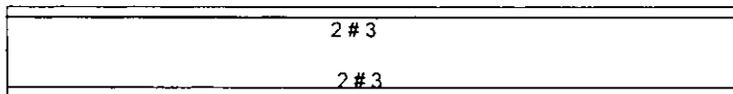
$$V_{cr} = 0.5 \times 0.8 \times 15 \times 28 \times 14.14$$

$$V_{cr} = 2,375.52 \text{ kg}$$

$V_{cr} > V$, por lo tanto es correcta la sección y únicamente se colocarán estribos del # 2 como lo especifica el reglamento $S = d / 2$

$$S = 28 / 2 = 14 \text{ cm se colocarán estribos del \# 2 @ 15 cm}$$

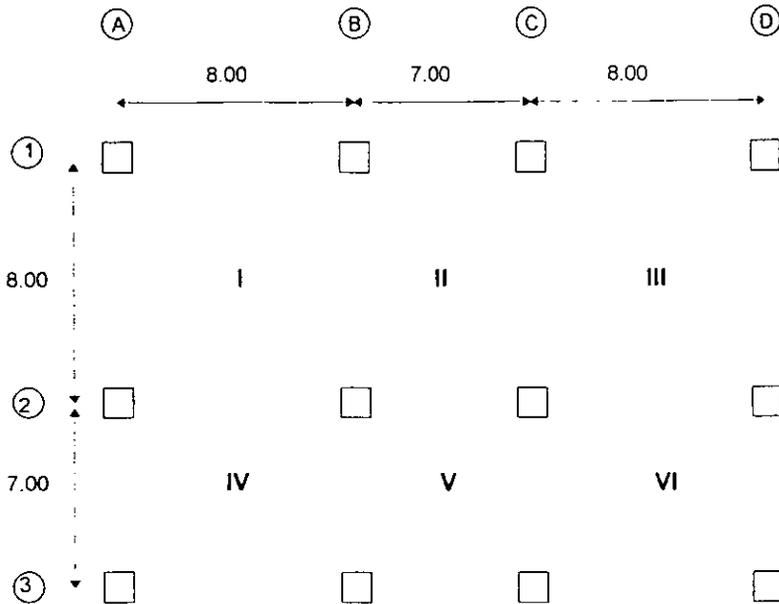
Armado de los Nervios de la losa $b = 15 \text{ cm}$



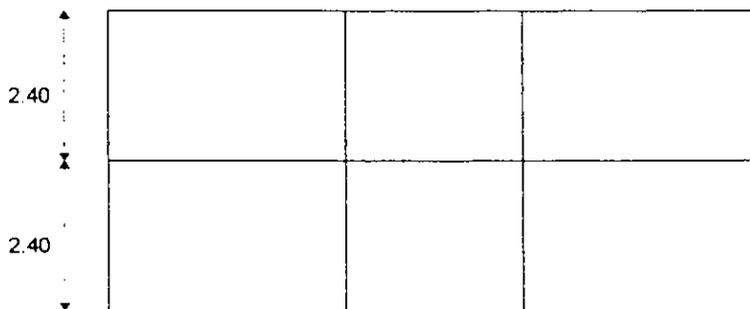
Est. # 2 @ 15 cm

IV.4 .- Análisis y Diseño de Losas Planas

Para éste caso se propuso la siguiente planta, por lo que será el análisis y diseño del caso " B " únicamente, ya que es el que presenta las condiciones más desfavorables



PLANTA



PERFIL

De acuerdo con el inciso 6.3 de las N.T.C.C. (Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Concreto), el análisis de este tipo de estructura, para la obtención de fuerzas y momentos internos, consiste en dividirla en un sistema de marcos ortogonales cuyas columnas son las de la estructura y cuyas trabes son franjas de losa comprendidas entre las líneas medias de tableros adyacentes al eje de columnas considerando. Se tomará en cuenta que la rigidez de la losa no está concentrada sobre el eje de columnas, como ocurre en un marco formado por vigas y columnas. Significa que hay que considerar la forma de trabajo estructural del sistema de losa plana-columna, en la cual juegan un papel importante las torsiones en la losa.

Para el análisis ante fuerzas laterales, solo se considera efectivo un ancho de losa igual a c_2+3h centrado con respecto al eje de columna (c_2 es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección del análisis y h el espesor de la losa).

Al analizar los marcos equivalentes por carga vertical, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

Se consideran franjas de columnas y franjas centrales. Una franja de columna va a lo largo de un eje de columnas y su ancho a cada lado del eje es igual a la cuarta parte del claro menor, entre ejes, del tablero correspondiente. una franja central es la limitada por dos franjas de columna.

Para poder efectuar el análisis de la estructura, es necesario establecer dimensiones preliminares del espesor de losa, del tamaño de los casetones, y espesor en nervaduras. Para el espesor de losas pueden usarse las especificaciones del peralte mínimo del inciso 6.11 de las N.T.C.C. para no calcular deflexiones.

Evaluación de cargas de recubrimientos de azotea

1.- Impermeabilizante	= 0.029 ton/m
2.- Enladrillado 0.20x1.60	= 0.032 "
3.- Mortero 0.03x2.10	= 0.063 "
4.- Falso Plafón	= 0.010 "
	0.134 ton/m
De acuerdo con el artículo 197	0.040 "
Carga Muerta (C.M.)	0.174 ton/m

Carga Viva de acuerdo con el R.C.D.F.

$$W_m = 0.100 \text{ ton/m}$$

$$W_a = 0.070 \text{ ''}$$

$$W = 0.015 \text{ ''}$$

Carga de servicio (C.S.)

$$C_{Sm} = 0.174 + 0.100 = 0.274 \text{ ton/m}$$

$$C_{Sa} = 0.174 + 0.070 = 0.244 \text{ ton/m}$$

$$C_S = 0.174 + 0.015 = 0.189 \text{ ton/m}$$

Evaluación de cargas de recubrimientos de entrepiso

1.- Loseta de granito = 0.065 ton/m

2.- Mortero 0.020x2.1 = 0.042 ''

3.- Falso Plafon = 0.010 ''

De acuerdo con el artículo 197	<hr/>
	0.117 ton/m
	0.040 ''

Carga Muerta (C.M.)	<hr/>
	0.157 ton/m

Carga Viva de acuerdo con el R.C.D.F.

$$W_m = 0.250 \text{ ton/m}$$

$$W_a = 0.180 \text{ ton/m}$$

$$W = 0.100 \text{ ton/m}$$

Carga de Servicio (C.S.)

$$C_{Sm} = 0.157 + 0.250 = 0.407 \text{ ton/m}$$

$$C_{Sa} = 0.157 + 0.180 = 0.337 \text{ ton/m}$$

$$C_S = 0.157 + 0.100 = 0.257 \text{ ton/m}$$

Evaluación del peso propio de las losas

Se usarán casetones de 60x60x30 de material plástico recuperable y una capa superior de concreto de 5 cm, con lo cual quedó fijo el espesor de la losa en 35 cm

En los tableros de 8.0x8.0 m

$$\text{Vol} = 8.0 \times 8.0 \times 0.35 - 0.60 \times 0.60 \times 0.30 \times 105$$

$$\text{Vol} = 11.06 \text{ m}^3$$

$$W = 11.06 \times 2400 = 26544 \text{ kg}$$

$$w = 26544 / (8.0 \times 8.0) = 414.75 \text{ kg/m}^2$$

En los tableros de 8.0x7.0 m

$$\text{Vol} = 8.0 \times 7.0 \times 0.35 - 83 \times 0.60 \times 0.60 \times 0.30$$

$$\text{Vol} = 10.64 \text{ m}^3$$

$$W = 10.64 \times 2400 = 25527 \text{ kg}$$

$$w = 25527 / (8.0 \times 7.0) = 455.83 \text{ kg/m}^2$$

En los tableros de 7.0x7.0 m

$$\text{Vol} = 7.0 \times 7.0 \times 0.35 - 65 \times 0.60 \times 0.60 \times 0.30$$

$$\text{Vol} = 10.13 \text{ m}^3$$

$$W = 10.13 \times 2400 = 24312 \text{ kg}$$

$$w = 24312 / (7.0 \times 7.0) = 496.16 \text{ kg/m}^2$$

Determinación del peralte de acuerdo al inciso 6.11 de las N.T.C.C., tomando el tablero más cargado.

$$w = 904 \text{ kg/m} \quad (\text{tablero "V" de entrepiso})$$

$$k = 0.00075 \text{ (f w)}$$

$$f = 0.60 \quad F_y = 0.60 (4200) = 2530 \text{ kg/cm}$$

$$k = 0.00075 (2530 \times 904) = 0.0291 \quad 0.025$$

$$d_{\min} = k L (1 - 2c/3L) \times 1.2$$

$$d_{\min} = 0.0291 \times 700 \times (1 - 2 \times 50 / 3 \times 700) \times 1.2 = 23.28 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 24 + 5 = 29.35 \text{ cm}$$

A continuación en la tabla, se resumen las cargas gravitacionales y las cargas correspondientes para el análisis sísmico:

Tablero	Gravitacional	C.M. + C.V. max.	Sismo C.M. + C.V. ins	
	Wa t/m ²	We t/m ²	Wa t/m ²	We t/m ²
I	0.956	1.151	0.725	0.827
II	1.022	1.208	0.770	0.872
III	0.956	1.151	0.725	0.827
IV	1.022	1.208	0.770	0.872
V	1.077	1.263	0.813	0.915
VI	1.022	1.208	0.770	0.872

Análisis de marcos sujetos a cargas gravitacionales y laterales.

Para este caso el análisis, para obtener los elementos mecánicos y desplazamientos, para diseño de los elementos estructurales se realizará utilizando un programa de análisis por computadora (Programa MAP).

El programa MAP necesita alimentarse con los siguientes datos:

Módulo de elasticidad.- se usa concreto de clase 1.

$$E_c = 14000 \sqrt{f_c} \text{ (en kg/cm}^2 \text{)}$$

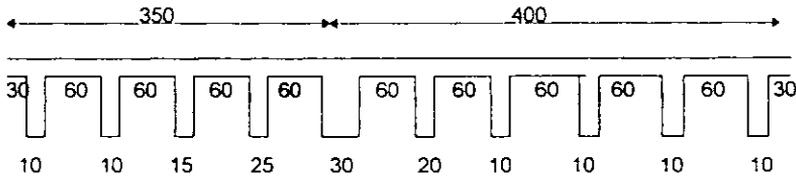
$$E_c = 14000 \sqrt{250} = 221359.44 \text{ kg/cm}^2$$

Momentos de inercia y áreas de vigas y columnas

Consideraciones para el cálculo, de momentos de inercia en losas y columnas.

- Secciones de concreto sin agrietar y sin refuerzo (concreto simple)
- Variación del momento de inercia en vigas equivalentes de losas aligeradas y de columnas con capiteles o ábacos.
- Efectos de vigas y aberturas.
- Momentos de inercia en extremos de losas y columnas empleando capiteles.

Viga equivalente dirección X (marco 2) para cargas verticales.



Para la sección en el ábaco

$$I_2 = (750 \times 35^3) / 12 = 267968.7 \text{ cm}^4$$

$$\text{Área} = 750 \times 35 = 26250 \text{ cm}^2$$

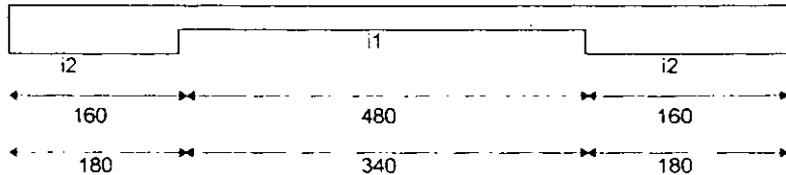
Para la sección en la zona aligerada

$$\text{Área} = 750 \times 5 + 150 \times 30 = 8250 \text{ cm}^2$$

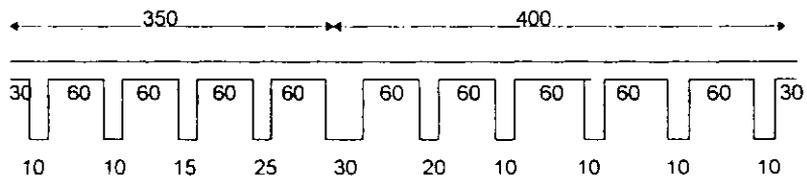
$$\text{Centroide } x = (750 \times 5 \times 32.5 + 120 \times 30 \times 15) / 8250 = 21.32 \text{ cm}$$

$$I_1 = (750 \times 5^3) / 12 + 750 \times 5 \times (32.5 - 21.32)^2 + (150 \times 30^3) / 12 + 150 \times 30 \times (21.32 - 15)^2$$

$$I_1 = 993774.8 \text{ cm}^4$$



Viga equivalente dirección Y (marco B) para cargas verticales



Para la sección en el ábaco

$$I_2 = (750 \times 35^3) / 12 = 267968.7 \text{ cm}^4$$

$$\text{Área} = 750 \times 35 = 26250 \text{ cm}^2$$

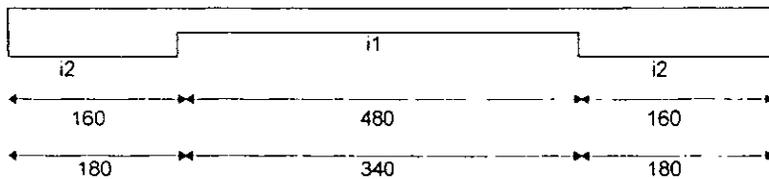
Para la sección en la zona aligerada

$$\text{Área} = 750 \times 5 + 150 \times 30 = 8250 \text{ cm}^2$$

$$\text{Centroide } x = (750 \times 5 \times 32.5 + 120 \times 30 \times 15) / 8250 = 21.32 \text{ cm}$$

$$I_1 = (750 \times 5^3) / 12 + 750 \times 5 \times (32.5 - 21.32)^2 + (150 \times 30^3) / 12 + 150 \times 30 \times (21.32 - 15)^2$$

$$I_1 = 993774.8 \text{ cm}^4$$



Viga equivalente dirección X (marco 2) para cargas laterales

$$c = 50 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$b = c + 3h = 50 + 3 \times 35 = 155 \text{ cm}$$

Para la sección en el ábaco

$$I_2 = (155 \times 35^3) / 12 = 553802.10 \text{ cm}^4$$

$$\text{Área} = 155 \times 35 = 5425 \text{ cm}^2$$

Para la sección en la zona aligerada

$$\text{Área} = 155 \times 5 + 37.5 \times 30 = 1900 \text{ cm}^2$$

$$\text{Centroide } x = (155 \times 5 \times 32.5 + 37.5 \times 30 \times 15) / 1900 = 22.14 \text{ cm}$$

$$I_1 = (155 \times 5^3) / 12 + 155 \times 5 \times (32.5 - 22.14)^2 + (37.5 \times 30^3) / 12 + 37.5 \times 30 \times (22.14 - 15)^2$$

$$I_1 = 226682.83 \text{ cm}^4$$

Viga equivalente dirección Y (marco 2) para cargas laterales

$$c = 50 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$b = c + 3h = 50 + 3 \times 35 = 155 \text{ cm}$$

Para la sección en el ábaco

$$I2 = (155 \times 35^3) / 12 = 553802.10 \text{ cm}^4$$

$$\text{Área} = 155 \times 35 = 5425 \text{ cm}^2$$

Para la sección en la zona aligerada

$$\text{Área} = 155 \times 5 + 37.5 \times 30 = 1900 \text{ cm}^2$$

$$\text{Centroide } x = (155 \times 5 \times 32.5 + 37.5 \times 30 \times 15) / 1900 = 22.14 \text{ cm}$$

$$I1 = (155 \times 5^3) / 12 + 155 \times 5 \times (32.5 - 22.14)^2 + (37.5 \times 30^3) / 12 + 37.5 \times 30 \times (22.15 - 15)^2$$

$$I1 = 226682.83 \text{ cm}^4$$

Rigidez de Piso .- Obteniendo las rigideces de la fórmula $F = K \times d$ despejando la rigidez de piso, K, queda $K = F / d$ (ton/cm); Resumiendo en las tablas siguientes para cada marco.

Marco eje " 2 "

Nivel	d (cm)	F (ton)	K (ton/cm)
2	0.068	1	14.593
1	0.031	1	31.683

Marco eje " B "

Nivel	d (cm)	F (ton)	K (ton/cm)
2	0.086	1	11.614
1	0.042	1	23.773

Desplazamientos permisibles.- De acuerdo al RCDF en el art 209, es el siguiente. $D_i = 0.012 h_i$

Determinación de las fuerzas sísmicas.- Usando el método estático sin considerar la torsión, se calcularán las fuerzas sísmicas con la siguiente expresión.

$$P_i = w_i h_i / (w_i h_i) \times c / Q \times w_i$$

Factor de comportamiento sísmico, $Q = 3$

Coefficiente sísmico, $c = 0.32$

Dirección X Marco eje " 2 "

Nivel	wi ton	hi m	wj hi	Pi ton	Vix ton	Kix ton/cm	Vix/Kjx cm	Dix cm
2	131	7.0	917	19.039	19.039	14.593	1.30	4.20
1	149	3.5	521.5	10.828	29.870	31.683	0.94	4.20
	Σ 280		Σ 1438.5					

Dirección Y Marco eje " B "

Nivel	wi ton	hi m	wj hi	Pi ton	Vix ton	Kix ton/cm	Vix/Kjx cm	Dix cm
2	86	7.0	602	12.501	12.501	11.614	1.08	4.20
1	98	3.5	343	7.124	19.630	23.773	0.83	4.20
	Σ 184		Σ 945					

Se aceptan los desplazamientos de la estructura.

Se analizarán los marcos para los diferentes estados de carga y combinaciones deseadas, para los diferentes estados de carga y combinaciones deseadas, para obtener los elementos mecánicos de la estructura.

En las figuras se representan esquemáticamente los marcos con carga gravitacional y fuerza cortante sísmica; así como la corrida del programa MAP resumiendo los resultados del marco eje " B " únicamente, se dibujan respectivamente en la figura los diagramas de momentos flexionantes y fuerzas cortantes.

MARCO " 2 "

		(A)	(B)	(C)	(D)
		W1 = 7.439	W1 = 7.858	W1 = 7.439	
p = 0					
		W1 = 8.832	W1 = 9.253	W1 = 8.832	
P = 0					

Estado de carga N. 01 (Carga Gravitacional)

W1 = Carga Muerta más Carga Viva Máxima ton/m

P = Fuerza Sísmica ton

		(A)	(B)	(C)	(D)
		W2 = 5.595	W2 = 5.926	W2 = 5.595	
P = 4.76					
		W2 = 6.360	W2 = 6.691	W2 = 6.360	
P = 2.70					

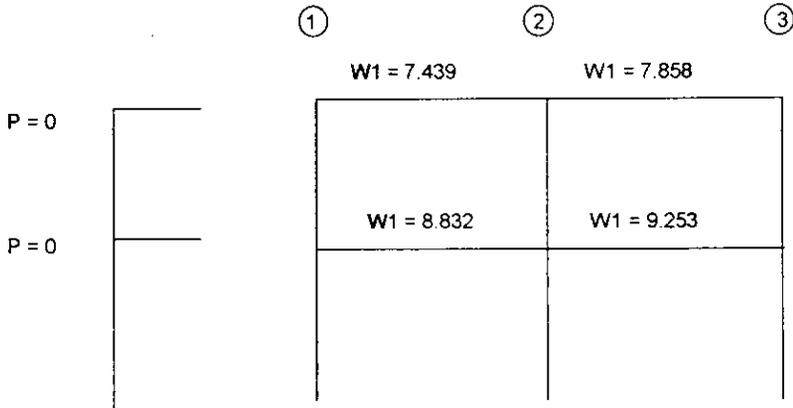
Estado de Carga N. 02 (Carga Accidental)

W2 = Carga Muerta más Carga Viva Instantanea ton/m

P = Fuerza Sísmica ton

Peso Propio de Columna : $0.50 \times 0.50 \times 2.4 = 0.60$ ton/m

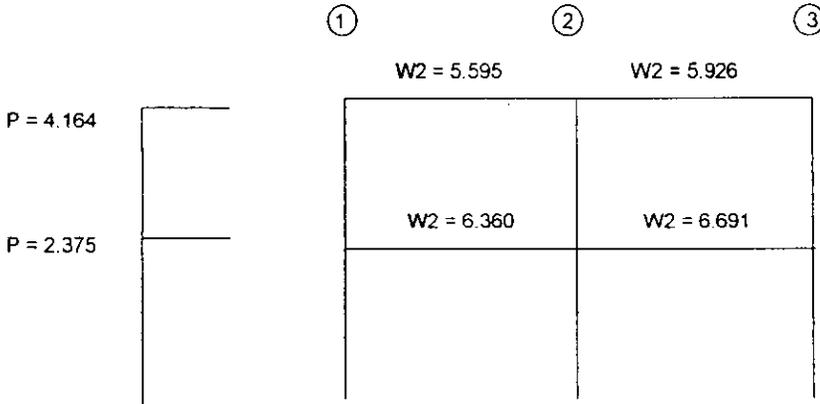
MARCO " B "



Estado de Carga N. 01 (Carga Gravitacional)

$W1$ = Carga Muerta más Carga Viva Máxima ton/m

P = Fuerza Sísmica ton



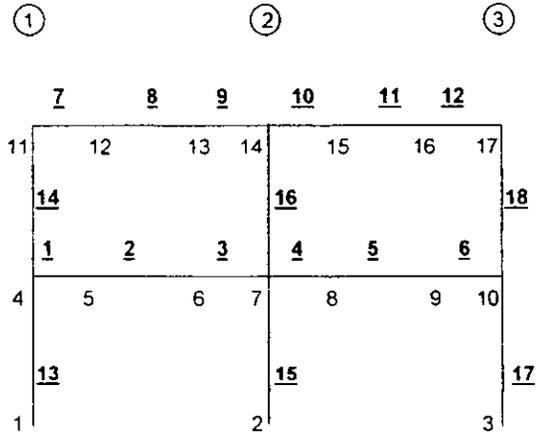
Estado de Carga N. 02 (Carga Accidental)

$W2$ = Carga Muerta más Carga Viva Instantanea ton/m

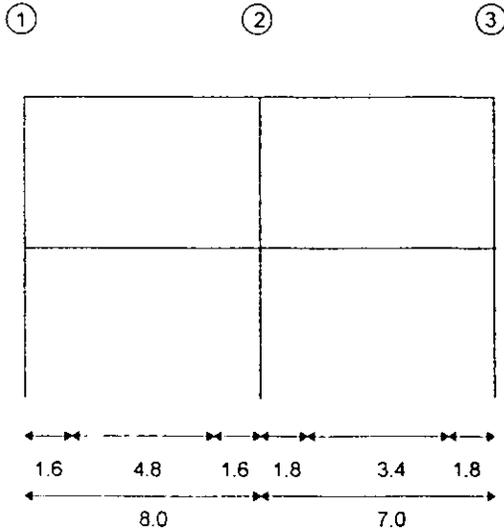
P = Fuerza Sísmica ton

Peso Propio de Columnas ; $0.50 \times 0.50 \times 2.4 = 0.60$ ton/m

MARCO " B "



Nodos : 17
 Miembros : 18



GEOMETRIA DEL MARCO

analisis de marcos MP.11.16.gc.1473

```

=====
numero de NUDOS ..... 17
          TIPOS DE MIEMBROS .. 3
          MIEMBROS ..... 18
    
```

N U D O S

NUDO	C O O R D E N A D A S		ESTADO
	X (m)	Y (m)	XYZ
1	0.000	0.000	RRR
2	8.000	0.000	RRR
3	15.000	0.000	RRR
4	0.000	3.500	LLL
5	1.600	3.500	LLL
6	6.400	3.500	LLL
7	8.000	3.500	LLL
8	9.800	3.500	LLL
9	13.200	3.500	LLL
10	15.000	3.500	LLL
11	0.000	7.000	LLL
12	1.600	7.000	LLL
13	6.400	7.000	LLL
14	8.000	7.000	LLL
15	9.800	7.000	LLL
16	13.200	7.000	LLL
17	15.000	7.000	LLL

TIPOS DE MIEMBROS

TIPO	SEC	PARAMETROS (metros)	
1	R	B= 0.500	H= 0.500
		(I= 0.005208333 m ⁴ A= 0.2500 m ²)	
2	R	B= 7.500	H= 0.350
		(I= 0.026796875 m ⁴ A= 2.6250 m ²)	
3	X	I= 0.009937748	A= 0.825000

MIEMBROS

MIEMBRO	E X T R E M O S		TIPO DE MIEMBRO	MODULO E (T/m ²)	NUMERO DE SECCIONES
	Ni-E	Nj-E			
1	4 R	5 R	2	2213594	3
2	5 R	6 R	3	2213594	3
3	6 R	7 R	2	2213594	3
4	7 R	8 R	2	2213594	3
5	8 R	9 R	3	2213594	3
6	9 R	10 R	2	2213594	3
7	11 R	12 R	2	2213594	3
8	12 R	13 R	3	2213594	3
9	13 R	14 R	2	2213594	3
10	14 R	15 R	2	2213594	3
11	15 R	16 R	3	2213594	3
12	16 R	17 R	2	2213594	3

analisis de marcos MP.11.16.gc.1473

=====

MIEMBROS

MIEMBRO	E X T R E M O S		TIPO DE MIEMBRO	MODULO E (T/m ²)	NUMERO DE SECCIONES
	Ni-E	Nj-E			
13	1 R	4 R	1	2213594	3
14	4 R	11 R	1	2213594	3
15	2 R	7 R	1	2213594	3
16	7 R	14 R	1	2213594	3
17	3 R	10 R	1	2213594	3
18	10 R	17 R	1	2213594	3

ESTADO DE CARGA No. 1, titulo: CARGA GRAVITACIONAL

LC	CARGA	Del Al		INC	PARAMETROS (toneladas y metros)
		TP DR	ELEMENTO		
1	UN YM	1	3	1	W= -8.832
2	UN YM	4	6	1	W= -9.253
3	UN YM	7	9	1	W= -7.439
4	UN YM	10	12	1	W= -7.858
5	UN XM	13	18	1	W= -0.600

ESTADO DE CARGA No. 2, titulo: CARGA ACCIDENTAL

LC	CARGA	Del Al		INC	PARAMETROS (toneladas y metros)
		TP DR	ELEMENTO		
1	UN YM	1	3	1	W= -6.360
2	UN YM	4	6	1	W= -6.691
3	UN YM	7	9	1	W= -5.595
4	UN YM	10	12	1	W= -5.926
5	AN EE	4	10	3	Fx= 2.375 Fy= 0.000 Mz= 0.000
6	AN EE	11	17	3	Fx= 4.167 Fy= 0.000 Mz= 0.000
7	UN XM	13	18	1	W= -0.600

analisis de marcos MP.11.16.gc.1473
 =====

ESTADO DE CARGA No. 1 (CARGA GRAVITACIONAL)

NUDO	D E S P L A Z A M I E N T O S		ROTACION
	DIRECCION X (m)	DIRECCION Y (m)	DIRECCION Z (RAD)
1	+0.00000000	+0.00000000	+0.00000000
2	+0.00000000	+0.00000000	+0.00000000
3	+0.00000000	+0.00000000	+0.00000000
4	+0.00015260	-0.00038285	-0.00113835
5	+0.00015453	-0.00265353	-0.00152211
6	+0.00017295	-0.00211337	+0.00113090
7	+0.00017488	-0.00091555	+0.00013769
8	+0.00017651	-0.00167061	-0.00071999
9	+0.00018635	-0.00196106	+0.00091130
10	+0.00018799	-0.00034216	+0.00070611
11	+0.00059859	-0.00055131	-0.00140847
12	+0.00059503	-0.00305259	-0.00157690
13	+0.00056101	-0.00251096	+0.00107469
14	+0.00055745	-0.00134109	+0.00018643
15	+0.00055439	-0.00193712	-0.00061896
16	+0.00053600	-0.00218585	+0.00089338
17	+0.00053294	-0.00049236	+0.00084601

MIEMBRO	NUDO	DIST. (m)	F. AXIAL (T)	CORTANTE (T)	MOMENTO (T*m)
1	4	0.000	-7.007	+31.798	+35.897
		0.400	-7.007	+28.265	+23.885
		0.800	-7.007	+24.732	+13.285
		1.200	-7.007	+21.199	+4.099
1	5	1.600	-7.007	+17.666	-3.674
2	5	0.000	-7.007	+17.666	-3.674
		1.200	-7.007	+7.068	-18.515
		2.400	-7.007	-3.530	-20.637
		3.600	-7.007	-14.129	-10.042
2	6	4.800	-7.007	-24.727	+13.272
3	6	0.000	-7.007	-24.727	+13.272
		0.400	-7.007	-28.260	+23.869
		0.800	-7.007	-31.793	+35.880
		1.200	-7.007	-35.326	+49.303
3	7	1.600	-7.007	-38.858	+64.140
4	7	0.000	-5.284	+36.521	+56.136
		0.450	-5.284	+32.357	+40.638
		0.900	-5.284	+28.193	+27.015
		1.350	-5.284	+24.029	+15.265
4	8	1.800	-5.284	+19.865	+5.389
5	8	0.000	-5.284	+19.865	+5.389
		0.850	-5.284	+12.000	-8.154

analisis de marcos MP.11.16.gc.1473
 =====

ESTADO DE CARGA No. 1 (CARGA GRAVITACIONAL)

MIEMBRO	NUDO	DIST. (m)	F.AXIAL (T)	CORTANTE (T)	MOMENTO (T*m)
		1.700	-5.284	+4.135	-15.011
		2.550	-5.284	-3.730	-15.183
5	9	3.400	-5.284	-11.595	-8.670
6	9	0.000	-5.284	-11.595	-8.670
		0.450	-5.284	-15.759	-2.516
		0.900	-5.284	-19.923	+5.513
		1.350	-5.284	-24.087	+15.415
6	10	1.800	-5.284	-28.250	+27.191
7	11	0.000	+12.943	+25.586	+23.539
		0.400	+12.943	+22.611	+13.900
		0.800	+12.943	+19.635	+5.451
		1.200	+12.943	+16.659	-1.808
7	12	1.600	+12.943	+13.684	-7.877
8	12	0.000	+12.943	+13.684	-7.877
		1.200	+12.943	+4.757	-18.941
		2.400	+12.943	-4.170	-19.294
		3.600	+12.943	-13.097	-8.934
8	13	4.800	+12.943	-22.023	+12.138
9	13	0.000	+12.943	-22.023	+12.138
		0.400	+12.943	-24.999	+21.543
		0.800	+12.943	-27.975	+32.137
		1.200	+12.943	-30.950	+43.922
9	14	1.600	+12.943	-33.926	+56.898
10	14	0.000	+9.878	+32.307	+51.374
		0.450	+9.878	+28.771	+37.631
		0.900	+9.878	+25.235	+25.480
		1.350	+9.878	+21.699	+14.920
10	15	1.800	+9.878	+18.162	+5.951
11	15	0.000	+9.878	+18.162	+5.951
		0.850	+9.878	+11.483	-6.648
		1.700	+9.878	+4.804	-13.570
		2.550	+9.878	-1.875	-14.814
11	16	3.400	+9.878	-8.555	-10.382
12	16	0.000	+9.878	-8.555	-10.382
		0.450	+9.878	-12.091	-5.736
		0.900	+9.878	-15.627	+0.500
		1.350	+9.878	-19.163	+8.328
12	17	1.800	+9.878	-22.699	+17.747
13	1	0.000	+61.584	-5.936	-6.638
		0.875	+61.059	-5.936	-1.444
		1.750	+60.534	-5.936	+3.750

analisis de marcos MP.11.16.gc.1473

=====

ESTADO DE CARGA No. 1 (CARGA GRAVITACIONAL)

MIEMBRO	NUDO	DIST. (m)	F.AXIAL (T)	CORTANTE (T)	MOMENTO (T*m)
13	4	3.500	+59.484	-5.936	+14.137
14	4	0.000	+27.686	-12.943	-21.760
		0.875	+27.161	-12.943	-10.435
		1.750	+26.636	-12.943	+0.890
		2.625	+26.111	-12.943	+12.215
14	11	3.500	+25.586	-12.943	+23.539
15	2	0.000	+145.812	+1.342	+1.895
		0.875	+145.287	+1.342	+0.721
		1.750	+144.762	+1.342	-0.454
		2.625	+144.237	+1.342	-1.628
15	7	3.500	+143.712	+1.342	-2.802
16	7	0.000	+68.333	+3.065	+5.203
		0.875	+67.808	+3.065	+2.521
		1.750	+67.283	+3.065	-0.161
		2.625	+66.758	+3.065	-2.842
16	14	3.500	+66.233	+3.065	-5.524
17	3	0.000	+55.150	+4.594	+5.713
		0.875	+54.625	+4.594	+1.694
		1.750	+54.100	+4.594	-2.326
		2.625	+53.575	+4.594	-6.346
17	10	3.500	+53.050	+4.594	-10.365
18	10	0.000	+24.799	+9.878	+16.825
		0.875	+24.274	+9.878	+8.182
		1.750	+23.749	+9.878	-0.461
		2.625	+23.224	+9.878	-9.104
18	17	3.500	+22.699	+9.878	-17.747

REACCIONES EN LOS APOYOS

DIRECCION X DIRECCION Y DIRECCION Z

(T) (T) (T*m)

1	+5.936	+61.584	-6.638
2	-1.342	+145.812	+1.895
3	-4.594	+55.150	+5.713

analisis de marcos MP.11.16.gc.1473
 =====

ESTADO DE CARGA No. 2 (CARGA ACCIDENTAL)

NUDO	D E S P L A Z A M I E N T O S		ROTACION
	DIRECCION X (m)	DIRECCION Y (m)	DIRECCION Z (RAD)
1	+0.00000000	+0.00000000	+0.00000000
2	+0.00000000	+0.00000000	+0.00000000
3	+0.00000000	+0.00000000	+0.00000000
4	+0.00281981	-0.00025923	-0.00133820
5	+0.00282138	-0.00248288	-0.00133399
6	+0.00283630	-0.00140904	+0.00083484
7	+0.00283786	-0.00067049	-0.00009706
8	+0.00283904	-0.00129282	-0.00044457
9	+0.00284611	-0.00098088	+0.00054606
10	+0.00284729	-0.00029350	+0.00005079
11	+0.00546408	-0.00037858	-0.00132587
12	+0.00546114	-0.00256564	-0.00131197
13	+0.00543308	-0.00182232	+0.00082580
14	+0.00543014	-0.00099032	+0.00005262
15	+0.00542805	-0.00147430	-0.00043336
16	+0.00541552	-0.00145015	+0.00060862
17	+0.00541343	-0.00041969	+0.00041281

MIEMBRO	NUDO	DIST. (m)	F.AXIAL (T)	CORTANTE (T)	MOMENTO (T*m)
1	4	0.000	-5.679	+20.017	+13.144
		0.400	-5.679	+17.473	+5.646
		0.800	-5.679	+14.929	-0.834
		1.200	-5.679	+12.385	-6.297
1	5	1.600	-5.679	+9.841	-10.743
2	5	0.000	-5.679	+9.841	-10.743
		1.200	-5.679	+2.209	-17.973
		2.400	-5.679	-5.423	-16.045
		3.600	-5.679	-13.055	-4.959
2	6	4.800	-5.679	-20.687	+15.286
3	6	0.000	-5.679	-20.687	+15.286
		0.400	-5.679	-23.231	+24.069
		0.800	-5.679	-25.775	+33.870
		1.200	-5.679	-28.319	+44.689
3	7	1.600	-5.679	-30.863	+56.525
4	7	0.000	-3.799	+22.482	+28.073
		0.450	-3.799	+19.471	+18.633
		0.900	-3.799	+16.460	+10.549
		1.350	-3.799	+13.449	+3.819
4	8	1.800	-3.799	+10.438	-1.556
5	8	0.000	-3.799	+10.438	-1.556
		0.850	-3.799	+4.751	-8.011

análisis de marcos MP.11.16.gc.1473

=====

ESTADO DE CARGA No. 2 (CARGA ACCIDENTAL)

MIEMBRO	NUDO	DIST. (m)	F.AXIAL (T)	CORTANTE (T)	MOMENTO (T*m)
		1.700	-3.799	-0.936	-9.632
		2.550	-3.799	-6.624	-6.419
5	9	3.400	-3.799	-12.311	+1.628
6	9	0.000	-3.799	-12.311	+1.628
		0.450	-3.799	-15.322	+7.845
		0.900	-3.799	-18.333	+15.418
		1.350	-3.799	-21.344	+24.345
6	10	1.800	-3.799	-24.355	+34.627
7	11	0.000	+10.678	+17.821	+11.354
		0.400	+10.678	+15.583	+4.673
		0.800	+10.678	+13.345	-1.112
		1.200	+10.678	+11.107	-6.002
7	12	1.600	+10.678	+8.869	-9.997
8	12	0.000	+10.678	+8.869	-9.997
		1.200	+10.678	+2.155	-16.611
		2.400	+10.678	-4.559	-15.168
		3.600	+10.678	-11.273	-5.669
8	13	4.800	+10.678	-17.987	+11.888
9	13	0.000	+10.678	-17.987	+11.888
		0.400	+10.678	-20.225	+19.530
		0.800	+10.678	-22.463	+28.068
		1.200	+10.678	-24.701	+37.501
9	14	1.600	+10.678	-26.939	+47.829
10	14	0.000	+6.731	+22.580	+33.137
		0.450	+6.731	+19.913	+23.576
		0.900	+6.731	+17.246	+15.215
		1.350	+6.731	+14.580	+8.054
10	15	1.800	+6.731	+11.913	+2.093
11	15	0.000	+6.731	+11.913	+2.093
		0.850	+6.731	+6.876	-5.892
		1.700	+6.731	+1.839	-9.596
		2.550	+6.731	-3.198	-9.018
11	16	3.400	+6.731	-8.235	-4.159
12	16	0.000	+6.731	-8.235	-4.159
		0.450	+6.731	-10.902	+0.147
		0.900	+6.731	-13.569	+5.653
		1.350	+6.731	-16.235	+12.359
12	17	1.800	+6.731	-18.902	+20.265
13	1	0.000	+42.038	+1.542	+7.107
		0.875	+41.513	+1.542	+5.758
		1.750	+40.988	+1.542	+4.408

análisis de marcos MP.11.16.gc.1473

=====

ESTADO DE CARGA No. 2 (CARGA ACCIDENTAL)

MIEMBRO	NUDO	DIST. (m)	F.AXIAL (T)	CORTANTE (T)	MOMENTO (T*m)
13	4	3.500	+39.938	+1.542	+1.709
14	4	0.000	+19.921	-6.511	-11.435
		0.875	+19.396	-6.511	-5.738
		1.750	+18.871	-6.511	-0.041
		2.625	+18.346	-6.511	+5.657
14	11	3.500	+17.821	-6.511	+11.354
15	2	0.000	+107.064	+8.609	+15.386
		0.875	+106.539	+8.609	+7.853
		1.750	+106.014	+8.609	+0.320
		2.625	+105.489	+8.609	-7.213
15	7	3.500	+104.964	+8.609	-14.746
16	7	0.000	+51.619	+8.114	+13.706
		0.875	+51.094	+8.114	+6.607
		1.750	+50.569	+8.114	-0.493
		2.625	+50.044	+8.114	-7.593
16	14	3.500	+49.519	+8.114	-14.692
17	3	0.000	+47.457	+9.474	+16.413
		0.875	+46.932	+9.474	+8.123
		1.750	+46.407	+9.474	-0.167
		2.625	+45.882	+9.474	-8.457
17	10	3.500	+45.357	+9.474	-16.748
18	10	0.000	+21.002	+10.898	+17.880
		0.875	+20.477	+10.898	+8.344
		1.750	+19.952	+10.898	-1.192
		2.625	+19.427	+10.898	-10.729
18	17	3.500	+18.902	+10.898	-20.265

REACCIONES EN LOS APOYOS

NUDO	DIRECCION X (T)	DIRECCION Y (T)	DIRECCION Z (T*m)
------	--------------------	--------------------	----------------------

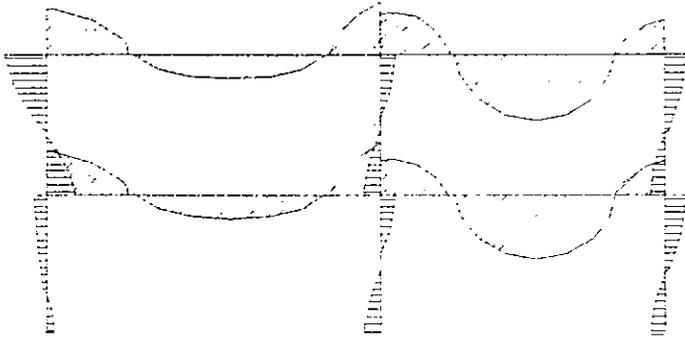
1	-1.542	+42.038	+7.107
2	-8.609	+107.064	+15.386
3	-9.474	+47.457	+16.413

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

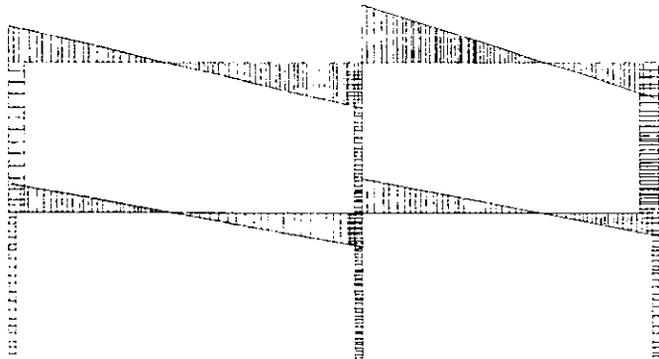
MARCO " B "

Estado de Carga N. 01

Carga Gravitacional



Momento Flexionante

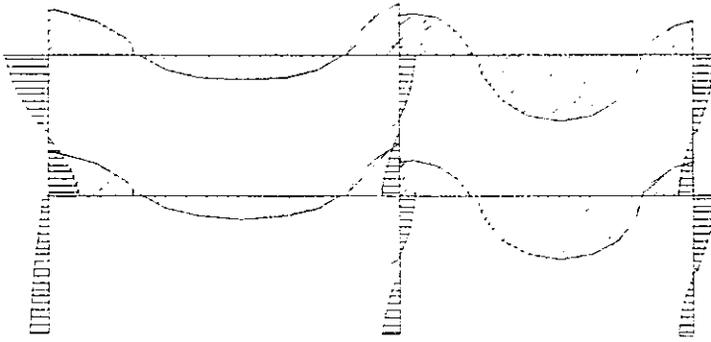


Fuerza Cortante

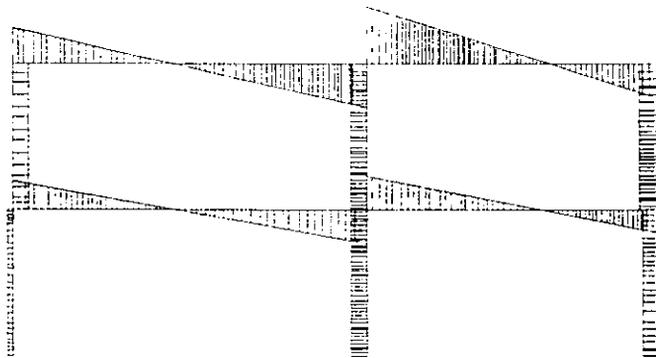
MARCO " B "

Estado de Carga N. 02

Carga Accidental



Momento Flexionante



Fuerza Cortante

DISEÑO ESTRUCTURAL

- Datos.

Columnas 50 x 50 cm

Peralte Efectivo $d = 32$ cm

Espesor de Losa $h = 35$ cm

- Materiales

$f_c = 250$ kg/cm² (concreto clase 1)

$F_y = 4200$ kg/cm²

- Constantes

$f^*c = 0.80 \times f_c = 0.80 \times 250 = 200$ kg/cm²

$f'c = 0.85 \times f^*c = 0.85 \times 200 = 170$ kg/cm²

Por ser $f^*c < 250$ kg/cm²

$\sqrt{f^*c} = \sqrt{200} = 14.14$ kg/cm²

$p_{min} = 0.7 \sqrt{f^*c} / F_y = 0.7 \times \sqrt{200} / 4200 = 0.002636$

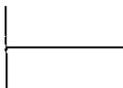
$p_{max} = 0.75 p_b = 0.75 f^*c / F_y \times 4800 / (F_y + 6000)$

$p_{max} = 0.75 \times 170 / 4200 \times 4800 / (4200 + 6000) = 0.01429$

Revisión por tensión diagonal alrededor de la columna exterior, B1

Fuerzas y momentos internos en condiciones de servicio.

Estas acciones internas provienen del análisis de la estructura y corresponden a un marco interior corto (marco B).

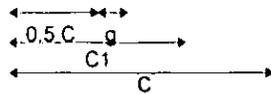
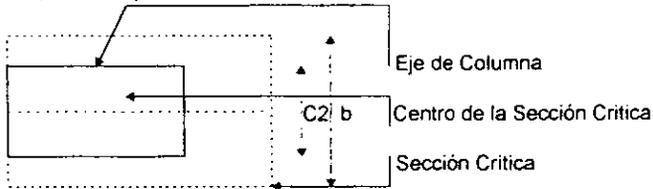


CM + C.V.m
M = 35.897 ton-m
V = 31.798 ton



C.M. + C.V.i + Sismo
M = 13.144 ton-m
V = 20.017 ton

Propiedades geométricas de la conexión



Se considera $d = 32 \text{ cm}$

$$c1 = 50 \text{ cm}$$

$$c2 = 50 \text{ cm}$$

$$c = c1 + d/2 = 50 + 32 / 2 = 66 \text{ cm}$$

$$b = c2 + d = 50 + 32 = 82 \text{ cm}$$

Área sección crítica, A_c

$$A_c = (2c + b) d = (2 \times 66 + 82) \times 32 = 6848 \text{ cm}^2$$

Cálculo del centroide de la sección crítica

$$g = bc / (2(2c + b)) = 82 \times 66 / (2 \times (2 \times 66 + 82)) = 12.64 \text{ cm}$$

$$y = c - c1 / 2 = 66 - 50 / 2 = 41.0 \text{ cm}$$

$$a2 = c / 2 - g = 66 / 2 - 12.64 = 20.36 \text{ cm}$$

$$e = y - c / 2 = 41.00 - 66 / 2 = 8.0 \text{ cm}$$

Momento polar de inercia

$$J_c = cd^3 / 6 + dc^3 / 6 + bda^2 + 2cdg^2$$

$$J_c = 66 \times 32^3 / 6 + 32 \times 66^3 / 6 + 82 \times 32 \times 20.36^2 + 2 \times 66 \times 32 \times 12.64^2$$

$$J_c = 3656325.5 \text{ cm}^4$$

Cálculo de la fracción de momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante.

$$xv = 1 - (1 / (1 + 2/3 \sqrt{(c1 + d/2)/(c2 + d)}))$$

$$\alpha_v = 1 - (1 / (1 + 2/3 \sqrt{(66/82)})) = 0.374$$

a) Revisión bajo carga muerta y viva máxima

$$M_u = 35.897 \text{ ton-m}$$

$$V_u = 31.798 \text{ ton}$$

$$V_{\max} = V_u / A_c + \alpha_v (M_u - V_{ue}) a_2 / J_c$$

$$V_{\max} = 31798 / 6848 + 0.374 \times (35.897 \times 10^5 - 31798 \times 8) \times 20.36 / 3656352.5$$

$$V_{\max} = 11.589 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante de Diseño admisible si no se usa refuerzo:

$$V_{cr} = Fr (0.5 + Y) \sqrt{f'_c} < Fr \sqrt{f'_c}$$

$$50/50 = 1.0 > 0.5$$

Es decir $Fr \sqrt{f'_c} = 0.8 \times 14.14 = 11.31 \text{ kg/cm}^2 < V_{\max}$, por lo tanto se requiere refuerzo.

Revisión del esfuerzo cortante de diseño max admisible

$$1.3 Fr \sqrt{f'_c} = 1.3 \times 0.7 \times 14.14 = 12.87 > V_{\max} \text{ por lo tanto es suficiente el peralte efectivo de 32 cm}$$

b) Revisión bajo carga Muerta , Viva Instantánea y sismo

$$M_u = 13.144 \text{ ton-m}$$

$$V_u = 20.017 \text{ ton}$$

$$V_{\max} = 20017 / 6848 + 0.374 \times (13.144 \times 10^5 - 20017 \times 8) \times 20.36 / 3656352.5$$

$$V_{\max} = 5.327 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante de diseño admisible si no se usa refuerzo:

$$V_{cr} = Fr (0.5 + Y) \sqrt{f'_c} < Fr \sqrt{f'_c}$$

$$Fr \sqrt{f'_c} = 0.8 \times 14.14 = 11.31 \text{ kg/cm}^2 > V_{\max}, \text{ por lo tanto no se requiere refuerzo por cortante.}$$

Refuerzo por tensión diagonal

$$S = Fr A_u F_y d / (V_u - V_{cr}) < Fr A_u F_y / (3.5 b)$$

La separación real no será mayor que 0.85 S

$$V_u = bndV_{max} = 82 \times 32 \times 11.589 = 30410 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 0.4 F_r b d \sqrt{f'_c} = 0.4 \times 0.7 \times 82 \times 32 \times 14.14 = 10389 \text{ kg}$$

$$A_u = 8 \times 0.32 = 2.56 \text{ cm}^2 \text{ (est \# 2 de 8 ramas)}$$

$$S = 0.7 \times 2.56 \times 4200 \times 32 / (30410 - 10389) = 12.03 \text{ cm} < 0.85 (12.03) = 10.226 \text{ cm}$$

Revisión de la separación máxima

$$F_r A_u F_y / (3.5 b) = 0.7 \times 2.56 \times 4200 / (3.5 \times 82) = 26.224 \text{ cm} > 10.226 \text{ cm}$$

$$d / 3 = 32 / 3 = 10.667 \text{ cm Rige } 10 \text{ cm}$$

Usar est # 2 de 8 ramas @ 10 cm Hasta un cuarto del claro (800 / 4 = 200 cm medido desde el eje de la columna)

Revisión por tensión diagonal alrededor de la columna interior B2



C.M. + C.V.m

$$M1 = 64.140 \text{ ton-m}$$

$$V1 = 38.858 \text{ ton}$$

$$M2 = 56.136 \text{ ton-m}$$

$$V2 = 36.521 \text{ ton}$$

C.M. + C.V.i + Sismo

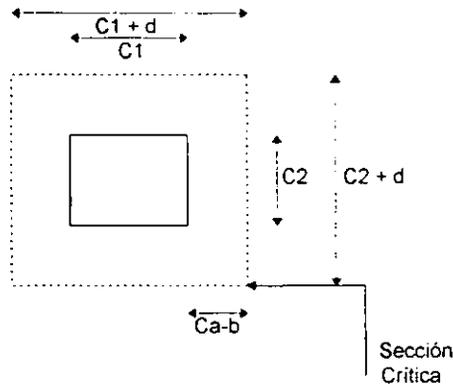
$$M1 = 56.525 \text{ ton-m}$$

$$V1 = 30.863 \text{ ton}$$

$$M2 = 28.073 \text{ ton-m}$$

$$V2 = 22.482 \text{ ton}$$

Propiedades geométricas de la conexión



$$d = 32 \text{ cm}$$

$$c1 = 50 \text{ cm}$$

$$c_2 = 50 \text{ cm}$$

$$c = c_1 + d = 50 + 32 = 82 \text{ cm}$$

$$b = c_2 + d = 50 + 32 = 82 \text{ cm}$$

$$C_{ab} = (c_1 + d) / 2 = 82 / 2 = 41 \text{ cm}$$

Área sección crítica A_c

$$A_c = 2 d (c_1 + c_2 + 2d) = 2 \times 32 \times (50 + 50 + 2 \times 32) = 10496 \text{ cm}^2$$

Momento polar de inercia

$$J_c = d (c_1 + d)^3 / 6 + (c_1 + d) d^3 / 6 + d (c_2 + d) (c_1 + d)^2 / 2$$

$$J_c = 32 \times 82^3 / 6 + 82 \times 32^3 / 6 + 32 \times 82 \times 82^2 / 2$$

$$J_c = 12210346.7 \text{ cm}^4$$

Cálculo de la fracción de momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante.

$$\alpha_v = 1 - (1 + 2/3 \sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)})$$

$$\alpha_v = 1 - (1 + 2/3 \sqrt{(82 / 82)}) = 0.40$$

a) Revisión bajo carga muerta más carga viva máxima

$$M_u = (64.140 - 56.136) = 8.004 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$V_u = 38858 \text{ kg}$$

$$V_{max} = V_u / A_c + \alpha_v M_u C_{ab} / J_c$$

$$V_{max} = 38858 / 10496 + 0.40 \times 8.004 \times 10^5 \times 41 / 12210346.7$$

$$V_{max} = 4.777 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante de diseño admisible si no se usa refuerzo

$$V_{cr} = F_r (0.5 + Y) \sqrt{f'_c} < F_r \sqrt{f'_c}$$

$$Y = 50 / 50 = 1.0 > 0.5$$

Es decir $F_r \sqrt{f'_c} = 0.8 \times 14.14 = 11.31 \text{ kg/cm}^2 > V_{max}$. Por lo tanto, no se requiere refuerzo por cortante

b) Revisión bajo carga muerta , viva instantánea y accidental

$$M_u = 56.525 - 28.073 = 28.452 \times 10 \text{ kg-cm}$$

$$V_u = 30863 \text{ kg}$$

$$V_{u\max} = 30863 / 10496 + 0.40 \times 28.452 \times 10^5 \times 41 / 12210346.7$$

$V_{u\max} = 6.762 \text{ kg/cm}^2 < V_{cr}$, no se requiere refuerzo por cortante, se colocará el mínimo refuerzo transversal .

Se usarán est # 2 de cuatro ramas tanto en la nervadura de eje de columna como en las adyacentes a ella, espaciados a $d/3 = 11.0 \text{ cm}$ hasta un cuarto del claro correspondiente ($800 / 4 = 200 \text{ cm}$; $700 / 4 = 175 \text{ cm}$ medido desde el eje de la columna).

Dimensionamiento del eje B por flexión

(según la sección 6.6 de las N.T.C.C.)

$$M_r = F_r b d f'c q (1 - 0.5q)$$

$$Q = M_u / (F_r b d f'c) = q (1 - 0.5 q)$$

$$q = 1 - \sqrt{ (1 - 2Q) }$$

$$\rho = q f'c / F_y$$

$$A_s = \rho b d$$

Extremo eje 1

Cálculos para el dimensionamiento por flexión

a) Momento negativo exterior : El refuerzo para este momento debe concentrarse en la franja de ancho $c_2 + 3h$

$$b = c_2 + 3h = 50 + 3 \times 35 = 155 \text{ cm}$$

$$\text{Momento máximo } M_u = 35.897 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$(1 - \alpha_v) M_u = (1 - 0.374) \times 35.897 = 22.4715 \text{ ton-m}$$

$$Q = 22.472 \times 10 / (0.9 \times 155 \times 32 \times 170) = 0.0925$$

$$q = 1 - \sqrt{ (1 - 2 \times 0.0925) } = 0.0972$$

$$\rho = 0.0972 \times 170 / 4200 = 0.0039 > \rho_{\min} = 0.002635 \text{ y } < \rho_b = 0.01429, \text{ por lo tanto}$$

$$A_s = 0.0039 \times 155 \times 32 = 19.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 8 var \# 6} = 22.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 22.96 \text{ cm}^2$$

b) Momento en la franja de columna

El momento en la sección crítica localizada en el paño de columnas es :

$$M_{crit} = M_{eje} - V c_1 / 2 + w c_1 / 2 + c_1 / 4$$

$$M_{crit} = 35.897 - 31.798 \times 0.25 + 4.57 \times 1.1 \times 0.25 \times 0.125$$

$$M_{crit} = 28.1046 \text{ ton-m}$$

Momento en la franja de columnas

$$M = 0.75 M_{crit} = 0.75 \times 28.1046 = 21.0784 \text{ ton-m}$$

En la franja de ancho $c_2 + 3h$ se tomó un momento de 22.4715 ton-m mayor que 21.0784 ton-m

c) Por lo tanto se distribuirá la diferencia entre el momento negativo total en la sección crítica y el momento de 22.4715 ton-m en las nervaduras no incluidas en la franja de ancho $c_2 + 3h$ con lo cual ya se tendrá el acero en las medias franjas centrales.

$$M_u = 28.1046 - 22.4715 = 5.6331 \text{ ton-m}$$

6 nervaduras de 10 cm $b = 60 \text{ cm}$

$$Q = 5.6331 \times 10 / (0.9 \times 60 \times 32 \times 170) = 0.0599$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0599} = 0.0618$$

$$p = 0.0618 \times 170 / 4200 = 0.0025 < p_{min}, \text{ por lo tanto se usará el } p_{min} = 0.002635$$

Áreas de acero

Nervaduras de 10 cm

$$A_s = 0.002635 \times 10 \times 32 = 0.8432$$

$$\text{Usar 1 var \# 4 } A_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

Momento positivo (claro 1-2)

a) Momento en la franja de columnas

Momento positivo máximo = 20.637 ton-m

Momento franja columnas = 0.6 x 20.637 = 12.3822 ton-m

Ancho de todas las nervaduras en la franja de columna

- Una nervadura de 30 cm
- Una nervadura de 25 cm
- Una nervadura de 20 cm

$$Q = 12.3822 \times 10 / (0.9 \times 75 \times 32 \times 170) = 0.0154$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1054} = 0.116$$

$$p = 0.116 \times 170 / 4200 = 0.0045 > p_{min} \text{ y } < p_b$$

Áreas de acera

Nervadura de 30 cm

$$A_s = 0.0045 \times 30 \times 32 = 4.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 2 var \# 6 } A_s = 5.7 \text{ cm}^2$$

Nervadura de 25 cm

$$A_s = 0.0045 \times 25 \times 32 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 2 var \# 5 } A_s = 3.96 \text{ cm}^2$$

Nervadura de 20 cm

$$A_s = 0.0045 \times 20 \times 32 = 2.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 2 var \# 5 } A_s = 3.96 \text{ cm}^2$$

b) Momento en la franja central

Momento positivo máximo = 20.637 ton-m

Momento franja columnas = 0.40 x 20.637 = 8.2548 ton-m

6 nervaduras de 10 cm

1 nervadura de 15 cm

$$Q = 8.2548 \times 10 / (0.9 \times 75 \times 32 \times 170) = 0.0703$$

$$q = 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0703)} = 0.0729$$

$$p = 0.0729 \times 170 / 4200 = 0.0030 > p_{\min}$$

Áreas de acero

Nervadura de 10 cm

$$A_s = 0.003 \times 10 \times 32 = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 1 var \# 4 } A_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

Nervadura de 15 cm

$$A_s = 0.003 \times 15 \times 32 = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 1 var \# 5 } A_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

Extremo eje 2

a) Momento negativo interior: El refuerzo para este momento debe concentrarse en la franja de ancho $c_2 + 3h$

$$b = c_2 + 3h = 50 + 3 \times 35 = 155 \text{ cm}$$

Momento máximo $M_u = 64.14 \text{ ton-m}$

$$(1 - \alpha_v) M_u = (1 - 0.4) \times 64.14 = 38.484 \text{ ton-m}$$

$$Q = 38.48 \times 10 / (0.9 \times 155 \times 32 \times 170) = 0.1585$$

$$q = 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.1585)} = 0.1735$$

$$p = 0.1735 \times 170 / 4200 = 0.0070 > p_{\min}$$

$$A_s = 0.007 \times 155 \times 32 = 34.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 4 var \# 8 } A_s = 20.28 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ var \# 6 } A_s = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ var \# 3 } A_s = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 34.60 \text{ cm}^2$$

b) Momento en la franja de columnas

$$M_{\text{crit}} = M_{\text{eje}} - V c_1/2 + w c_1/2 \times c_1/4$$

$$M_{crit} = 64.14 - 38.858 \times 0.25 + 8.832 \times 0.25 \times 0.125$$

$$M_{crit} = 54.7015 \text{ ton-m}$$

Momento en la franja de columnas

$$M = M_{crit} \times 0.75 = 0.75 \times 54.7015 = 41.0261 \text{ ton-m}$$

En la franja de ancho $c_2 + 3h$ se tomó un momento de 38.487 ton-m

c) Por lo tanto, se distribuirá la diferencia entre el momento negativo total en la sección crítica y el momento de 41.026 ton-m en las nervaduras no incluidas en la franja de ancho $c_2 + 3h$ con lo cual ya se tendrá el acero en las medias franjas centrales

$$M_u = 54.7015 - 41.026 = 13.6755 \text{ ton-m}$$

6 nervaduras de 10 cm

1 nervadura de 15 cm

$$b = 75 \text{ cm}$$

$$Q = 13.675 \times 10 / (0.9 \times 75 \times 32) = 0.1164$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1164} = 0.1241$$

$$p = 0.1241 \times 170 / 4200 = 0.005 > p_{min}$$

Áreas de acero

Nervadura de 10 cm

$$A_s = 0.005 \times 10 \times 32 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 1 var \# 5 } A_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

Nervadura de 15 cm

$$A_s = 0.005 \times 15 \times 32 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 2 var \# 4 } A_s = 2.54 \text{ cm}^2$$

Revisión por fuerza cortante como viga ancha

Cálculos para el refuerzo por fuerza cortante

Nervadura del eje de columna ($b = 30 \text{ cm}$)

Resistencia que suministra el concreto en toda la nervadura y para cada lecho $p < 0.01$, por lo tanto

$$V_{cr} = F_r b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f'_c}$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 30 \times 32 \times (0.2 + 30 \times 0.002635) \times 14.14$$

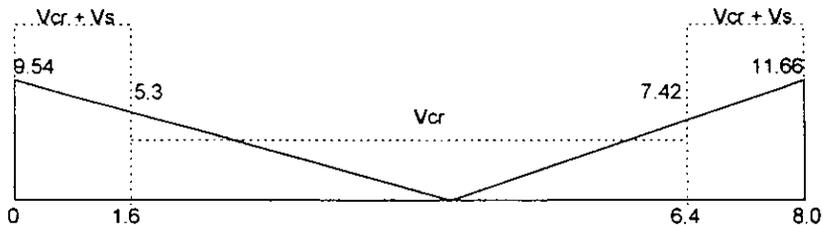
$$V_{cr} = 3030.3 \text{ kg}$$

Resistencia suministrada por los estribos que resultaron al revisar la tensión diagonal alrededor de las columnas:

$0 < x < 2.0$	Est # 2 de 8 ramas @ 10 cm $V_s = 0.8 \times 8 \times 32 \times 4200 \times 32 / 10 = 27525.12 \text{ kg}$
$2.0 < x < 6.0$	$V_s = 0$
$6.0 < x < 8.0$	$V_s = 27525.12 \text{ kg}$

La fuerza cortante que corresponde a esta nervadura es : La fuerza 0.75 Vu es la que corresponde a la franja de columna. El ancho de nervadura del eje es de 30 cm, y la suma de los anchos de las nervaduras que quedan en la franja de columnas (30 + 25 + 20) = 75 cm

$$V_{un} = 0.75 V_u \cdot 30 / 75 = 0.3 V_u$$



Si se requiere refuerzo adicional

Límite $1.5 F_r b d \sqrt{f'_c} = 1.5 \times 0.8 \times 30 \times 32 \times 14.14 = 16289 \text{ kg}$ ya que $V_{cr} < V_u < 1.5 F_r b d \sqrt{f'_c}$, la separación del refuerzo transversal no será mayor que $0.5 d = 0.5 \times 32 = 16 \text{ cm}$

Separación teórica con est # 2

$$S = 0.8 \times 2 \times 0.32 \times 4200 \times 32 / (7420 - 3030) = 15.7 \text{ cm}$$

Pero no mayor que

$$F_r A_v F_y / (3.5b) = 0.8 \times 2 \times 0.32 \times 4200 / (3.5 \times 30) = 20.5 \text{ cm}$$

$$\text{Rige } S = 15 \text{ cm}$$

Por resistencia se colocarán est # 2 @ 15 cm en la nervadura

Nervaduras adyacentes a la del eje de columna (b = 25 cm y b = 20 cm)

Resistencia que suministra el concreto en toda la nervadura y para cada lecho $p < 0.01$, por lo tanto

$$\rho = 3.96 / (25 \times 32) = 0.005 \quad 2 \text{ var } \# 5 \text{ As} = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$V_{cr} = F_r b d (0.2 + 30 \rho) \sqrt{f'_c}$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 25 \times 32 \times (0.2 + 30 \times 0.005) \times 14.14$$

$$V_{cr} = 3167.36 \text{ kg}$$

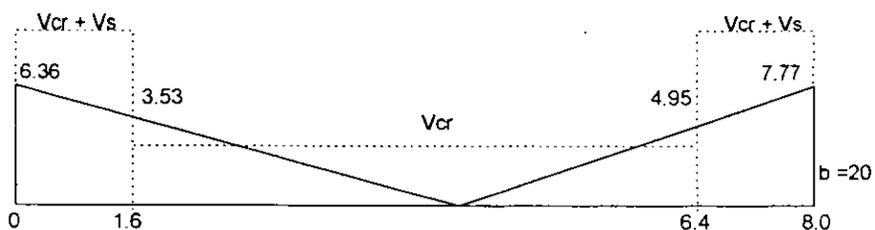
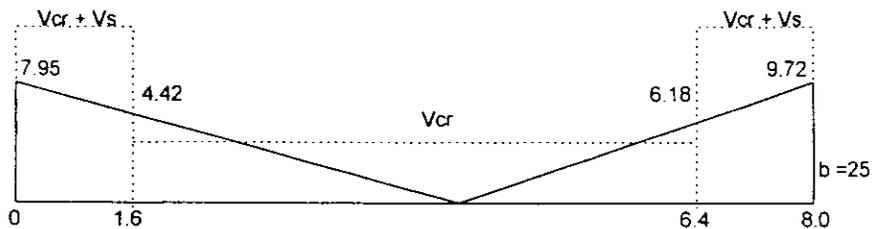
Resistencia suministrada por los estribos que resultaron al revisar la tensión diagonal alrededor de las columnas;

$0 < x < 2.0$	Est # 2 de 8 ramas @ 10 cm
$2.0 < x < 6.0$	$V_s = 0.8 \times 8 \times 32 \times 4200 \times 32 / 10 = 27525.12 \text{ kg}$
$6.0 < x < 8.0$	$V_s = 0$
	$V_s = 27525.12 \text{ kg}$

La fuerza cortante que corresponde a esta nervadura es :

$$V_{un} = 0.75 V_u \cdot 25 / 75 = 0.25 V_u$$

$$V_{un} = 0.75 V_u \cdot 20 / 75 = 0.20 V_u$$



$$\text{Limite } 1.5 F_r b d \sqrt{f'_c} = 1.5 \times 0.8 \times 25 \times 32 \times 14.14 = 13574 \text{ kg}$$

La separación del refuerzo transversal no será mayor que $0.5 d = 0.5 \times 32 = 16 \text{ cm}$

Separación teórica con estribos # 2

$$S = 0.8 \times 2 \times 0.32 \times 4200 \times 32 / (6180 - 3167) = 22.84 \text{ cm}$$

Pero no mayor que

$$Fr Av Fy / (3.5 b) = 0.8 \times 2 \times 0.32 \times 4200 / (3.5 \times 25) = 24 \text{ cm}$$

$$Rige S = 16 \text{ cm}$$

Nervaduras de franjas centrales (b = 10 cm)

Resistencia que suministra el concreto.

En toda la nervadura y para cada lecho $p < 0.01$, por lo tanto

$$p = 1.27 / (10 \times 32) = 0.00397 \quad 1 \text{ var } \# 4 \text{ en cada lecho}$$

$$p = 1.98 / (15 \times 32) = 0.0041 \quad 1 \text{ var } \# 5 \text{ en cada lecho}$$

$$Vcr = Fr b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f'c}$$

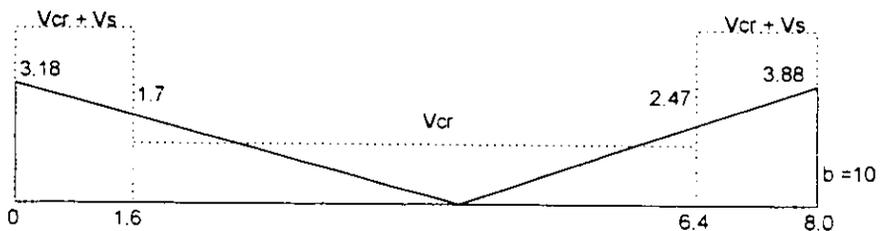
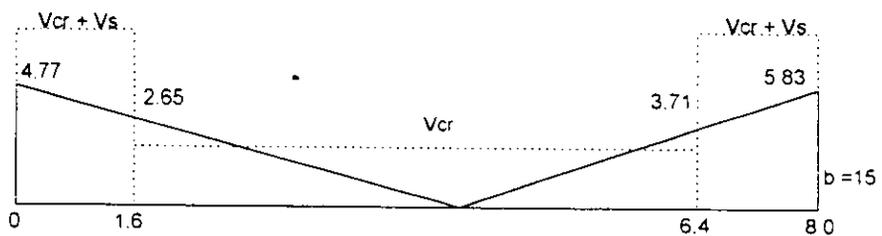
$$Vcr = 0.8 \times 10 \times 32 \times (0.2 + 30 \times 0.00397) \times 14.14 = 1155 \text{ kg}$$

$$Vcr = 0.8 \times 15 \times 32 \times (0.2 + 30 \times 0.0041) \times 14.14 = 1753.8 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que corresponde a ésta nervadura es

$$0.75 Vu_{10} / 75 = 0.10 Vu$$

$$0.75 Vu_{15} / 75 = 0.15 Vu$$



$V_{un} = 3.88 \text{ ton}$

Limite $1.5 Fr b d \sqrt{f'c} = 1.5 \times 0.8 \times 10 \times 32 \times 14.14 = 5430 \text{ kg}$ ya que $V_{cr} < V_u < 1.5 Fr b d \sqrt{f'c}$, la separación del refuerzo transversal no será mayor que $0.5 d = 0.5 \times 32 = 16 \text{ cm}$

Separación teórica con grapas # 2

$$S = 0.8 \times 0.32 \times 4200 \times 32 / (5880 - 1155) = 12.62 \text{ cm}$$

$$S = 0.8 \times 0.32 \times 4200 \times 32 / (5830 - 1754) = 8.44 \text{ cm}$$

Pero no mayo que

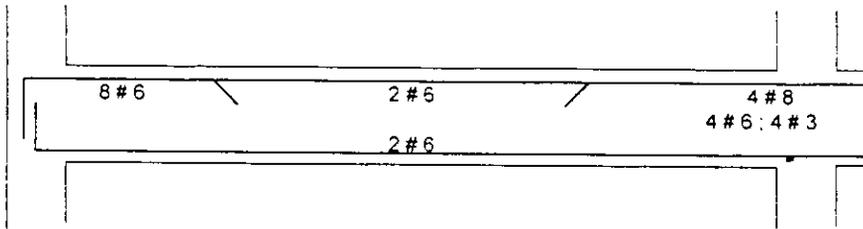
$$Fr Au Fy / 3.5 b = 0.8 \times 0.32 \times 4200 / (3.5 \times 10) = 30.72 \text{ cm}$$

$$0.8 \times 0.32 \times 4200 / (3.5 \times 15) = 20.48 \text{ cm}$$

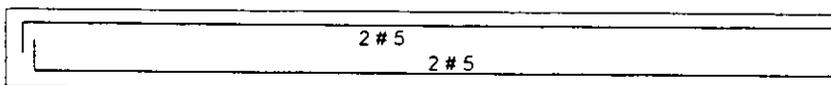
Rige $S = 12 \text{ cm}$ para nervaduras de 10 cm y

$S = 8 \text{ cm}$ para nervadura de 15 cm

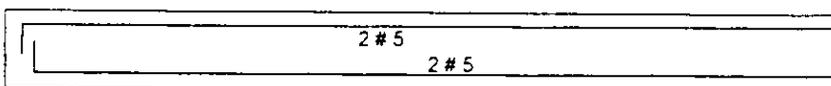
REFUERZO POR FLEXION



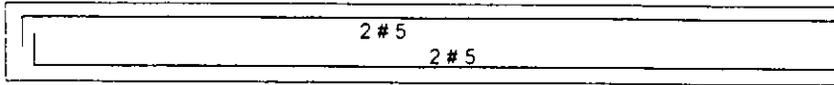
REFUERZO EN EL ANCHO C2 + 3h



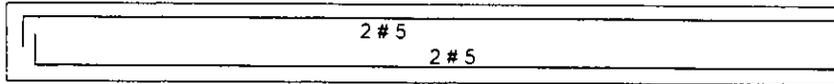
NERVADURA ADYACENTE A LA DEL EJE DE COLUMNA $b = 25 \text{ cm}$



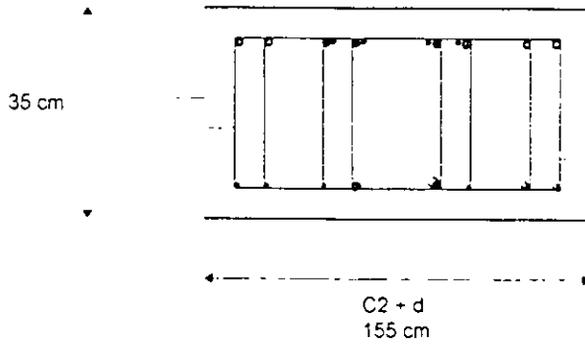
NERVADURA ADYACENTE A LA DEL EJE DE COLUMNA $b = 20 \text{ cm}$



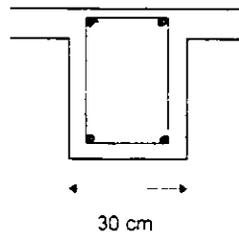
NERVADURA DE FRANJA CENTRAL $b = 10 \text{ cm}$



NERVADURA DE FRANJA CENTRAL $b = 15 \text{ cm}$

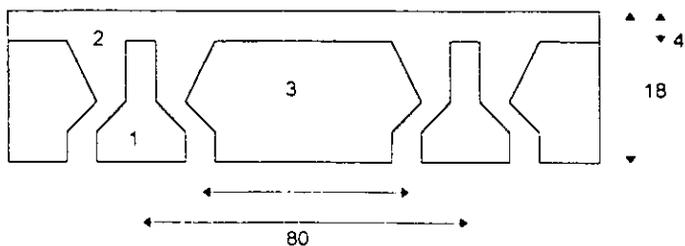


- Varilla del # 8
- Varilla del # 6
- Varilla del # 3



IV.5.- Análisis y Diseño de Losas que Trabajan en una Dirección (Vigueta y bovedilla)

Sección Transversal



- 1.- Vigueta Pretensada
- 2.- Firme de Compresión, Colado en Sitio
- 3.- Bovedilla de Concreto

Materiales

Concreto.

- Reforzado $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- Presfuerzo $f_c = 400 \text{ kg/cm}^2$

Acero :

- Refuerzo $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Presfuerzo $f_{pu} = 17.500 \text{ kg/cm}^2$
- Malla $F_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Bovedilla :

- $W_{popo} = 18 \text{ kg/pz}$
- Ancho = 25 cm

Propiedades Geométricas

Sección Simple

$$\begin{aligned}A &= 111.00 \text{ cm}^2 \\Y &= 1952.36 \text{ cm}^4 \\y_i &= 5.56 \text{ cm} \\y_s &= 8.44 \text{ cm}\end{aligned}$$

Sección Compuesta

$$\begin{aligned}A &= 308.08 \text{ cm}^2 \\Y &= 9949.94 \text{ cm}^4 \\y_i &= 12.25 \text{ cm} \\y_s &= 5.76 \text{ cm}\end{aligned}$$

Ancho del Firme:

$$16t + b' = 16 \times 4 + 5.4 = 69.4 \text{ cm}$$

$$c_a c = 80 \text{ cm}$$

$$L / 4 = 400 / 4 = 100 \text{ cm}$$

Transformación de Concretos:

$$n = \sqrt{200 / 400} = 0.71$$

Ancho Efectivo del Firme:

$$b_e = 69.4 \times 0.71 = 49.27 \text{ cm}$$

Cargas Actuantes

Sección	$w_{\text{popo}} = 0.0111 \times 2400 = 26.64 \text{ kg/m}$
Simple	$w_{\text{bov}} = 18.0 / 0.25 = 72.00 \text{ kg/m}$
	$w_{\text{fir}} = 0.04 \times 0.69 \times 2400 = 66.24 \text{ kg/m}$

S. Compuesta $w_{\text{s.c.}} = 300 \text{ kg/m}^2 \times 0.69 = 208 \text{ kg/m}$

Dimensionamiento por el criterio de Esfuerzos Permisibles

– Momentos Actuantes al Centro del Claro:

$$M_{\text{popo}} = 0.266 \times 400^2 / 8 = 5320 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\text{s.simple}} = 1.64 \times 400^2 / 8 = 32800 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\text{s.comp.}} = 2.08 \times 400^2 / 8 = 41600 \text{ kg-cm}$$

Esfuerzos Actuantes:

– Sección Simple

$$f_i = 32800 \times 5.56 / 9949.94 = -93.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 32800 \times 8.44 / 9949.94 = 141.79 \text{ kg/cm}^2$$

– Sección Compuesta:

$$f_i = 41600 \times 12.25 / 9949.94 = -51.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 41600 \times 5.76 / 9949.94 = 24.08 \text{ kg/cm}^2$$

– Peso Propio

$$f_i = 5320 \times 5.56 / 9949.94 = -15.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 5320 \times 8.44 / 9949.94 = 23.00 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando alambre de presfuerzo $D = 4.9 \text{ mm}$, con un $a_s = 0.1886 \text{ cm}^2$, la fuerza en el gato con un 75 % de efectividad, además de que las pérdidas por acortamiento elástico, contracción y flujo plástico del concreto, así como la relajación del acero, constituyen un 20% , por lo que la fuerza efectiva (F) suministrada por el presfuerzo es igual a $F = f_{\text{efect.}} \times a_s$, donde, $f_{\text{efect.}} = f_{\text{finic}} \times 0.8$ y $f_{\text{finic}} = f_{\text{pu}} \times 0.75$

Substituyendo valores:

$$f_{inici} = 17500 \times 0.75 = 13125 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{efect} = 13125 \times 0.8 = 10500 \text{ kg/cm}^2$$

$$Finic. = 13125 \times 0.1886 = 2475.38 \text{ kgs}$$

$$Fefect = 10500 \times 0.1886 = 1980.30 \text{ kgs}$$

Esfuerzos Permisibles

Inmediatamente después de la transferencia:

$$\text{compresión } 0.6 f_{ci} = 0.6 \times 0.8 \times 400 = 192 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tensión } 0.8 f_{ci} = 0.8 \times 320 = -14.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.6 \times f_{ci} = 1.6 \times 320 = -28.62 \text{ kg/cm}^2$$

(en los extremos de los miembros simplemente apoyados)

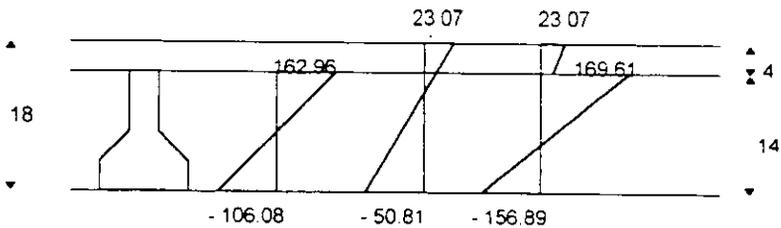
Después de las Pérdidas :

$$\text{compresión } 0.45 \times f_c = 0.45 \times 400 = 180.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tensión } 3.2 f_c = 3.2 \times 400 = -1280.00 \text{ kg/cm}^2$$

(donde $f_{ci} = 0.80 \times 400 = 320 \text{ kg/cm}^2$)

Diagrama de Esfuerzos Actuantes.



$$75.3 / 18 = 24.08 / z \quad z = 5.76 \text{ cm}$$

$$24.08 / 5.76 = f / 1.76 \quad f = 7.36 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de la capacidad de la sección al máximo presfuerzo

Se considera que el máximo presfuerzo ocurre en los extremos de los elementos, antes de que ocurran las pérdidas diferidas, y está dado por las siguientes expresiones

$$f_s = 1.6 \times K_x f_{ci} = -22.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 0.6 \times k \times 320 = 153.60 \text{ kg/cm}^2$$

(donde $\text{kg/cm}^2 = \text{coef. De pérdidas} = 0.8$)

Revisión de la secciones críticas al actuar los esfuerzos máximos de presfuerzo.

En los extremos, la sección crítica ocurre inmediatamente después de la transferencia y antes de que ocurran las pérdidas diferidas; no hay momento debido a cargas actuantes.

$$F_s = \{ -22.90 \} < \{ -28.62 \} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 153.60 < 192.00 \text{ kg/cm}^2$$

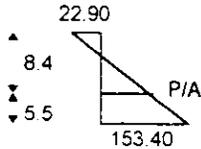
En el centro del claro la sección crítica ocurre cuando actúan todas las cargas y después de que han ocurrido todas las pérdidas.

$$F_s' = 24.08 < 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 149.15 - 22.9 = 126.25 < 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -144.63 + 153.6 = 8.97 < 180 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la Fuerza P.



$$(P / A + f_s) / y_s = (f_i + f_s) / h$$

$$\text{de donde } P = A (y_s (f_i + f_s) / h - f_s)$$

sustituyendo valores

$$P = 111 \times (5.52 \times (22.9 + 153.6) / 14 - 22.9) = 5182.75 \text{ kg}$$

y el no. De tendones será igual a :

$$n = P / F = 5182.75 / 1980.3 = 3 \text{ alambres de } D = 4.9 \text{ mm}$$

Determinación de la Excentricidad Teórica

$$f_i = P / A + (P x e / y x y_i) , \text{ de donde despejando } e$$

$$e = y / (P \times y_i) \times (f_i - P/A) = (1893.3 / (5182.4 \times 5.52)) \times (153.6 - 5182.4 / 111)$$

$$e = 7.08 \text{ cm}$$

Por lo tanto el centroide de los tendones será igual a : $e' = |y_i - e| = |5.52 - 7.08| = 1.56 \text{ cm}$ Se ve claramente que dicho centroide no se puede lograr con los 3 alambres obtenidos; por lo que proponiendo 2 alambres a 2 cm de la base inferior y 1 a 1.5 cm de los anteriores es decir. con un centroide

$$y = 3.0 \text{ cm, resulta}$$

$$e = 5.52 - 3.0 = 2.52 \text{ cm}$$

$$P_o = 3 \times 2475.38 = 7426.14 \text{ kg}$$

$$P = 3 \times 1980.3 = 5940.90 \text{ kg}$$

Esfuerzos antes de las pérdidas

$$f_s = 7426.14 / 111 - 7426.14 \times 2.52 \times 8.48 / 1893.30 = - 16.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 7426.14 / 111 + 7426.14 \times 2.52 \times 5.52 / 1893.30 = 121.46 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos después de las Pérdidas

$$f_s = 5940.90 / 111 - 5940.90 \times 2.52 \times 8.48 / 1893.30 = - 13.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 5940.90 / 111 + 5940.90 \times 2.52 \times 5.52 / 1893.30 = 97.17 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por esfuerzos permisibles

Bajo las cargas de servicio :

$$f_s = 149.15 - 13.52 = 135.63 < 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = - 144.63 + 97.17 = - 47.46 < - 64 \text{ kg/cm}^2$$

Al sacar la pieza

Al extremo (la etapa crítica es antes de las pérdidas diferidas)

$$f_s = - 16.92 \text{ kg/cm}^2 < - 28.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 121.46 \text{ kg/cm}^2 < 192.00 \text{ kg/cm}^2$$

Al centro del claro (la etapa crítica es después de las pérdidas. actuando únicamente el peso propio)

$$f_s = 23.00 - 13.52 = 9.48 \text{ kg/cm}^2 < 153.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -15.15 + 97.17 = 82.02 \text{ kg/cm}^2 < 153.60 \text{ kg/cm}^2$$

($0.6 \times f_{ci} \times 0.8 = 153.60 \text{ kg/cm}^2$; se multiplica por 0.8 debido a que se considera pérdidas)

Revisión por Flexión

La flecha debido a las cargas está dada por la expresión $\Delta = 5 \times W \times L^4 / (384 \times E I) = K \times W$, ya que el elemento se encuentra simplemente apoyado; el módulo de elasticidad es igual a $E = 10000 \times \sqrt{f_c} = 10000 \times \sqrt{400} = 200000.0 \text{ kg/cm}^2$

Sección Simple:

$$K = 5 \times 400^4 / (384 \times 200000 \times 1893.3) = 0.88 \text{ cm}^2 / \text{kg}$$

Sección Compuesta

$$K = 5 \times 400^4 / (384 \times 200000 \times 10152.4) = 0.16 \text{ cm}^2 / \text{kg}$$

Por lo tanto la flecha será igual a :

$$\Delta_{\text{popo}} = 0.88 \times 0.2664 = 0.23 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{bov}} = 0.88 \times 0.72 = 0.63 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{fir}} = 0.88 \times 0.83 = 0.73 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{s.c.}} = 0.16 \times 2.08 = 0.33 \text{ cm (sección compuesta)}$$

$$\Delta_{\text{total}} = 1.92 \text{ cm}$$

por otra parte, la contraflecha debida al presfuerzo es igual a $f(-) = P \times e \times L^2 / (8 \times E \times y)$

$$\Delta(-) = 5940.9 \times 2.52 \times 400^2 / (8 \times 200000 \times 1893.3) = -0.79 \text{ cm}$$

y la flecha permisible es igual a

$$\Delta = L / 500 + 0.5 = 400 / 500 + 0.5 = 1.30 \text{ cm}$$

Revisión al sacar la pieza

$$\Delta_{\text{popo}} + f_{\text{presf}} = 0.23 - 0.79 = -0.56 \text{ cm}$$

Revisión bajo todas las cargas

$$\Delta_{\text{total}} + f_{\text{presf}} = 1.92 - 0.79 = 1.13 \text{ cm} < 1.3 \text{ cm}$$

Revisión por Resistencia.

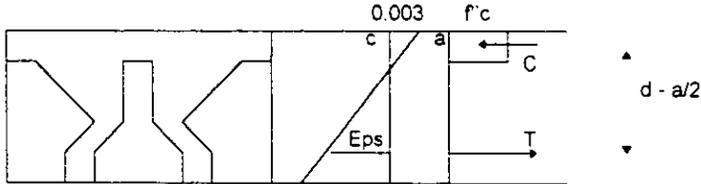
Primero calcularemos f_{ps} , que como ya dije anteriormente, es el esfuerzo en el acero de prefuerzo en que se presenta la resistencia del elemento, es decir cuando la viga falla.

$$f_{ps} = f_{pu} (1 - 0.5 \times p_p \times f_{pu} / f'_c)$$

$$p_p = A_{sp} / (b \times d) = 3 \times 0.1886 / (69 \times 15.0) = 0.00054$$

$$(d = h - y = 18.0 - 3.0) = 15.0 \text{ cm}$$

$$f_{ps} = 17500 \times (1 - 0.5 \times 0.00054 \times 17500 / 400) = 17293.28 \text{ kg/cm}^2$$



Como $C = T$, y suponiendo que $a < t$, $abf'_c = A_s \times f_{ps}$, de donde $a = A_{sp} \times f_{ps} / (b \times f'_c) = (3 \times 0.1886 \times 17293.28) / (69.4 \times 136) = 0.63 \text{ cm} < 4.0 \text{ cm}$

Para obtener el momento resistente de la sección basta con conocer el par que forman las dos fuerzas, por lo que

$$M_r = Fr (A_{sp} \times f_{ps} \times (d - a/2)) = 0.9 \times (9784.54 \times (15.0 - 1.04/2))$$

$$M_r = 127512.13 \text{ kg-cm}$$

Por otra parte, el momento actuante máximo, que se da en el centro del claro, es igual a

$$M = M_{s.s.} + M_{s.c.} = 36380.0 + 41600.0 = 77984.0 \text{ kg-cm} : \text{ por lo tanto el factor de seguridad}$$

$$FS = M_r / M = 127512.13 / 77984.00 = 1.64$$

$$1.64 > 1.40$$

Revisión del tipo de falla.

Como $a = 1.04 \text{ cm}$, $c = 1.04 / 0.8 = 1.3 \text{ cm}$; además como el diagrama de deformaciones unitarias es lineal, podemos conocer E_{ps} , que es la deformación que se presenta en los alambres de prefuerzo, debida a la flexión

$$0.003 / c = E_{ps} / (d - c) , \text{ de donde } E_{ps} = 0.003 / c \times (d - c) = 0.003 \times (15 - 1.3) / 1.3 = 0.032$$

Por otra parte, la deformación inicial del acero de prefuerzo debido al tensado es igual a

$$E_i = f_{\text{efectivo}} / E = 10500 / 2.0 \times 10^6 = 0.005$$

De esta forma, la deformación total del acero de presfuerzo será igual a $E_t = E_{ps} + E_i = 0.032 + 0.005 = 0.037$; como es mayor que la deformación de fluencia del acero de presfuerzo, es decir $0.037 > E_{py} = 17500 / 2 \times 10^6 = 0.009$, se asegura que los alambres fluyen y por lo tanto la falla es dúctil y la sección subreforzada

Dimensionamiento y Revisión por Cortante

Ya habiendo revisado por flexión, procederé a revisarla por fuerza cortante, lo cual es muy importante ya que la falla por cortante es frágil

Las secciones que conviene revisar son:

- A un peralte efectivo (d) del apoyo, en donde se considera que actúa el cortante máximo
- Al centro del claro, en donde ocurre el momento máximo y el cortante es nulo
- A cada 0.50 m, del centro del claro a los extremos

Obtención de los elementos mecánicos

Si $x = 0.15$ m

$$V = WL/2 - Wx = 388.12 \times 4.0 / 2 - 388.12 \times 0.15 = 718.02 \text{ kg}$$

$$M_{Wlx/2 - Wx^2/2} = (Wx/2) \times (L - x) = (388.12 \times 0.15 / 2) \times (4.0 - 0.15) = 112.07 \text{ kg-cm}$$

Si $x = 2.0$ m

$$V = WL/2 - Wx = 388.12 \times 4.0 / 2 - 388.12 \times 2.0 = 0.0 \text{ kg}$$

$$M_{Wlx/2 - Wx^2/2} = (Wx/2) \times (L - x) = (388.12 \times 2.0 / 2) \times (4.0 - 2.0) = 776.24 \text{ kg-cm}$$

Si $x = 1.50$ m

$$V = WL/2 - Wx = 388.12 \times 4.0 / 2 - 388.12 \times 1.50 = 194.06 \text{ kg}$$

$$M_{Wlx/2 - Wx^2/2} = (Wx/2) \times (L - x) = (388.12 \times 1.50 / 2) \times (4.0 - 1.50) = 727.73 \text{ kg-cm}$$

Si $x = 1.0$ m

$$V = WL/2 - Wx = 388.12 \times 4.0 / 2 - 388.12 \times 1.0 = 388.12 \text{ kg}$$

$$M_{Wlx/2 - Wx^2/2} = (Wx/2) \times (L - x) = (388.12 \times 1.0 / 2) \times (4.0 - 1.0) = 582.18 \text{ kg-cm}$$

Si $x = 0.50$ m

$$V = WL/2 - Wx = 388.12 \times 4.0 / 2 - 388.12 \times 0.50 = 582.18 \text{ kg}$$

$$M_{Wlx/2 - Wx^2/2} = (Wx/2) \times (L - x) = (388.12 \times 0.50 / 2) \times (4.0 - 0.50) = 339.61 \text{ kg-cm}$$

Revisión de las secciones

Para $x = 0.15$ m se considera que el presfuerzo todavía no actúa, por lo que la resistencia al cortante es el de una sección reforzada.

$$V_{cr} = 0.5 F_r (b' d + t^2 9 f'_c = 0.5 \times 0.8 \times (5.7 \times 15.0 + 4^2) 320 = 687.0 \text{ kg}$$

$$V_u = F_c \times V = 1.4 \times 718.02 = 1005.23 \text{ kg}$$

$V_{cr} < V_u$, por lo que se requiere estribos que tomen el cortante faltante . se consideran estribos del # 2 en 1 rama

$$S = F_r \times A_v \times F_y \times d / (V_u - V_{cr}) = 0.8 \times 0.32 \times 2530 \times 15 / (1005.23 - 726.27) = 35 \text{ cm}$$

$$S F_r \times A_v \times F_y / (3.5 b) = 0.8 \times 0.32 \times 2530 / (3.5 \times 5.7) = 30.0 \text{ cm}$$

$$S = 0.75 \times h = 0.75 \times 18 = 15.0 \text{ cm}$$

Por otra parte, como $V_u < 2.5 F_r (b' d + t^2) f'_c = 3632 \text{ kg}$ significa que el peralte de la sección es correcto

Para $x = 0.50$ m , se supondrá que el presfuerzo ya actúa por lo que el cortante que toma el concreto es igual a:

$$V_{cr} = F_r (b' d + t^2) (0.15 f'_c + 50 V / M dt)$$

$$V_{cr} = 0.8 \times (5.7 \times 101.5 + 4^2) \times (0.15 \times 320 + 50 \times 582.18 \times 15 / 33961)$$

$$V_{cr} = 1261.60 \text{ kg}$$

Podemos observar que la capacidad para tomar cortante de los elementos presforzados es mayor que la de los elementos reforzados, esto se debe a que la precompresión ayuda a confinar al concreto y por consiguiente, restringe el desarrollo de la grieta

$$V_u = 582.18 \times 1.4 = 815.05 \text{ kg}$$

$V_{cr} > V_u$, aunque se colocan estribos por especificación

$$\text{Para } x = 1.0 \text{ m}$$

$$V_{cr} = 623.62 \text{ kg}$$

$$V_u = 388.12 \times 1.4 = 543.37 \text{ kg}$$

$$V_{cr} > V_u$$

$$\text{Para } x = 2.0 \text{ m}$$

$$V_{cr} = 217.62 \text{ kg}$$

$$V_u = 0$$

$V_{cr} > V_u$

Para $x = 1.5$ m

$V_{cr} = 380.0$ kg

$V_u = 194.06 \times 1.4 = 271.68$ kg

$V_{cr} > V_u$

Por lo tanto se colocarán estribos #2 en 1 rama @ 15.0 cm en una longitud de 1.0 m en ambos extremos, y el resto (2.0 m) a cada 30.0 cm

Dimensionamiento y revisión por Cortante Horizontal

Como la profundidad del bloque de compresión ($a = 1.04$ cm) cae dentro del firme, la fuerza horizontal $FH = C = a b f'c = 1.04 \times 69.4 \times 136 = 9815.94$ kg, como es mayor que el valor de $2.8 Fr \times b_v \times L_{vh} = 2.8 \times 0.8 \times 5.4 \times 200 = 2419.2$ kg, donde L_{vh} es la longitud de cortante horizontal que se considera como $L/2$ y b_v el ancho de la superficie de concreto, significa que se requieren conectores para asegurar que trabaje la sección compuesta.

El área de conectores requerida es igual a $Av_{req} = FH / (Fr \times Me \times F_y)$, donde el coeficiente de fricción cortante $Me = 55 \times r^2 \times b_v \times L_{vh} / FH$ en dicha expresión $r = 1$ para concreto de peso normal, y FH se toma como el menor de

a.- $abf'c = 9815.94$

b.- $0.25 \times f_c \times b_v \times L_{vh} = 0.25 \times 200 \times 5.4 \times 200 = 54000$ kg

c.- $55 \times b_v \times L_{vh} = 55 \times 5.4 \times 200 = 59400$ kg

Por lo que

$Me = 55 \times 1.0 \times 5.4 \times 200 / 9815.94 = 6.05$

y $Av_{req} = 9815.94 / (0.8 \times 6.05 \times 2530) = 0.80$ cm²

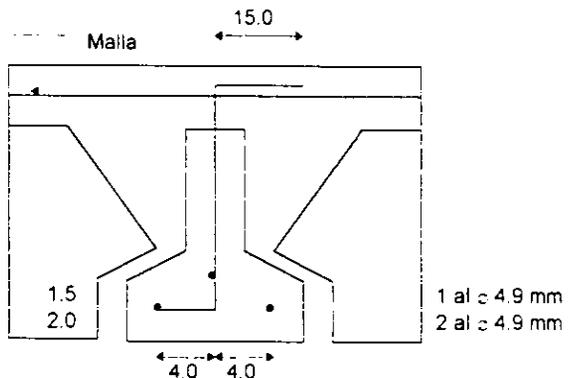
Áreas de Acero Mínimas

$Av_{f1} = 8.4 \times b_v \times L_{vh} / F_y = 8.4 \times 5.4 \times 200 / 2530 = 3.59$ cm²

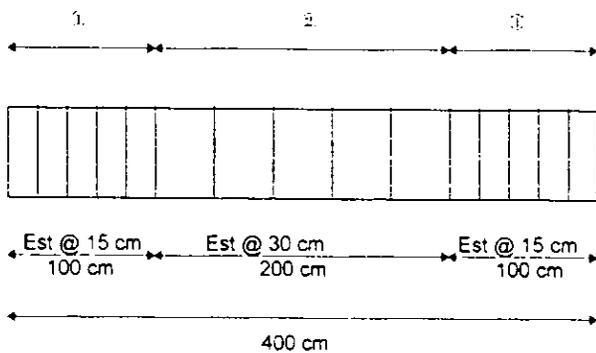
Como es mayor que Av_{freq} , calculamos $Av_{f2} = 1.33 \times Av_{fr} = 1.33 \times 0.80 = 1.06$ cm² < Av_{f1} , por lo que obtenemos $Av_{f3} = 3.5 \times b_v \times L_{vh} / F_y = 1.49$ cm², finalmente de los conectores es decir $Av_f = 1.49$ cm², aunque el área real corresponde a 5 conectores # 2 en una rama ($A_s = 1.60$ cm²) la separación es igual a $S = L_{vh} / n = 200 / 5 = 40.0$ cm pero debe ser menor o igual a $t = 4 \times 4 = 15.0$ cm

Por lo tanto, los primeros cinco estribos en cada extremo se harán conectores, dejando los restantes únicamente salidos, pero asegurándose de que la superficie de contacto este húmeda, limpia y con acabado rugoso.

Corte Transversal



Corte Longitudinal

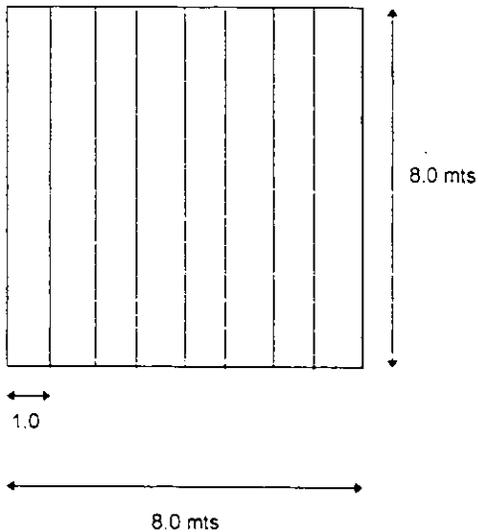


- 1. Conectores # 2
- 2. Estribos Sencillos # 2

IV.6.- Análisis y Diseño de Losas que trabajan en una Dirección con Trabes de tipo Armaduras

Este tipo de losa no se ha mencionado anteriormente, pero la utilizaremos para salvar grandes claros utilizando armaduras como trabes, por lo que la losa trabajará en una sola dirección por lo tanto primero se diseñará la losa y posteriormente la armadura.

Para este caso se propuso el caso "B", un tablero de 8.0 mts x 8.0 mts



Predimensionamiento:

$$H = L / 28$$

$$H = 100 / 28 = 3.57 \text{ cm}$$

$$H = 6.0 \text{ cm}$$

Datos :

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Claro Largo} = 8.0 \text{ m}$$

$$\text{Claro Corto} = 1.0 \text{ m}$$

Cargas en la losa

- Impermeabilizante	=	29.00 kg/m ²
- Enladrillado	= 0.02 x 1600 =	32.00 kg/m ²
- Mortero	= 0.03 x 2100 =	63.00 kg/m ²
- Falso Plafón	=	10.00 kg/m ²
- Losa	= 0.08 x 2400 =	192.00 kg/m ²
	Carga Muerta =	326.00 kg/m ²
	Carga Viva =	100.00 kg/m ²
	C.M. + C. V. =	426.00 kg/m ²

$$\text{Carga de Dise\~no} = 1.4 \times 426 = 596.4 \text{ kg/m}^2$$

Seg\~un Art. 194 del R.C.D.F.

Se calcularon los momentos flexionantes utilizando el mismo programa de an\~alisis por computadora (MAP)

$$\text{Negativo : } M = 2500 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Positivo : } M = 5000 \text{ kg-cm}$$

$$M_u = M_{\text{max. positivo}}$$

$$M_u = 5,000 \text{ kg-cm}$$

$$M_u = F_r b d^2 F_y p (1 - 0.5 q)$$

$$P_b = 0.01186$$

$$p_{\text{max}} = 0.5 \times 0.01186 = 0.00593$$

$$p_{\text{min}} = 0.7 \sqrt{200} / 5000 = 0.00198$$

$$q = p F_y / f'_c = 0.00593 \times 5000 / 136 = 0.218$$

$$M_u = 0.9 \times 100 \times d^2 \times 5000 \times 0.00593 \times (1 - 0.5 \times 0.218)$$

$$5000 = 2377.61 d^2$$

$d = 1.45 \text{ cm}$, por lo tanto el peralte propuesto esta excedido por lo que se utilizará

$$d = 4 \text{ cm}$$

$$H = 5 \text{ cm}$$

Como los momentos que se generan son muy pequeños se diseñará toda la losa con el momento máximo.

$$M_r = F_r b d^2 f'c q (1 - 0.5q)$$

$$Q = M_u / (F_r b d^2 f'c)$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2Q}$$

$$p = q f'c / F_y$$

$$A_s = p b d$$

$$Q = 5000 / (0.9 \times 100 \times 4^2 \times 136) = 0.0255$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02553} = 0.02586$$

$$p = 0.02586 \times 136 / 5000 = 0.0007 < p_{\min} \text{ por lo que se utilizará el } p_{\min}$$

$$A_s = 0.00198 \times 100 \times 4 = 0.79 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto utilizaremos Malla Electrosoldada 6-6-/10-10 en dos capas.

Esfuerzo Cortante

$$V_{\max} = 299 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 0.5 F_r b d \sqrt{f'c}$$

$$V_{cr} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 4 \times 14.14$$

$$V_{cr} = 2.262.4 \text{ kg}$$

$V_{cr} > V$, por lo tanto es correcta la sección

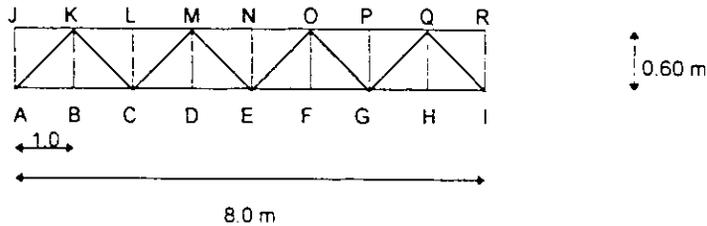
ARMADO DE LA LOSA

———— Malla Electrosoldada 6-6/10-10



Análisis y diseño de la armadura

Se propuso la siguiente armadura



Cargas en los nodos

NODO	CARGA
J	$596.4 \text{ kg/m}^2 \times 0.5 \text{ m} = 298.2 \text{ kg/m}$
K	$596.4 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 596.4 \text{ kg/m}$
L	$596.4 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 596.4 \text{ kg/m}$
M	$596.4 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 596.4 \text{ kg/m}$
N	$596.4 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 596.4 \text{ kg/m}$
O	$596.4 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 596.4 \text{ kg/m}$
P	$596.4 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 596.4 \text{ kg/m}$
Q	$596.4 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 596.4 \text{ kg/m}$
R	$596.4 \text{ kg/m}^2 \times 0.5 \text{ m} = 298.2 \text{ kg/m}$

Para el análisis de la Armadura se utilizó el mismo programa de análisis por computadora (MAP) que se ha utilizado con anterioridad.

Resumen del Análisis de la armadura

PIEZA	LOCALIZACIÓN	FUERZA	SIGNO
Cuerda Superior	JK	0	--
Cuerda Superior	KL	5964.89	Compresión
Cuerda Superior	LM	5964.89	Compresión
Cuerda Superior	MN	7953.18	Compresión

PIEZA	LOCALIZACIÓN	FUERZA	SIGNO
Cuerda Superior	NO	7953.18	Compresión
Cuerda Superior	OP	5964.89	Compresión
Cuerda Superior	PQ	5964.89	Compresión
Cuerda Superior	QR	0	
Cuerda Inferior	AB	3479.52	Tensión
Cuerda Inferior	BC	3479.52	Tensión
Cuerda Inferior	CD	7456.11	Tensión
Cuerda Inferior	DE	7456.11	Tensión
Cuerda Inferior	EF	7456.11	Tensión
Cuerda Inferior	FG	7456.11	Tensión
Cuerda Inferior	GH	3479.52	Tensión
Cuerda Inferior	HI	3479.52	Tensión
Montantes	JA	298.2	Compresión
Montantes	KB	0	-
Montantes	LC	596.40	Compresión
Montantes	MD	0	--
Montantes	NE	596.40	Compresión
Montantes	OF	0	--
Montantes	PG	596.40	Compresión
Montantes	QH	0	-
Montantes	RI	298.2	Compresión
Diagonales	AK	4057.62	Compresión
Diagonales	KC	2898.30	Tensión
Diagonales	CM	1738.98	Compresión
Diagonales	ME	579.66	Tensión
Diagonales	EO	579.66	Tensión
Diagonales	OG	1738.98	Compresión
Diagonales	GQ	2898.30	Tensión
Diagonales	QI	4057.62	Compresión

Se revisarán las secciones, tomando los esfuerzos más desfavorables

Diseño de la cuerda superior (Elemento a Compresión)

Como se trata de la cuerda superior en la que estará apoyada la losa se propone un Tubo Cuadrado (OR) con las siguientes dimensiones :

51 mm x 6.4 mm

A = 10 26 cm²

r = 1.76 cm

$$K = 1$$

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

$$C_c = \sqrt{2 \pi^2 E / F_y} = 128$$

$$KL / r = 100 / 1.76 = 56.81 < 128 \quad \text{Rango Inelástico}$$

$$F_a = \frac{(1 - (KL/r)^2 / (2 C_c^2)) F_y}{(5/3 + 3/8 (KL/r) / C_c - (KL/r)^3 / (8 C_c^3))}$$

$$F_a = \frac{2530 \times (1 - 56.81^2 / (2 \times 128^2))}{5/3 + 3 \times 56.81 / (8 \times 128) - 56.81^3 / (8 \times 128^3)}$$

$$F_a = 1246.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = P_c / A = 7953.18 / 10.26 = 775.16 \text{ kg/cm}^2 < F_a \quad \text{La sección es correcta}$$

Diseño de la cuerda Inferior (Elemento a tensión)

Acero de refuerzo $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ esfuerzo de fluencia

$$F_t = 0.60 F_y = 0.60 \times 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{área total}$$

$$F_t = 0.45 F_y = 0.45 \times 4200 = 1890 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{área neta}$$

Se toma el esfuerzo más pequeño para seleccionar una sección preliminar en tensión

$$F_t = 1890 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_t = 7456.11 \text{ kg (elemento CD)} \quad L = 100 \text{ cm}$$

$$A_n = P_t / F_t = 7456.11 / 1890 = 3.95 \text{ cm}^2$$

Se usará Varilla de Refuerzo del # 8

$$A = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 3.973 \text{ kg/m}$$

Revisión por flexión

$$L / r = 100 / 1.42 = 70.42 < 240$$

Diseño de los Montantes y Diagonales (elemento a compresión)

Pc = 3479.52 kg (elemento AK)

Se usará Acero de Refuerzo del # 8

51 mm x 3.2 mm

r = 1.42 cm

Peso = 3.973 kg/m

K = 1

L = 116.62 cm

$$Cc = \sqrt{2 \pi^2 E / Fy} = 96.95$$

$$KL/r = 116.62 / 1.42 = 82.13 < 96.95 \quad \text{Rango Inelástico}$$

$$Fa = \frac{(1 - (KL/r)^2 / (2 Cc^2)) Fy}{(5/3 + 3/8 (KL/r) / Cc - (KL/r)^3 / (8 Cc^3))}$$

$$Fa = \frac{4200 \times (1 - 82.13^2 / (2 \times 96.95^2))}{5/3 + 3 \times 82.13 / (8 \times 96.95) - 82.13^3 / (8 \times 96.95^3)}$$

$$Fa = 1406.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$fa = Pc / A = 4057.62 / 5.07 = 800.32 \text{ kg/cm}^2 < Fa \quad \text{La sección es correcta}$$

Diseño de las Diagonales (elemento a tensión)

Acero de Refuerzo $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$ esfuerzo de fluencia

$$F_t = 0.60 Fy = 0.60 \times 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{área total}$$

$$F_t = 0.45 Fy = 0.45 \times 4200 = 1890 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{área neta}$$

Se toma el esfuerzo más pequeño para seleccionar una sección preliminar en tensión

$$F_t = 1890 \text{ kg/cm}^2$$

$P_t = 2898.30 \text{ kg}$ (elemento KC) . . . $L = 116.62 \text{ cm}$

$A_n = P_t / F_t = 2898.30 / 1890 = 1.53 \text{ cm}^2$

Se usará Varilla de Refuerzo del # 8

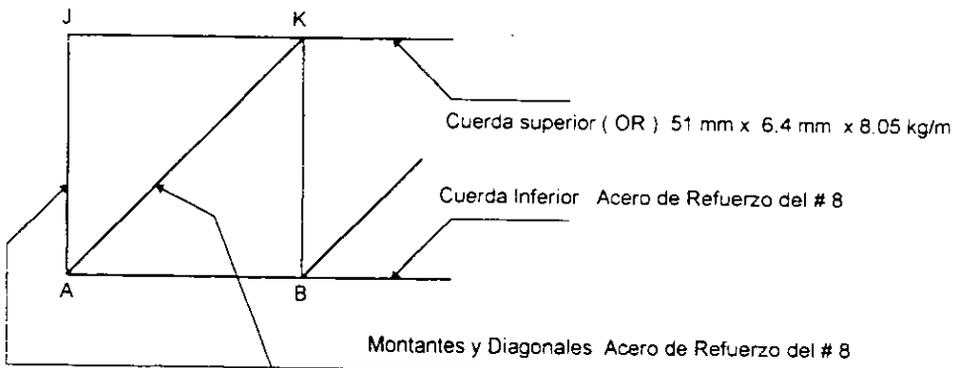
$A = 5.07 \text{ cm}^2$

Peso = 3.973 kg/m

Revisión por flexión

$L / r = 116.62 / 1.42 = 82.13 < 240$

Armado de la Armadura



CAPÍTULO V

COMPARACIÓN ECONÓMICA

V.1 .- Introducción.

En este capítulo se realizará una comparación práctica en cuanto a costos de los diferentes sistemas de entrepiso que se han visto en los capítulos anteriores.

Como parte fundamental de la elaboración de un presupuesto, está el cálculo de las cantidades de obra del proyecto, ya que la obtención precisa de estos datos seguirían posteriormente para analizar los precios unitarios de cada concepto.

Dentro de la cuantificación, por lo general se presentan los siguientes parámetros de unidad de medida:

- a) Unidad de Volumen (m^3).- Son los conceptos que utilizan los 3 ejes cartesianos como son: elaboración de concretos, excavaciones, etc.
- b) Unidad de Superficie (m^2).- Son los conceptos que utilizan dos ejes cartesianos como por ejemplo cimbra, firme, etc.
- c) Unidades Lineales (ml).- Son los conceptos que utilizan un eje cartesiano como por ejemplo: castillos, traves, etc.
- d) Unidades Contables (pza).- Son los conceptos que se manejan por unidad como por ejemplo: lámparas, etc.
- e) Unidad de Peso (kg).- Son los conceptos de obra como son: acero de refuerzo, acero estructural, etc.

Posteriormente se van a organizar los volúmenes de obra que se cuantificaron tanto de planos estructurales y arquitectónicos con el fin de obtener el catálogo de conceptos y posteriormente el presupuesto desglosado

La elaboración de los precios unitarios no es más que una etapa dentro del proceso constructivo general, que se inicia con la investigación o estudio de la factibilidad de realizar una obra, y que termina con la construcción, operación y mantenimiento de la misma.

Ahora se realizarán los precios unitarios de cada uno de los conceptos del proyecto que son los mismos para ambos casos y para los diferentes sistemas de piso que se han estudiado en los capítulos anteriores.

LISTA DE MATERIALES	UNIDAD	COSTO \$
Cemento Gris R.N.	Ton	687.00
Grava	M ³	46.67
Arena	M ³	46.67
Acero de Refuerzo $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ de 1/4" de diámetro	Ton	3500.00
Acero de Refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ de 3/8" de diámetro	Ton	3350.00
Acero de Refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ de 1/2" a 1 1/2" de diámetro	Ton	3350.00
Agua	M ³	10.00
Alambre recocido	Kg	4.10
Clavo	Kg	5.10
Mailla Electrosoldada 6-6/10-10	M ²	4.30
Duela 1"x4"	PT	7.50
Barrote 1 1/2"x4"	PT	7.50
Polin 31/5"x31/5"	PT	4.50
Acero Estructural A-36	Kg	13.63
Soldadura	Kg	7.30

OBRA :Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)

ANÁLISIS DEL FACTOR DEL SALARIO REAL

1.- DÍAS NO LABORABLES EN EL AÑO

DOMINGOS	52	IMPREV. Y COSTUMBRE	
DESCANSOS DE LEY	7	2 DÍAS DE LLUVIA	
VACACIONES	6	3 SEMANA SANTA	
ENFERMEDAD	3	1 DICIEMBRE DOCE	
IMPREV. Y COSTUMBRE	7	1 DÍA DE MUERTOS	
TOTAL:	75		

2.- DÍAS TRABAJADOS AL AÑO. 365 - 75 = 290

DÍAS PAGADOS AL AÑO	LABORALES	365
	AGUINALDO	15
	PRIMA VACACIONAL	1.5
		381.5

381.5
 FACTOR $\frac{\text{---}}{290}$ 1.32

3.- INCREMENTO POR DÍAS NO LABORALES $\frac{381.5}{290}$ 1.31551724 **31.55 %**

4.- INCREMENTO POR EL IMPUESTO SOBRE REMUNERACIONES PAGADAS

$381.5 \times 0.1482 = 56.54$
 $\frac{56.54}{290}$ 0.1949 **19.49 %**

5.- POR CUOTA PATRONAL AL SEGURO SOCIAL

DÍAS QUE SE PAGAN AL AÑO	365	365	
DÍAS LABORABLES AL AÑO	290	$\frac{\text{---}}{290}$	1.2586

FACTOR DEL IMSS

ENFERMEDAD Y MATERNIDAD	8.75 %
INVALIDEZ, VEJES, C. Y M.	5.67 %
RIESGO DEL TRABAJO	7.59 %
GUARDERÍAS	1.00 %

23.01 %

INCREMENTO POR CUOTA PATRONAL

1.2586×23.01 **28.96 %**

RESUMEN

A) POR DÍAS NO LABORABLES	31.55 %
B) IMPUESTO REMUNERACIONES PAGADAS	19.49 %
C) POR CUOTA PATRONAL IMSS	28.96 %
	80.00 %

FACTOR DE SALARIO REAL **1.80**

RELACIÓN DE PERSONAL.

AYUDANTE	$275/7 = 39.28 \times 1.80 =$	70.70
OFICIAL ALBAÑIL	$450/7 = 64.28 \times 1.80 =$	115.70
OFICIAL CARPINTERO	$450/7 = 64.28 \times 1.80 =$	115.70
OFICIAL FIERRERO	$450/7 = 64.28 \times 1.80 =$	115.70

RELACIÓN DE CUADRILLAS.

CUADRILLA	AYUDANTE	70.70
CUADRILLA	(5) AYUDANTES	353.50
CUADRILLA	CARPINTERO + AYUDANTE	186.40
CUADRILLA	ALBAÑIL + AYUDANTE	186.40
CUADRILLA	FIERRERO + AYUDANTE	186.40

GERARDO CESAR CORTES BAUTISTA

OBRA : Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas) .

LISTADO DE COSTOS INDIRECTOS

No.	Descripción	Oficina	Obras	Total
1	HONORARIOS, SUELDOS Y PRESTACIONES			
1.1	Personal Directivo	1.49	0	1.49
1.2	Personal Técnico	1.00	2.9	3.90
1.3	Personal Administrativo	2.50	2.6	5.10
1.4	Cuota Patronal IMSS e Impuestos	0.90	0.9	1.80
1.5	Pasajes, Viáticos y Otros	0.20	0.2	0.40
1.6	Consultores y Asesores	0.20	0.2	0.40
	SUBTOTAL	6.29	6.8	13.09
2	DEPRECIACIÓN, MANTENIMIENTO, RENTAS			
2.1	Edificios y Locales	0.5	0	0.50
2.2	Campamentos y Bodegas	0	0.50	0.50
2.3	Instalaciones Generales	0.2	0.15	0.35
2.4	Muebles y Enseres	0.1	0.05	0.15
	SUBTOTAL	0.8	0.70	1.50
3	SERVICIOS			
3.1	Depreciación, Rentas y Vehículos	0.4	0.9	1.3
3.2	Laboratorio de Campo	0	0.5	0.5
	SUBTOTAL	0.4	1.4	1.8
4	FLETES Y ACARREOS			
4.1	De Campo	0	0.08	0.08
4.2	De Equipo de Construcción	0	0.30	0.30
4.3	De Mobiliario	0	0.05	0.05
4.4	Higiene y Seguridad	0	0.50	0.50
	SUBTOTAL	0	0.93	0.93
5	GASTOS DE OFICINA			
5.1	Papelería, Copias, Duplicados	0.05	0.3	0.35
5.2	Seguros	0.15	0.3	0.45
5.3	Gastos de Concurso	0.15	0	0.15
5.4	Primas, Fianzas	0.80	0	0.80
	SUBTOTAL	1.15	0.6	1.75
6	TRABAJOS PREVIOS Y AUXILIARES			
6.1	Mant. De Camiones y Maquinaria	0	0.1	0.1
6.2	Montajes y Desmontajes de Equipos	0	0.1	0.1
	SUBTOTAL	0	0.2	0.2
7	OTROS			
7.1	Otros Indirectos	0.73	0	0.73
	SUBTOTAL	0.73	0	0.73
	INDIRECTO =			20.00

OBRA : Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)

CÁLCULO DE LA UTILIDAD

De la explosión de insumos de los Materiales, Mano de Obra y Equipo y/o Herramienta. Obtenemos la cantidad de mano de obra necesaria desde el inicio hasta la terminación de la obra en base a los volúmenes de obra facilitados en el catálogo de conceptos para esto requerimos únicamente la explosión de mano de obra.

CD =	1.000	Costo Directo
P.V. =	1.3186	Precio de Venta
E.M.O. =	0.2300	Explosión de Mano de Obra
IND =	20 %	Indirectos
UTD =	10 %	Utilidad deseada antes de impuestos
UT =	?	
CI =	0.2000	
S.A.R. =	2.00 %	
INFONAVIT =	5.00 %	
SECOGEF =	0.50 %	
C.U. =	UTD (CD - CI)	Cargo por Utilidad
C (S.A.R.) =	E.M.O. (S.A.R.)	Cargo por S.A.R.
C (INFONAVIT) =	E.M.O. (INFONAVIT)	Cargo por Infonavit
C (SECOGEF) =	P.V. (SECOGEF)	Cargo por SECOGEF
C.U. =	0.1200	
C (S.A.R.) =	0.0046	
C (INFONAVIT) =	0.0115	
C (SECOGEF) =	0.0062	
Σ Cargos =	<u>0.1423</u>	
UT =	Σ Cargos x 100 % / (CD - CI)	
UTILIDAD =	11.86 %	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)

CONCEPTO Básico concreto $f_c=200\text{kg/cm}^2$ H. en O.

CLAVE s/c

UNIDAD m^3

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Cemento R.N.	Ton	0.365	687.00	250.76
Arena	m^3	0.583	46.67	27.21
Grava	m^3	0.662	46.67	30.90
Agua	m^3	0.234	10.00	2.34
IMPORTE				311.21

2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Cuadrilla de (5 peones)	Jor	0.060	353.50	21.21
IMPORTE				21.21

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Herramienta Menor	%	3.00	21.21	0.64
Revolvedora	Hr	0.666	29.51	19.65
IMPORTE				20.29
C DIRECTO				352.71

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:	Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)
-------	--

CONCEPTO	Básico f'c= 250 kg/cm ² H. en O.
----------	---

CLAVE	s/c
-------	-----

UNIDAD	m ³
--------	----------------

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Cemento R.N.	Ton	0.413	687.00	283.73
Arena	m ³	0.540	46.67	25.20
Grava	m ³	0.640	46.67	29.87
Agua	m ³	0.240	10.00	2.40
IMPORTE				341.20

2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Cuadrilla (5 peones)	Jor	0.060	353.50	21.21
IMPORTE				21.21

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Herramienta Menor	%	3.00	21.21	0.64
Revolvedora	Hr	0.666	29.51	19.65
IMPORTE				20.29
C Directo				382.70

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)

CONCEPTO Concreto simple fabricado en obra $f_c = 200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y traveses de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.

CLAVE E-001A

UNIDAD m^3

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Concreto $f_c = 200\text{kg/cm}^2$	Ton	1.03	352.71	363.29
IMPORTE				363.29

2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Oficial Albañil + Ayudante	Jor	1.004	186.40	187.15
Cabo	%	10.00	187.15	18.72
IMPORTE				205.87

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Herramienta Menor	%	3.00	205.87	6.18
Vibrador	Hr	0.666	10.59	7.05
IMPORTE				13.23

C Directo	582.39
20.00 % C. Indirecto	116.48
11.86 % Utilidad	82.89
P. U	781.75

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)

CONCEPTO Concreto simple fabricado en obra $f_c = 250\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y traveses de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.

CLAVE E-001B

UNIDAD m^3

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Concreto $f_c = 250\text{kg/cm}^2$	Ton	1.03	382.70	394.18
IMPORTE				394.18

2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Oficial Albañil + Ayudante	Jor	1.004	186.40	187.15
Cabo	%	10.00	187.15	18.72
IMPORTE				205.87

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Herramienta Menor	%	3.00	205.87	6.18
Vibrador	Hr	0.666	10.59	7.05
IMPORTE				13.23

	C. Directo	613.28
20.00 %	C. Indirecto	122.66
11.86 %	Utilidad	87.28
	P. U.	823.22

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)

CONCEPTO Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ de 9.5mm de diámetro (3/8") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios

CLAVE E-002A

UNIDAD Ton

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Acero de Refuerzo $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$ de 3/8" de Diam.	Ton	1.03	3350.00	3450.50
Alambre Recocido	Kg	30.00	4.10	123.00
IMPORTE				3573.50

2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Oficial Fierro + Ayudante	Jor	6.60	186.40	1230.24
Cabo	%	10.00	1230.24	123.02
IMPORTE				1353.26

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Herramienta Menor	%	3.00	1353.26	40.60
IMPORTE				40.60

	C.Directo	4967.36
20.00 %	C.Indirecto	993.47
11.86 %	Utilidad	706.96
	P. U.	6667.79

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)

CONCEPTO Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ de 12.7 mm de diámetro (1/2") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios

CLAVE E-002B

UNIDAD Ton

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Acero de Refuerzo $f_y= 4200\text{ kg/cm}^2$ de 1/2' de Diam.	Ton	1.03	3350.00	3450.50
Alambre Recocido	Kg	25.00	4.10	102.50
IMPORTE				3553.00

2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Oficial Fierro + Ayudante	Jor	6.30	186.40	1174.32
Cabo	%	10.00	1174.32	117.43
IMPORTE				1291.75

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Herramienta Menor	%	3.00	1291.75	38.75
IMPORTE				38.75

C. Directo 4883.50
 20.00 % C. Indirecto 976.70
 11.86 % Utilidad 695.02
 P. U. 6555.22

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:	Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)
-------	--

CONCEPTO	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ de 19.0 mm de diámetro (3/4") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios
----------	--

CLAVE	E-002C
-------	--------

UNIDAD	Ton
--------	-----

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Acero de Refuerzo $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ de 3/4" de Diam.	Ton	1.03	3350.00	3450.50
Alambre Recocido	Kg	20.00	4.10	82.00
IMPORTE				3532.50

2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Oficial Fierro + Ayudante	Jor	4.90	186.40	913.36
Cabo	%	10.00	913.36	91.33
IMPORTE				1004.69

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Herramienta Menor	%	3.00	1004.69	30.14
IMPORTE				30.14

	C Directo		4567.33
20.00 %	C Indirecto		913.47
11.86 %	Utilidad		650.02
	P. U.		6130.82

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)

CONCEPTO Acero de refuerzo grado estructural con $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ de 1/4" de diámetro incluye el suministro en obra, acarreos, habilitado, colocación y amarres, ganchos y desperdicios

CLAVE E-003A

UNIDAD Ton

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Acero de Refuerzo $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ de 1/4" de Diam.	Ton	1.05	3500.00	3675.00
Alambre Recocido	Kg	33.00	4.10	135.30
IMPORTE				3810.30

2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Oficial Fierro + Ayudante	Jor	8.00	186.40	1491.20
Cabo	%	10.00	1491.20	149.12
IMPORTE				1640.32

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Herramienta Menor	%	3.00	1640.32	49.21
IMPORTE				49.21

C. Directo 5499.83
 20.00 % C. Indirecto 1099.97
 11.86 % ilidad 782.73
 P. U. 7382.53

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)

CONCEPTO Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreo para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel

CLAVE E-004A

UNIDAD m²

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Malla Electrosoldada 6-6/10-10	m ²	1.10	4.30	4.73
IMPORTE				4.73

2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Oficial Fierro + Ayudante	Jor	0.028	186.40	5.22
Cabo	%	10.00	5.22	0.52
IMPORTE				5.74

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Herramienta Menor	%	3.00	5.74	0.17
IMPORTE				0.17

	C. Directo	10.64
20.00 %	C. Indirecto	2.13
11.86 %	tilidad	1.51
	P. U	14.28

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)

CONCEPTO Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario

CLAVE E-006A

UNIDAD m²

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Duela 1" x 4"	P. T.	1.05	7.50	7.88
Barrote 1 1/2" x 4"	P. T.	2.23	7.50	16.73
Polin 3 1/2" x 3 1/2"	P. T.	2.82	4.50	12.69
Clavo	Kg	0.20	4.50	0.90
Desmoldante	Lt	0.25	2.50	0.63
Alambre Recocido	Kg	0.20	4.10	0.82
IMPORTE				39.65

2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Oficial Carpintero + Ayudante	Jor	0.10	186.40	18.64
Cabo	%	10.00	18.64	1.86
IMPORTE				20.50

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Herramienta Menor	%	3.00	20.50	0.62
IMPORTE				0.62

	C. Directo	60.77
20.00 %	C. Indirecto	12.15
11.86 %	Utilidad	8.65
	P. U.	81.57

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)

CONCEPTO Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chaffanes y goteros cuando sea necesario

CLAVE E-006B UNIDAD m²

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Duela 1" x 4"	P.T.	2.63	7.50	19.73
Barrote 1 1/2" x 4"	P.T.	2.23	7.50	16.73
Polin 3 1/2" x 3 1/2"	P.T.	2.82	4.50	12.69
Clavo	Kg	0.30	4.50	1.35
Desmoldante	Lt	0.30	2.50	0.75
Alambre Recocido	Kg	0.20	4.10	0.82
IMPORTE				52.07

2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Oficial Carpintero + Ayudante	Jor	0.083	186.40	15.47
Cabo	%	10.00	15.47	1.55
IMPORTE				17.02

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Herramienta Menor	%	3.00	17.02	0.51
IMPORTE				0.51

C.Directo 69.60
 20.00 % C.Indirecto 13.92
 11.86 % Utilidad 9.91
 P. U. 93.43

GERARDO CESAR CORTES BAUTISTA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)

CONCEPTO Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario

CLAVE E-006C

UNIDAD m²

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Barrote 1 1/2" x 4"	P.T.	0.66	7.50	4.95
Polin 3 1/2" x 3 1/2"	P.T.	1.60	4.50	7.20
Clavo	Kg	0.20	4.50	0.90
Desmoldante	Lt	0.25	2.50	0.63
Alambre Recocido	Kg	0.20	4.10	0.82
IMPORTE				14.50

2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Oficial Carpintero + Ayudante	Jor	0.070	186.40	13.05
Cabo	%	10.00	13.05	1.31
IMPORTE				14.36

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Herramienta Menor	%	3.00	14.36	0.43
IMPORTE				0.43

	C. Directo	29.29
20.00 %	C. Indirecto	5.86
11.86 %	Utilidad	4.17
	P. U.	39.32

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:	Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)
-------	--

CONCEPTO	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario
----------	--

CLAVE	E-006D	UNIDAD	m ²
-------	--------	--------	----------------

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Duela 1" x 4"	P.T.	2.63	7.50	19.73
Barrote 1 1/2" x 4"	P.T.	2.23	7.50	16.73
Polin 3 1/2" x 3 1/2"	P.T.	2.82	4.50	12.69
Clavo	Kg	0.30	4.50	1.35
Desmoldante	Lt	0.30	2.50	0.75
Alambre Recocido	Kg	0.20	4.10	0.82
IMPORTE				52.07

2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Oficial Carpintero + Ayudante	Jor	0.074	186.40	13.79
Cabo	%	10.00	13.79	1.38
IMPORTE				15.17

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Herramienta Menor	%	3.00	15.17	0.46
IMPORTE				0.46

	C.Directo	67.70
20.00 %	C.Indirecto	13.54
11.86 %	Utilidad	9.64
	P. U.	90.88

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA:	Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)
-------	--

CONCEPTO	Suministro y colocación de bovedilla de concreto con vigas armadas incluye acarreos de materiales, mano de obra y desperdicios
----------	--

CLAVE	E-007A
-------	--------

UNIDAD	m ²
--------	----------------

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Bovedilla	Pz	1.2	35.00	42.00
Viga	Ml	2.10	14.00	29.40
IMPORTE				71.40

2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Oficial Albañil + Ayudante	Jor	0.105	186.40	19.57
Cabo	%	10.00	19.57	1.96
IMPORTE				21.53

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Herramienta Menor	%	3.00	21.53	0.65
IMPORTE				0.65

	C. Directo	93.58
20.00 %	C. Indirecto	18.72
11.86 %	Utilidad	13.31
	P. U.	125.61

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)

CONCEPTO Suministro y colocación de herrería de acero estructural A-36 y Varilla del # 8; habilitado, armado, soldado, esmerilado etc.

CLAVE E-008A

UNIDAD Kg

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Acero estructural A-36	Kg	1.03	13.63	14.04
IMPORTE				14.04

2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Oficial Fierro + Ayudante	Jor	0.0234	186.40	4.36
Cabo	%	10.00	4.36	0.44
IMPORTE				4.80

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Soldadura	%	0.075	15.00	1.33
Herramienta Menor	%	3.00	4.80	0.14
IMPORTE				1.47

	C. Directo	20.31
20.00 %	C. Indirecto	4.06
11.86 %	Utilidad	2.89
	P. U.	27.26

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: Tesis Profesional (Estudio Comparativo de Losas)

CONCEPTO Suministro y colocación de herreria de acero estructural A-36 y Varilla del # 8; habilitado, armado, soldado, esmerilado etc.

CLAVE E-008A

UNIDAD Kg

1. MATERIALES	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Varilla del # 8	Kg	1.03	3.35	3.45
IMPORTE				3.45

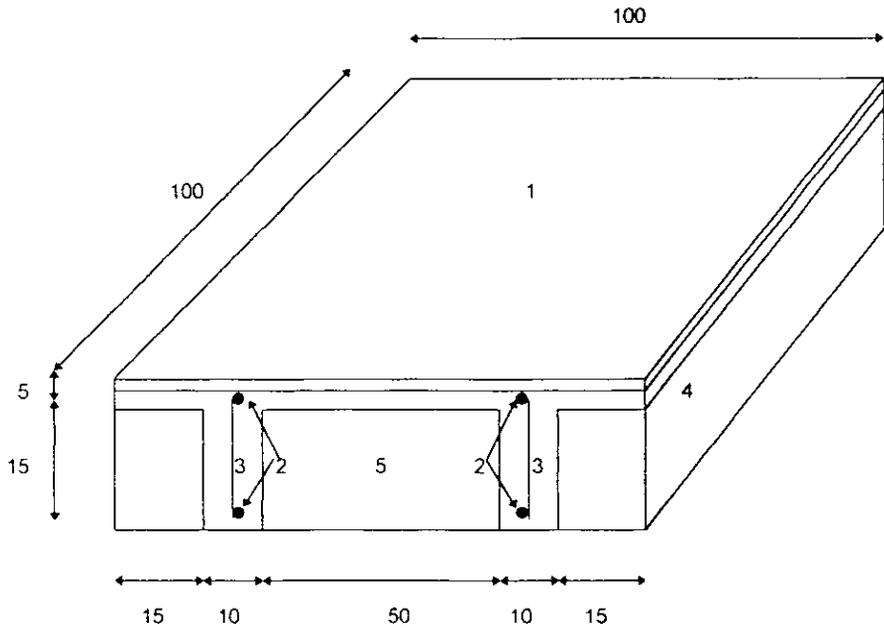
2. MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Oficial Fierro + Ayudante	Jor	0.0234	186.40	4.36
Cabo	%	10.00	4.36	0.44
IMPORTE				4.80

3. EQUIPO Y HERRAMIENTA	UNIDAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	COSTO UNITARIO
Soldadura	%	0.075	15.00	1.33
Herramienta Menor	%	3.00	4.80	0.14
IMPORTE				1.47

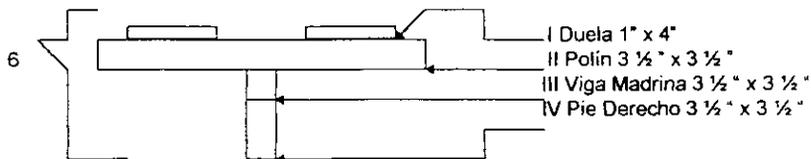
	C.Directo	9.72
20.00 %	C.Indirecto	1.94
11.86 %	Utilidad	1.38
	P. U.	13.04

V.2.- Losas que Trabajan en una Dirección

CASO "A"



- 1.- Firme de Concreto $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- 2.- Acero de Refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ de $3/8"$ de \varnothing
- 3.- Acero de Refuerzo $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ de $1/4"$ de \varnothing Nervios @ 10 cm
- 4 - Malla Electrosoldada 6-6 / 10-10
- 5 - Poliestireno
- 6.- Cimbra



CUANTIFICACION DE LOS CONCEPTOS

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f'c= 200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y traveses de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3

Localización	Pz	Largo	Ancho	AltO	Total	Acumulado
Firme	1	1.0	1.0	0.05	0.05	0.05
Nervio	2	1.0	0.1	0.15	0.03	0.08

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-002A	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ de 9.5mm de diámetro (3/8") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg

Localización	Pza	Longitud	Peso/Mlde 3/8"	Total
Nervio	4	1.0	0.567	2.228

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-003A	Acero de refuerzo grado estructural con $f_y= 2530\text{kg/cm}^2$ de 1/4" de diámetro incluye el suministro en obra, acarreo, habilitado, colocación y amarres, ganchos y desperdicios.	kg

Localización	Pz	Longitud	Peso/Ml De 1/4"	Total
Nervio	20	0.30	0.251	1.506

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreo para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel	m ²

Localización	Pza	Largo	Ancho	Total
Firme	1	1.0	1.0	1.0

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-006A	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario	m ²

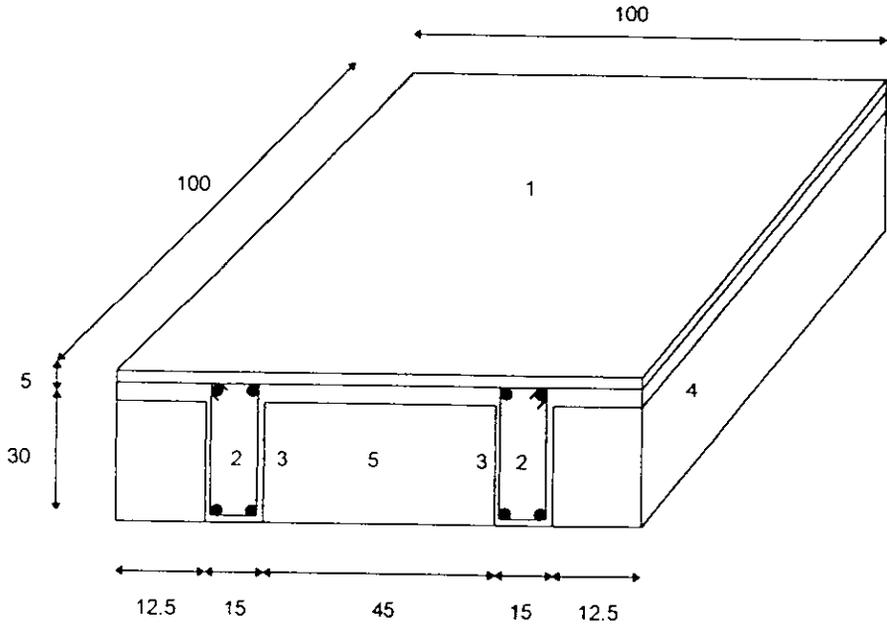
Localización	Pza	Largo	Ancho	Total
Firme	1	1.0	1.0	1.0

Resumen de la Cuantificación del Caso "A"

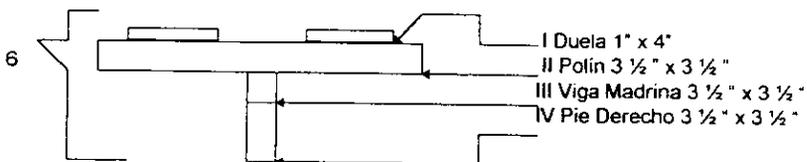
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f_c = 200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y trabes de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m ³	0.080
E-002A	Acero de refuerzo $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ de 9.5mm de diámetro (3/8") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg	2.228
E-003A	Acero de refuerzo grado estructural con $f_y = 2530\text{kg/cm}^2$ de 1/4" de diámetro incluye el suministro en obra, acarreo, habilitado, colocación y amarres, ganchos y desperdicios.	kg	1.506
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreo para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel	m ²	1.000
E-006A	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario	m ²	1.000

CASO "B"

Para este caso los conceptos son los mismos, lo que cambia son las secciones, por lo que se procede con la cuantificación de dichos conceptos



- 1.- Firme de Concreto $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- 2.- Acero de Refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ de $1/2"$ y $5/8"$ de \varnothing
- 3.- Acero de Refuerzo $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ de $1/4"$ de \varnothing Nervios @ 20 cm
- 4.- Malla Electrosoldada 6-6 / 10-10
- 5.- Poliestireno
- 6.- Cimbra



CUANTIFICACION DE LOS CONCEPTOS

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f_c = 200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y traveses de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3

Localización	Pz	Largo	Ancho	Alti	Total	Acumulado
Firme	1	1.0	1.00	0.05	0.05	0.05
Nervio	2	1.0	0.15	0.30	0.09	0.14

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-002B	Acero de refuerzo $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ de 12.7 y 15.9 mm de diametro ($1/2"$ y $5/8"$) incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg

Localización	Pza	Longitud	Peso/Mlde	Total
Nervio	4	1.0	1.552	6.208
Nervio	4	1.0	0.996	3.984
				10.192

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-003A	Acero de refuerzo grado estructural con $f_y = 2530\text{kg/cm}^2$ de $1/4"$ de diametro incluye el suministro en obra, acarreo, habilitado, colocación y amarres, ganchos y desperdicios.	kg

Localización	Pz	Longitud	Peso/MI De $1/4"$	Total
Nervio	10	1.10	0.251	2.761

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreo para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel	m ²

Localización	Pza	Largo	Ancho	Total
Firme	1	1.0	1.0	1.0

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-006A	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario	m ²

Localización	Pza	Largo	Ancho	Total
Firme	1	1.0	1.0	1.0

Resumen de la Cuantificación del Caso " B "

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f_c = 200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y trabes de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m ³	0.140
E-002B	Acero de refuerzo $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ de 12.7 y 15.9 mm de diámetro (1/2" y 5/8") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios.	kg	10.192
E-003A	Acero de refuerzo grado estructural con $f_y = 2530\text{kg/cm}^2$ de 1/4" de diámetro incluye el suministro en obra, acarreo, habilitado, colocación y amarres, ganchos y desperdicios.	kg	2.761
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreo para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel	m ²	1.000
E-006A	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario	m ²	1.000

Presupuesto del Caso " A "
Losa en una Dirección

Clave	Concepto	Un	P.U.	Cantidad	Importe
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f_c=200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y trabes de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3	781.75	0.080	62.54
E-002A	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ de 9.5mm de diámetro (3/8") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg	6.67	2.228	14.86
E-003A	Acero de refuerzo grado estructural con $f_y=2530\text{kg/cm}^2$ de 1/4" de diámetro incluye el suministro en obra, acarreos, habilitado, colocación y amarres, ganchos y desperdicios.	kg	7.38	1.506	11.12
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreos para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel	m^2	14.28	1.000	14.28
E-006A	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario	m^2	81.57	1.000	81.57

TOTAL : \$ 184.37

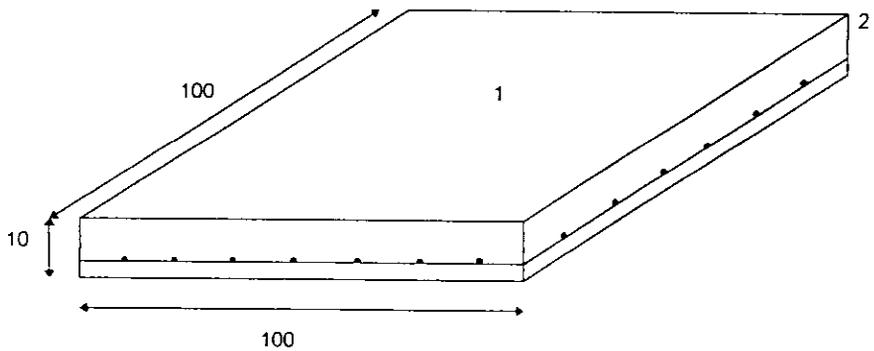
Presupuesto del Caso " B "
Losa en una Dirección

Clave	Concepto	Un	P.U	Cantidad	Importe
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f_c=200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y traveses de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3	781.75	0.140	109.45
E-002B	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ de 12.7 y 15.9 mm de diámetro (1/2" y 5/8") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg	6.56	10.192	66.86
E-003A	Acero de refuerzo grado estructural con $f_y=2530\text{kg/cm}^2$ de 1/4" de diámetro incluye el suministro en obra, acarreo, habilitado, colocación y amarres, ganchos y desperdicios.	kg	7.38	2.761	20.38
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreo para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel	m^2	14.28	1.000	14.28
E-006A	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y traveses incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario	m^2	81.57	1.000	81.57

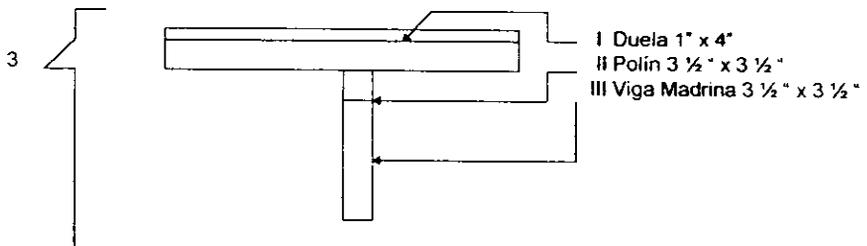
TOTAL : \$ 292.54

V.3.- Losas que Trabajan en dos Direcciones

caso "A".



- 1.- Firme de Concreto $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- 2.- Acero de Refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ de $3/8"$ de ϕ
- 3.- Cimbra



CUANTIFICACION DE LOS CONCEPTOS

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f_c=200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y trabes de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3

Localización	Pz	Largo	Ancho	Alti	Total	Acumulado
losa	1	1.0	1.00	0.10	0.10	0.10

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-002A	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ de 9.5mm de diámetro (3/8") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg

Localización	Pza	Longitud	Peso/Mlde 3/8"	Total	Acumulado
Sentido X	3.33	1.0	0.557	1.85	1.85
Sentido Y	3.33	1.0	0.557	1.85	3.71

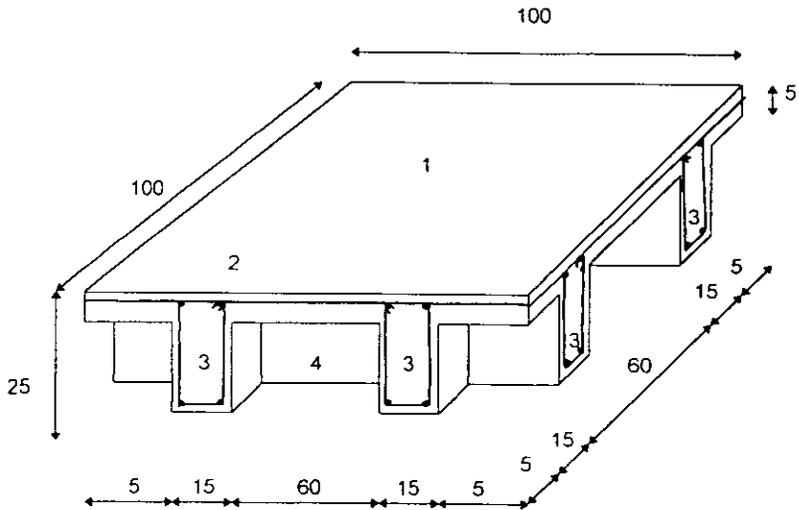
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-006B	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chafianes y goteros cuando sea necesario	m^2

Localización	Pza	Largo	Ancho	Total
Firme	1	1.0	1.0	1.0

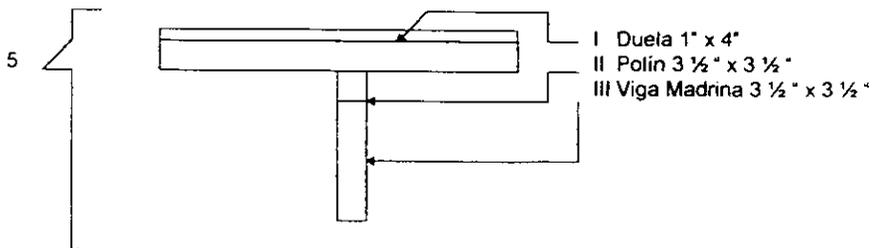
Resumen de la Cuantificación del Caso "A"

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f_c = 200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y traveses de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3	0.100
E-002A	Aceros de refuerzo $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ de 9.5mm de diámetro (3/8") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg	3.710
E-006B	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y traveses incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario	m^2	1.000

Caso " B "



- 1.- Firme de Concreto $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- 2.- Malla Electrosoldada 6-6 / 10-10
- 3.- Acero de Refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ de $3/8"$ de \varnothing
- 4.- Acero de Refuerzo $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ de $1/4"$ de \varnothing Ner de 15cm @ 15cm
- 5.- Cimbra



CUANTIFICACION DE LOS CONCEPTOS

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f_c= 200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y traveses de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3

Localización	Pz	Largo	Ancho	Alti	Total	Acumulado
Nervio de 15cm	2	1.0	0.15	0.25	0.08	0.08
Nervio de 15cm	2	0.7	0.15	0.25	0.05	0.13
Firme	1	1.0	1.00	0.05	0.05	0.18

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-002A	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ de 9.5mm de diámetro (3/8") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg

Localización	Pza	Longitud	Peso/Mide 3/8"	Total
Nervio	16	1.0	0.559	8.94

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-003A	Acero de refuerzo grado estructural con $f_y= 2530\text{kg/cm}^2$ de 1/4" de diámetro incluye el suministro en obra, acarreo, habilitado, colocación y amarres, ganchos y desperdicios.	kg

Localización	Pz	Longitud	Peso/Ml De 1/4"	Total	Acumulado
Nervio	6.67	0.90	0.251	1.510	1.510
Nervio	6.67	0.90	0.251	1.510	3.010

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreo para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel	m ²

Localización	Pza	Largo	Ancho	Total
Firme	1	1.0	1.0	1.0

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-006B	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chafanes y goteros cuando sea necesario	m ²

Localización	Pza	Largo	Ancho	Total
Firme	1	1.0	1.0	1.0

Resumen de la Cuantificación del Caso "B"

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f_c = 200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y trabes de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m ³	0.180
E-002A	Acero de refuerzo $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ de 9.5mm de diámetro (3/8") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg	8.940
E-003A	Acero de refuerzo grado estructural con $f_y = 2530\text{kg/cm}^2$ de 1/4" de diámetro incluye el suministro en obra, acarreo, habilitado, colocación y amarres, ganchos y desperdicios.	kg	3.010
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreo para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel	m ²	1.000
E-006B	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chafanes y goteros cuando sea necesario	m ²	1.000

Presupuesto del Caso " A "
Losas en dos Direcciones

Clave	Concepto	Un	P.U.	Cantidad	Importe
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f_c=200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y trabes de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3	781.75	0.100	78.18
E-002A	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ de 9.5mm de diámetro (3/8") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg	6.67	3.710	24.74
E-006B	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario	m^2	93.43	1.000	93.43

TOTAL : \$ 196.35

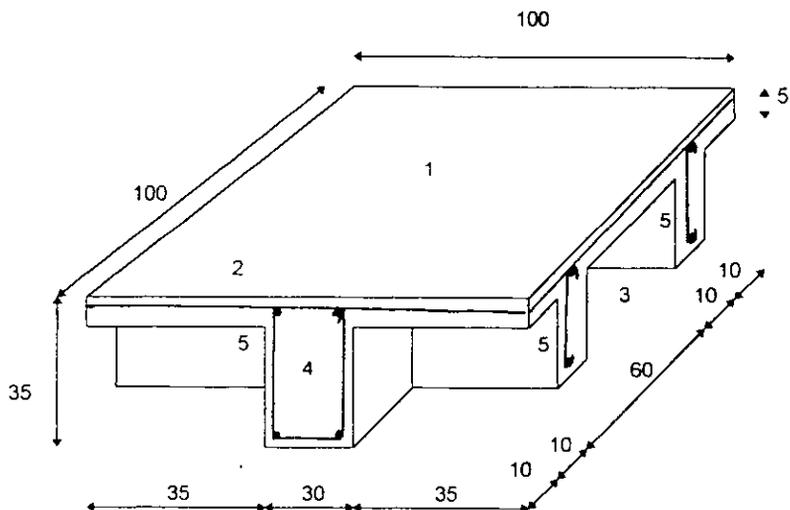
Presupuesto del Caso " B "
Losa en dos Direcciones

Clave	Concepto	Un	P.U.	Cantidad	Importe
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f'c=200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y trabes de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3	781.75	0.180	140.72
E-002A	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ de 9.5mm de diámetro (3/8") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg	6.67	8.940	59.63
E-003A	Acero de refuerzo grado estructural con $f_y=2530\text{kg/cm}^2$ de 1/4" de diámetro incluye el suministro en obra, acarreo, habilitado, colocación y amarres, ganchos y desperdicios.	kg	7.38	3.010	22.21
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreo para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel	m^2	14.28	1.000	14.28
E-006B	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario	m^2	93.43	1.000	93.43

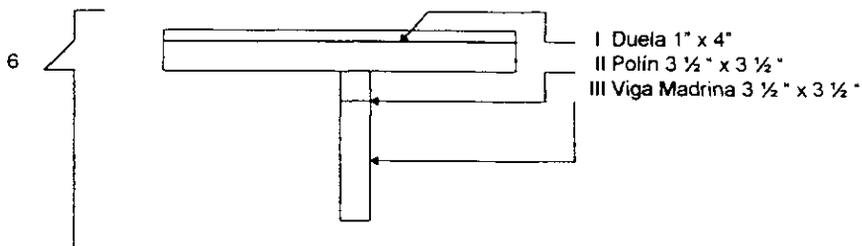
TOTAL : \$ 330.27

V.4.- Losa Plana Aligerada

Para este tipo de losa sólo se analizó el caso " B " ya que es el que presenta los esfuerzos mayores y el más desfavorable de los dos casos.



- 1.- Firme de Concreto $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- 2.- Malla Electrosoldada 6-6 / 10-10
- 3.- Acero de Refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ de $1/2''$ de \varnothing
- 4.- Acero de Refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ de $3/4''$ de \varnothing
- 5.- Acero de Refuerzo $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ de $1/4''$ de \varnothing Ner de $10\text{cm} @ 12\text{cm}$ y Ner de $30\text{cm} @ 15\text{cm}$
- 6.- Cimbra



CUANTIFICACION DE LOS CONCEPTOS

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-001B	Concreto simple fabricado en obra $f_c=250\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y traveses de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3

Localización	Pz	Largo	Ancho	Alti	Total	Acumulado
Nervio de 30cm	1	1.0	0.30	0.30	0.09	0.09
Nervio de 10cm	2	1.0	0.10	0.30	0.04	0.13
Firme	1	1.0	1.00	0.05	0.05	0.18

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-002B	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ de 12.7mm de diámetro (1/2") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg

Localización	Pza	Longitud	Peso/Mide 1/2"	Total
Nervio	4	1.0	0.996	3.98

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-002C	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ de 19.0mm de diámetro (3/4") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg

Localización	Pza	Longitud	Peso/Mide 3/4"	Total
Nervio	4	1.0	2.25	9.00

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-003A	Acero de refuerzo grado estructural con $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ de 1/4" de diámetro incluye el suministro en obra, acarrees, habilitado, colocación y amarres, ganchos y desperdicios.	kg

Localización	Pz	Longitud	Peso/MI De 1/4"	Total	Acumulado
Nervio	18	0.45	0.251	2.033	2.033
Nervio	7	1.40	0.251	2.460	4.493

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarrees para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel	m ²

Localización	Pza	Largo	Ancho	Total
Firme	1	1.0	1.0	1.0

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-006D	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario	m ²

Localización	Pza	Largo	Ancho	Total
Firme	1	1.0	1.0	1.0

Resumen de la Cuantificación del Caso "B"

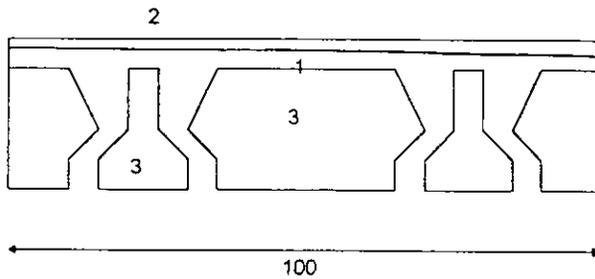
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
E-001B	Concreto simple fabricado en obra $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y trabes de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3	0.180
E-002B	Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ de 12.7mm de diámetro (1/2") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg	3.980
E-002C	Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ de 19.0mm de diámetro (3/4") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg	4.500
E-003A	Acero de refuerzo grado estructural con $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ de 1/4" de diámetro incluye el suministro en obra, acarreo, habilitado, colocación y amarres, ganchos y desperdicios.	kg	4.493
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreo para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel	m^2	1.000
E-006D	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario	m^2	1.000

Presupuesto del Caso " B "
Losas Planas

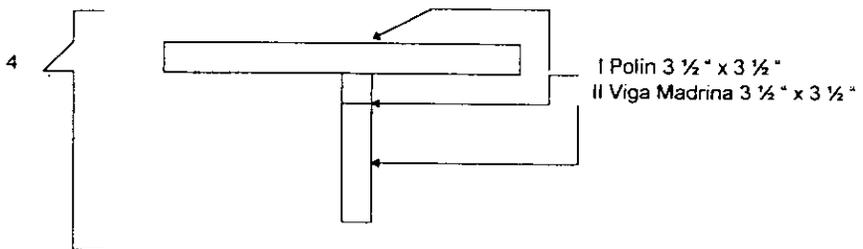
Clave	Concepto	Un	P.U.	Cantidad	Importe
E-001B	Concreto simple fabricado en obra $f_c=250\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y trabes de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3	823.22	0.180	148.18
E-002B	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ de 12.7mm de diámetro (1/2") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg	6.56	3.980	26.09
E-002C	Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ de 19.0mm de diámetro (3/4") incluye suministro, habilitado, colocación y amarres, ganchos, traslapes y desperdicios	kg	6.13	9.000	55.17
E-003A	Acero de refuerzo grado estructural con $f_y=2530\text{kg/cm}^2$ de 1/4" de diámetro incluye el suministro en obra, acarreo, habilitado, colocación y amarres, ganchos y desperdicios.	kg	7.38	4.493	33.17
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreo para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel	m^2	14.28	1.000	14.28
E-006D	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chafanes y goteros cuando sea necesario	m^2	90.88	1.000	90.88

TOTAL : \$ 367.77

V.5.- Losas que Trabajan en una Dirección (Vigueta y Bovedilla)



- 1.- Firme de Concreto $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- 2.- Malla Electrosoldada 6-6 / 10-10
- 3.- Vigueta y Bovedilla
- 4.- Cimbra



CUANTIFICACION DE LOS CONCEPTOS

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f_c = 200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y trabes de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3

Localización	Pz	Largo	Ancho	Alti	Total	Acumulado
LOSA	1	1.0	1.00	0.05	0.05	0.05

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreo para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel	m^2

Localización	Pza	Largo	Ancho	Total
Firme	1	1.0	1.0	1.0

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-006C	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario	m^2

Localización	Pza	Largo	Ancho	Total
Firme	1	1.0	1.0	1.0

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-007A	Suministro y colocación de bovedilla de concreto con vigas armadas incluye acarreo de materiales, mano de obra y desperdicios	m ²

Localización	Pza	Largo	Ancho	Total
Firme	1	1.0	1.0	1.0

Resumen de la Cuantificación del Caso " A "

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
E-001A	Concreto simple fabricado en obra f _c = 200kg/cm ² con cemento R.N. para losas y trabes de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m ³	0.05
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreo para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel	m ²	1.00
E-006C	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chafanes y goteros cuando sea necesario	m ²	1.00
E-007A	Suministro y colocación de bovedilla de concreto con vigas armadas incluye acarreo de materiales, mano de obra y desperdicios	m ²	1.00

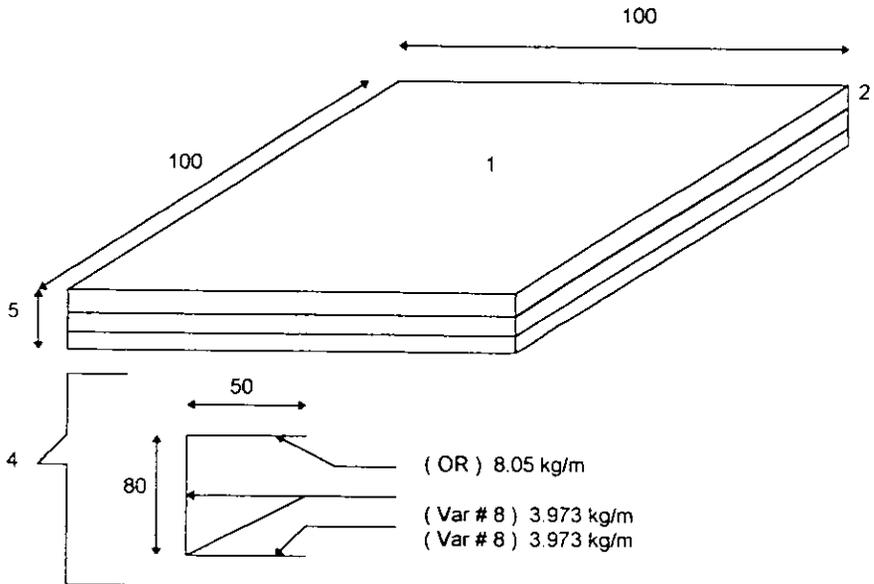
Presupuesto del Caso " A "
Vigueta y Bovedilla

Clave	Concepto	Un	P.U.	Cantidad	Importe
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f_c=200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y trabes de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3	781.75	0.05	39.09
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreo para reforzar firmes, pisos, losas, muros en cualquier nivel	m^2	14.28	1.00	14.28
E-006C	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario	m^2	39.32	1.00	39.32
E-007A	Suministro y colocación de bovedilla de concreto con vigas armadas incluye acarreo de materiales, mano de obra y desperdicios	m^2	125.61	1.00	125.61

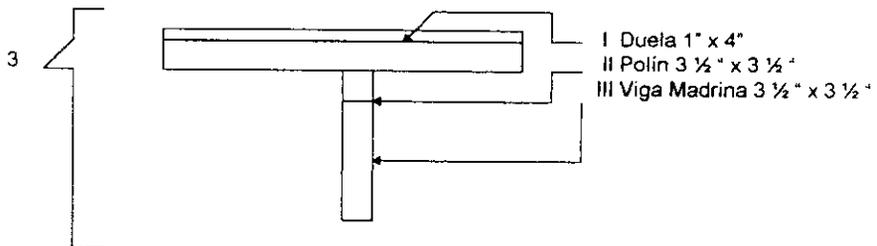
TOTAL : \$ 218.30

V.6.- Losas que trabajan en una Dirección con Trabes de Armaduras

caso " B ".



- 1.- Firme de Concreto $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- 2.- Malla Electrosoldada 6/6-10/10
- 3.- Cimbra
- 4.- Acero Estructural A - 36 y Acero de Refuerzo $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ # 8



CUANTIFICACION DE LOS CONCEPTOS

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f'c= 200\text{kg}/\text{cm}^2$ con cemento R.N. para losas y traveses de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3

Localización	Pz	Largo	Ancho	Alti	Total	Acumulado
losa	1	1.0	1.00	0.05	0.05	0.05

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, trasape, desperdicios, acarreo para reforzar firmes, pisos, losas, muros, etc. En cualquier nivel.	m^2

Localización	Pza	Longitud	Ancho	Total	Acumulado
Losa	2	1.0	1.0	2.0	2.0

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-006B	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y traveses incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario	m^2

Localización	Pza	Largo	Ancho	Total
Firme	1	1.0	1.0	1.0

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD
E-008A	Suministro y colocación de herrería de acero estructural A-36 y Varilla # 8 ; habilitado , armado, soldado, esmerilado, etc.	kg

Localización	Pza	Longitud	Peso/MI del per	Total	Acumulado
Perfil OR C.S.	1	1.00	8.05	8.05	8.05
Perfil Var #8 C.I.	1	1.00	3.97	3.97	3.97
Perfil Var # 8 M.	1	0.60	3.97	2.38	6.35
Perfil Var # 8 D.	1	1.17	3.97	4.65	11.00

Resumen de la Cuantificación del Caso "B"

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f_c = 200\text{kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y trabes de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3	0.050
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreos para reforzar firmes, pisos, losas, muros, etc. En cualquier nivel.	m^2	2.000
E-006B	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y trabes incluye chafanes y goteros cuando sea necesario	m^2	1.000
E-008A	Suministro y colocación de herrería de acero estructural A-36 y Var # 8 ; habilitado , armado, soldado, esmerilado, etc.	Kg Kg	8.050 11.000

Presupuesto del Caso " B "

Losas en una Dirección apoyadas
sobre Armaduras

Clave	Concepto	Un	P.U.	Cantidad	Importe
E-001A	Concreto simple fabricado en obra $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ con cemento R.N. para losas y traveses de superestructura incluye acarreo, muestreo colado, vibrado, desperdicios y equipo.	m^3	781.75	0.050	39.09
E-004A	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6-6/10-10 incluye alambre, traslape, desperdicios, acarreos para reforzar firmes, pisos, losas, muros, etc. En cualquier nivel.	m^2	14.28	2.000	28.56
E-006B	Cimbra y descimbra aparente a una altura máxima de 4m en remates de plataformas en losas y traveses incluye chaflanes y goteros cuando sea necesario	m^2	93.43	1.000	93.43
E-008A	Suministro y colocación de herrería de acero estructural A-36 y Var # 8 ; habilitado , armado, soldado, esmeritado, etc.	Kg	27.26	8.050	219.44
		Kg	13.05	11.00	143.55

TOTAL : \$ 524.07

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES

Conclusiones :

Del trabajo realizado se puede observar la importancia que tiene en el diseño estructural, el uso más adecuado de los tipos de losa tomando en consideración la resistencia y la economía, así como la realización de diseños adecuados, funcionales y de facilidad en la construcción.

Se puede concluir que para claros pequeños los tipos de losas más adecuados que se pueden utilizar son :

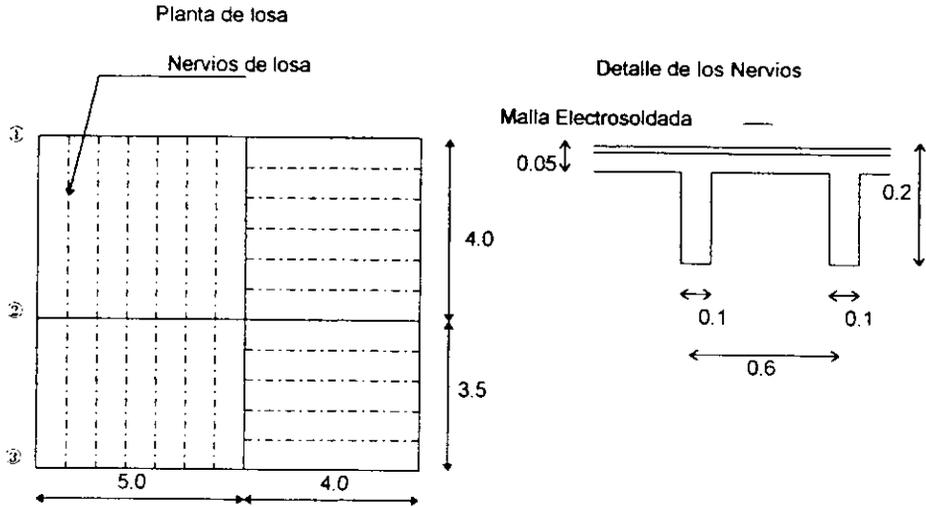
- Losa que trabaja en una dirección aligerada.
- Losa que trabaja en dos direcciones perimetralmente apoyada maciza.
- Losa que trabaja en una dirección aligerada (Vigüeta y Bovedilla).

Y para claros grandes los tipos de losa recomendables son :

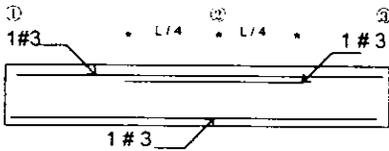
- Losa que trabaja en una dirección aligerada.
- Losa que trabaja en dos direcciones perimetralmente apoyada aligerada.
- Losa plana.
- Losa que trabaja en una dirección maciza apoyada sobre armaduras.

Como podemos ver, para claros grandes una losa maciza no es recomendable, ya que las losas trabajan principalmente por flexión y a mayor peralte mayor peso, pero si se aligera la losa el peralte no varía, por lo que lo más recomendable para claros grandes es utilizar losas aligeradas.

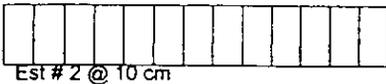
LOSA QUE TRABAJA EN UNA DIRECCIÓN ALIGERADA
CASO "A"



Armado típico del Nervio de la losa
b = 10 cm



Armado Transversal



NOTAS GENERALES

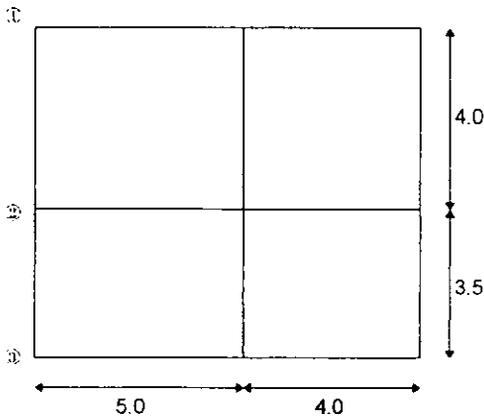
- 1.- Todas las acotaciones están en m.
- 2.- Los ganchos y traslapes serán de acuerdo a las especificaciones que marcan las N.T.C. sección 1. 4. 2.
- 3.- Las cargas aplicadas fueron
C.M. = 198 kg/m
Para la carga viva se utilizó 170 kg/m²
de casa-habitación Art 199 R.C.D.F.
C.V. = 170 kg/m² x 0.6 m = 102 kg/m

COMENTARIOS :

Este tipo de losa propuesta presenta grandes ventajas estructurales para este caso, ya que a mayor peralte el momento de inercia aumenta, y por lo consiguiente la rigidez también se incrementa, además de la facilidad en el análisis y diseño ya que se presenta como viga continua, los elementos mecánicos que se generan no son considerables, además el sentido de los nervios se puede combinar, unos tableros en un sentido y otros en el otro para un mejor comportamiento ante cargas horizontales.

LOSA PERIMETRALMENTE APOYADA MACIZA CASO "A"

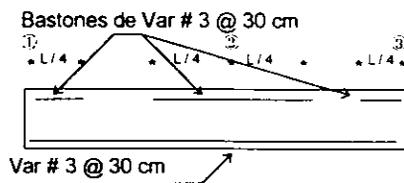
Planta de losa



NOTAS GENERALES

- 1.- Todas las acotaciones están en m.
- 2.- Los ganchos y traslapes serán de acuerdo a las especificaciones que marcan las N.T.C. sección 1. 4. 2.
- 3.- Las cargas aplicadas fueron
C.M. = 390 kg/m^2
Para la carga viva se utilizó 170 kg/m^2 de casa-habitación Art 199 R.C.D.F.
C.V. = 170 kg/m^2

Armado típico de losa maciza de 10 cm de espesor

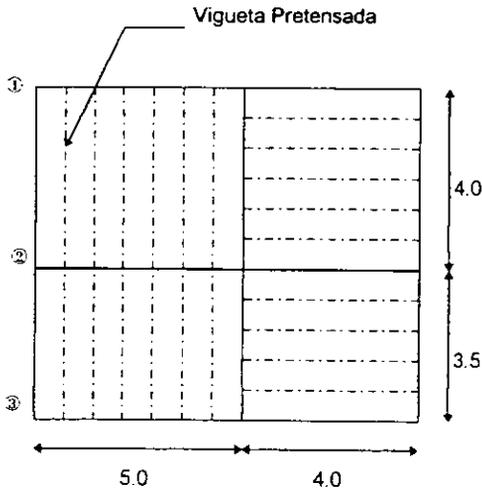


COMENTARIOS :

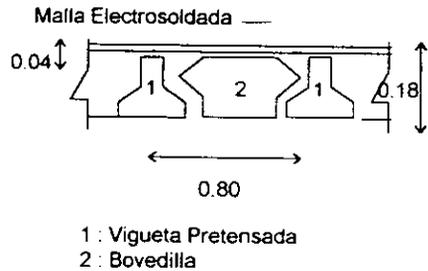
Este tipo de losa es el más utilizado para este caso, ya que su procedimiento constructivo es muy conocido y utilizado en la construcción. Su análisis se basa en hipótesis, para determinar los coeficientes para obtener los momentos positivos y negativos que presenta el tablero, dependiendo de sus condiciones de frontera.

**LOSA QUE TRABAJA EN UNA DIRECCIÓN ALIGERADA
(VIGUETA Y BOVEDILLA)
CASO "A"**

Planta de losa



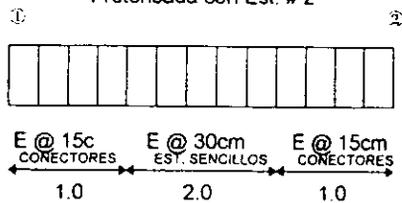
Detalle de la losa



NOTAS GENERALES

- 1.- Vigueta pretensada de 400 kg/cm^2 armada con 3 Alambres de 4.9 mm de \emptyset
- 2.- Malla Electrosoldada 6/6-10/10 con $F_y=5000 \text{ kg/cm}^2$
- 3.- Concreto simple fabricado en Obra $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$
- 4.- Las cargas aplicadas fueron
Ancho efectivo del Firme $b_e = 0.69 \text{ m}$
 $C.M. + C.V. = 300 \text{ kg/m}^2 \times 0.69 \text{ m}$
 $C.M. + C.V. = 208 \text{ kg/m}$

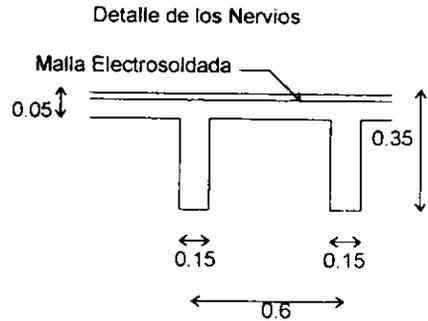
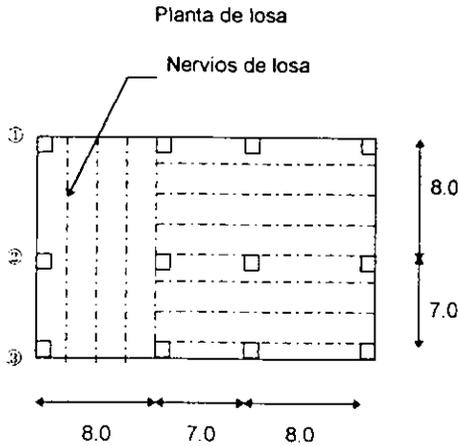
Armado Transversal de Vigueta Pretensada con Est. # 2



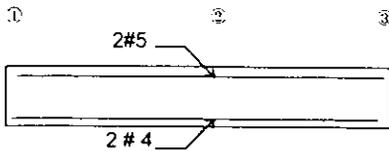
COMENTARIOS:

Este tipo de losa presenta las condiciones más desfavorables en cuanto a lo estructural se refiere de todos los sistemas de entrepiso estudiados, ya que las viguetas trabajan como vigas simplemente apoyadas, por lo que es necesario que otros elementos estructurales absorban fuerzas horizontales.

LOSA QUE TRABAJA EN UNA DIRECCIÓN ALIGERADA
CASO "B"



Armado típico del Nervio de la losa
 $b = 15 \text{ cm}$



Armado transversal



Est del # 2 @ 15 cm

NOTAS GENERALES

1.- Todas las acotaciones están en m.

2.- Los ganchos y traslapes serán de acuerdo a las especificaciones que marcan las N.T.C. sección 1. 4 .2.

3.- Las cargas aplicadas fueron

C.M. = 278 kg/m

Para la carga viva se utilizó 250 kg/m²
de Oficinas Art 199 R.C.D.F.

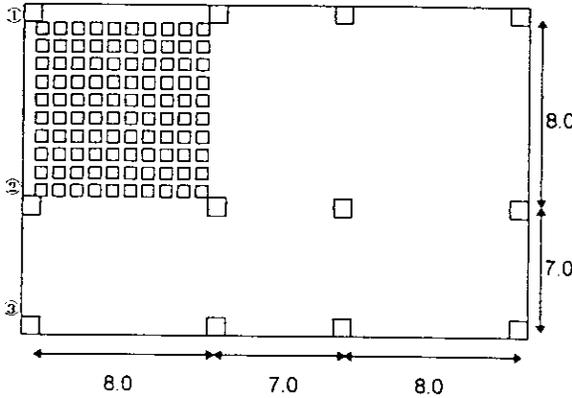
C.V. = 250 kg/m² x 0.6 m = 150 kg/m

COMENTARIOS :

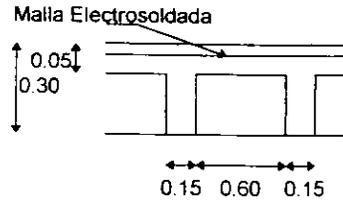
Este tipo de losa propuesto para este caso también presenta grandes ventajas estructurales ya que el peralte para que salve el claro lo tiene por lo que se aligera la losa para reducir el peso y hacer factible el diseño, además de las ventajas mencionadas para el caso "A", por lo que es muy recomendable este tipo de losa para este caso.

LOSA PERIMETRALMENTE APOYADA ALIGERADA
CASO " B "

Planta de losa

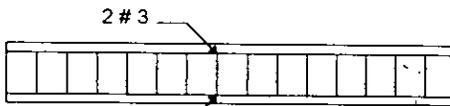


Detalle de losa



Casetones de 60 x 60 x 25cm

Armado típico del nervio de la losa
 $b = 15 \text{ cm}$



Est del # 2 @ 15 cm

NOTAS GENERALES

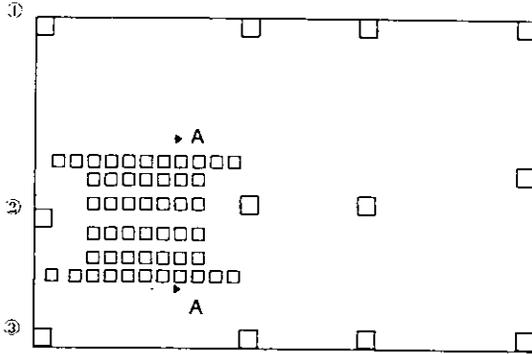
- 1.- Todas las acotaciones están en m.
- 2.- Los ganchos y traslapes serán de acuerdo a las especificaciones que marcan las N.T.C. sección 1. 4. 2.
- 3.- Las cargas aplicadas fueron
 $C.M. = 496 \text{ kg/m}^2$
 Para la carga viva se utilizó 250 kg/m^2 de oficinas Art 199 R.C.D.F.
 $C.V = 250 \text{ kg/m}^2$

COMENTARIOS :

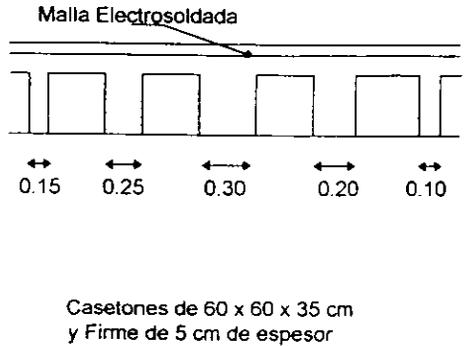
Este tipo de losa es el más utilizado, ya que su procedimiento constructivo es muy conocido y utilizado en la construcción. Su análisis se basa en hipótesis para determinar los coeficientes para obtener los momentos positivos y negativos, que presenta el tablero dependiendo de sus condiciones de frontera, pero para aligerar el peso de la losa se utilizaron casetones de 60 x 60 x 25 cm, para ser factible la utilización de este tipo de losa.

LOSA PLANA ALIGERADA
CASO "B"

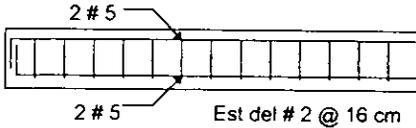
Planta de losa



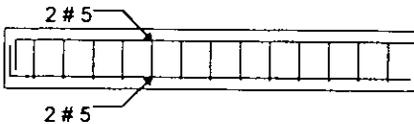
Detalle de losa Corte A-A



Nervadura adyacente a la del eje de columna
 $b = 25$ cm y $b = 20$ cm



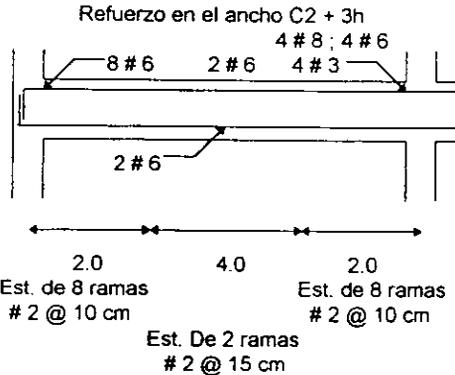
Nervadura de franja central
 $b = 15$ cm y $b = 10$ cm



Est del # 2 @ 8 cm, para Nervadura de 15 cm
Est del # 2 @ 12 cm, para Nervadura de 10 cm

COMENTARIOS:

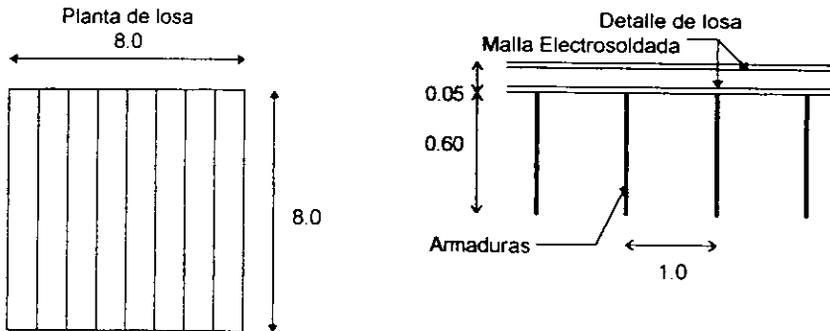
Dentro de la principal desventaja que presenta este tipo de losa es en la unión losa-columna, debido al peralte de la losa la conexión no es óptima, y como en los casos anteriores para reducir el peso de la misma se aligeró la losa usando casetones de 60 x 60 x 30 cm.



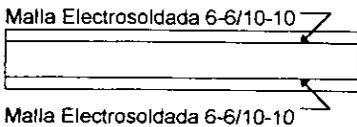
NOTAS GENERALES

- 1.- Todas las acotaciones están en m.
- 2.- Los ganchos y traslapes serán de acuerdo a las especificaciones que marcan las N.T.C. sección 1.4.2.
- 3.- Las cargas aplicadas fueron
C.M. = 613 kg/m^2
Para la carga viva se utilizó 250 kg/m^2 de oficinas Art 199 R.C.D.F.
C.V. = 250 kg/m^2

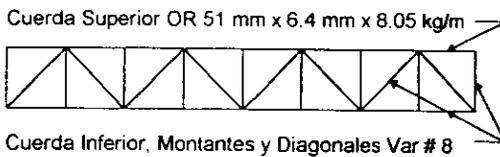
LOSA QUE TRABAJA EN UNA DIRECCIÓN MACIZA APOYADA SOBRE ARMADURAS
CASO " B "



Armado de losa maciza de 5 cm de espesor



Armado de la Armadura



NOTAS GENERALES

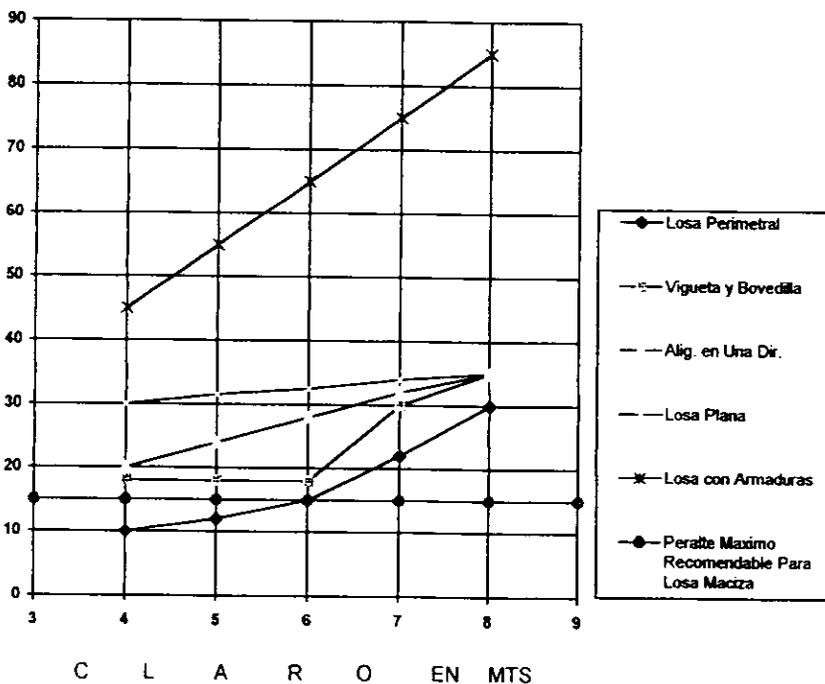
- 1.- Todas las acotaciones están en m.
- 2.- Los ganchos y traslapes serán de acuerdo a las especificaciones que marcan las N.T.C. sección 1. 4. 2.
- 3.- Las cargas aplicadas fueron
C.M. = 326 kg/m^2
Para la carga viva se utilizó 100 kg/m^2
de azotea Art 199 R.C.D.F.
C.V. = 100 kg/m^2

COMENTARIOS:

Este tipo de losa en particular presenta la ventaja de salvar grandes claros, debido a que esta apoyada sobre armaduras y como sabemos las armaduras salvan grandes claros en cuanto al análisis y diseño la losa se calculó como una losa que trabaja en una dirección.

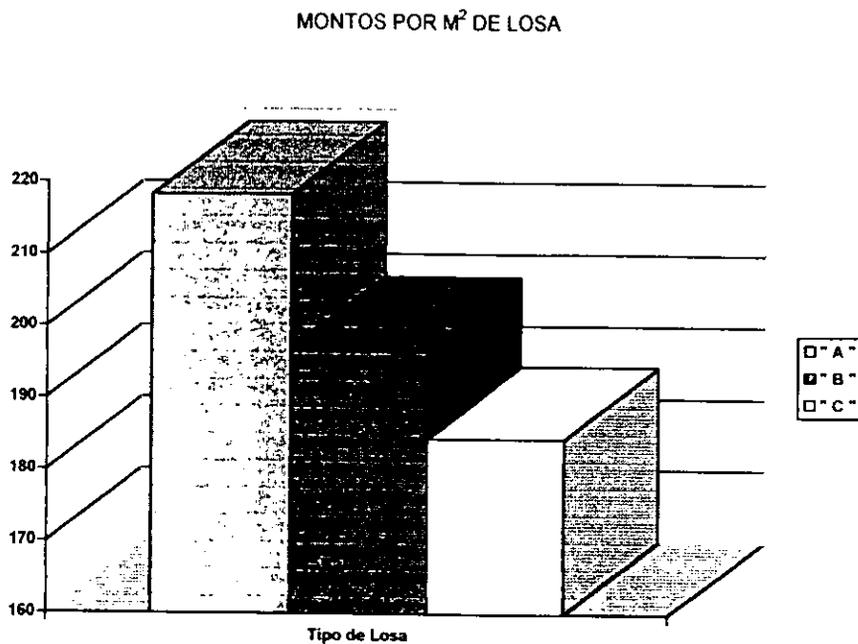
GRÁFICA PERALTE-CLARO

PERALTE
Cm



Como se puede ver en la gráfica, el peralte máximo recomendable para utilizar losas macizas es de 15 cm. Por lo que para la losa maciza perimetral el claro máximo recomendable es de 6.0 mts, para mayor claro es recomendable aligerar la losa. Para los otros tipos de losa, cualquier claro es adecuado cuando la losa esté sometida a cargas gravitacionales, para cargas accidentales tales como sismo o viento la losa plana y la de vigueta y bovedilla no son muy recomendables como se ha mencionado con anterioridad. Por lo que la losa aligerada en un sentido es la más recomendable para su utilización siempre y cuando el proyecto Arquitectónico lo permita.

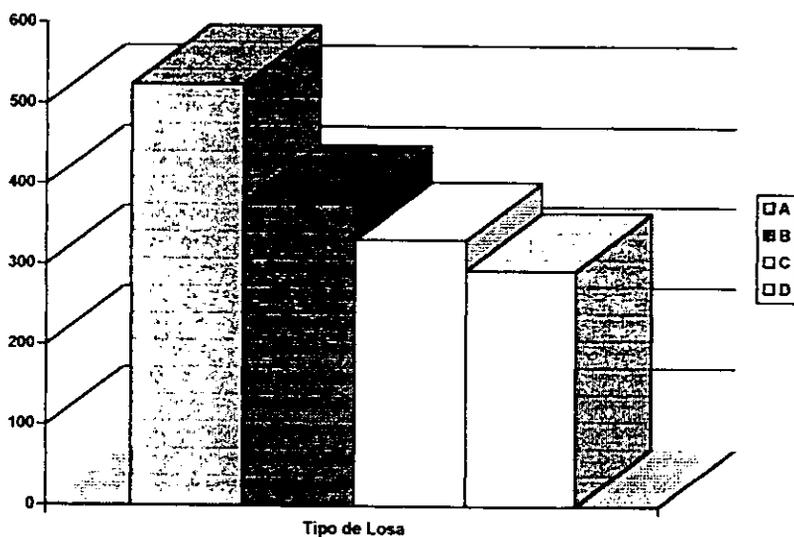
COMPARACIÓN ECONÓMICA CASO " A "



- | | |
|---|----------------------------|
| A) LOSA EN UNA DIRECCIÓN VIGUETA Y BOVEDILLA | \$ 218.86 / m ² |
| B) LOSA MACIZA EN DOS DIRECCIONES | \$ 196.35 / m ² |
| C) LOSA ALIGERADA EN UNA DIRECCIÓN | \$ 184.37 / m ² |

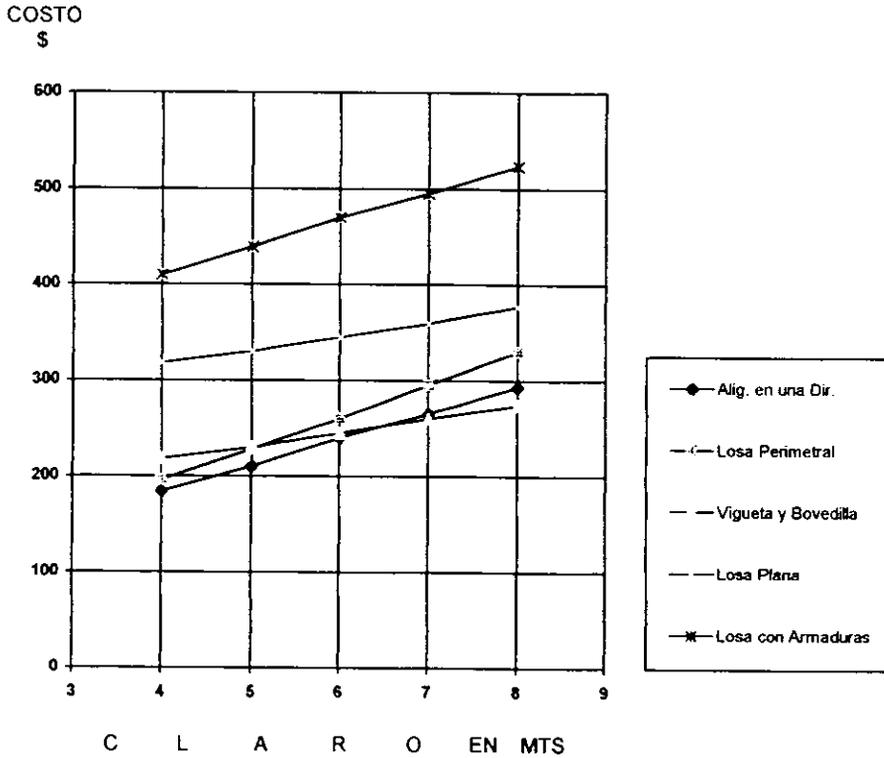
COMPARACIÓN ECONÓMICA CASO " B "

MONTOS POR M² DE LOSA



- A) LOSA EN UNA DIRECCIÓN APOYADA SOBRE ARMADURAS \$ 524.07 / m²
- B) LOSA PLANA ALIGERADA \$ 367.77 / m²
- C) LOSA ALIGERADA EN DOS DIRECCIONES \$ 330.27 / m²
- D) LOSA ALIGERADA EN UNA DIRECCIÓN \$ 292.54 / m²

GRÁFICA COSTO-CLARO



Estos costos son aproximados por m^2 de losa, en donde la losa aligerada en un sentido es la más económica, pero la elección del tipo de losa también dependerá del Proyecto Arquitectónico y condiciones estructurales.

ANEXO 1
ÁLBUM FOTOGRÁFICO

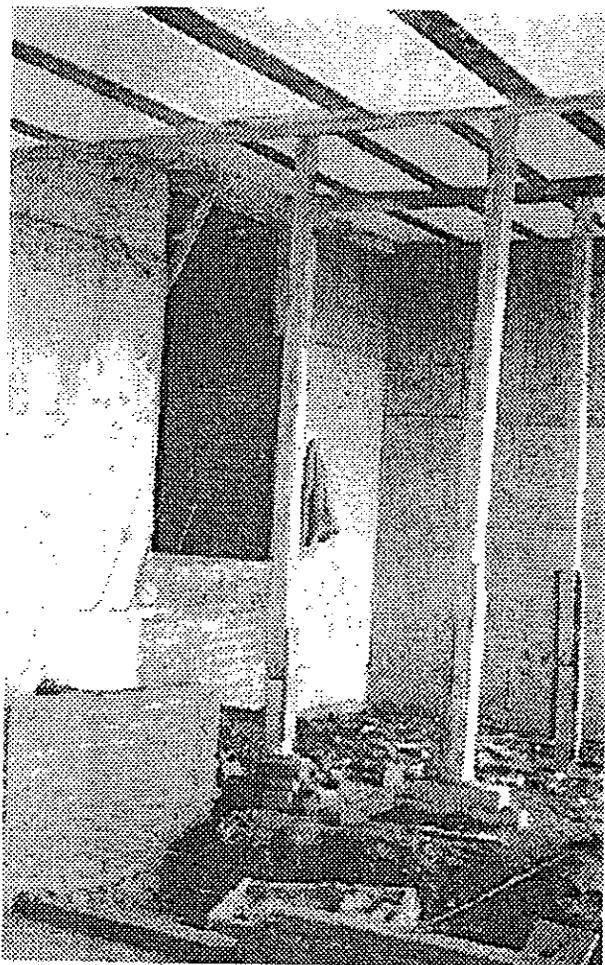


FOTO N. 01.- Losa aligerada en un sentido
Detalle del cimbrado

ANEXO 1
ÁLBUM FOTOGRÁFICO

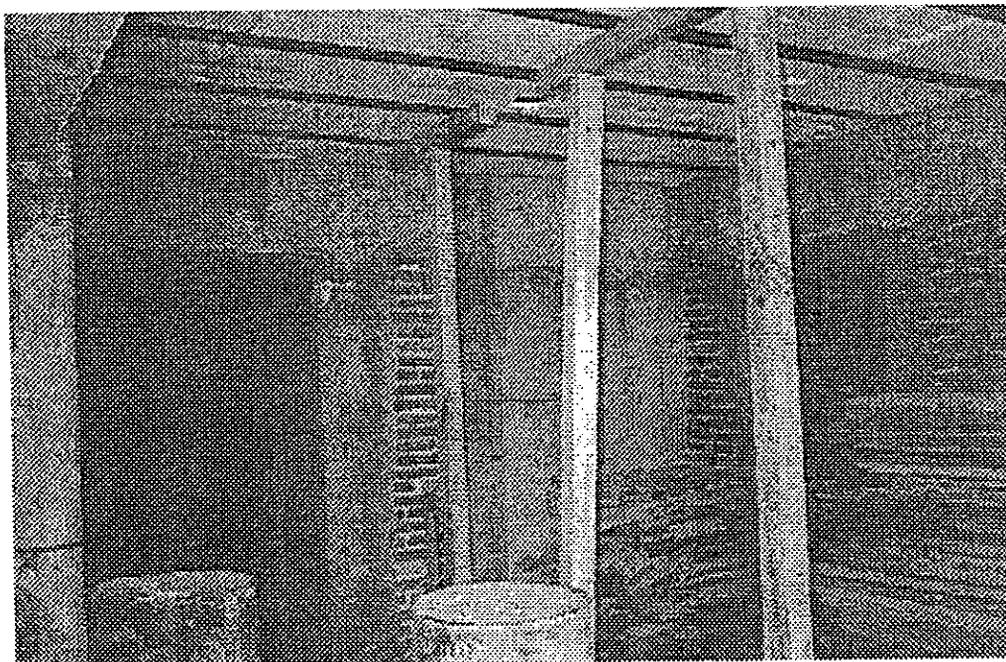


FOTO N. 02.- Losa aligerada en un sentido
Detalle del cimbrado

ANEXO 1
ÁLBUM FOTOGRÁFICO

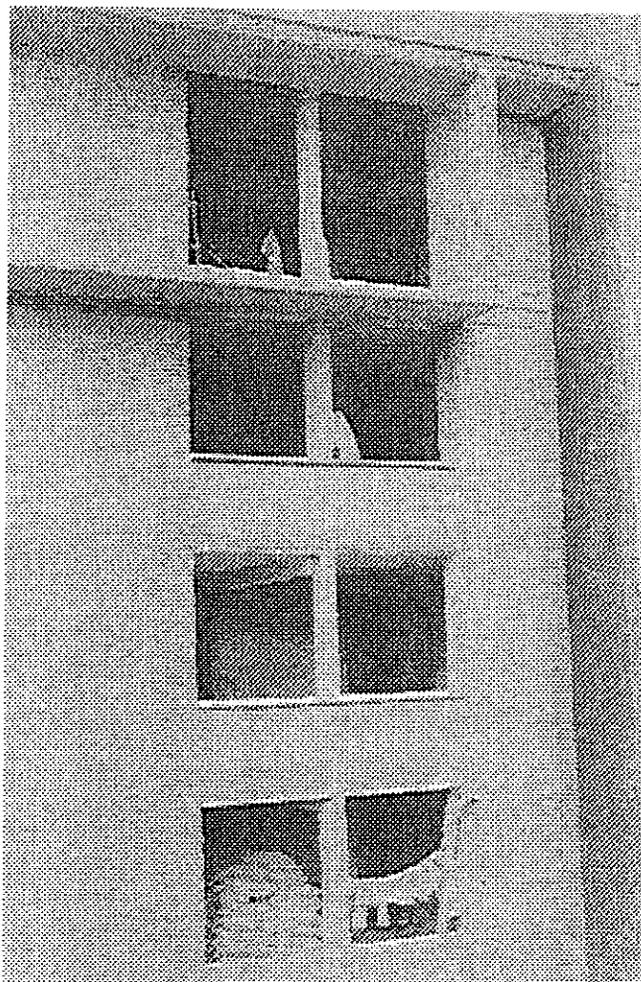


FOTO N. 03.- Losa maciza perimetral

ANEXO 1
ÁLBUM FOTOGRÁFICO

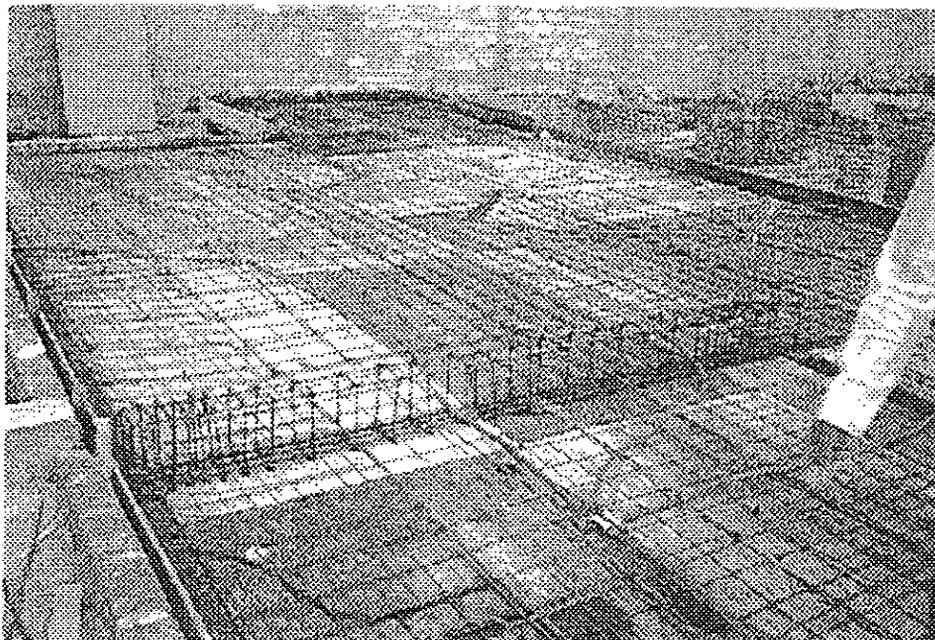


FOTO N. 04.- Losa maciza perimetral
Detalle del armado

ANEXO 1
ÁLBUM FOTOGRÁFICO

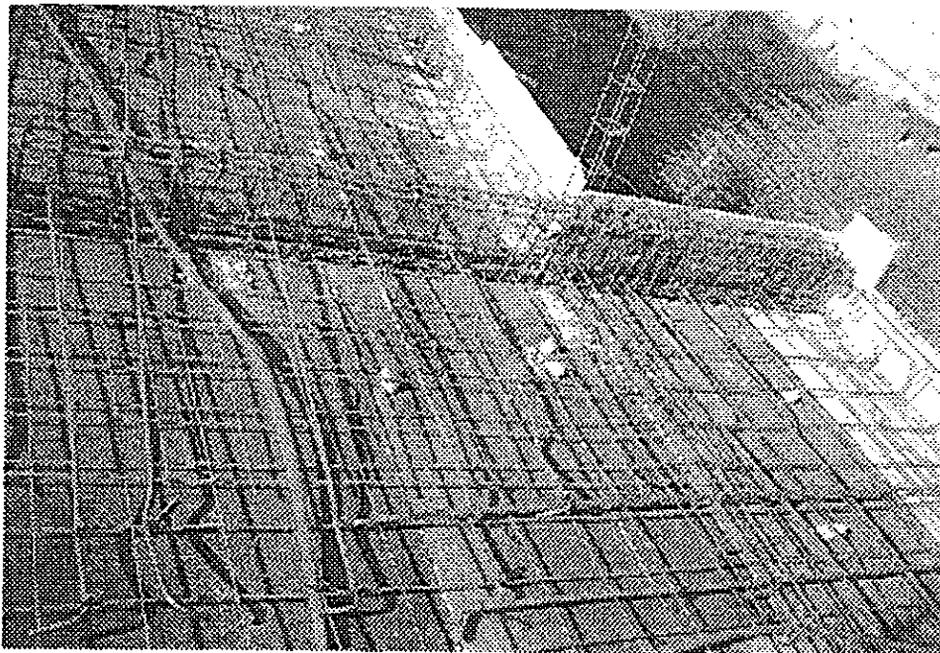


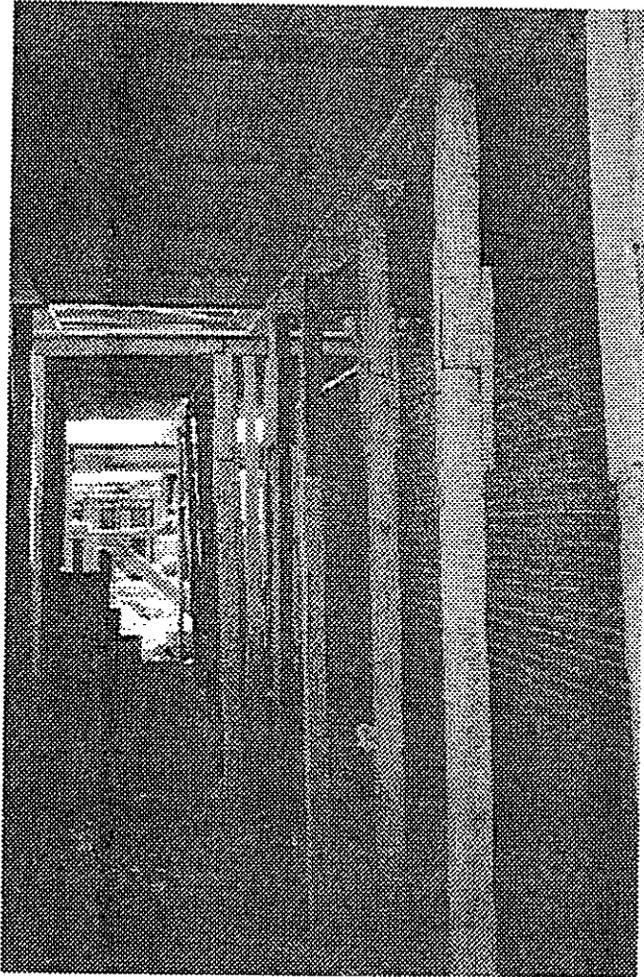
FOTO N. 05. - Losa maciza perimetral
Detalle del armado

ANEXO 1
ÁLBUM FOTOGRÁFICO



FOTO N. 06. - Losa aligerada perimetral

ANEXO 1
ÁLBUM FOTOGRÁFICO



**FOTO N. 07.- Losa aligerada en un sentido
(vigueta y bovedilla)
Detalle del cimbrado**

ANEXO 1
ÁLBUM FOTOGRÁFICO

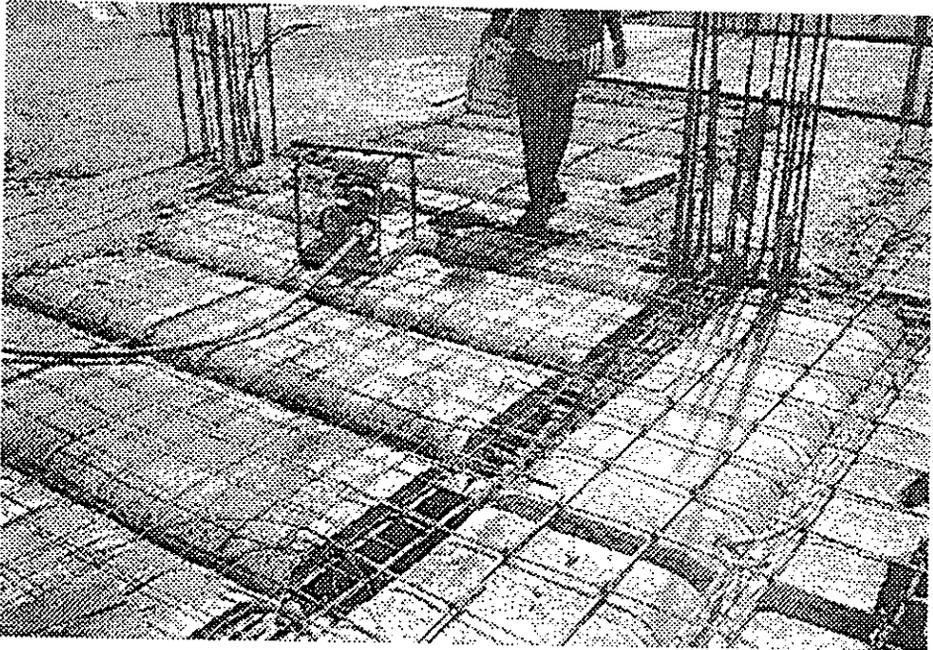


FOTO N. 08. - Losa aligerada en un sentido
(vigueta y bovedilla)
Detalle del armado

ANEXO 1
ÁLBUM FOTOGRÁFICO



FOTO N. 09.- Losa aligerada en un sentido
(vigueta y bovedilla)
Detalle de conexión con muro y trabe

BIBLIOGRAFÍA

- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL 1987
Decimosexta edición
Editorial Porrúa, S.A.
México, 1994
- NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL D.F. , 1989
para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas
- ASPECTOS FUNDAMENTALES DE CONCRETO REFORZADO
Oscar M. González Cuevas
Francisco Robles F.
Tercera edición
Editorial Limusa S.A. de C.V.
México, 1996
- DISEÑO ESTRUCTURAL
Roberto Meli Piralla
Primera edición
Editorial Limusa S.A. de C.V.
México, 1991
- MANUAL DE CONSTRUCCIÓN EN ACERO IMCA
Tercera edición
Editorial Limusa S.A. de C.V.
México, 1997
- LOSAS DE CONCRETO REFORZADO
R. Park
W. L. Gamble
Primera edición
Editorial Limusa, S.A. de C.V.
México, 1994
- DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO
Boris Bresler
T. Y. Lin
Primera edición
Editorial Limusa S.A. de C.V.
México, 1990
- COMENTARIOS, AYUDAS DE DISEÑO Y EJEMPLOS DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO, DDF
Instituto de Ingeniería, UNAM
México, 1991