



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA
ESTACIONAMIENTO VEHICULAR**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Francisco Javier Tinoco Mendoza

Br. Harold Manuel García Ortiz

Tutor

Ing. Juan Sampson Munguía

Managua, Marzo 2015

Dedicatoria

Esta monografía va dedicada con amor a nuestros padres y hermanos que con su afán y sacrificio colaboraron para que nuestros sueños se cumplan.

A quienes rieron con nosotros en nuestros triunfos y lloraron también en nuestros fracasos.

A quienes guiaron por un camino de rectitud y enseñaron lo importante que es la educación y a Dios por darnos la salud y continuar con nuestros proyectos que siempre pondremos al servicio del bien, la verdad, y la justicia.

Agradecimientos

Mi reconocimiento e imperecedero agradecimiento a mis padres por el invaluable apoyo ofrecido a lo largo de mi vida estudiantil.

De igual manera a todos nuestros formadores profesionales que supieron impartir y compartir sus conocimientos, de manera especial al ing. Juan Sampson por su colaboración en la dirección de este trabajo monográfico.

ÍNDICE

Capítulo 1. Introducción.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Justificación.....	3
1.4. Objetivos	4
1.4.1. Objetivo general de estudio	4
1.4.2. Objetivos específicos	4
1.5. Alcances y limitaciones	5
1.5.1. Alcances	5
1.5.2. Limitaciones	5
Capítulo 2. Marco Teórico.....	7
2.1. Introducción.....	7
Capítulo 3. Aspectos Generales y análisis estructural	8
3.1. Introducción.....	8
3.2. Descripción del edificio.....	9
3.3. Predimensionamiento.....	10
3.3.1. Predimensionamiento de vigas	11
3.3.2. Predimensionamiento de columnas	12
3.4. Estructuración	13
3.5. Sistema estructural marcos de concreto	14
3.6. Daños estructurales más comunes	14
3.7. Edificios sujetos a fuerzas laterales	15
3.8. Fórmulas de Wilbur	15
3.9. Justificación para su empleo.	16
3.10. Cargas muertas.....	17
3.11. Cargas vivas.....	17
3.12. Especificaciones técnicas de los materiales.....	18
3.12.1. Concreto	18
3.12.2. Acero de refuerzo.....	18
3.12.3. Mortero.....	18
3.13. Calculo de cargas gravitacionales.....	18
3.13.1. Cargas gravitacionales.....	19
3.14. Centro de masa.....	23
3.14.1. Centro de masa de losa del primer nivel.....	24
3.14.2. Centro de masa de losa del segundo nivel	26
3.15. Determinación de rigideces de vigas y columnas por eje en cada nivel. 27	
3.15.1. Rigidez de columnas.....	28

3.15.2. Rigidez de vigas.....	29
3.15.3. Aplicación de las fórmulas de Wilbur para la determinación de rigideces de los marcos	29
3.15.4. Centro de torsión en primer nivel	30
3.15.5. Centro de torsión en segundo nivel.....	31
3.16. Estimación de los efectos de torsión	32
3.17. Método estático	33
3.17.1. Tipo de análisis para una estructura (arto.30).....	33
3.17.2. Clasificación de la estructura (arto. 20).....	33
3.17.3. Determinación del espectro de diseño	34
3.17.4. Determinación del factor de reducción por ductilidad (arto. 21)	35
3.17.5. Condiciones de regularidad (arto. 23)	35
3.17.6. Factor de reducción por sobre resistencia (arto. 22).....	40
3.17.7. Calculo del coeficiente sismo-resistente (arto. 24).....	40
3.17.8. Calculo la fuerza sísmica (arto. 26).....	41
3.18. Combinaciones de cargas a considerar	41
3.19. Reducción de las fuerzas sísmicas	42
3.20. Efectos de segundo orden.....	43
3.21. Efectos bidireccionales.....	44
3.22. Comportamiento asimétrico.....	44
3.23. Calculo del momento de volteo	44
3.23.1. Peso total	45
3.23.2. Fuerza sísmica.....	45
3.23.3. Centro de Masa.....	45
3.24. Desplazamiento lateral de servicio y de colapso.....	46
3.24.1. Combinaciones de carga	46
3.24.2. Desplazamientos críticos de la estructura.....	46
3.24.3. Desplazamientos en estado límite de servicio	46
3.24.4. Desplazamiento en estado límite de colapso	47
3.24.5. Desplazamientos permisibles de servicio	47
3.24.6. Desplazamientos permisibles de colapso	47
3.24.7. Revisión de desplazamientos permisibles y de colapso	48
Capítulo 4. Diseño	49
4.1. Flexión.....	49
4.1.1. Consideraciones generales.....	49
4.1.2. Cuantía de refuerzo	50
4.1.3. Cuantía balanceada	51
4.1.4. Cuantía mínima de refuerzo.....	51
4.1.5. Cuantía máxima de refuerzo	52
4.2. Cortante.....	52

4.2.1. Diseño a cortante de vigas de concreto reforzado	53
4.2.2. Resistencia al cortante proporcionada por el concreto	53
4.2.3. Sección crítica a cortante	53
4.2.4. Resistencia al corte proporcionado por el acero transversal.....	54
4.2.5. Armadura mínima de corte.....	55
4.2.6. Limitaciones en la separación de los estribos.....	55
4.2.7. Procedimiento de diseño para determinar el refuerzo por cortante....	57
4.2.8. Diagrama de flujo para diseño por cortante	58
4.3. Flexión en vigas	59
4.3.1. Revisión para momento negativo (-) Mu	60
4.3.1. Revisión para momento positivo (+) Mu.....	61
4.4. Cortante en vigas	62
4.4.1. Diseño para cortante máximo positivo	62
4.4.2. Diseño para cortante máximo negativo.....	65
4.5. Flexocompresión en columnas.....	66
4.5.1. Introducción:.....	66
4.5.2. Diagramas de interacción de columnas con flexión unidireccional: ...	66
4.5.3. Flexocompresión biaxial:.....	68
4.5.4. Diseño de columnas.....	68
4.6. Diseño de losas.....	75
4.6.1. Método del Pórtico Equivalente.....	75
4.6.2. Control de deflexiones	82
4.6.3. Diseño de losas nervadas (una dirección)	88
4.6.3.1. Techo	88
4.6.3.2. Entrepiso.....	93
4.6.4. Diseño de losa nervada (dos direcciones)	94
4.7. Cimentaciones.....	120
5.12.1. Introducción.....	120
5.12.1. Cimentaciones con carga excéntrica	120
4.7.1. Diseño de zapata aislada.....	123
4.7.2. Losa de cimentación	139
Capítulo 5. Conclusiones recomendaciones	147
5.1. Conclusiones.....	147
5.2. Recomendaciones.....	148
Bibliografía.....	149

Anexos

Anexo A. Calculo del centro de masa

Anexo B. Tablas gráficos para el método del pórtico equivalente

Anexo C. Diseño a flexión y cortante de vigas principales

Anexo D. Diseño de columnas a flexión

Anexo E. Verificación de la resistencia al Cortante losa en dos direcciones

Anexo F. Diseño de escaleras

Anexo G. Diseño estructural de rampa de acceso

Anexo H. Diseño de zapata aislada

Anexo I. Datos de entrada de planta y elevación en programa SAP2000

Capítulo 1. Introducción

1.1. Introducción

Las construcciones de la actualidad dicen mucho de los avances de nuestra época, entre ellas están las construcciones de edificios para usos de tipo familiar, comercial, o de oficina. En estos tipos de construcción los ingenieros estructurales velan las vidas de los ocupantes mediante el diseño de las partes que componen la estructura, naciendo ahí la importancia de los métodos de diseño y análisis de las estructuras.

En lo que se refiere al diseño de estructuras frente al comportamiento de un sismo, no está definido a un solo criterio si no que esto siempre se encuentra evolucionando ante las experiencias adquiridas a través de las catástrofes ocurridas y además los estudios continuos e investigaciones respecto al tema, nos brindan nuevos conocimientos y conceptos.

En Nicaragua a raíz del terremoto ocurrido el 23 de diciembre de 1972 en Managua que produjo una destrucción en las mayorías de las viviendas, producto de los materiales que se utilizaban en aquel entonces como el Taquezal o el Adobe y los métodos constructivos usados en esa época, a partir de aquí las construcciones de concreto reforzado tuvieron una mayor aplicación para las nuevas construcciones anti-sísmicas que son capaces de disminuir la cantidad de víctimas para este tipo de fenómeno.

Donde nuestro propósito es analizar primordialmente el diseño de un edificio de dos niveles de concreto reforzado, destinado específicamente para estacionamiento vehicular, donde se estudiará de manera elemental y práctica el diseño y análisis de la losa de concreto sometida a cargas dinámicas.

El resto de los elementos estructurales serán calculados por los métodos estudiados en la carrera de ingeniería civil y con la ayuda del programa de análisis estructural SAP2000 que serán de apoyo para el transcurso del proyecto.

1.2. Antecedentes

El concreto fue usado por primera vez en Roma alrededor de la tercera centuria antes de Cristo. Estaba constituido por agregados unidos mediante un aglomerante conformado por una mezcla de cal y ceniza volcánica. Este material podía sumergirse en agua manteniendo sus propiedades a diferencia de los morteros de cal usados siglos antes. La obra más grande erigida por los romanos fue el panteón con su bóveda de 43.20 m de diámetro. El uso de este material en la construcción pasó al olvido con la caída del imperio y no fue sino hasta mediados del siglo XVIII que su uso se extendió nuevamente.

En Nicaragua el uso del concreto se hizo frecuente después del terremoto de 1972, la cual se comenzó con las edificaciones para el uso de la industria y el comercio, pero en menor cantidad de edificios que serían destinados al estacionamiento vehicular habiendo en Nicaragua pocos casos las cuales los más conocidos en los centros de comercios como Multicentro Las Américas, Galerías Santo Domingo y Metrocentro.

Tradicionalmente los primeros estacionamientos que existieron fueron en las calles, frentes a comercios, edificios de oficinas y frente a viviendas, obstruyendo notablemente el espacio de las calles afectando su capacidad. La necesidad de disminuir este tipo de estacionamientos en beneficio de los usuarios es construir edificios de estacionamientos, estos pueden construirse de forma subterránea o sobre el nivel de la calle, especialmente acondicionados para tal fin.

Una de las causas de abordar este tema se ve en la necesidad tanto de estudios monográficos de esta índole y la poca implementación constructiva de este tipo de obras en la ciudad de Managua, un estacionamiento requiere un poco de conocimiento de tránsito (dimensiones mínimas de cajones y pasillos) y de diseño de la losa donde será el estacionamiento.

1.3. Justificación

En la actualidad con el crecimiento urbano de las ciudades y el aumento considerable de la población, se ve una necesidad importante de la construcción de estacionamiento que permitan desabastecer las vías en zonas públicas. La falta de zonas de parqueo se ha convertido en una de las razones principales de la congestión en la ciudad.

Por lo que es de gran importancia tomar en cuenta los factores que inciden en la necesidad de los estacionamientos para los vehículos, como el crecimiento poblacional, el aumento de las zonas manufactureras para así crear un diseño viable para el proyecto.

El método en el cual se basara este trabajo, es en el uso de las líneas de influencia para poder encontrar las fuerzas dinámicas que actúan en la losa de entepiso y así poder diseñar con los métodos y conocimientos adquiridos en la carrera de ingeniería civil, el resto de elementos que conforman la estructura serán diseñado con ayuda del programa de análisis estructural SAP2000.

Es de gran importancia el abordar este tema tomando en cuenta la necesidad del estudio en este aspecto como es el análisis de una estructura de esta índole, viendo que son pocos los aportes a este campo, pudiendo servir como ayuda a futuras generaciones de estudiantes de ingeniería civil, este tema reúne la necesidad de implementar todos los conocimientos adquiridos y buscar la manera de solucionar los problemas planteados durante la elaboración de este trabajo.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general de estudio

- Realizar el análisis y el diseño de un edificio de dos niveles para estacionamiento vehicular.

1.4.2. Objetivos específicos

- Diseñar las losas de entrepiso por el método de las líneas de influencia y a través del software de análisis estructural SAP2000.
- Hacer el análisis de la estructura con la ayuda del programa de computo SAP2000.
- Diseñar los elementos estructurales aplicando los conocimientos adquiridos en la carrera de ingeniería civil, implementando los conocimientos necesarios para la realización de este proyecto utilizando para ello el software SAP2000.
- Aplicar los conocimientos prácticos y didácticos respecto al tema en cuestión, dando a conocer los resultados satisfactorios.

1.5. Alcances y limitaciones

1.5.1. Alcances

- El empleo de losas nervadas proporciona una mayor rigidez de la estructura sin la necesidad de tener una altura de peralte exagerado, reduciendo de esta manera la cantidad de materiales para su construcción.
- Para la conformación de cimentación se emplearan losas de cimentación, las cuales resultan ser más efectivas a la hora de transmitir cargas de gran magnitud y la presencia de momentos que provocan grandes excentricidades.
- Se emplea un método sencillo entendible y práctico para todos los diseños de los elementos estructurales que conforman esta edificación, de manera que pueda ser utilizada como apoyo a futuras generaciones.
- Para el análisis y diseño de esta edificación se tomaran en cuenta los criterios impuestos por los reglamentos nacionales e internaciones, de tal manera que se obtenga de los estados cargas más críticos para obtener un diseño favorable de todos los elementos estructurales.

1.5.2. Limitaciones

- En el empleo de losas nervadas, el proceso constructivo resulta ser más difícil en comparación con una losa común, necesitando más tiempo para su elaboración y una mayor mano de obra para su realización.
- El uso de losas de cimentación está limitada por el costo que esta implica su construcción y el uso de una cantidad mayor de materiales.

- Falta de documentación actualizada disponible que se refieran a la metodología de diseño referente a losas nervadas y losas para fundaciones con cargas excesivas y suelos con poca resistencia.

Capítulo 2. Marco Teórico

2.1. Introducción

Antes que una obra se ejecute tiene que pasar una serie de requerimientos para que esta cumpla con las normas preestablecidas por el reglamento nacional del país y por las normas internacionales, para el diseño adecuado de una

estructura se debe contar con un buen diseño ya que esto garantizara el buen funcionamiento de la misma. Poseer los conceptos básicos sobre el diseño garantiza al ingeniero tomar decisiones correctas a la hora de la construcción del edificio, de tal manera que la estructura satisfaga las necesidades humanas.

En este capítulo se hace referencia los conceptos fundamentales referentes al diseño de un edificio de concreto reforzado de dos niveles, destinado para estacionamiento vehicular, la cual estará compuesto por elementos de columnas, vigas y losas de entrepiso nervadas debidamente diseñados para soportar las sobrecargas a la cual estarán sometidos.

Capítulo 3. Aspectos Generales y análisis estructural

3.1. Introducción

El diseño estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea aquella parte de una construcción que tiene como función absorber solicitaciones que se presentan durante la vida útil de la estructura.

El diseño estructural es el proceso en el cual se definen las características que debe tener la construcción para cumplir de manera adecuada para la función a la cual está destinada. Una de las funciones principales de los elementos debidamente diseñados, es que no sufra fallas o mal comportamiento debido a su incapacidad para soportar las cargas que sobre ella se imponen.

Una estructura puede considerarse como un sistema, entendiéndose por un sistema un conjunto de subsistemas y elementos que se combinan de forma ordenada para cumplir con determinada función. Un edificio por ejemplo está integrado por varios subsistemas: el de los elementos arquitectónicos para encerrar espacios, el estructural, las instalaciones eléctricas, los sanitarios, los de acondicionamiento de aire y elevadores. Todos estos subsistemas interactúan de manera que en su diseño se debe tener en cuenta la relación que existe entre ellos.

Una estructura puede concebirse como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. Esta puede ser, salvar un claro, como el de los puentes, encerrar un espacio como sucede en los distintos tipos de edificios, o contener un empuje, como el de los muros de contención, tanques o silos. La estructura debe cumplir la función para la cual está destinada con un grado de seguridad razonable y de manera que tenga un comportamiento adecuado dentro de las condiciones normales de servicio. Además debe de buscarse como satisfacer otros límites económicos y exigencias estéticas.

3.2. Descripción del edificio

El edificio a ser analizado consiste en una estructura de concreto reforzado de dos plantas, destinadas para estacionamiento vehicular con altura no mayores a los 2.4 m, con un área de cada planta de 701.44 m². Incluye planta de fundaciones, entrepiso y una losa de techo, con rampas exteriores para permitir el acceso al nivel de entrepiso, estando constituido principalmente por elementos estructurales de concreto como vigas, columnas y losas aligeradas.

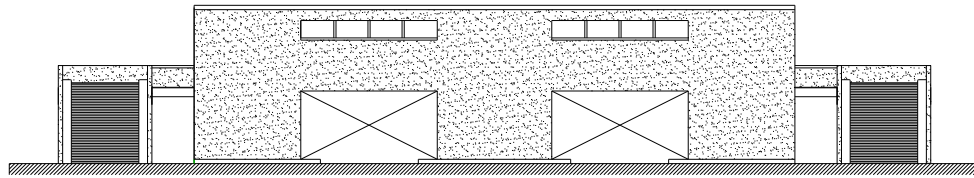


Figura 3-1. Fachada del edificio

Se caracteriza por ser un sistema constructivo a base de marcos dúctiles de concreto, columnas, vigas, losa aligerada de concreto reforzado y sistemas de losas para rampas inclinadas para permitir el acceso vehicular.

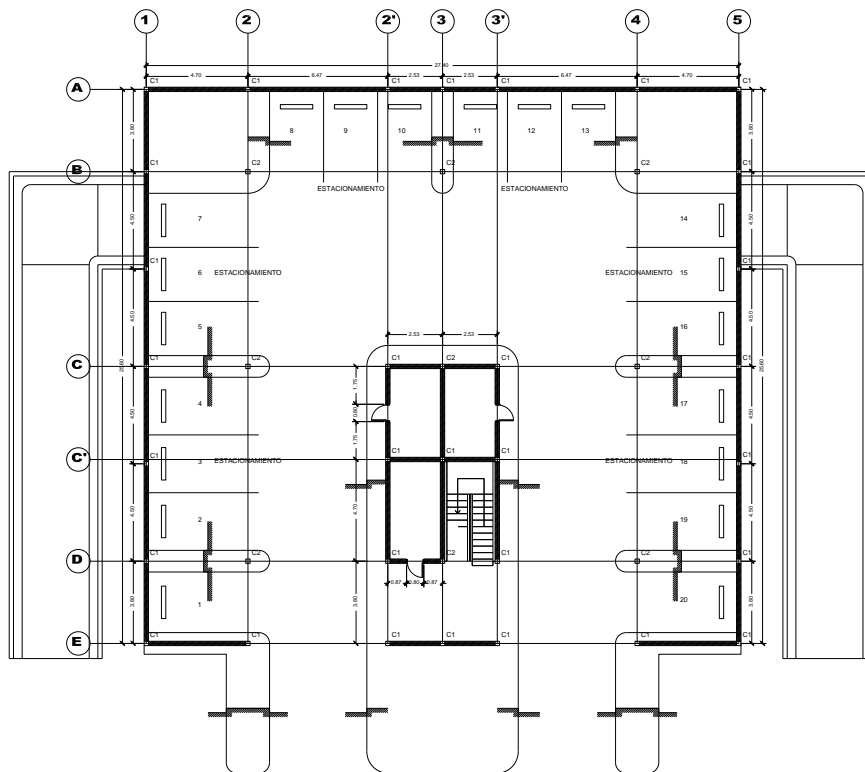


Figura 3-2. Planta Tipo

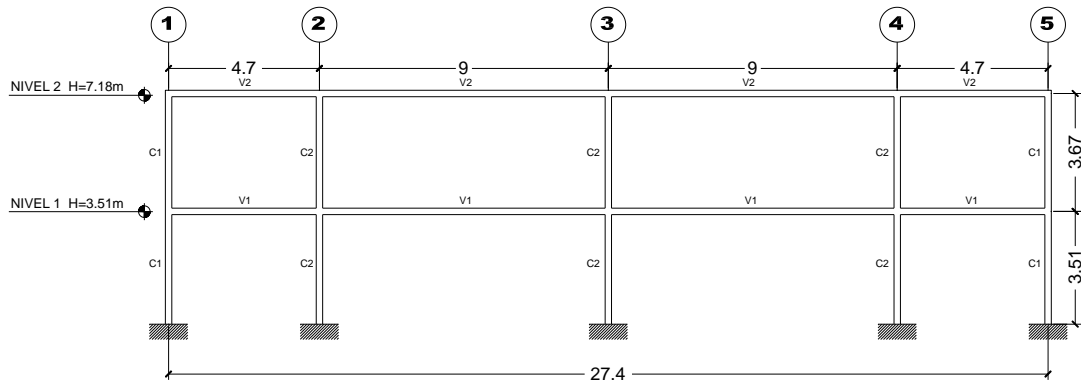


Figura 3-3. Marco Transversal Típico

Los materiales para los elementos estructurales son:

- Cubierta de techo con losa aligerada de concreto reforzado.
- Las paredes serán de cerramientos de Mampostería Reforzada.
- Entrepiso con losa de 7.50 cm de espesor y nervios de 15.0 cm de ancho de concreto reforzado, apoyada sobre vigas y columnas.
- El Sistema de fundaciones estará compuesto por zapatas aisladas y losa de fundación.

El edificio presenta una estructuración a bases de marcos de concreto reforzado. Las alturas de los entrepisos serán de 3.51m para el primer nivel y de 3.67m para el segundo nivel.

La dirección larga del edificio mide 27.40m y en la dirección corta 25.60m con claros de 9.0m en el caso más común, 3.80m y 4.70m en los claros que forman parte de las esquinas del edificio.

3.3. Predimensionamiento

Con el objeto de cuantificar las cargas sobre el sistema estructural, se procede a realizar un dimensionamiento preliminar, de tal manera que los elementos que constituyen la estructuración propuesta del presente trabajo sean consistentes de acuerdo al diseño último.

3.3.1. Predimensionamiento de vigas

Considerando que el edificio cuenta con dos tramos de 9.0m en dirección larga y dos más en dirección corta, se propone un peralte d para las trabes principales, optando por esta como la mayor longitud crítica de los dos entresijos.

En la siguiente grafica podemos notar diferentes opciones de predimensionamiento de trabes de peralte normal y de gran peralte, en donde se lee la longitud de la dicha trabe en el eje x y el peralte de la misma en el eje y.

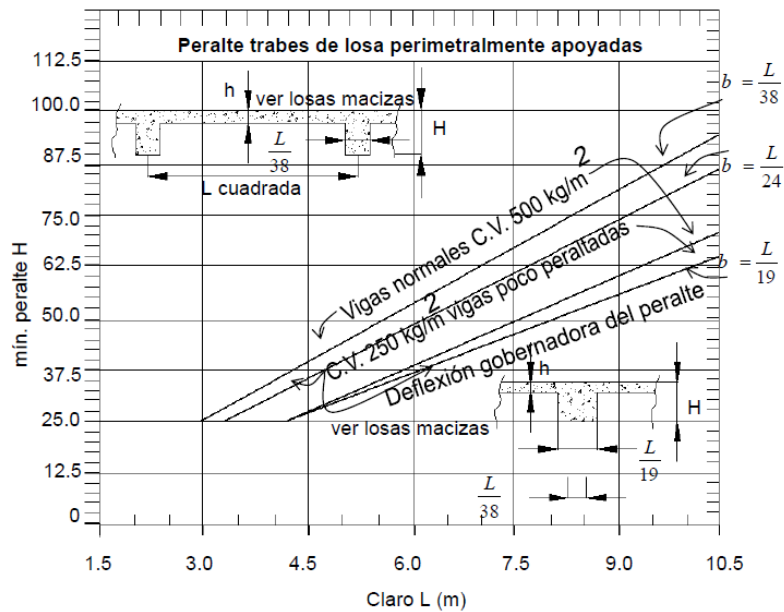


Figura 3-4. Opciones de predimensionamiento para trabes (Flores Ruiz 2007)

Utilizando la Figura 3-4 para la longitud de trabe principal de 9.0m, el peralte máximo que se puede seleccionar es de 75.0cm, por tanto se elige 60.0cm como dimensión de peralte preliminar.

La base de la trabe se obtiene con la siguiente relación ya que es la que brinda una base sin que presente problemas de peralte muy grandes o problemas de deflexión.

$$b = \frac{L}{24} = \frac{900}{24} = 37.5 \approx 40\text{cm}$$

Por los criterios antes mencionados ha resultado una sección de viga principal de 40x60 cm, para las vigas en el primer y segundo nivel **V1 (40 x 60 cm)** y **V2 (40 x 60 cm)**.

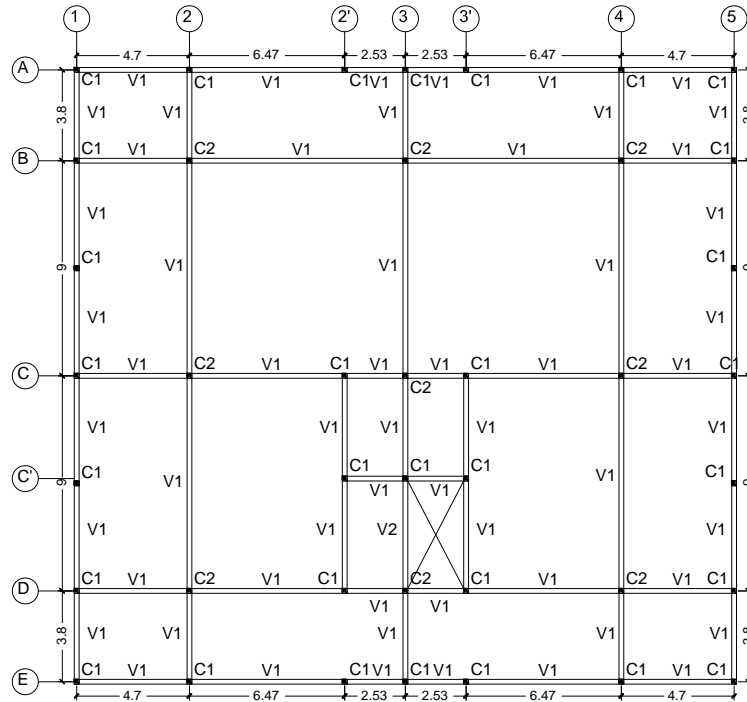


Figura 3-5. Disposición de tipos de vigas

3.3.2. Predimensionamiento de columnas

El predimensionamiento de columnas se puede realizar tomando el mayor valor que resulte de los siguientes criterios.

- 1- Dimensionamiento geométrico: Para lo cual se tomara en cuenta la altura de las columnas y las longitudes entre columnas que resulte más crítico.

$$b = \frac{L}{18} \quad (\text{Manual CFE 1970, pág. 1826})$$

dónde: b = Dimensión longitudinal de la sección de la columna

L = Lado o claro más largo de longitud entre columna

$$b = \frac{900}{18} = 50 \text{ cm} \quad b = \frac{647}{18} = 35.94 \approx 40 \text{ cm}$$

- 2- Esta relación toma en cuenta la altura de entresuelo:

$$b = \frac{h}{14} \quad (\text{Manual CFE 1970, pág. 1826})$$

dónde: $h =$ Altura de entrepiso

$$b = \frac{367}{14} = 26.21 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

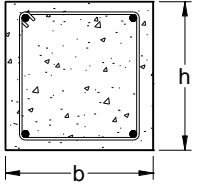
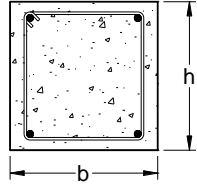
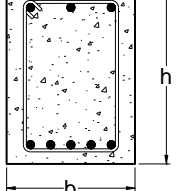
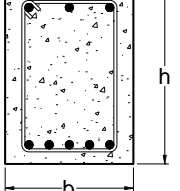
Al aplicar los criterios anteriores se obtienen los valores de los cuales se toma el valor más crítico, obtenido con la primera relación, quedando definidas las dimensiones para cada sección **C2 (60x60 cm)** y **C1 (60x60 cm)**.

3.4. Estructuración

La estructuración en la fase del análisis estructural donde se seleccionan y definen los elementos que integran la estructura, tales como trabes, vigas secundarias, losas, columnas, muros, etc.

En esta propuesta de estructuración se implementan vigas tipo V1 y V2 para primer nivel y segundo nivel respectivamente, columnas C1 y C2, y una losa nervada de 7.50 cm de loseta y nervios de 35.0 cm de peralte.

Tabla 3-1. Cuadro de dimensiones de vigas y columnas (cm)

C1		C2		V1		V2	
							
b = 60	h = 60	b = 60	h = 60	b = 40	h = 60	b = 40	h = 60

La figura siguiente muestra el sistema estructural del edificio, que es a base de trabes y columnas de concreto reforzado que forman marcos rígidos en las dos direcciones ortogonales.

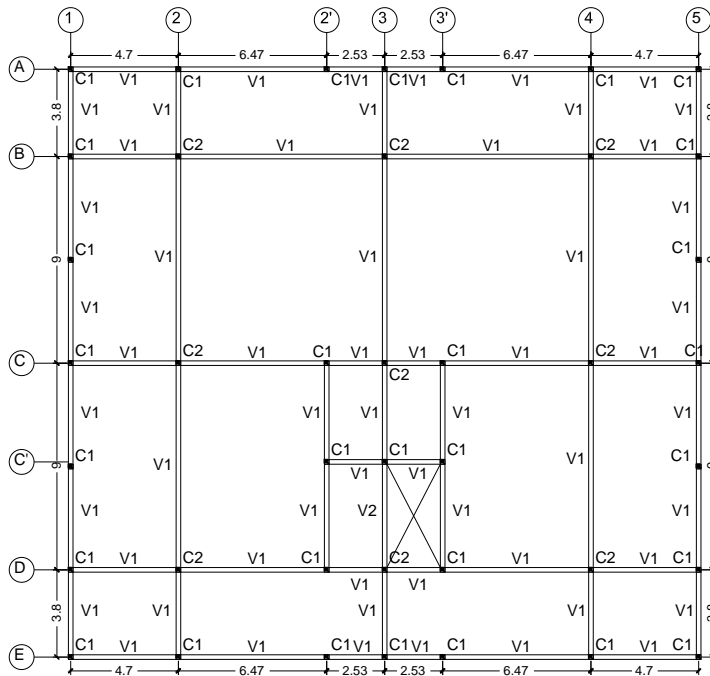


Figura 3-6. Estructura a base de marcos (primer nivel)

dónde: C1, C2: Columnas de primer y segundo entrepiso

V1 y V2: Vigas de primer y segundo entrepiso respectivamente

3.5. Sistema estructural marcos de concreto

Una estructura debe concebirse como un sistema, es decir como un conjunto de elementos que se combinan de forma ordenada para cumplir una función dada, de manera que tenga un comportamiento adecuado ante condiciones normales de servicio. Además de satisfacer otros requisitos, tales como mantener los costos dentro de los límites económicos y satisfacer ciertas exigencias estéticas.

Todas las construcciones deberán poseer un sistema estructural capaz de resistir las cargas especificadas en el RNC - 07, manteniéndose dentro de los límites indicados; tanto en esfuerzo como en deformaciones, por medio de métodos definidos en el mismo asumiendo que las fuerzas sísmicas horizontales actúan independientemente según dos direcciones principales de la estructura.

3.6. Daños estructurales más comunes

La causa más frecuente de colapso de los edificios es la insuficiente resistencia a la carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura

(columnas o muros). Un requisito básico para una adecuada resistencia a sismo es la existencia de un área transversal de muros o columnas suficiente para resistir dichos cortantes.

3.7. Edificios sujetos a fuerzas laterales

Las estructuras sometidas a movimientos sísmicos severos, pueden incursionar en comportamiento inelástico, esto se toma en cuenta aplicando factores de reducción a los resultados del análisis estático, entre estos métodos tenemos las fórmulas de Wilbur.

3.8. Fórmulas de Wilbur

Método utilizado mayormente para calcular las rigideces de entrepiso de los edificios para luego distribuir las fuerzas cortantes de los análisis sísmicos, de esta manera obtener las fuerzas cortantes aplicadas a cada entrepiso.

Las fórmulas de Wilbur son aplicadas a marcos regulares formados por piezas de momento de inercia constante en los que las deformaciones axiales son despreciables y las columnas tienen punto de inflexión.

Resultan las siguientes expresiones:

Para el primer entrepiso	
Suponiendo las columnas empotradas en la cimentación	Suponiendo las columnas articuladas en la cimentación
$R_1 = \frac{48E}{h_1 \left[\frac{4h_1}{\Sigma K_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{v1} + \Sigma K_{c1}/12} \right]}$	$R_1 = \frac{24E}{h_1 \left[\frac{8h_1}{\Sigma K_{c1}} + \frac{2h_1 + h_2}{\Sigma K_{v1}} \right]}$

Para el segundo entrepiso	
Suponiendo las columnas empotradas en la cimentación	Suponiendo las columnas articuladas en la cimentación
$R_2 = \frac{48E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\Sigma K_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{v1} + \Sigma K_{c1}/12} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{v2}} \right]}$	$R_2 = \frac{48E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\Sigma K_{c2}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{v2}} + \frac{2h_1 + h_2}{\Sigma K_{v1}} \right]}$

Par entresijos intermedios:

$$R_n = \frac{48E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\Sigma K_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\Sigma K_{vm}} + \frac{2h_n + h_0}{\Sigma K_{vn}} \right]}$$

Para entresijo superior, si se acepta que el cortante del penúltimo piso es el doble que la del último, se encuentra que es aplicable la fórmula para entresijos intermedios, utilizando $2h_m$ en lugar de h_m y haciendo $h_0=0$, quedando la fórmula como sigue:

$$R_n = \frac{48E}{h_3 \left[\frac{4h_3}{\Sigma K_{c3}} + \frac{2h_2 + h_3}{\Sigma K_{v2}} + \frac{h_3}{\Sigma K_{v3}} \right]}$$

Dónde: R_n : Rigidez del entresijo en cuestión
 K_{vn} : Rigidez de vigas del nivel
 K_{cn} : Rigidez de columnas del entresijo n
 m,n,o: Índices que indican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba.
 h_n : altura de entresijo n.

3.9. Justificación para su empleo.

Este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación. Debe emplearse sólo para edificios sin irregularidades y de baja altura. Para la estructura que se está analizando y que se diseñara posteriormente en este trabajo monográfico, el análisis resulta ser un análisis suficiente y satisfactorio para una estructura, incluso algunas veces resulta ser un poco conservador los resultados que en él se obtienen, esto respecto al análisis dinámico.

El Reglamento Nacional de la Construcción recomienda en su artículo 28, la utilización del método estático equivalente para edificios menores de 40 metros de altura.

El método estático equivalente es el resultado de un ajuste simplificado del análisis dinámico; como su propio título lo dice el método estático equivalente,

supone el conjunto del sismo en un conjunto de fuerzas horizontales estáticas equivalentes, orientadas en las dos direcciones en que se puede analizar un edificio, que son, en su dirección transversal que es el lado más corto de la estructura, y en su dirección longitudinal, que es el lado más largo de la estructura. Estas fuerzas horizontales que se encuentran aplicadas en cada nivel del edificio, varían de manera lineal desde la base hasta el último nivel de cada piso, sobre la estructura. Se considera que su línea de acción pasa por el centro de gravedad de las cargas verticales de cada piso.

3.10. Cargas muertas

Se considera carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la estructura, que incluye el peso de la construcción misma, y el peso de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de forma que gravitan de manera constante sobre la estructura, por lo tanto la carga muerta es la principal acción permanente.

3.11. Cargas vivas

La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la edificación que incluye por tanto, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la estructura y no puede considerarse como carga muerta; quedando definidas, como el peso debido a los muebles, mercancías, equipos y personas. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

Tabla 3-2. Cargas vivas unitarias mínimas utilizadas en este documento (kg/m^2) (RNC-07 Arto.10)

DESTINO	MÁXIMA (CV)	INCIDENTAL (CVR)	Notas
Graderías y tribunas	500	250	
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	100	40	(5)
Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente, altura controlada a 2.40 m)	250	150	(6)

3.12. Especificaciones técnicas de los materiales

3.12.1. Concreto

Resistencia mínima a la compresión	$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2 = 4,000 \text{ lb/in}^2$
Peso volumétrico del concreto reforzado	$\gamma = 2,400 \text{ kg/m}^3$
Módulo de Elasticidad	$E_c = 253,412.871 \text{ kg/cm}^2$

3.12.2. Acero de refuerzo

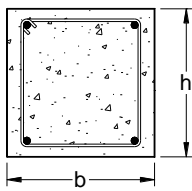
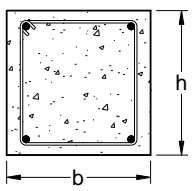
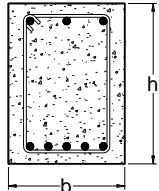
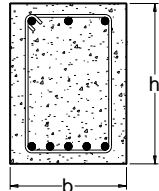
Esfuerzo de fluencia en vigas	$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2 = 60,000 \text{ lb/in}^2$
Esfuerzo de fluencia en columnas	$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2 = 60,000 \text{ lb/in}^2$
Esfuerzo de fluencia en nervios	$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2 = 60,000 \text{ lb/in}^2$
Módulo de elasticidad	$E_s = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$

3.12.3. Mortero

Resistencia mínima a la compresión	$f_m = 140 \text{ kg/cm}^2 = 1,991.6 \text{ lb/in}^2$
------------------------------------	---

3.13. Calculo de cargas gravitacionales

El análisis por cargas gravitacionales, consiste en identificar todos los pesos que actúan directamente sobre los elementos estructurales; es decir las cargas muertas y vivas que actúan en la estructura, durante su operación.

Cuadro de vigas y columnas predimensionadas (cm)							
C1		C2		V1		V2	
							
b = 60	h = 60	b = 60	h = 60	b = 40	h = 60	b = 40	h = 60

3.13.1. Cargas gravitacionales

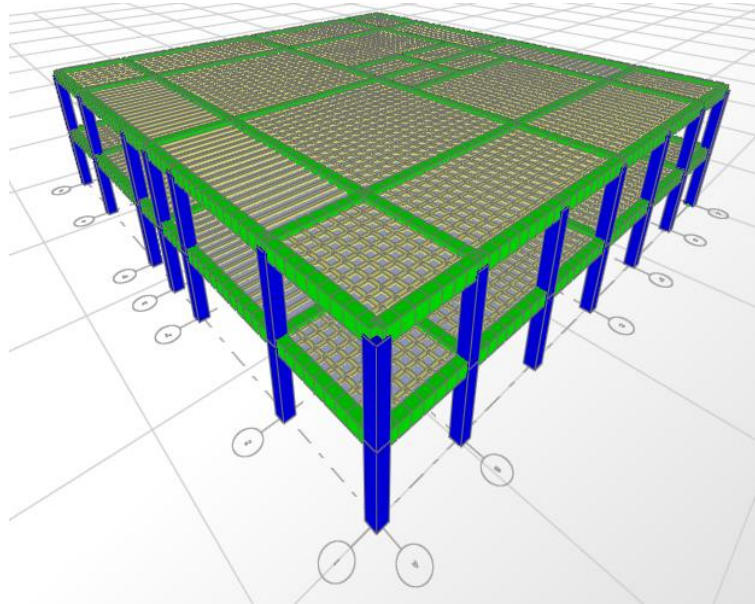
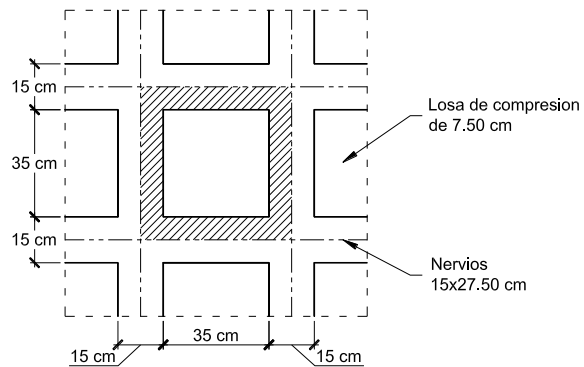


Figura 3-7. Geometría de la estructura analizada

3.13.1.1. Peso de losa nervada por unidad de área



$$\text{Peso de la losa de compresión} = 1 \times 1 \times 0.075 \times 2400 = 180 \text{ Kg/m}^2$$

Peso de los Nervios

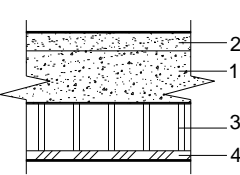
$$= (2400)(0.075 \times 0.5 \times 0.275 \times 2) + (2400)(0.075 \times 0.35 \times 0.275 \times 2)$$

$$= \frac{84.15 \text{ Kg}}{(0.50 * 0.50)\text{m}^2} = 336.6 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio de la losa} = 180 \text{ Kg/m}^2 + 336.6 \text{ Kg/m}^2 = 516.6 \text{ Kg/m}^2$$

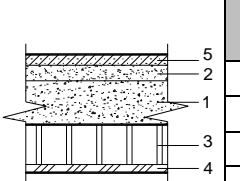
3.13.1.2. Cargas muertas en primer nivel

Tabla 3-3. Cargas muertas de losa en primer nivel

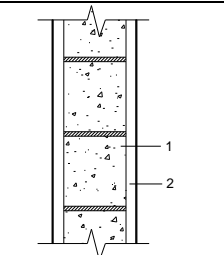
	No	Carga Muerta	Carga kg/m ²
	1	Losa nervada	516.16
	2	Concreto para acabado de piso 2400kg/m ³ x 0.03m	72
	3	Accesorios e instalaciones eléctricas	10
	4	Yeso con perfiles de aluminio	8
Total			606.60

3.13.1.3. Cargas muertas en segundo nivel

Tabla 3-4. Cargas muertas de losa de segundo nivel

	No	Carga Muerta	Carga kg/m ²
	1	Losa nervada	516.16
	2	Concreto para acabado de piso 2400kg/m ³ x 0.03 m	72
	3	Accesorios e instalaciones eléctricas	10
	4	Yeso con perfiles de Aluminio	8
	5	Impermeabilizante	5
Total			611.6

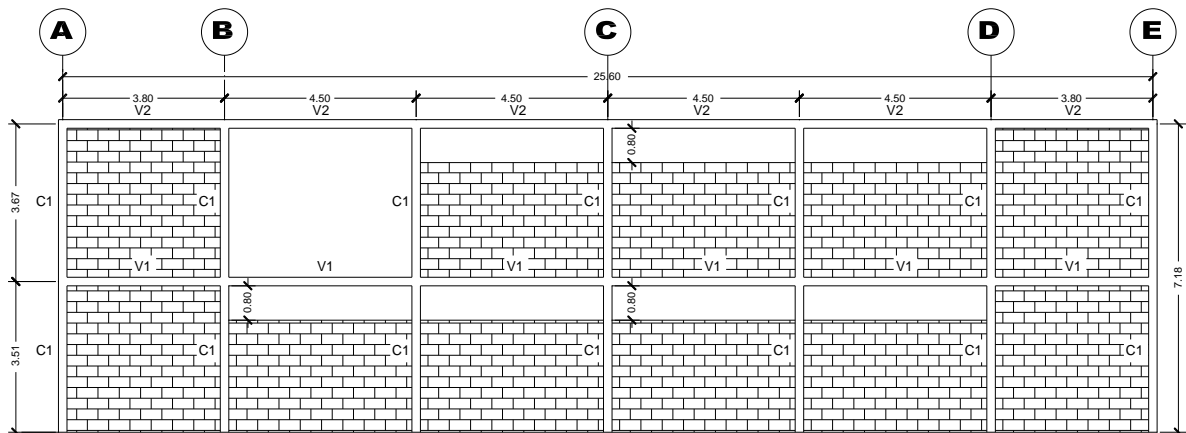
3.13.1.4. Peso de paredes de mampostería

	Paredes		Carga kg/m ²
	1	Mampostería Reforzada	300
	2	Repello de Paredes ambas caras	40
	Total		340

3.13.1.5. Peso por unidad de longitud de vigas y columnas

Elemento	Sección (m)		Peso por metro lineal (kg/m)
Columna 1	0.6	x 0.6	864
Columna 2	0.6	x 0.6	864
Viga 1	0.4	x 0.6	576
Viga 2	0.4	x 0.6	576

Eje 1



El peso propio de las vigas y columnas se calculó de la siguiente manera:

$$W = (\gamma_{concreto})(b)(h)(L)$$

dónde: $\gamma_{concreto}$: Peso volumétrico del concreto (2400 kg/m³)
 b: Base
 h: Peralte
 L: Longitud del elemento

En la siguiente tabla se presenta el peso propio obtenido de las vigas, columnas y paredes para el eje 1.

3.13.1.6. Peso de vigas columnas y paredes

Eje 1 nivel 1				
Vigas y columnas				
Elemento	Peso (kg/m ³)	Peso (kg/m)	L (m)	W (kg)
Columna 1	2400	864	24.57	21228.48
Columna 2	2400	864	0	0
Viga 1	2400	576	25.6	14745.6
Viga 2	2400	576	0	0
Total				35,974.08
Paredes				
Elemento	Peso (kg/m ²)	A (m ²)	W (kg)	
Mampostería Reforzada	300	46.207	13862.1	
Total				13,862.10

Eje 1 nivel 2				
Vigas y columnas				
Elemento	Peso (kg/m³)	Peso (kg/m)	L (m)	W (kg)
Columna 1	2400	864	25.69	22196.16
Columna 2	2400	864	0	0
Viga 1	2400	576	0	0
Viga 2	2400	576	25.6	14745.6
Total				36,941.76
Paredes				
Elemento	Peso (kg/m²)	A (m²)	W (kg)	
Mampostería Reforzada	300	0	0	
Total				0.00

3.13.1.7. Peso de vigas columnas y paredes en primer y segundo nivel

Nivel 1			Nivel 2		
Eje	W Vigas y Columnas kg	W Paredes kg	Eje	W Vigas y Columnas Kg	W Paredes Kg
1	35,974.08	13,862.10	1	36,941.76	0.00
2	29,908.80	0.00	2	30,600.00	0.00
2'	14,281.92	3,776.10	2'	14,696.64	0.00
3	32,941.44	3,776.10	3	33,770.88	0.00
3'	14,281.92	3,776.10	3'	14,696.64	0.00
4	29,908.80	0.00	4	30,600.00	0.00
5	35,974.08	13,862.10	5	36,941.76	0.00
A	37,010.88	0.00	A	37,978.56	19,102.20
B	30,945.60	0.00	B	31,636.80	0.00
C	37,010.88	0.00	C	37,978.56	0.00
C'	12,012.48	3,717.18	C'	12,427.20	3,555.06
D	37,010.88	0.00	D	37,978.56	1,273.53
E	37,010.88	0.00	E	37,978.56	20,506.20
Total	384,272.64	42,769.68	Total	394,225.92	44,436.99

3.13.1.8. Peso de losa y sobrecarga de accesorios en primer nivel

Nivel 1	Área Efectiva m²	Carga kg/m²	W Kg
Losa nervada	689.55	516.60	356,221.01
Concreto para acabado de piso 2400kg/m ³ x0.03m		72.00	49,647.53
Accesorios e instalaciones eléctricas		10.00	6,895.49
Yeso con perfiles de aluminio		8.00	5,516.39
Total			418,280.42

3.13.1.9. Peso de losa y sobrecarga de accesorios en segundo nivel

Nivel 2	Área Efectiva m ²	Carga kg/m ²	W kg
Losa nervada	701.44	516.60	362,363.90
Concreto para acabado de piso 2400kg/m ³ x0.03m		72.00	50,503.68
Accesorios e instalaciones eléctricas		10.00	7,014.40
Yeso con perfiles de Aluminio		8.00	5,611.52
Impermeabilizante		5.00	3,507.20
Total			429,000.70

3.13.1.10. Carga viva reducida

Nivel	Área Efectiva m ²	Carga kg/m ²	W Kg
1	689.55	150	103,432.35
2	701.44	40	28,057.60

3.13.1.11. Cargas muertas totales más carga viva reducida

Nivel	Vigas y columnas ton	Paredes ton	Losa y Accesorios Ton	CVR ton	W ton
1	384.27	42.77	418.28	103.43	948.76
2	394.23	44.44	429.00	28.06	895.72

3.14. Centro de masa

El peso de un cuerpo es la fuerza de atracción gravitacional de la tierra sobre el cuerpo. El peso total de todas sus partículas, pasa a través de un punto llamado centro de masa (CM) y las coordenadas del mismo indican el punto donde se equilibra el cuerpo.

Las coordenadas del centro de masa (CM), está referido a la esquina inferior del edificio total, de la cual todas las coordenadas de las placas empiezan desde aquí.

3.14.1. Centro de masa de losa del primer nivel

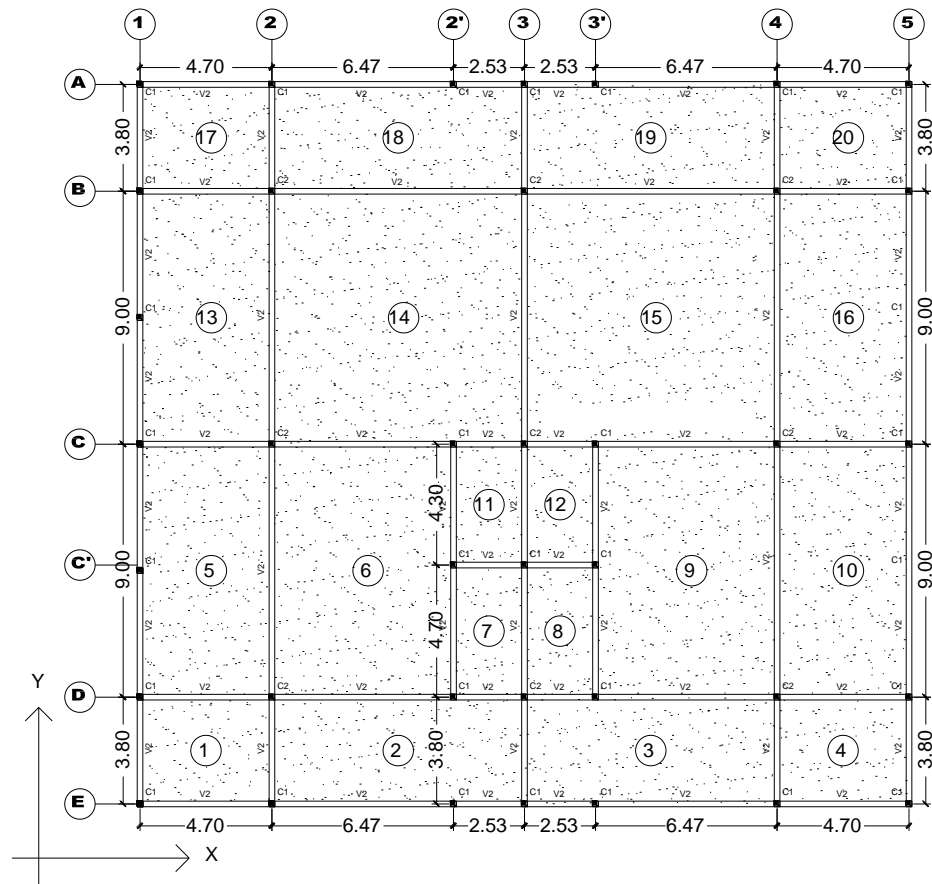


Figura 3-8. Coordenadas del centro de masa

Primer nivel		
	W (kg/m ²)	Escalera
CM	606.16	9392.17
CVR	150	
Total	756.16	

Tabla 3-5. Coordenadas del centro de masa en el primer nivel

Tablero	A m ²	W kg	X m	W.X kg.m	Y m	W.Y kg.m
1	17.86	13,512.876	2.35	31,755.259	1.9	25,674.464
2	34.2	25,875.720	9.2	238,056.624	1.9	49,163.868
3	34.2	25,875.720	18.2	470,938.104	1.9	49,163.868
4	17.86	13,512.876	25.05	338,497.544	1.9	25,674.464
5	42.3	32,004.180	2.35	75,209.823	8.3	265,634.694
6	58.23	44,056.818	7.935	349,590.851	8.3	365,671.589
7	11.891	8,996.731	12.435	111,874.345	6.15	55,329.893
8	58.23	44,056.818	19.465	857,565.962	8.3	365,671.589
9	42.3	32,004.180	25.05	801,704.709	8.3	265,634.694
10	10.879	8,231.051	12.435	102,353.124	10.65	87,660.697
11	10.879	8,231.051	14.965	123,177.684	10.65	87,660.697
12	42.3	32,004.180	2.35	75,209.823	17.3	553,672.314
13	81	61,284.600	9.2	563,818.320	17.3	1,060,223.580
14	81	61,284.600	18.2	1,115,379.720	17.3	1,060,223.580
15	42.3	32,004.180	25.05	801,704.709	17.3	553,672.314
16	17.86	13,512.876	2.35	31,755.259	23.7	320,255.161
17	34.2	25,875.720	9.2	238,056.624	23.7	613,254.564
18	34.2	25,875.720	18.2	470,938.104	23.7	613,254.564
19	17.86	13,512.876	25.05	338,497.544	23.7	320,255.161
20	11.891	9,392.170	14.965	140,553.824	6.15	57,761.846
Σ		531,104.943		7,136,084.131		6,737,751.758

$$X1 = \frac{\sum W.X}{\sum W} = \frac{7,136,084.131}{531,104.943} = 13.436 \text{ m}$$

$$Y1 = \frac{\sum W.Y}{\sum W} = \frac{6,737,751.758}{531,104.943} = 12.686 \text{ m}$$

3.14.2. Centro de masa de losa del segundo nivel

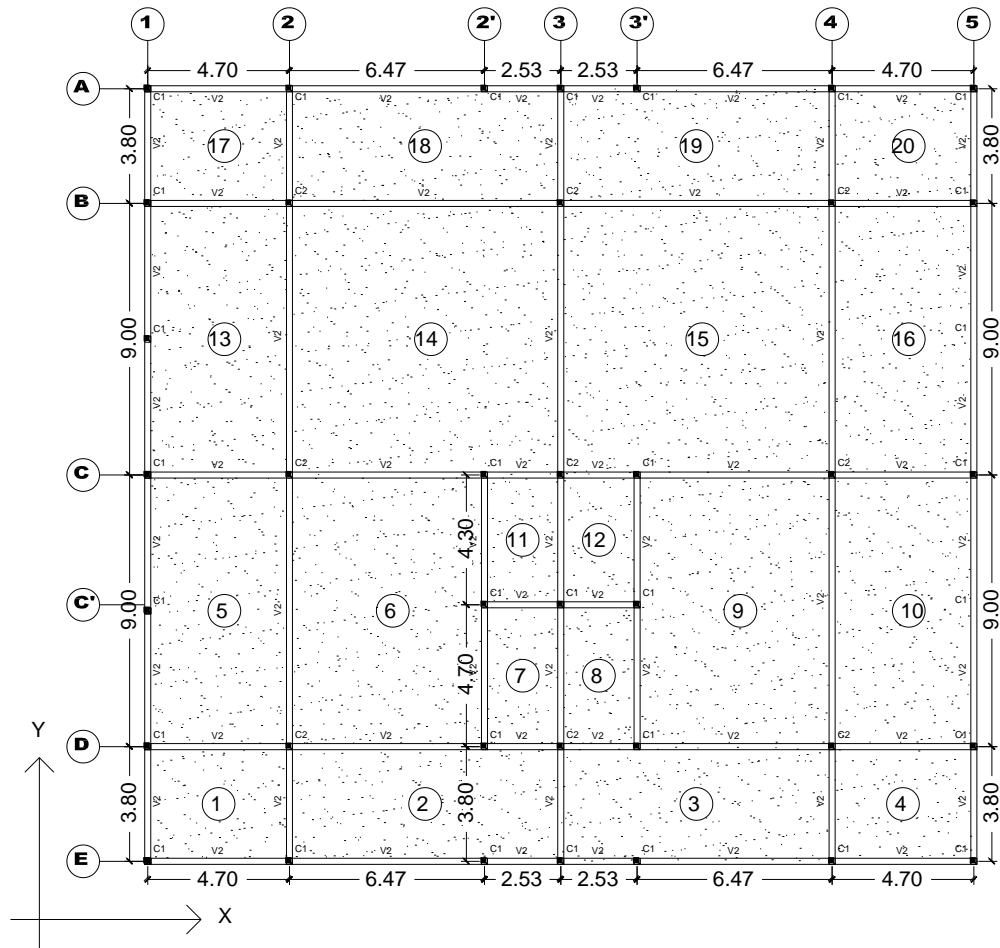


Figura 3-9. Centro de masa en nivel 2

Segundo nivel	
W (kg/m ²)	
CM	611.16
CVR	40
Total	651.16

Tabla 3-6. Coordenadas del centro de masa en el segundo nivel

Tablero	A m ²	W kg	X m	W.X kg.m	Y m	W.Y kg.m
1	17.86	11,637.576	2.35	27,348.304	1.9	22,111.394
2	34.2	22,284.72	9.2	205,019.424	1.9	42,340.968
3	34.2	22,284.72	18.2	405,581.904	1.9	42,340.968
4	17.86	11,637.576	25.05	291,521.279	1.9	22,111.394
5	42.3	27,562.68	2.35	64,772.298	8.3	228,770.244
6	58.23	37,942.668	7.935	301,075.071	8.3	314,924.144
7	11.891	7,748.1756	12.435	96,348.564	6.15	47,651.280
8	11.891	7,748.1756	14.965	115,951.448	6.15	47,651.280
9	58.23	37,942.668	19.465	738,554.033	8.3	314,924.144
10	42.3	27,562.68	25.05	690,445.134	8.3	228,770.244
11	10.879	7,088.7564	12.435	88,148.686	10.65	75,495.256
12	10.879	7,088.7564	14.965	106,083.240	10.65	75,495.256
13	42.3	27,562.68	2.35	64,772.298	17.3	476,834.364
14	81	52,779.6	9.2	485,572.320	17.3	913,087.080
15	81	52,779.6	18.2	960,588.720	17.3	913,087.080
16	42.3	27,562.68	25.05	690,445.134	17.3	476,834.364
17	17.86	11,637.576	2.35	27,348.304	23.7	275,810.551
18	34.2	22,284.72	9.2	205,019.424	23.7	528,147.864
19	34.2	22,284.72	18.2	405,581.904	23.7	528,147.864
20	17.86	11,637.576	25.05	291,521.279	23.7	275,810.551
Σ		445,420.728		6,234,350.461		5,828,234.897

$$X_2 = \frac{\sum W.X}{\sum W} = \frac{6,234,350.461}{445,420.728} = 13.997 \text{ m} \quad Y_2 = \frac{\sum W.Y}{\sum W} = \frac{5,828,234.897}{445,420.728} = 13.085 \text{ m}$$

También fue considerado el peso que aportan las particiones de mampostería, ver detalle del cálculo y dibujo de ubicación en anexo A.

	X (m)	Y (m)
1	13.473	12.687
2	14.142	12.213

3.15. Determinación de rigideces de vigas y columnas por eje en cada nivel

Para obtener las rigideces de los marcos del edificio se trabajará con las fórmulas de Wilbur considerando las características de los materiales de los cuales están constituidos los elementos estructurales.

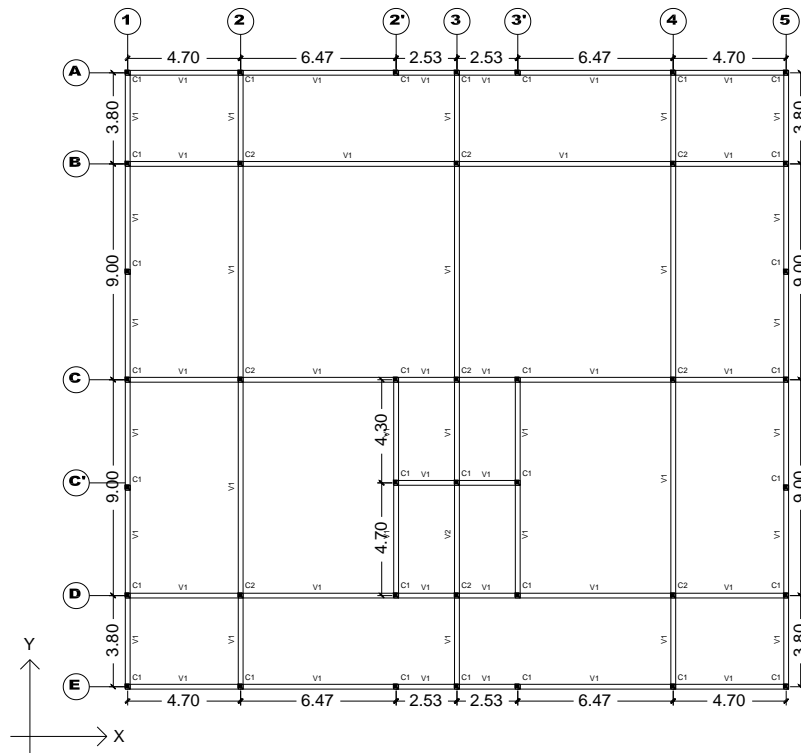


Figura 3-10. Planta Típica de Entrepiso

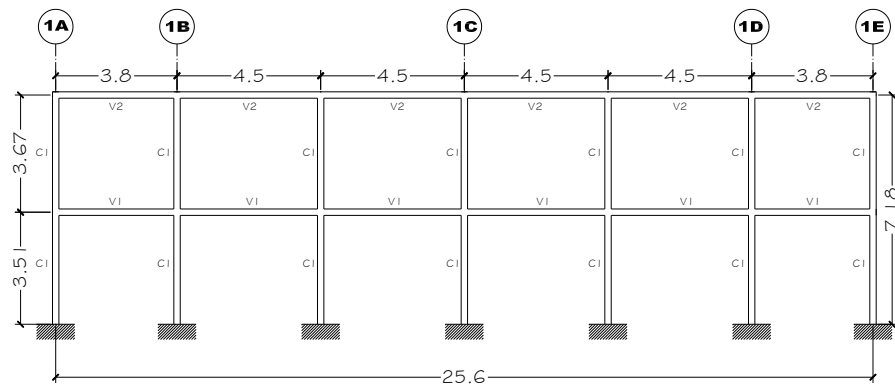


Figura 3-11. Pórtico Eje 1

3.15.1. Rigidez de columnas

Columnas nivel 1 (60 cm x 60 cm)						Columnas nivel 2 (60 cm x 60 cm)					
Nivel	Longitud cm	b cm	h cm	Ic cm ⁴	Kc1 cm ³	Nivel	Longitud cm	B Cm	h cm	Ic cm ⁴	Kc2 cm ³
1	351	60	60	1080000	3076.923	1	351	60	60	1080000	3076.923
2	367	60	60	1080000	2942.779	2	367	60	60	1080000	2942.779

3.15.2. Rigidez de vigas

Vigas nivel 1 (40 cm x 60 cm)						Vigas nivel 2 (40 cm x 60 cm)					
Nivel	Longitud cm	b cm	h cm	Iv cm ⁴	Kv1 cm ³	Nivel	Longitud cm	B Cm	h cm	Iv cm ⁴	Kv2 cm ³
1	253	40	60	720000	2845.85	2	253	40	60	720000	2845.85
	380	40	60	720000	1894.737		380	40	60	720000	1894.737
	430	40	60	720000	1674.419		430	40	60	720000	1674.419
	450	40	60	720000	1600		450	40	60	720000	1600
	470	40	60	720000	1531.915		470	40	60	720000	1531.915
	647	40	60	720000	1112.828		647	40	60	720000	1112.828
	900	40	60	720000	800		900	40	60	720000	800

3.15.3. Aplicación de las fórmulas de Wilbur para la determinación de rigideces de los marcos

Suponiendo que la cimentación de la estructura esta empotrada

Rigidez de marco en eje 1

Para el primer nivel

$$R_1 = \frac{48E}{h_1 \left[\frac{4h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{v1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} \right]}$$

$$R_1 = \frac{48(253412.871 \text{ kg/cm}^2)}{351 \text{ cm} \left[\frac{4(351 \text{ cm})}{21538.462 \text{ cm}^3} + \frac{351 \text{ cm} + 367 \text{ cm}}{10,189.474 \text{ cm}^3 + \frac{21,538.462 \text{ cm}^3}{12}} \right]}$$

$$R_1 = 277,022.589 \text{ kg/cm}$$

Para el segundo nivel

$$R_2 = \frac{48E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{v1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} + \frac{h_2}{\sum K_{v2}} \right]}$$

$$R_2 = \frac{48(253412.871 \text{ kg/cm}^2)}{367 \text{ cm} \left[\frac{4(367 \text{ cm})}{20,599.455 \text{ cm}^3} + \frac{351 \text{ cm} + 367 \text{ cm}}{10,189.474 \text{ cm}^3} + \frac{367}{\frac{21,538.462 \text{ cm}^3}{12} + 10,189.474 \text{ cm}^3} \right]}$$

$$R_2 = 198,237.385 \text{ kg/cm}$$

Eje	Rigidez de vigas y columnas				Rigidez de Marcos	
	$\Sigma Kc1$	$\Sigma Kc2$	$\Sigma Kv1$	$\Sigma Kv2$	R1 (kg/cm)	R2 (kg/cm)
1	21,538.462	20,599.455	10,189.474	10,189.474	277,022.589	198,237.385
2	15,384.615	14,713.896	5,389.474	5,389.474	174,248.179	120,310.320
2'	9,230.769	8,828.338	3,206.333	3,206.333	104,161.132	71,841.629
3	18,461.538	17,656.676	7,795.807	7,795.807	226,544.788	160,008.248
3'	9,230.769	8,828.338	3,206.333	3,206.333	104,161.132	71,841.629
4	15,384.615	14,713.896	5,389.474	5,389.474	174,248.179	120,310.320
5	21,538.462	20,599.455	10,189.474	10,189.474	277,022.589	198,237.385

Eje	Rigidez de vigas y columnas				Rigidez de Marcos	
	$\Sigma Kc1$	$\Sigma Kc2$	$\Sigma Kv1$	$\Sigma Kv2$	R1 (kg/cm)	R2 (kg/cm)
A	21,538.462	20,599.455	10,981.186	10,981.186	285,495.496	206,011.675
B	15,384.615	14,713.896	4,663.830	4,663.830	163,453.579	110,769.134
C	21,538.462	20,599.455	10,981.186	10,981.186	285,495.496	206,011.675
C'	9,230.769	8,828.338	5,691.700	5,691.700	131,652.230	96,942.630
D	21,538.462	20,599.455	10,981.186	10,981.186	285,495.496	206,011.675
E	21,538.462	20,599.455	10,981.186	10,981.186	285,495.496	206,011.675

3.15.4. Centro de torsión en primer nivel

EJE	RIGIDEZ Ky	X (m)	KX	EJE	RIGIDEZ Kx	Y (m)	KY
1	277,022.589	0	0.000	E	285,495.496	0	0.000
2	174,248.179	4.7	818,966.439	D	285,495.496	3.8	1,084,882.886
2'	104,161.132	11.17	1,163,479.841	C'	131,652.230	8.5	1,119,043.958
3	226,544.788	13.7	3,103,663.592	C	285,495.496	12.8	3,654,342.354
3'	104,161.132	16.23	1,690,535.167	B	163,453.579	21.8	3,563,288.016
4	174,248.179	22.7	3,955,433.654	A	285,495.496	25.6	7,308,684.707
5	277,022.589	27.4	7,590,418.942	Σ	1,437,087.795		16,730,241.922
Σ	1,337,408.587		18,322,497.636				

$$Xr = \frac{\sum K \cdot X}{\sum Ky} = \frac{18,322,497.636}{1,337,408.587} = 13.70 \text{ m} \quad Yr = \frac{\sum K \cdot Y}{\sum Kx} = \frac{16,730,241.922}{1,437,087.795} = 11.642 \text{ m}$$

3.15.5. Centro de torsión en segundo nivel

EJE	RIGIDEZ Ky	X (m)	K.X	EJE	RIGIDEZ Kx	Y (m)	K.Y
1	198,237.385	0	0.000	E	206,011.675	0	0.000
2	120,310.320	4.7	565,458.506	D	206,011.675	3.8	782,844.365
2'	71,841.629	11.47	824,023.487	C'	96,942.630	8.5	824,012.355
3	160,008.248	13.7	2,192,112.993	C	206,011.675	12.8	2,636,949.439
3'	71,841.629	16.23	1,165,989.643	B	110,769.134	21.8	2,414,767.113
4	120,310.320	22.7	2,731,044.274	A	206,011.675	25.6	5,273,898.879
5	198,237.385	27.4	5,431,704.348	Σ	1,031,758.463		11,932,472.151
Σ	940,786.917		12,910,333.251				

$$X_r = \frac{\sum K.X}{\sum K_y} = \frac{12,910,333.251}{940,786.917} = 13.723 \text{ m} \quad Y_r = \frac{\sum K.Y}{\sum K_x} = \frac{11,932,472.151}{1,031,758.463} = 11.565 \text{ m}$$

Nivel	Xr (m)	Yr (m)
1	13.70	11.642
2	13.723	11.565

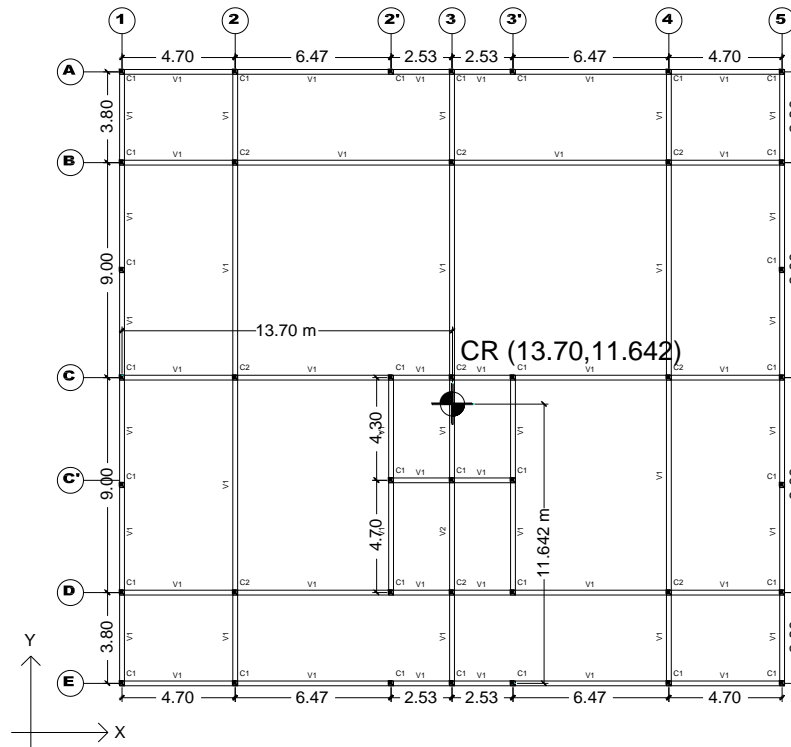


Figura 3-12. Centro de rigidez nivel 1

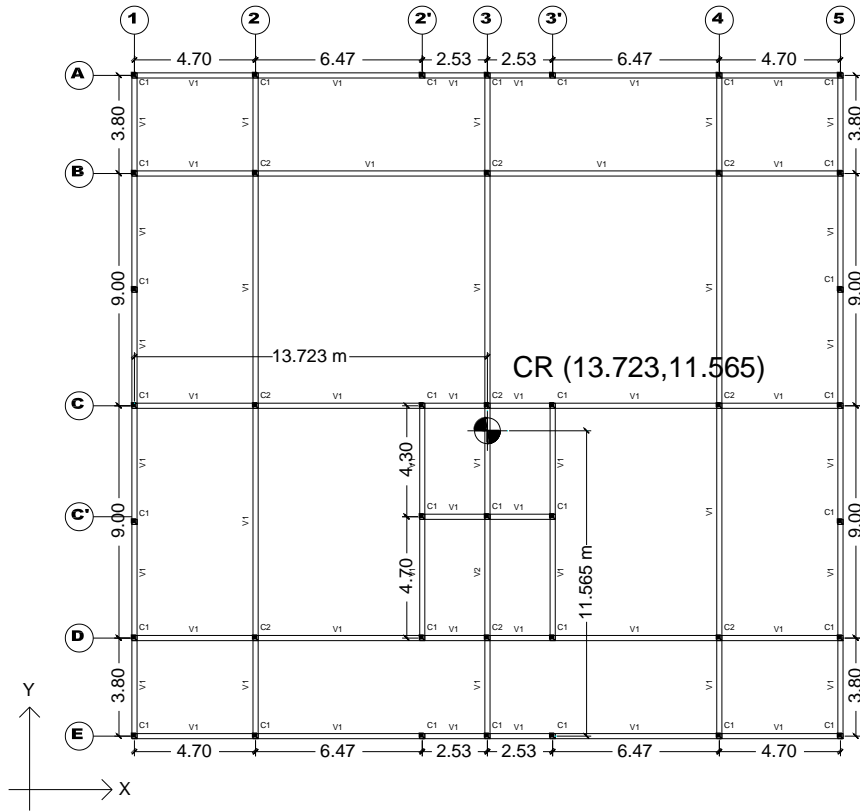


Figura 3-13. Centro de rigidez nivel 2

3.16. Estimación de los efectos de torsión

Para considerar los efectos de torsión se establece que la excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso **es**, se tome como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante de dicho nivel.

La excentricidad más desfavorable para cada elemento resistente se puede identificar examinando la planta de entrepiso, tomando en cuenta que los giros son respecto al centro de torsión (CT)

De forma resumida presentamos los centros de masa y centros de torsión para cada nivel.

Tabla 3-7. Centro de masa y centro de torsión

Nivel	Xm (m)	Ym (m)	Xr (m)	Yr (m)
1	13.473	12.687	13.70	11.642
2	14.142	12.213	13.723	11.565

Con los centros de masa y centro de torsión obtenidos procedemos al calcular las excentricidades

$$e_{sx} = X_{cm} - X_{ct} \quad e_{sy} = Y_{cm} - Y_{ct} \quad (\text{RNC-07 Arto.10.d})$$

Para el primer nivel la excentricidad e_x es:

$$e_{sx1} = 13.473 - 13.70 = -0.227m$$

Las excentricidades de diseño, e_D se obtienen de la siguiente ecuación:

$$e_D = \begin{cases} 1.5e_s + 0.1b & (1) \\ e_s - 0.1b & (2) \end{cases} \quad (\text{RNC-07 Arto.10})$$

$$e_{Dx(1)} = 1.5(-0.227m) + 0.1(25.6 m) = 2.22 m$$

$$e_{Dx(2)} = -0.227m - 0.1(25.6 m) = -2.787 m$$

Tabla 3-8. Excentricidades

Nivel	esx (m)	esy (m)	e _D x1 (m)	e _D x2 (m)	e _D y1 (m)	e _D y2 (m)
1	-0.227	1.045	2.220	-2.787	4.308	-1.695
2	0.419	0.648	3.189	-2.141	3.712	-2.092

3.17. Método estático

3.17.1. Tipo de análisis para una estructura (arto.30)

Por ser una estructura regular y con una altura no mayor de 40.0 m, se usará el método de análisis estático.

3.17.2. Clasificación de la estructura (arto. 20)

Nuestro edificio está dentro de la clasificación para las estructuras del Grupo B, por tener un grado de importancia intermedio.

Para la determinación del coeficiente sísmico deberá tener presente el tipo de suelo y la ubicación de la estructura la cual esta se regirá con el reglamento nacional de la construcción (RCN-07), para calcular la fuerza sísmica para cada nivel de la estructura.

3.17.3. Determinación del espectro de diseño

El edificio está ubicado en la ciudad de Managua, que se encuentra dentro de la zona C en el mapa de zonificación sísmica de Nicaragua. El coeficiente para esta zona es de 0.3g.

El tipo de suelo donde se ubica la estructura es un suelo firme con $300 < V_s \leq 750$ m/s (**tipo II**), por lo tanto el factor de amplificación **S** por tipo de suelo es igual a 1.5. (RNC-07 Arto.25)

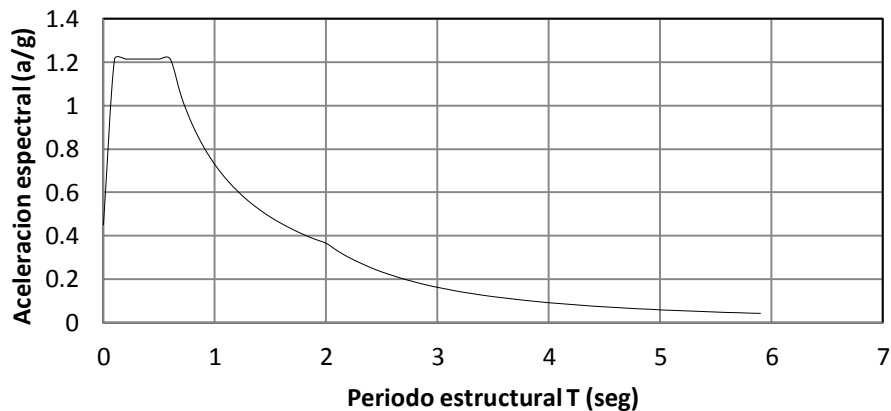
Tratándose de una estructura que pertenece al **grupo B**.

$d = 2.7a_0$, $T_a = 0.1$ seg, $T_b = 0.6$ seg, $T_c = 2$ seg (RNC-07 Arto.27)

Aplicando las ecuaciones. Obtenemos los siguientes resultados.

T < T _a		T _a < T < T _b		T _b < T < T _c		T > T _c	
T (seg)	a	T (seg)	a	T (seg)	a	T (seg)	a
0	0.45	1.5	0.486	3	0.162	4.5	0.072
0.1	1.215	1.6	0.456	3.1	0.152	4.6	0.069
0.2	1.215	1.7	0.429	3.2	0.142	4.7	0.066
0.3	1.215	1.8	0.405	3.3	0.134	4.8	0.063
0.4	1.215	1.9	0.384	3.4	0.126	4.9	0.061
0.5	1.215	2	0.365	3.5	0.119	5	0.058
0.6	1.215	2.1	0.331	3.6	0.113	5.1	0.056
0.7	1.041	2.2	0.301	3.7	0.107	5.2	0.054
0.8	0.911	2.3	0.276	3.8	0.101	5.3	0.052
0.9	0.81	2.4	0.253	3.9	0.096	5.4	0.05
1	0.729	2.5	0.233	4	0.091	5.5	0.048
1.1	0.663	2.6	0.216	4.1	0.087	5.6	0.046
1.2	0.608	2.7	0.2	4.2	0.083	5.7	0.045
1.3	0.561	2.8	0.186	4.3	0.079	5.8	0.043
1.4	0.521	2.9	0.173	4.4	0.075	5.9	0.042

Espectro de diseño



3.17.4. Determinación del factor de reducción por ductilidad (arto. 21)

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas a través de un análisis estático se empleará un factor de reducción Q' que se calculará de acuerdo con el reglamento.

Para el factor de comportamiento sísmico, Q , usaremos un valor de $Q=2$ puesto que nuestro diseño cumple con los requisitos para dicho factor, detallados en el artículo 21 del reglamento (RNC-07).

3.17.5. Condiciones de regularidad (arto. 23)

Para determinar el valor de Q' primeramente debemos evaluar las condiciones de regularidad de la estructura, verificando el cumplimiento de las condiciones del artículo 23 del RNC-07.

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

La estructura es simétrica, por lo tanto: **Cumple!**

- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

$$\frac{H}{B} = \frac{7.18m}{25.6m} = 0.28 < 2.5$$

La altura máxima del edificio es de 7.18m y la menor dimensión de la base es de 25.6m, la relación es 0.28, por lo tanto: **Cumple!**

- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

$$\frac{27.4m}{25.6m} = 1.07 < 2.5$$

La dimensión mayor de la base es de 27.4m y la menor dimensión es de 25.6m, la relación es de 1.07, por lo tanto: **Cumple!**

- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

Los entrantes y salientes no exceden el 20% de la dimensión total de cada entrepiso, por lo tanto: **Cumple!**

- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

Cada Nivel de entrepiso incluyendo la losa de techo es considerada como un sistema de piso rígido y resistente, por lo tanto: **Cumple!**

- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

El área de entrepiso tiene una abertura la cual equivale al 1.7% del área del piso, por lo tanto: **Cumple!**

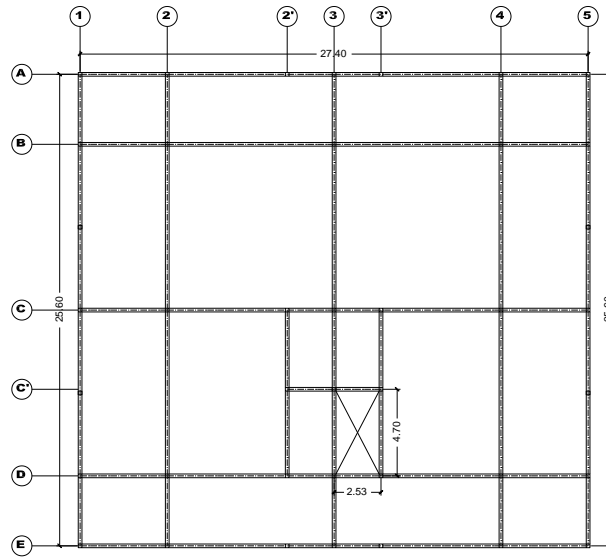


Figura 3-14. Planta de entepiso primer nivel

$$\text{Area Total} = (27.4 \times 25.6)m^2 = 701.44m^2$$

$$\text{Areas de aberturas} = 2.53 \times 4.7 = 11.891m^2$$

$$\% \text{ de Abertura} = \frac{11.891m^2}{701.44m^2} \times 100 = 1.7\% < 20\%, \text{ CUMPLE!}$$

$$\text{Area efectiva} = 701.44m^2 - 11.891m^2 = 689.549 m^2$$

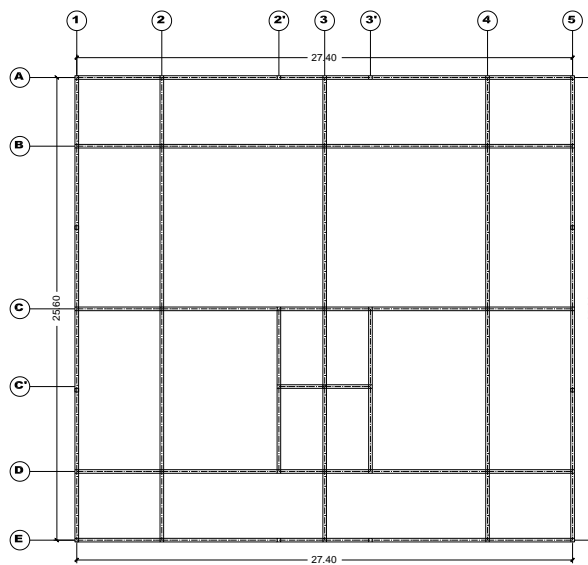


Figura 3-15. Planta de techo segundo nivel

$$\text{Areas de aberturas} = 0 m^2$$

$$\text{Area Total} = (27.4 m \times 25.6m) = 701.44m^2$$

$$\% \text{ de Abertura} = \frac{0m^2}{701.44m^2} \times 100 = 0\% < 20\%, \text{ CUMPLE!}$$

$$\text{Area efectiva} = 701.44m^2$$

- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni es menor que 70 por ciento de dicho peso, excepción hecha del último nivel de la construcción.

$$70\%W_{n-1} < W_n < 110\%W_{n-1}$$

$$0.7(719.83) < 717.90 < 1.1(719.83)$$

$$503.88 < 717.90 < 791.8 \quad \text{CUMPLE!}$$

El peso del nivel del techo debe estar entre el 70% y el 110% del peso del nivel inferior; para el último nivel se evaluará únicamente que sea menor del 110%. Por tanto. **Cumple!**

- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

$$70\%A_{n-1} < A_n < 110\%A_{n-1}$$

$$0.7(689.549) < 701.44 < 1.1(689.549)$$

$$482.684 < 701.44 < 758.5 \quad \text{Cumple!}$$

- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

Las columnas del entrepiso y el techo están restringidas en su parte superior por un diafragma horizontal propiamente dicho, por lo tanto: **Cumple!**

10) La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso Inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Este edificio tiene solamente dos niveles, por lo tanto: **Cumple!**

11) La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Este edificio tiene solamente dos niveles, por lo tanto: **Cumple!**

12) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Debido a que la estructura presenta una simetría en la rigidez de piso es decir los elementos de resistencia al cortante horizontal son simétricos y es igualmente simétrica en la distribución de peso, es correcto suponer que excéntrica torsional es mínima, debido a lo anterior.

$$X_m = \frac{\Sigma(A_i * X_i)}{\Sigma A_i} \quad Y_m = \frac{\Sigma(A_i * Y_i)}{\Sigma A_i} \quad X_r = \frac{\Sigma(R_{iy} * X_i)}{\Sigma R_{iy}} \quad Y_r = \frac{\Sigma(R_{ix} * Y_i)}{\Sigma R_{ix}}$$

Tabla 3-9. Coordenadas del centro de gravedad y del centro de rigidez

NIVEL	Xm (m)	Ym (m)	Xr (m)	Yr (m)
1	13.473	12.687	13.70	11.642
2	14.142	12.213	13.723	11.565

Una vez determinados los centros de masa y rigidez, pasamos a calcular las excentricidades de diseño.

$$e_{sx} = Xm - Xr \quad e_{sy} = Ym - Yr$$

$$\begin{bmatrix} e_{x1} = -0.227 \text{ m} \\ e_{x2} = 0.419 \text{ m} \end{bmatrix} < 2.74 \text{ m} \quad \begin{bmatrix} e_{y1} = 1.045 \text{ m} \\ e_{y2} = 0.648 \text{ m} \end{bmatrix} < 2.56 \text{ m}$$

La excentricidad torsional no excede el 10% de la dimensión en planta del entrepiso, medida paralelamente, por lo tanto: **Cumple!**

Luego de verificar que la estructura cumple con todas las condiciones de regularidad, el valor de Q' no será afectado por ningún factor.

Quedando definido como $Q' = Q = 2$

3.17.6. Factor de reducción por sobre resistencia (arto. 22)

Se aplicará un factor de reducción por sobre resistencia en el cálculo de las fuerzas sísmicas y tiene un valor único de $\Omega = 2$.

3.17.7. Calculo del coeficiente sismo-resistente (arto. 24)

Este cálculo está regido por la siguiente expresión

$$c = \frac{S(2.7a_0)}{Q' \times \Omega}$$

donde

- c = Coeficiente sísmico.
- S = Factor de amplificación por tipo de suelo.
- a_0 = Aceleración máxima del terreno.
- Q' = Factor de reducción por ductilidad.
- Ω = Factor de reducción por sobre resistencia.

El edificio está ubicado en la ciudad de Managua que según la zonificación sísmica del mapa de isoaceleraciones esta pertenece a la **zona C**. por lo tanto el coeficiente a_0 correspondiente para la ciudad de Managua es igual a 0.3g.

$$a_0 = 0.3 \quad (\text{RNC-07 Arto.24})$$

El tipo de suelo donde se ubica la estructura es un suelo firme con $300 < V_s \leq 750$ m/s (**tipo II**), que pertenece a la zona sísmica C, entonces su factor de amplificación es.

$$S = 1.5 \quad (\text{RNC-07 Arto.24})$$

Considerándose una estructura del **grupo B**

$$d = 2.7a_0 \quad Ta = 0.1 \text{ seg} \quad Tb = 0.6 \text{ seg} \quad Ta = 2 \text{ seg}$$

Con los datos obtenidos procedemos al cálculo del coeficiente sísmico

$$c = \frac{a}{Q' \times \Omega} = \frac{Sd}{Q' \times \Omega} = \frac{S(2.7a_0)}{Q' \times \Omega}$$

$$c = \frac{(1.5)[2.7(0.3)]}{2 \times 2} = 0.304$$

Pero este valor no debe ser menor que:

$$S \times a_0 = 1.5 \times 0.30 = 0.45$$

Por lo que tomaremos:

$$c = 0.45$$

Este coeficiente afecta tanto en la dirección en X como la dirección en Y porque el tipo de suelo es el mismo.

3.17.8. Calculo la fuerza sísmica (arto. 26)

$$F = cW_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

$$F_{s2} = (0.45)(6431.28 \text{ ton}) \left(\frac{1844.48 \text{ ton}}{9761.41 \text{ ton}} \right) = 546.854 \text{ ton}$$

Tabla 3-10. Fuerzas sísmicas en cada nivel

Nivel	h (m)	W(Ton)	W.h(Ton-m)	Dirección X		Dirección Y	
				FS (Ton)	V (Ton-m)	FS (Ton)	V (Ton-m)
2	7.18	895.72	6431.28	546.85	546.85	546.85	546.85
1	3.51	948.76	3330.13	283.16	830.01	283.16	830.01
		1844.48	9761.41	830.01		830.01	

3.18. Combinaciones de cargas a considerar

- | | |
|--------------------|----------------|
| 1. 1.4CM | 11. 0.9CM + SX |
| 2. 1.2CM + 1.6CV | 12. 0.9CM – SX |
| 3. 1.2CM + CV + SX | 13. 0.9CM + SY |
| 4. 1.2CM + CV – SX | 14. 0.9CM – SY |

- | | |
|-----------------------------|------------------------|
| 5. 1.2CM + CV + SY | 15. 0.9CM + SX + 0.3SY |
| 6. 1.2CM + CV – SY | 16. 0.9CM – SX – 0.3SY |
| 7. 1.2CM + CV + SX + 0.3SY | 17. 0.9CM + SY + 0.3SX |
| 8. 1.2CM + CV – SX – 0.3SY | 18. 0.9CM – SY – 0.3SX |
| 9. 1.2CM + CV + SY + 0.3SX | 19. CM + CV + 0.7SX |
| 10. 1.2CM + CV – SY – 0.3SX | 20. CM + CV + 0.7SY |

3.19. Reducción de las fuerzas sísmicas

Haciendo uso del programa de computo de análisis estructural Sap2000, aplicaremos las fuerzas sísmicas con todas las sobrecargas a cada nivel de entepiso para obtener los desplazamientos en x e y de cada nivel para la combinación de cargas que resulte más desfavorable.

Para el caso de los desplazamientos críticos en dirección x se obtuvieron para la Combinacion11 (0.9CM + SX).

Para el caso de los desplazamientos críticos en dirección y se obtuvieron para la Combinación 9 (1.2CM + CV + SY + 0.3SX).

Tabla 3-11. Desplazamientos debido a fuerzas sísmicas por nivel

Nivel	X (cm)	Y (cm)
2	1.272	1.233
1	0.618	0.596

Una vez obtenidos los desplazamientos procedemos a calcular el periodo natural de la estructura.

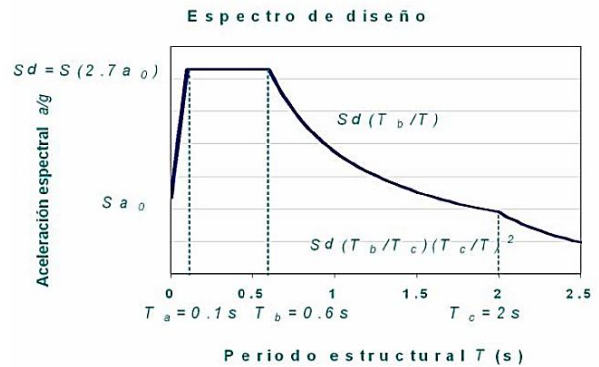
$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i X_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{1811.61}{(981)(870.586)}} = 0.289 \text{ seg}$$

Tabla 3-12. Periodo aproximado de la estructura

Nivel	Desplazamientos		Dirección X		Dirección Y		Tx	Ty
	Xi (cm)	Yi (cm)	WiXi^2	FiXi	WiYi^2	FiYi		
2	1.272	1.233	1449.26	695.593	1361.755	674.266	0.289	0.285
1	0.618	0.596	362.35	174.993	337.013	168.763		
			1811.61	870.586	1698.768	843.029		

La aceleración se calculara considerando que $T_a < T < T_b$; por lo que según la ecuación.

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sd & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c \end{cases}$$



$$a = Sd = S(2.7a_0)$$

$$a = (1.5)(2.7 \times 0.3) = 1.215$$

Como puede notarse el valor de los periodos correspondientes para cada dirección ortogonal están dentro de la meseta del espectro de diseño que está comprendida desde T_a hasta T_b , por tal razón se puede proceder e reducir las fuerzas sísmicas.

$$c = \frac{a}{Q' \times \Omega} = \frac{1.215}{2 \times 2} = 0.30375$$

$$F_{S_2} = \frac{a}{\Omega Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} = \frac{1.215}{(2)(2)} (6431.28) \frac{1844.48}{9761.41} = 369.13 \text{ ton}$$

Tabla 3-13. Fuerzas Sísmicas Reducidas

NIVEL	h (m)	W(Ton)	W.h (Ton-m)	Dirección X		Dirección Y	
				FS (Ton)	V (Ton-m)	FS (Ton)	V (Ton-m)
2	7.18	895.72	6431.28	369.13	369.13	369.13	369.13
1	3.51	948.76	3330.13	191.13	560.26	191.13	560.26
		1844.48	9761.41	560.26		560.26	

3.20. Efectos de segundo orden

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{Pr}$$

Nivel	Área (m ²)
1	689.549
2	701.44

Área de entrepiso

Nivel	Δx (cm)	Δy (cm)
1	0.377	0.366
2	0.714	0.695

Desplazamientos

Nivel	Vx (ton)	Vy (ton)
1	518.53	518.53
2	340.47	340.47

Cortantes

Nivel	Area (m ²)	Nivel	Δx (cm)	Δy (cm)	Nivel	Vx (ton)	Vy (ton)
1	689.549	1	0.618	0.596	1	560.26	560.26
2	701.44	2	1.272	1.233	2	369.13	369.13

Área de entrepiso
Desplazamientos
Cortantes

El peso de cada entrepiso se considera el peso de los elementos que conforman la estructura, la carga muerta y carga viva correspondiente para cada entrepiso.

Tabla 3-14. Peso de cada entrepiso

Nivel	CM (ton)			CV (ton)	W (ton)
	Vigas y columnas	Paredes	Losa y Accesorios		
1	384.27	42.77	418.28	172.39	1290.21
2	394.23	44.44	429.00	70.14	1153.43

$$\text{Para primer Nivel en dirección } x \rightarrow \frac{0.618 \text{ cm}}{351 \text{ cm}} \leq 0.08 \frac{560.26 \text{ ton}}{1290.21 \text{ ton}} \text{ CUMPLE!!}$$

Nivel	Dirección x			Dirección y		
	Δ/H	0.08(V/Pr)		Δ/H	0.08(V/Pr)	
1	0.0018	0.0347	Cumple!!	0.0017	0.0347	Cumple!!

Debido a que se cumplen con la relación anterior, podemos despreciar los efectos de los momentos y cortantes adicionales provocados por la cargas verticales que obran en la estructura desplazada.

3.21. Efectos bidireccionales

Este efecto está considerado en las combinaciones de carga utilizadas en el diseño estructural en las dos direcciones consideradas para este análisis.

3.22. Comportamiento asimétrico

Este efecto no se presenta en este edificio.

3.23. Calculo del momento de volteo

Para la realización de este análisis se deberá de calcular el peso total del edificio, divididas en sus correspondientes niveles.

3.23.1. Peso total

Nivel	Vigas y columnas ton	Paredes ton	Losa y Accesorios ton	CVR ton	W Ton
1	384.273	42.770	418.280	103.432	948.755
2	394.226	44.437	429.001	28.058	895.721

3.23.2. Fuerza sísmica

NIVEL	h (m)	W(Ton)	W.h(Ton-m)	Dirección X		Dirección Y	
				FS (Ton)	V (Ton-m)	FS (Ton)	V (Ton-m)
2	7.18	895.721	6,431.280	546.850	546.850	546.850	546.850
1	3.51	948.755	3,330.130	283.160	830.010	283.160	830.010
		1,844.476	9,761.410	830.010		830.010	

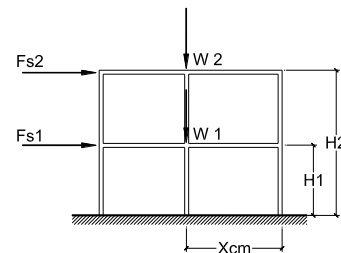
3.23.3. Centro de Masa

NIVEL	X (m)	Y (m)
1	13.473	12.687
2	14.142	12.213

$$F = \frac{M_{est}}{M_{vol}} > 1.5$$

$$M_{est} = (W_1)(Cm) + (W_2)(Cm)$$

$$M_{vol} = (F_2)(H_2 - H_1) + (F_1)(H_1)$$



- dónde:
- $M_{est} = (W_1)(Cm) + (W_2)(Cm)$
 - $M_{vol} = (F_2)(H_1 - H_2) + (F_1)(H_2)$
 - $W_1 =$ Peso total del primer nivel
 - $W_2 =$ Peso total del segundo nivel
 - $F_1 =$ Fuerza sísmica del primer nivel
 - $F_2 =$ Fuerza sísmica del segundo nivel
 - $H_1 =$ Altura total del edificio
 - $H_2 =$ Altura del primer piso
 - $Cm =$ Centro de masa del edificio en planta
 - $M_{est} =$ Momento resistente al volteo
 - $M_{vol} =$ Momento de volcamiento

Nivel	Altura (m)	F Sísmica (Ton)	Mvol (Ton-m)
2	7.18	369.13	2,650.353
1	3.51	191.13	670.866
Momento volcamiento			3,321.220

Nivel	W (Ton)	dx (m)	Mest-x (Ton-m)	dy (m)	Mest-y (Ton-m)
2	895.72	13.258	11,875.187	13.387	11,990.732
1	948.76	13.927	13,213.224	12.913	12,251.076
Momento Resistente			25,088.411		24,241.808

$$F_x = \frac{25,088.411}{3,321.220} = 8.481 > 1.5 \text{ OK!!} \quad F_y = \frac{24,241.808}{3,321.220} = 7.657 > 1.5 \text{ OK!!}$$

3.24. Desplazamiento lateral de servicio y de colapso

3.24.1. Combinaciones de carga

COMBE01. CM + CV	COMBE06. 0.6CM + 0.7SX
COMBE02. CM + 0.7SX	COMBE07. 0.6CM – 0.7SX
COMBE03. CM – 0.7SX	COMBE08. 0.6CM + 0.7SY
COMBE04. CM + 0.7SY	COMBE09. 0.6CM – 0.7SY
COMBE05. CM – 0.7SY	

3.24.2. Desplazamientos críticos de la estructura

Tabla 3-15. Desplazamientos críticos

Nivel	x		Y	
	Desplazamiento cm	Combinación	Desplazamiento cm	Combinación
1	0.292292	COMBE03	0.28188	COMBE04
2	0.601803	COMBE03	0.582036	COMBE04

3.24.3. Desplazamientos en estado límite de servicio

Los desplazamientos críticos obtenidos una vez aplicadas todas las sobrecargas a la estructura, tomando en cuenta el efecto del periodo natural, de los cuales se dieron para las combinaciones COMBE03 en dirección x, y COMBE04 para la dirección y. el cual serán multiplicado por el factor $Q'\Omega/7$ ($2 \times 2/7 = 0.571$), de esta manera obtendremos el desplazamiento en estado límite de servicio.

Tabla 3-16. Desplazamientos de servicio

Nivel	Δdx cm	Δdy cm
1	0.167	0.161
2	0.177	0.171

3.24.4. Desplazamiento en estado límite de colapso

El desplazamiento de colapso será el calculado del análisis sísmico multiplicado por el factor $Q\Omega$, en nuestro caso ($2 \times 2 = 4$). Tomando en cuenta el factor anterior el valor del desplazamiento en estado límite de colapso es:

Tabla 3-17. Desplazamiento de colapso

Nivel	$\Delta d x$ cm	$\Delta d y$ cm
1	1.169	1.128
2	1.238	1.201

3.24.5. Desplazamientos permisibles de servicio

Según el art.34 del RNC-07 la deriva de servicio es 0.002 si existen elementos no estructurales ligados a la estructura y 0.004 si no existen dichos elementos. Considerando que la altura a nivel de entrepiso es 3.51 y 3.67 m los desplazamientos servicio permisibles son:

	Nivel	Deriva	ΔH (cm)	desp. (cm)
Servicio 1	1	0.002	351	0.702
	2	0.002	367	0.734

	Nivel	Deriva	ΔH (cm)	desp. (cm)
Servicio 2	1	0.004	351	1.404
	2	0.004	367	1.468

3.24.6. Desplazamientos permisibles de colapso**Tabla 3-18.** Desplazamientos permisibles de colapso (RNC-07 Arto. 43)

Sistema estructural	Distorsión
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada ($Q = 1$ o 2)	0.0150

La deriva de colapso permitida según el Q es de 0.015, considerando la altura de entrespacio de 3.51 y 3.67 m, el desplazamiento de colapso permisible es para cada nivel es:

	Nivel	Deriva	ΔH (cm)	desp. (cm)
COLAPSO	1	0.015	351	5.265
	2	0.015	367	5.505

3.24.7. Revisión de desplazamientos permisibles y de colapso

	Nivel	ΔH_x (cm)			ΔH_y (cm)		
Servicio 1	1	0.167	< 0.702	Cumple!	0.161	< 0.702	Cumple!
	2	0.177	< 0.734	Cumple!	0.171	< 0.734	Cumple!

	Nivel	ΔH_x (cm)			ΔH_y (cm)		
Servicio 2	1	0.167	< 1.404	Cumple!	0.161	< 1.404	Cumple!
	2	0.177	< 1.468	Cumple!	0.171	< 1.468	Cumple!

	Nivel	ΔH_x (cm)			ΔH_y (cm)		
COLAPSO	1	1.169	< 5.265	Cumple!	1.128	< 5.265	Cumple!
	2	1.238	< 5.505	Cumple!	1.201	< 5.505	Cumple!

Capítulo 4. Diseño

4.1. Flexión

4.1.1. Consideraciones generales

Los aspectos fundamentales a considerar en el diseño de una viga son su resistencia necesaria a la flexión y al cortante. Por lo regular las vigas de concreto están compuestas de claros continuos que conforman marcos estructurales, las cuales se deben analizar con respecto a la variación de los momentos y los cortantes actuantes a lo largo de toda su longitud. Esto requiere consideraciones para definir las dimensiones de los elementos de concreto y el refuerzo que se requiere en cada sección de viga tomando en cuenta los esfuerzos solicitantes.

El diseño de una viga simple requiere del estudio de un gran número de datos, la mayoría de los cuales se establecen para la estructura en general, más que individualmente para cada viga. Las decisiones que se toman para todo el sistema incluyen, en general, aquellas con respecto al tipo de concreto, su resistencia de diseño f'_c , el esfuerzo en el tipo de refuerzo F_y , el recubrimiento para proporcionar la protección adecuada del refuerzo y otros aspectos.

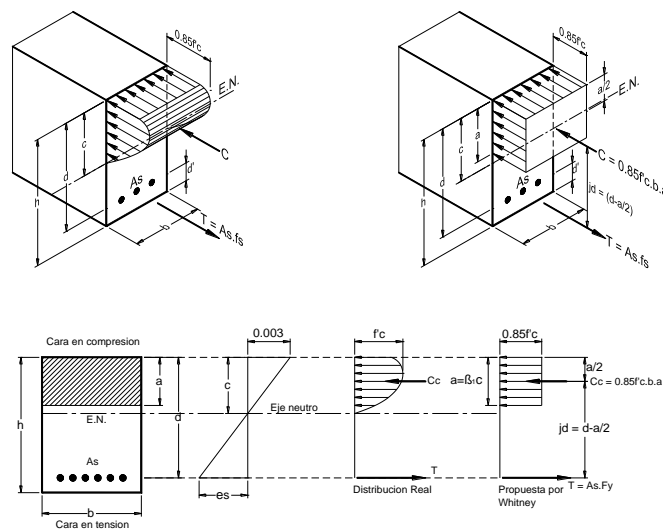


Figura 4-1. Distribución de esfuerzos reales y esfuerzos equivalentes en una sección de viga

4.1.2. Cuantía de refuerzo

En una sección de viga la cuantía de acero de refuerzo está representada por el cociente de la sección transversal de acero y la sección efectiva de concreto; se representa por el símbolo ρ .

Para vigas rectangulares la cuantía está dada por:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

donde A_s : Sección transversal de acero en tracción.

b : Base de la sección rectangular.

d : Altura efectiva de la sección rectangular (distancia desde el centro de gravedad de las varillas de refuerzo hasta la fibra extrema comprimida del concreto).

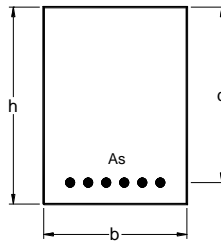


Figura 4-2. Sección de viga simplemente reforzada

La cuantía de acero en compresión

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

donde: A_s' : Sección transversal de acero en compresión.

b : Base de la sección rectangular.

d : Altura efectiva de la sección rectangular (distancia desde el centro de gravedad de las varillas de refuerzo hasta la fibra extrema comprimida del concreto).

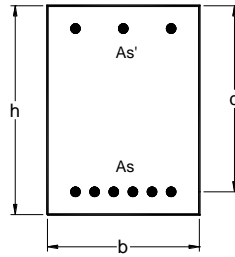


Figura 4-3. Sección de viga doblemente reforzada

4.1.3. Cuantía balanceada

Es la cuantía en una viga que provoca simultáneamente la deformación unitaria máxima 0.003 (RNC-111.a) en el concreto reforzado sometido a compresión, y que el acero de tensión empiece a fluir. (ACI318-08 10.3.2)

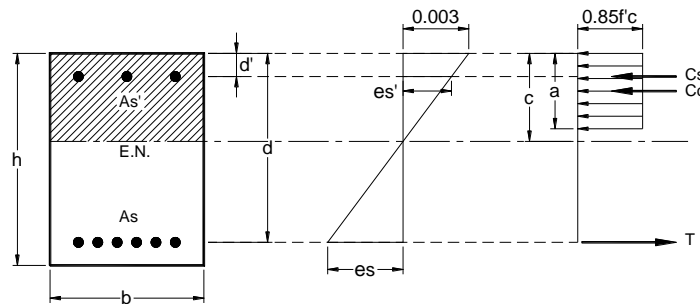


Figura 4-4. Diagrama de esfuerzos, deformaciones y posición del eje neutro en una sección de viga para cuantía balanceada.

4.1.4. Cuantía mínima de refuerzo

Significa cantidad mínima de acero que debe tener una sección de concreto reforzado.

Cuando se realizan los cálculos de dimensionamiento de una sección, generalmente primero pre-dimensionamos, significa que estimamos de antemano una sección de concreto reforzado capaz de soportar las solicitaciones actuantes. Esto corresponde a criterios de deformaciones según longitud y vínculos de apoyo; como también el momento resistente de la sección. Según el momento flector máximo, o por corte máximo en el apoyo más solicitado.

En vigas con dimensiones geométricas que superan a la capacidad resistente sin la presencia de rotura del concreto por tracción, se deberá proveer un armado mínimo.

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y}$$

Pero no menor que a todo lo largo del elemento sometido a flexión. (RNC-07 pag.111).

$$\rho_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{F_y}$$

4.1.5. Cuantía máxima de refuerzo

Ocurre cuando las solicitaciones de flexión son muy importantes respecto de las de deformación y corte, en el tramo o en apoyos de vigas continuas.

En estos casos para lograr economía, dimensionamos con la tensión de corte máxima, dentro de los límites máximos de flexión, logrando secciones de hormigón más pequeñas que requieren mayor cantidad de armadura de acero. Este ahorro de concreto conduce muchas veces a colocar doble armadura.

La cuantía máxima para una sección de viga simplemente reforzada.

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

Con este límite máximo se verifica que el acero fluya un poco antes de que el concreto reduce su capacidad resistente, con lo que se logra un nivel de ductilidad en las secciones antes de que se produzca la falla.

4.2. Cortante

En este capítulo se presenta el procedimiento para el análisis y diseño de una sección de viga de concreto reforzado para resistir las fuerzas cortantes que se desarrollan debido a las cargas actuantes. El diseño por cortante es de gran importancia para las estructuras de concreto reforzado debido a que la resistencia del concreto en tensión es mucho menor que la de compresión (un 10% de la de compresión).

4.2.1. Diseño a cortante de vigas de concreto reforzado

En un elemento sin refuerzo por cortante, el alma del concreto resiste el cortante, y en un elemento con refuerzo por cortante, una porción del cortante la proporciona el concreto y el resto la proporciona el refuerzo por corte. La resistencia proporcionada por el concreto V_c se supone que es la misma para vigas con o sin refuerzo por cortante, y se toma como el cortante que provoca un agrietamiento inclinado significativo.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (\text{ACI 318-08 11.1.1})$$

$$V_n \leq \phi V_c + \phi V_s$$

4.2.2. Resistencia al cortante proporcionada por el concreto

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto a elementos sometidos a cortante y flexión, se puede obtener mediante la expresión.

La resistencia de diseño ϕV_c se obtiene, multiplicando la resistencia nominal, y aplicando el factor ϕ . La resistencia de diseño debe ser mayor o igual que la fuerza cortante que actúa en la sección crítica.

$$\phi V_c = 0.53 \phi \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

donde f'_c : Resistencia a la compresión del concreto kg/cm^2

ϕV_c : Resistencia proporcionada por el concreto

d : Peralte efectivo de la viga

b_w : Ancho de la viga

La condición básica que se debe cumplir para que la capacidad resistente a corte sea adecuada.

$$V_u = \phi (V_c + V_s)$$

4.2.3. Sección crítica a cortante

La sección crítica de diseño ante fuerzas cortantes se ubica a una distancia "d" desde la cara interna del apoyo.

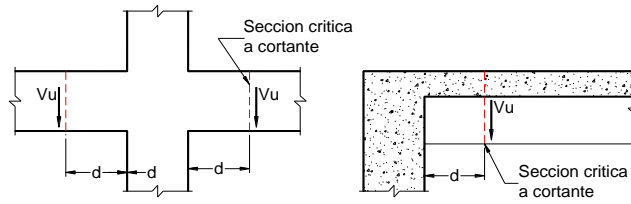


Figura 4-5. Secciones críticas a cortante

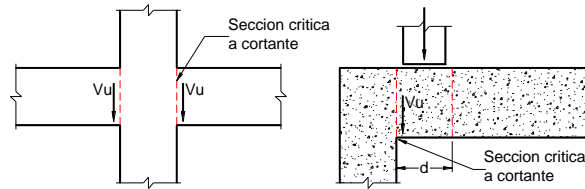


Figura 4-6. Condiciones de apoyo típicas, de acuerdo a la ubicación del cortante mayorado, V_u

4.2.4. Resistencia al corte proporcionado por el acero transversal

Cuando la fuerza cortante V_u exceda a ϕV_c , se hace necesario suministrar refuerzo por cortante para soportar el exceso de cortante.

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

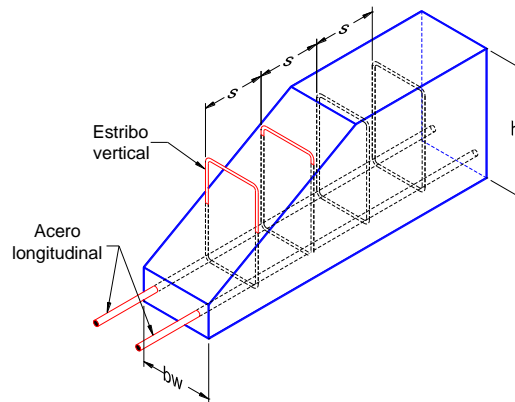


Figura 4-7. Vista tridimensional de los estribos verticales

Cuando se use refuerzo por cortante perpendicular al eje del elemento, el área requerida por cortante A_v , dentro de una distancia "s" está determinada por:

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c)s}{\phi F_y d}$$

Y la contribución al cortante proporcionada por el refuerzo por cortante se calcula como sigue:

$$V_s = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s}$$

donde A_v : Es el área de refuerzo por cortante dentro de una distancia s proporcionada por la suma de las áreas de las ramas de los estribos ubicados en el alma.

4.2.5. Armadura mínima de corte

El refuerzo por cortante restringe el crecimiento del agrietamiento inclinado y aumenta la ductilidad del elemento.

Cuando la fuerza cortante factorizada V_u es mayor que la mitad del cortante resistente proporcionado por el concreto, se debe proporcionar un área mínima de acero de corte en los elementos sometidos a cargas flexionantes; esta precaución es necesaria para impedir la falla frágil. De este modo se permite, a los estribos y a la zona de compresión de la viga seguir soportando más carga por cortante después de haberse producido la primera grieta inclinada. El refuerzo mínimo sugerido por el código debe colocarse siempre que $\phi V_c/2 \leq V_u \leq V_c$ y es igual a:

$$A_{vmin} = \frac{3.5 b_w s}{F_y}$$

donde s : separación del refuerzo transversal

A_{vmin} : Área de refuerzo transversal provisto para resistir corte

4.2.6. Limitaciones en la separación de los estribos

Los límites de separación de los estribos se diseñan con el fin de que toda grieta diagonal potencial sea resistida por lo menos un elemento vertical de acero.

La separación del refuerzo por cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento deberá cumplir con:

$$\phi V_s > 1.06 \phi \lambda \sqrt{f'c} b_w d$$

Por tanto la separación máxima permitida el menor valor de:

$$s_{max} \leq \begin{cases} d/4 \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Cuando la condición anterior no se cumpla, entonces la separación máxima para los estribos se tomara la que resulte menor: (ACI 318-08 11.4.5)

$$s_{max} \leq \begin{cases} d/2 \\ 60\text{cm} \\ \frac{A_{vmin}F_y}{3.5b_w} \end{cases}$$

Como ya se ha mencionado anteriormente, los estribos nos sirven para poder evitar el crecimiento de las grietas diagonales. La separación máxima de los estribos trata de colocar cuanto menos un estribo por cada grieta importante que se forma, ya que la presencia del estribo en la distancia media de la grieta evita la formación de las mismas.

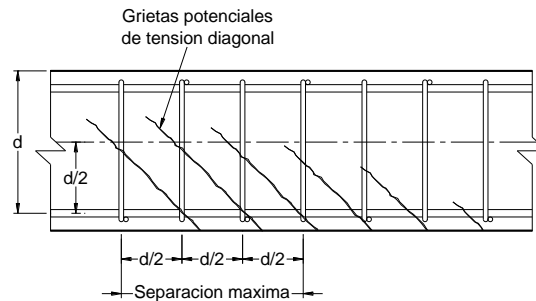


Figura 4-8. Distribución de refuerzo por cortante

La separación mínima de los estribos la colocamos en toda una distancia d desde el apoyo, ya que en esta distancia es donde se presenta el cortante ultimo crítico.

La separación mínima que se requiere para los estribos a una distancia d , la calculamos con la ecuación:

$$s_{min} = \frac{\phi A_v F_y d}{V_u - \phi V_c}$$

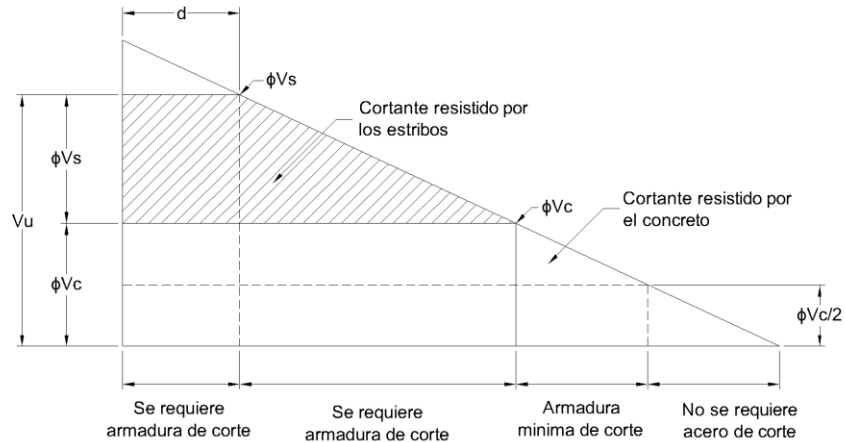


Figura 4-9. Diagrama de fuerzas cortante para el diseño de una viga

4.2.7. Procedimiento de diseño para determinar el refuerzo por cortante

A continuación se resume la secuencia recomendada para el diseño por cortante.

1. Determinar la capacidad resistente proporcionada por el concreto.

$$\phi V_c = 0.53\phi\lambda\sqrt{f'c}b_wd$$

2. Determinar la sección crítica, que estará ubicada a una distancia “d” de la cara del apoyo.
3. Determinar en la sección crítica la magnitud de la fuerza cortante factorizada V_u , a una distancia d desde el apoyo.
4. Determinar la resistencia por cortante aportada por el acero ϕV_s .

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

5. Verificar

$$\phi V_s \leq 2.12\phi\lambda\sqrt{f'c}b_wd$$

Donde b_w es el ancho de la sección de viga, si esta condición no se satisface, se debe aumentar las dimensiones de la sección transversal.

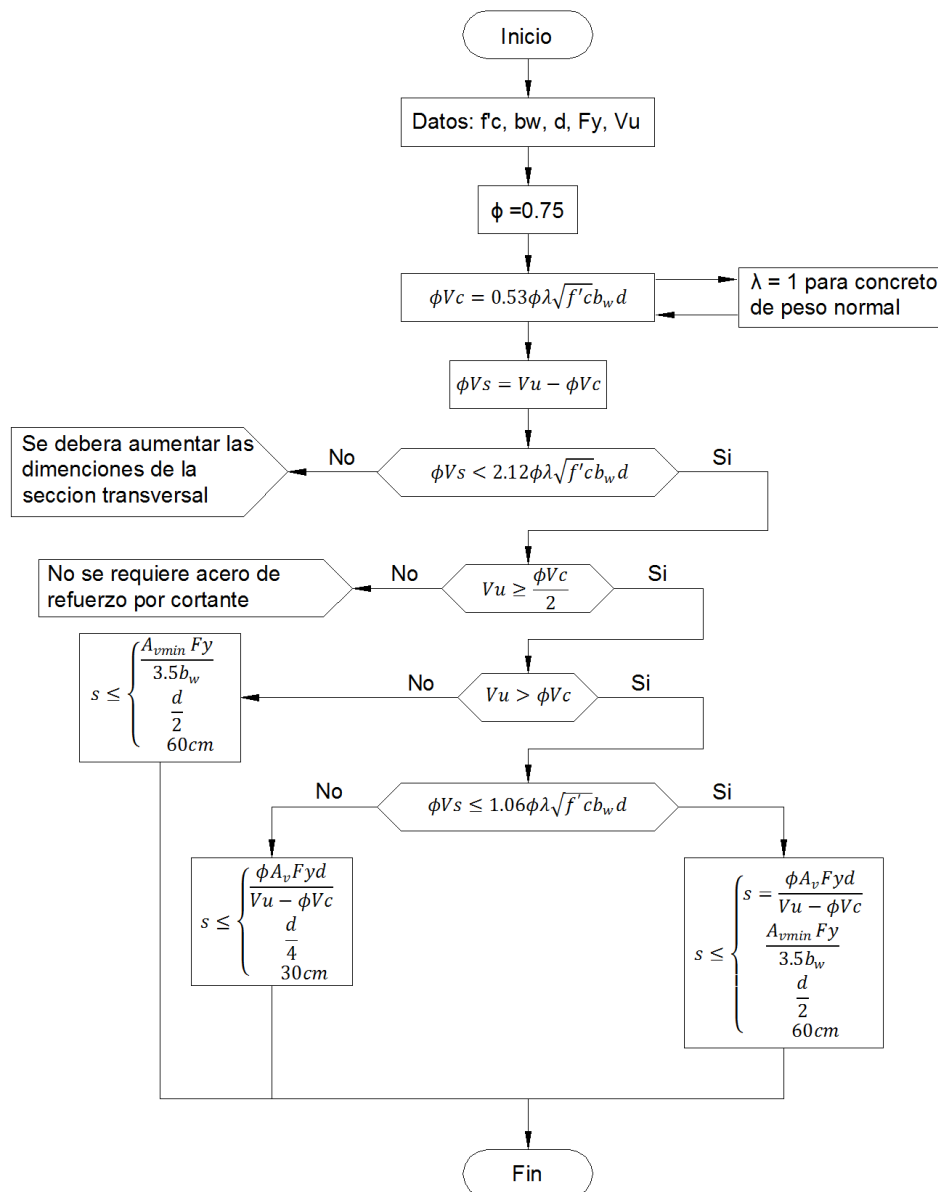
6. Verificar el requerimiento de acero de refuerzo por cortante.

- $V_u \leq \phi V_c/2$ No se requiere acero de refuerzo por cortante
- $\phi V_c/2 \leq V_u \leq \phi V_c$ Colocar acero mínimo
- $V_u > \phi V_c$ Se requiere acero de refuerzo por cortante

7. Proponer el área de la sección del refuerzo por cortante A_v , que será necesario para resistir el cortante restante.
8. Determinar la separación s a la cual estarán colocados los estribos según sea el caso de la ubicación del cortante último V_u .

4.2.8. Diagrama de flujo para diseño por cortante

Se presenta el diagrama de flujo para la ejecución del cálculo necesario para el diseño de los estribos verticales.



4.3. Flexión en vigas

Elemento = 8373			
• Eje =	3	• r' =	6 cm
• Nivel =	1	• r =	6 cm
• L =	9 m	• d =	54 cm
• $M_u(-)$ =	84,478.09 kg-m (Combo2)	• ϕ =	0.90
• $M_u(+)$ =	45,256.09 kg-m (Combo5)	• β_1 =	0.85
• E_s =	2,100,000 kg/cm ²	• b =	40 cm
• $f'c$ =	281 kg/cm ²	• h =	60 cm
• F_y =	4,200 kg/cm ²		

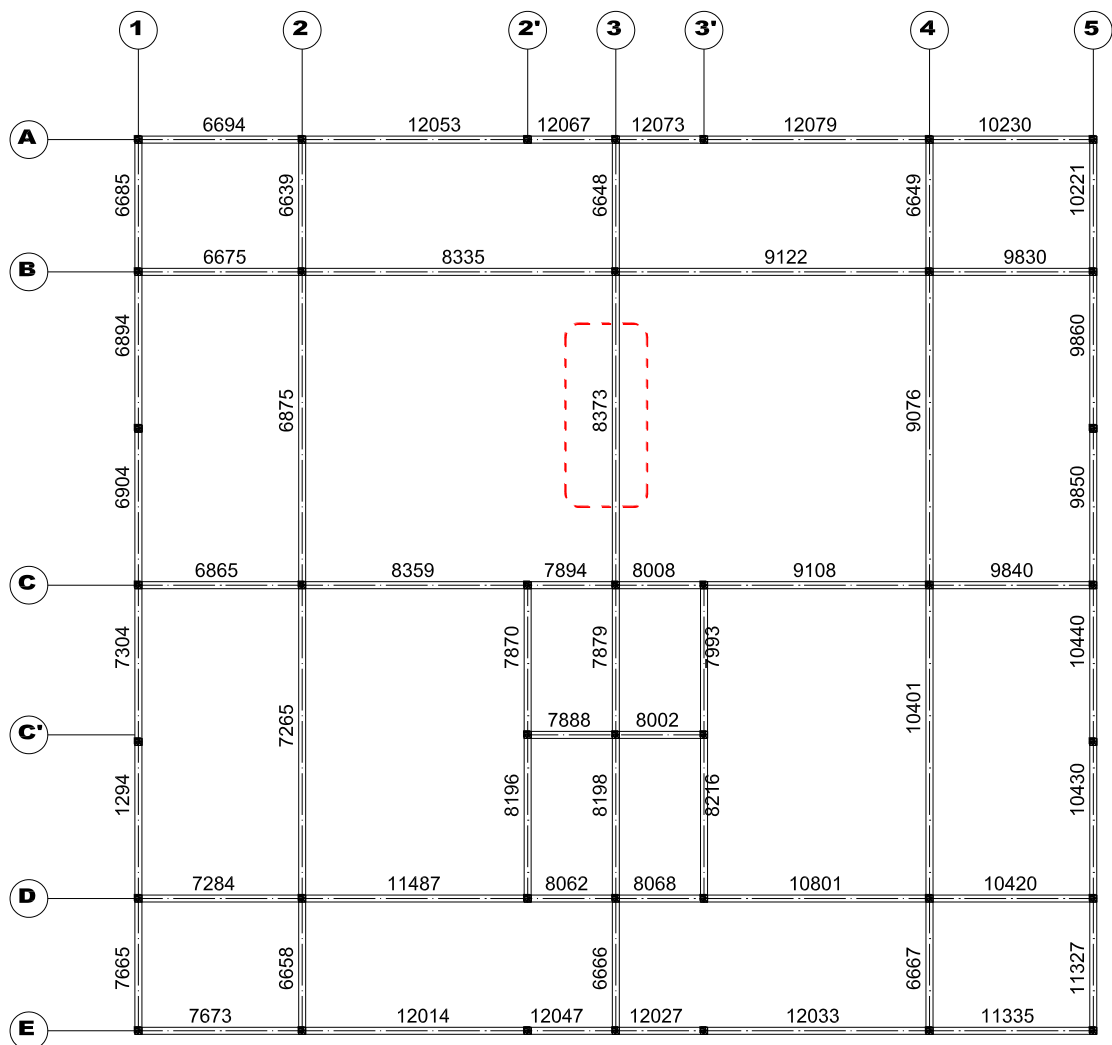
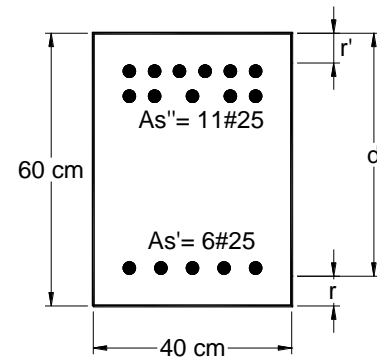


Figura 4-10. Distribución de elementos en primer nivel

Proponiendo la cantidad de acero necesario tanto para flexión positiva como negativa.

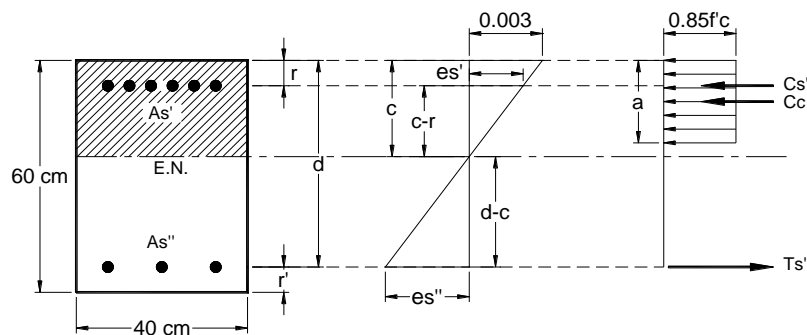
	Cant	#	Ø	As	As total
			mm	cm ²	cm ²
As'' longitudinal superior	11	25	25.4	55.74	55.738
As' longitudinal inferior	5	25	25.4	25.34	25.335



4.3.1. Revisión para momento negativo (-) Mu

(-) $Mu = 84,478.09 \text{ kg.m}$

Tanteo para determinar la profundidad del eje neutro



Proponiendo $c = 16.3 \text{ cm}$

$$a = 0.85c = 0.85(16.3 \text{ cm}) = 13.855 \text{ cm}$$

$$Cc = 0.85f'c \cdot a \cdot b = 0.85(281 \text{ kg/cm}^2)(13.855 \text{ cm})(40 \text{ cm}) = 132,370.670 \text{ kg}$$

$$ey = \frac{Fy}{Es} = \frac{4,200 \text{ kg/cm}^2}{2,100,000 \text{ kg/cm}^2} = 0.0020$$

$$es' = \frac{0.003(c - r)}{c} = \frac{0.003(16.3 \text{ cm} - 6 \text{ cm})}{16.3 \text{ cm}} = 0.00190$$

$es' < ey \therefore$ El acero de compresión no fluye

$$fs' = es' \cdot Es = (0.00190)(2,100,000 \text{ kg/cm}^2) = 3,990 \text{ kg/cm}^2$$

$$Cs' = As' \cdot fs' = (25.335 \text{ cm}^2)(3,990 \text{ kg/cm}^2) = 101,086.65 \text{ kg}$$

$$es'' = \frac{0.003(d - c)}{c} = \frac{0.003(54 \text{ cm} - 16.3 \text{ cm})}{16.3 \text{ cm}} = 0.00694$$

$es'' > ey \therefore$ El acero de tensión fluye $\rightarrow fs'' = Fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

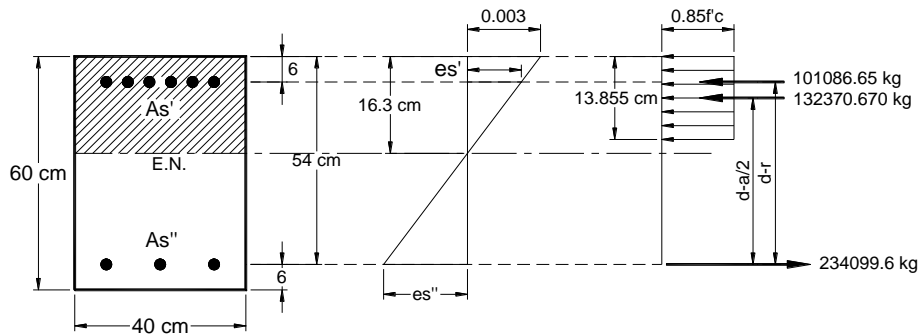
$$T_{s''} = A_{s''} \cdot f_{s''} = (55.738 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2) = 234,099.6 \text{ kg}$$

Compresión contra tensión

$$C = C_c + C_{s'} = 132,370.670 \text{ kg} + 101,086.65 \text{ kg} = 233,457.32 \text{ kg}$$

$$T = 234,099.6 \text{ kg}$$

Momento nominal resistente

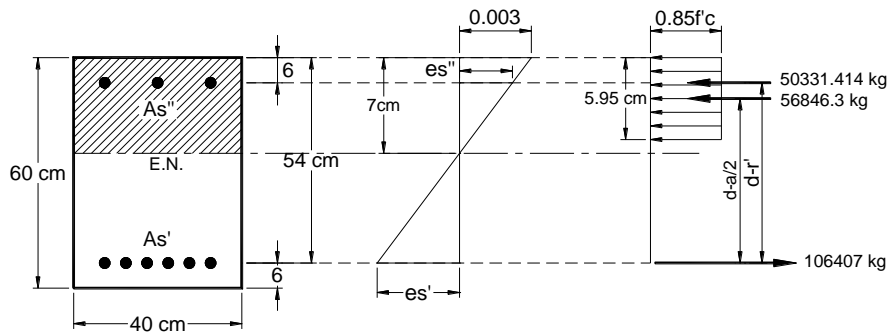


$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_{s'}(d - r) \right] \\ &= 0.9 \left[132,370.670 \text{ kg} \left(54 \text{ cm} - \frac{13.855 \text{ cm}}{2} \right) + 101,086.65 \text{ kg}(54 \text{ cm} - 6 \text{ cm}) \right] \\ &= 9,974,859.807 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 99,748.6 \text{ kg.m} > (-)M_u = 84,478.09 \text{ kg.m} \text{ Cumple!}$$

4.3.1. Revisión para momento positivo (+) Mu

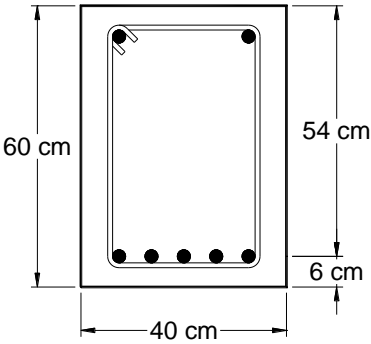
(+) Mu kg.m	c cm	Cc kg	es''	Cs'' kg	es'	Ts' Kg	φMn kg.m
42,256.5	7	56,846.3	0.00043	50,331.414	0.02014	106,407	4,784,841.30



4.4. Cortante en vigas

4.4.1. Diseño para cortante máximo positivo

Elemento = 8373	
• L =	9 m
• Vmax =	56,124.25 kg
• Vmin =	-44,617.53 kg
• f'c =	281 kg/cm ²
• Fy =	4,200 kg/cm ²
• φ =	0.75
• d' =	6 cm
• d =	54 cm
• bw =	40 cm
• h =	60 cm



Determinación de la fuerza cortante factorizada Vu

La sección crítica está ubicada a una distancia $d = 54$ cm de la cara del apoyo de esta viga.

Determinamos la ecuación que define la línea de cortantes máximos actuantes

$$V_u = \frac{-44,617.53 - 56,124.25}{900}x + 56,124.25$$

Para $d = 54$ cm, en este caso sería la distancia en x desde el apoyo.

$$V_u = -\frac{100741.78}{900}(54) + 56124.25 = 50,079.74 \text{ kg}$$

Capacidad resistente al cortante proporcionada por el concreto

La capacidad del concreto a la fuerza cortante está determinada por la ecuación simplificada para concreto de peso normal ($\lambda = 1$).

$$\phi V_c = 0.53\phi\lambda\sqrt{f'c}b_wd = 0.53(0.75)\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}(40 \text{ cm})(54 \text{ cm}) = 14,392.76 \text{ kg}$$

Revisión de que la sección sea adecuada por cortante

$$V_u = 50,079.74 \text{ kg} > \phi V_c = 14,392.76 \text{ kg} \text{ OK!!}$$

Por tanto, se requiere armadura de corte

Capacidad resistente al corte proporcionado por el refuerzo de cortante

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 50,079.74 \text{ kg} - 14,392.76 \text{ kg} = 35,686.984 \text{ kg}$$

Capacidad máxima de corte que puede soportar el acero

$$\phi V_s < 2.12\phi\lambda\sqrt{f'c}b_wd$$

$$35,687.984 \text{ kg} < 2.12(0.75)\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}(40 \text{ cm})(54 \text{ cm}) = 57,571.03 \text{ kg} \text{ OK!}$$

La sección de viga es adecuada, por tanto, se debe colocar estribos para soportar el exceso de cortante ($V_u - \phi V_c$).

Verificar el requerimiento de acero por corte

$$V_u \leq \frac{\phi V_c}{2} \rightarrow 50,079.74 \text{ kg} \leq \frac{14,392.76 \text{ kg}}{2} \rightarrow 50,079.74 \text{ kg} \leq 7,196.38 \text{ kg} \text{ NO CUMPLE!}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} \leq V_u \leq \phi V_c \rightarrow 7,196.38 \text{ kg} \leq 50,079.74 \text{ kg} \leq 14,392.76 \text{ kg} \text{ NO CUMPLE!}$$

$$V_u > \phi V_c \rightarrow 50,079.74 \text{ kg} > 14,392.76 \text{ kg} \text{ OK!}$$

Por tanto, se requiere armadura de corte

Refuerzo por cortante

Se proponen estribos No. 10 (\emptyset 9.5 mm), de dos ramas con un área equivalente ($A_v = 1.425 \text{ cm}^2$).

Separación requerida para los estribos

Como la condición $V_u > \phi V_c$, definida anteriormente, se evalúa lo siguiente:

$$\phi V_s > 1.06\phi\lambda\sqrt{f'c}b_wd \rightarrow s_{max} = d/4 \leq 30 \text{ cm}$$

$$35,686.98 \text{ kg} > 1.06(0.75)\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}(40 \text{ cm})(54 \text{ cm})$$

$$35,686.98 \text{ kg} > 28,785.5 \text{ kg} \text{ OK!}$$

Por tanto, la separación requerida para los estribos está definida por:

$$s = \frac{\phi A_v F_y d}{V_u - \phi V_c} = \frac{(0.75)(1.425 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2)(54 \text{ cm})}{50,079.74 \text{ kg} - 14,392.76 \text{ kg}} = 6.8 \text{ cm}$$

Separación máxima permitida

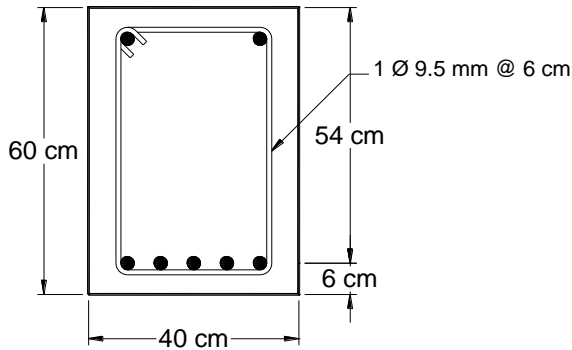
$$s_{max} = \frac{d}{4} = \frac{54 \text{ cm}}{4} = 13.5 \text{ cm} > 6.8 \text{ cm OK!}$$

$$s_{max} = 30 \text{ cm} > 6.8 \text{ cm OK!}$$

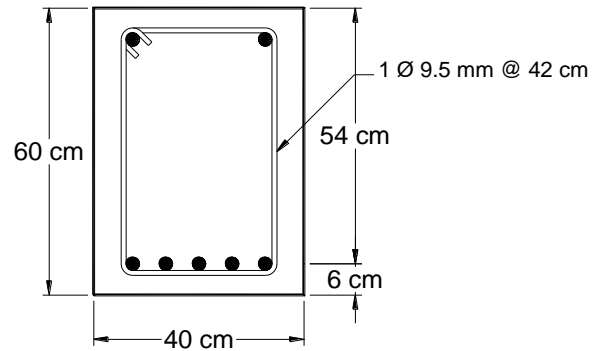
La separación requerida 6.8 cm, resulta menor que el límite máximo impuesto para la separación de estribos verticales.

Separación para refuerzo de corte mínimo

$$s = \frac{A_{vmin} F_y}{3.5 b_w} = \frac{(1.425 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2)}{3.5(40 \text{ cm})} = 42.75 \text{ cm}$$

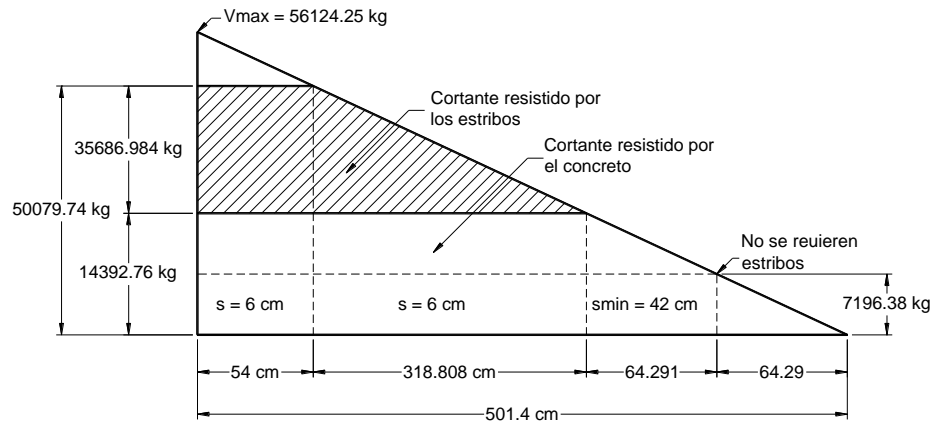


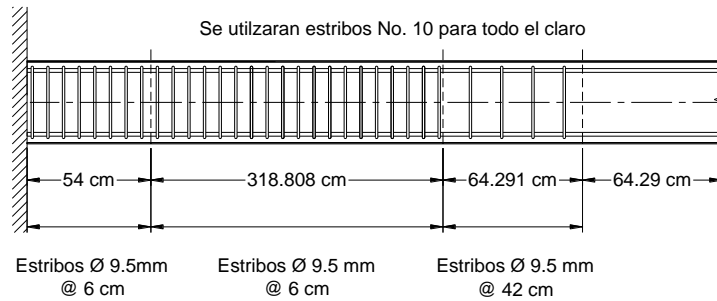
Armadura requerida por corte



Armadura mínima

	Armadura de corte requerida	Armadura de corte mínima	Armadura mínima	No se requiere armadura de corte
Separación	6 cm	6 cm	42 cm	0
Longitud	54 cm	318.818 cm	64.29 cm	64.291 cm





4.4.2. Diseño para cortante máximo negativo

Elemento = 8373	
<ul style="list-style-type: none"> • L = 9 m • Vmax = -44,617.53 kg • Vmin = 56,124.25 kg • f'c = 281 kg/cm² • Fy = 4200 kg/cm² • ϕ = 0.75 • d' = 6 cm • d = 54 cm • bw = 40 cm • h = 60 cm 	

Vu Kg	ϕ Vc kg	ϕ Vs kg	Av \varnothing	Sreq Cm	Smax cm
38,573.02	14,392.76	24,180.26	9.5 mm	10.02	42.00

	Armadura de corte requerida	Armadura de corte mínima	Armadura mínima	No se requiere armadura de corte
Separación Longitud	10 cm 54 cm	10 cm 216.02 cm	42 cm 64.291 cm	0 64.29 cm

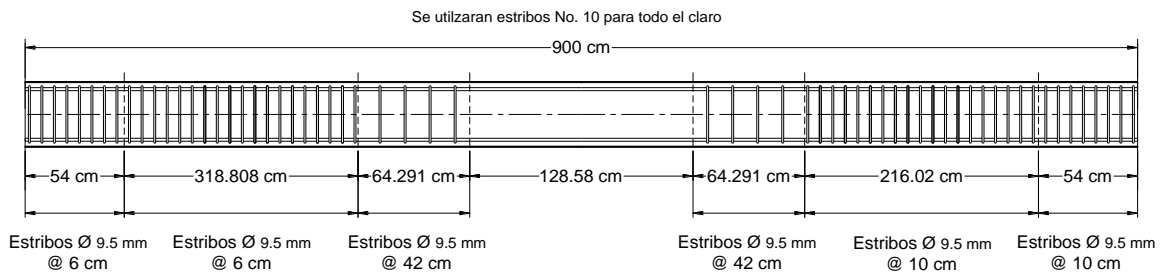


Figura 4-11. Distribucion del acero de corte en el elemento numero (8373).

4.5. Flexocompresión en columnas

4.5.1. Introducción:

La mayor parte de los elementos estructurales sometidos a compresión también están solicitados por momentos flectores, por lo que en su diseño debe tomarse en consideración la presencia simultánea de los dos tipos de acciones.

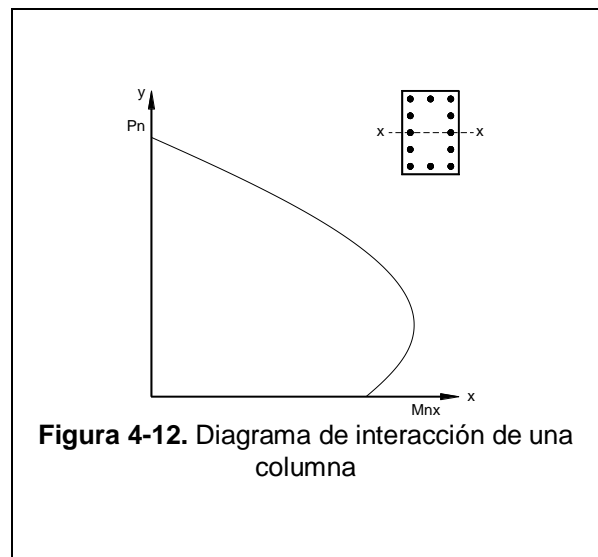
En zonas sísmicas, como las existentes en nuestro país, el efecto flexionante usualmente domina el diseño con relación a las solicitaciones axiales por lo que, a pesar de que los momentos por cargas gravitacionales sean importantes, se suelen escoger columnas con armadura simétrica, dada la reversibilidad de los sismos.

4.5.2. Diagramas de interacción de columnas con flexión

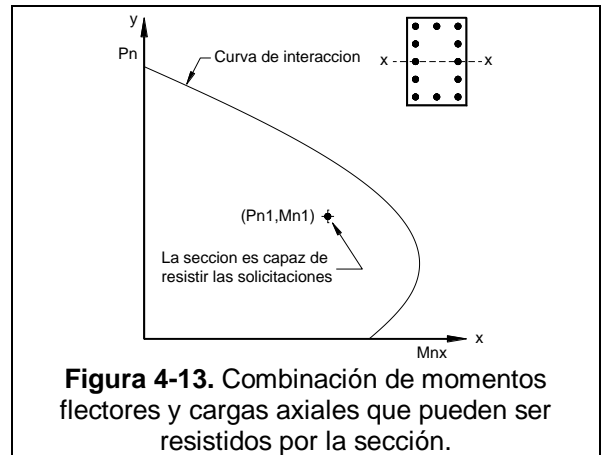
unidireccional:

El comportamiento de secciones específicas de columnas de hormigón armado es descrito más claramente mediante gráficos denominados curvas o diagramas de interacción. Sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representan los correspondientes momentos flectores resistentes, medidos con relación a un eje principal centroidal de la sección transversal de la columna.

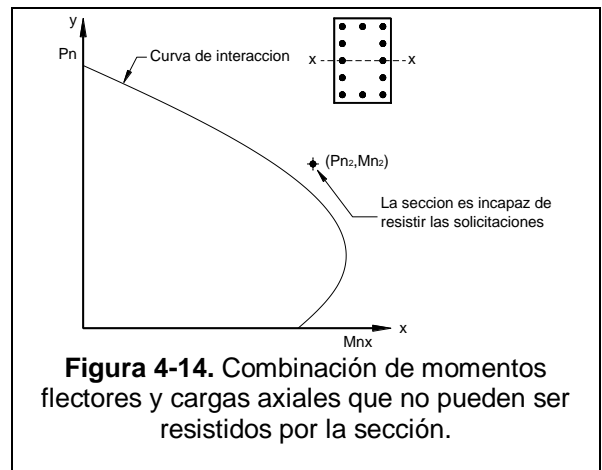
A continuación se presenta una curva de interacción unidireccional de una columna tipo, en la que no se han incluido ni el factor ϕ de reducción de capacidad (solamente se manejan cargas axiales y momentos flectores nominales), ni la reducción de carga axial última por excentricidad mínima de las cargas axiales, para que su interpretación sea más sencilla.



Cualquier combinación de carga axial y de momento flector nominales, que defina un punto que caiga dentro de la curva de interacción (o sobre la curva de interacción), indicará que la sección escogida es capaz de resistir las solicitaciones propuestas.



Cualquier punto que quede por fuera de la curva determinará que la sección transversal es incapaz de resistir las solicitaciones especificadas.



Para la elaboración de las curvas de interacción nominales, para una sección dada, se utiliza el siguiente procedimiento:

- Se definen diferentes posiciones del eje neutro.
- Para cada posición del eje neutro se calculan las deformaciones unitarias en cada fibra de la pieza, tomando como base una deformación máxima en el hormigón $\epsilon_u = 0.003$ [ACI 10.3.3].
- En función de las deformaciones en el acero y en el hormigón se determinan los diagramas de esfuerzos en el hormigón y la magnitud de los esfuerzos en el acero.
- Se calculan los momentos flectores centroidales y cargas axiales internos que, por equilibrio, deben ser iguales a los momentos flectores y cargas axiales externos solicitantes [ACI 10.3.1].

4.5.3. Flexocompresión biaxial:

Las columnas en estructuras espaciales presentan simultáneamente cargas axiales y momentos flectores en dos direcciones ortogonales, dando lugar a la flexocompresión biaxial.

4.5.4. Diseño de columnas

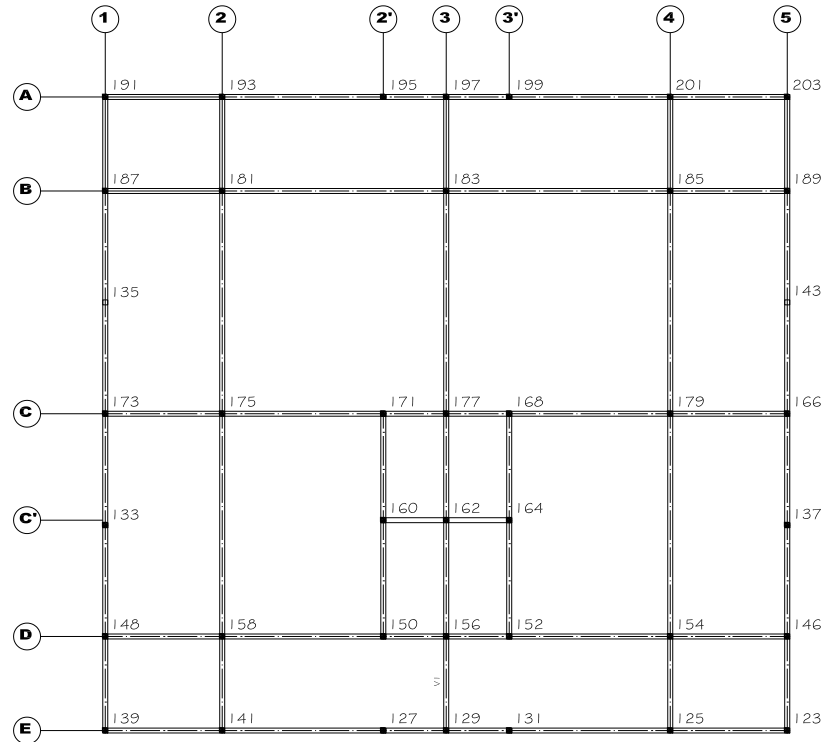


Figura 4-15. Elementos del primer Nivel

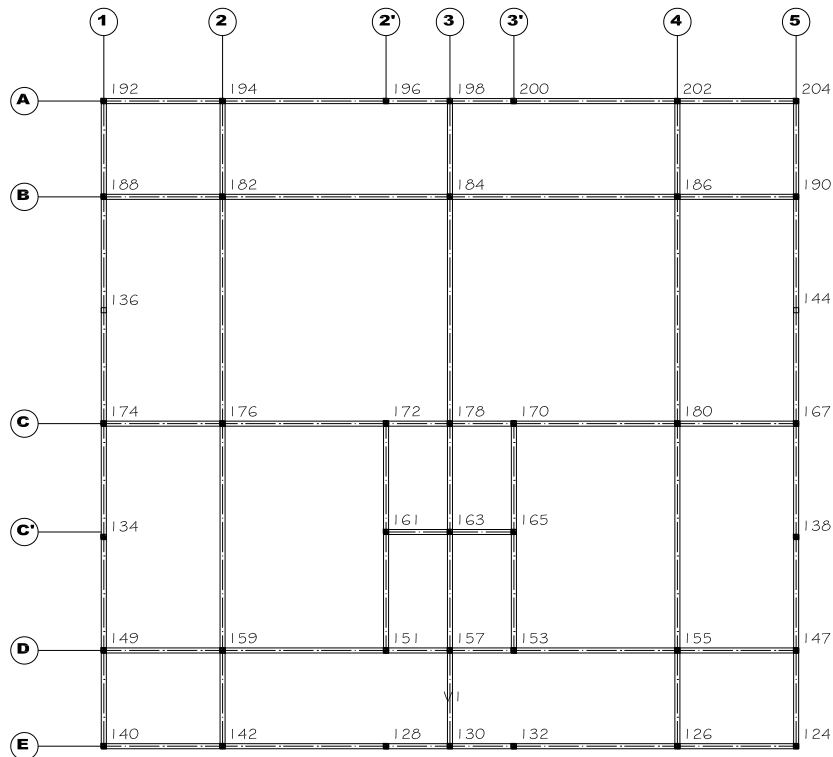


Figura 4-16. Elementos del segundo Nivel

Para poder diseñar las columnas debemos conocer qué tipo de análisis gobierna este tipo de elemento mediante la fórmula siguiente.

$P_u \leq \phi 0.1f'_c A_g \rightarrow$ Rige la flexión, puede revisarse como una viga

$P_u > \phi 0.1f'_c A_g \rightarrow$ Rige la flexocompresión y se diseña para estos requisitos

$P_u =$ Carga axial última

$\phi =$ Reducción por carga Axial (0.70)

$f'_c =$ Resistencia nominal del concreto

$A_g =$ Área del concreto

$$P_u = (0.7)(0.1)(281Kg/cm^2)(60cm)(60cm)$$

$$\boxed{P_u = 70812 Kg} \therefore$$

La carga axial que supere este valor esta sometido a flexocompresión

4.5.4.1. Análisis a flexocompresión Biaxial

Acero longitudinal

Para aquellos elementos el cual la fuerza axial supera el valor de 70813 Kg

Para el elemento 182 (elemento con cargas más crítica en modelado Sap2000 para el análisis de la columna a flexo compresión biaxial) las fuerzas últimas son;

$$M_{uy} = 57535.33 \text{ Kg} - \text{m} \text{ (COMB 9)}$$

$$M_{ux} = 48959.85 \text{ Kg} - \text{m} \text{ (COMB 8)}$$

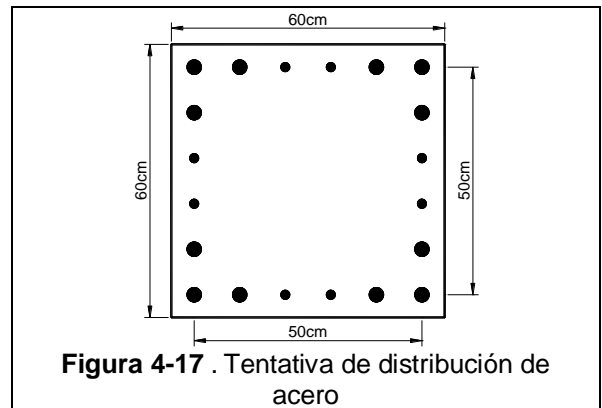
$$V_{uy} = 29296.13 \text{ Kg} \text{ (COMB 9)}$$

$$V_{ux} = 24724.86 \text{ Kg} \text{ (COMB 8)}$$

$$P_u = 100243.09 \text{ Kg} > 70813 \text{ Kg}, \text{ gobierna la flexocompresión biaxial}$$

Cálculo de factor de dimensión del núcleo de la columna

$$g = \frac{50 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} = 0.833 \cong 0.80$$



El momento flector resultante se obtiene sumando vectorialmente los momentos flectores en la dirección de los ejes coordenados principales ortogonales.

$$M_u = \sqrt{M_{ux}^2 + M_{uy}^2}$$

$$M_u = \sqrt{(48959.85 \text{ Kg} - \text{m})^2 + (57535.33 \text{ Kg} - \text{m})^2}$$

$$M_u = 75547.211 \text{ Kg} - \text{m}$$

Cálculo del ángulo que forma el momento flector último resultante con relación al eje x:

$$\tan(\alpha) = \frac{M_{ux}}{M_{uy}}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{48959.85}{57535.33} = 40.4^\circ$$

Con la carga axial última y el momento flector último resultante se determinan los coeficientes de entrada a las curvas de interacción adimensionales.

$$X = \frac{M_u}{f'_c \cdot b^{3/2} \cdot t^{3/2}}$$

$$X = \frac{75547.211 \times 100 \text{ Kg} - \text{cm}}{\left(\frac{281 \text{ Kg}}{\text{cm}^2}\right) \cdot (60 \text{ cm})^{3/2} \cdot (60 \text{ cm})^{3/2}}$$

$$X = 0.1245$$

$$Y = \frac{P_u}{f'_c \cdot b \cdot t}$$

$$Y = \frac{100243.09 \text{ Kg}}{(281 \text{ Kg/cm}^2) \cdot (60 \text{ cm}) \cdot (60 \text{ cm})}$$

$$Y = 0.0991$$

Cuando se obtienen los coeficientes de entradas se busca los Diagramas de Interacción de Columnas Rectangulares con Flexión Diagonal, los que están definidos por $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, $g = 0.80$, y 20 varillas distribuidas uniformemente en sus cuatro caras. Estos diagramas se han publicados por la ACI para calcular por medio de la interpolación las cuantías de armado a utilizarse.

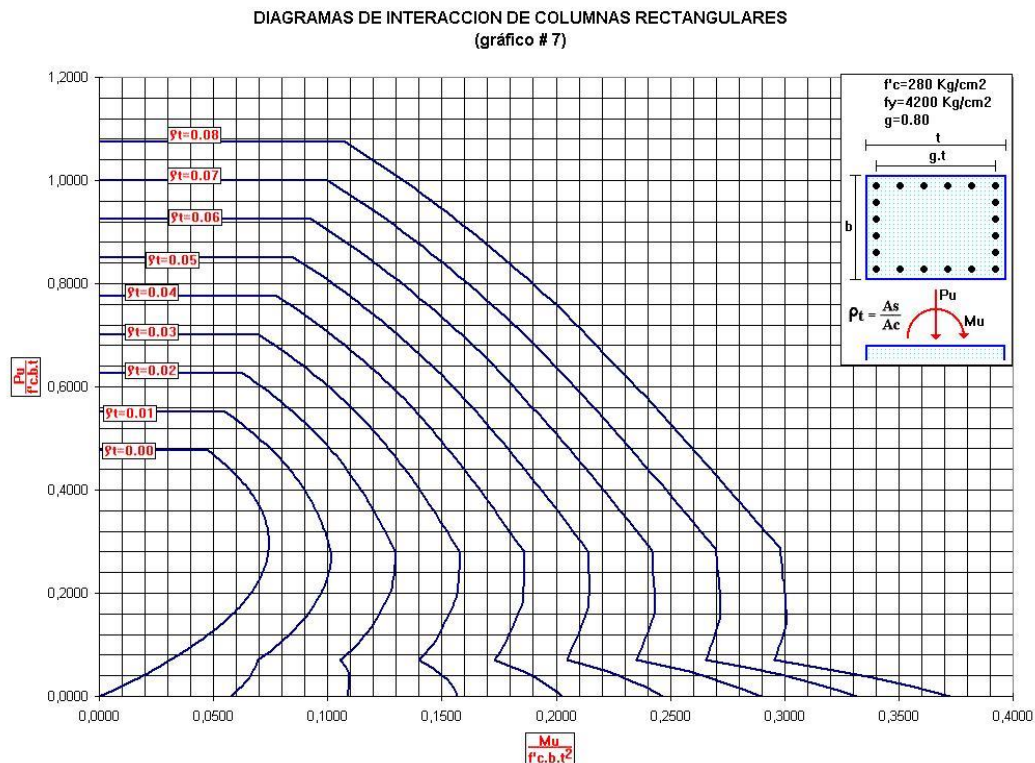


Figura 4-18. Diagrama de interacción de columna a 0°

Si observamos bien el grafico de 0° las interpolaciones de "X" y "Y" nos da una cuantía aproximada $y_t = 0.022$

DIAGRAMAS DE INTERACCION DE COLUMNAS RECTANGULARES - FLEXION DIAGONAL
(gráfico # 7)

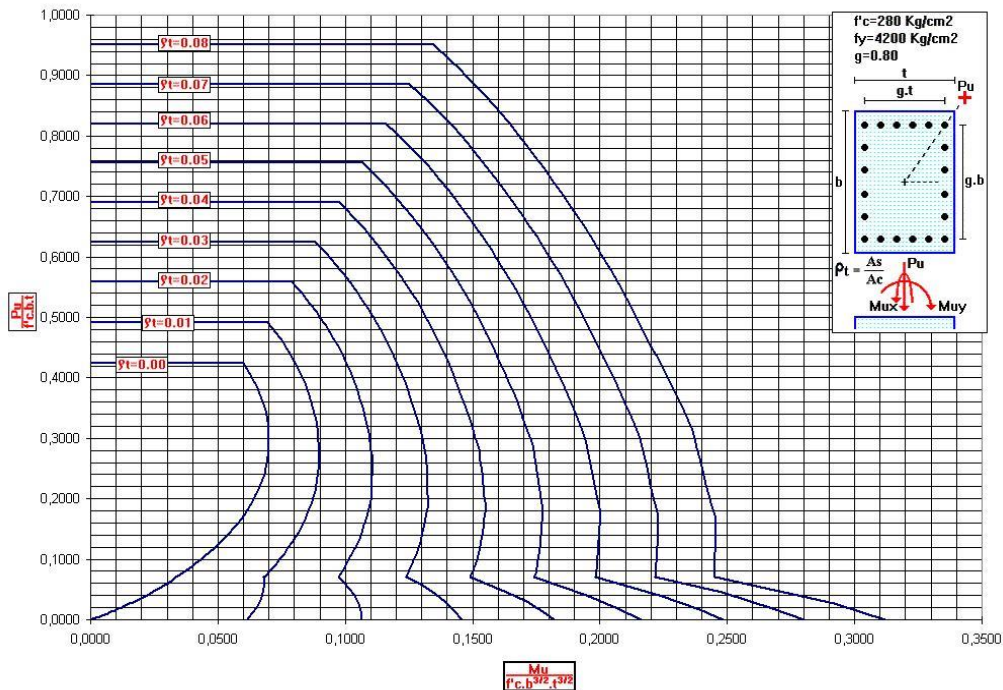


Figura 4-19. Diagrama de interacción de columnas a 45°

Si observamos bien el grafico de 45° las interpolaciones de "X" y "Y" nos da una cuantía aproximada $y_t = 0.027$

Luego de obtener las cuantías de cada grafico se hace una interpolación para obtener la cuantía de diseño.

Ya teniendo los resultados de cada grafico se interpolan los valores y así obtenemos nuestra cuantía de armado.

$$p_t = 0.022 + (0.027 - 0.22) \times \left(\frac{40.4^\circ}{45^\circ} \right)$$

$$p_t = 0.0265$$

Cálculo del acero requerido

$$A_{req} = p_t * A * b$$

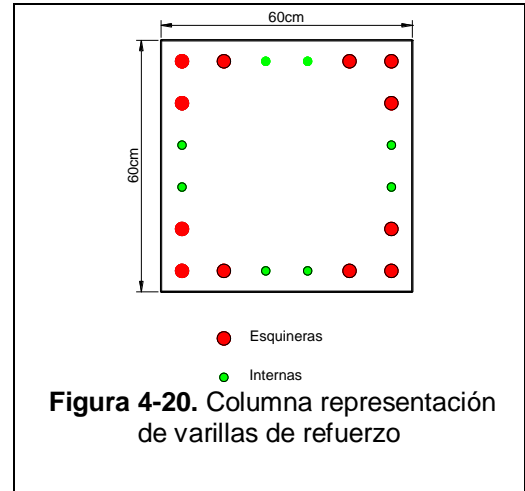
$$A_{req} = 0.0265 \times 60\text{cm} \times 60\text{cm}$$

$$A_{req} = 95.4 \text{ cm}^2$$

Son 12 varillas esquineras y 8 varillas internas proponiendo varilla N° 25 para ambos sitios

$$A_{s \text{ prop}} = 12(5.06 \text{ cm}^2) + 8(5.06 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s \text{ prop}} = 101.34 \text{ cm}^2 > A_{\text{req}} = 95.4 \text{ cm}^2 \text{ Ok}$$

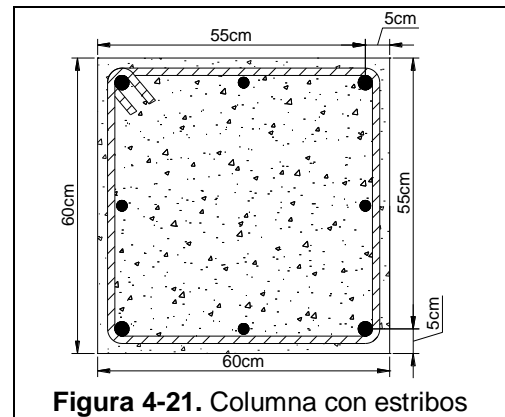


Acero trasversal para la sección

Acero propuesto

Varilla lisa N° 13

$$A_v = 1.267 \text{ cm}^2$$



Cálculo del esfuerzo último en la dirección X

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$d = 55 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.85 \text{ (corte)}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} = \frac{24724.86 \text{ Kg}}{(0.85)(60 \text{ cm})(55 \text{ cm})}$$

$$v_u = 8.81 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del esfuerzo último en la dirección Y

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$d = 55 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.85 \text{ (corte)}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} = \frac{29296.13 \text{ Kg}}{(0.85)(60 \text{ cm})(55 \text{ cm})}$$

$$v_u = 10.44 \text{ Kg/cm}^2$$

Verificación del esfuerzo máximo que puede resistir un hormigón armado

El esfuerzo máximo que puede absorberse con hormigón y acero trasversal es:

$$2.65\sqrt{f'_c} = 2.65\sqrt{281} = 44.42 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante combinado es:

$$\sqrt{(v_{ux})^2 + (v_{uy})^2} = \sqrt{(8.81 \text{ Kg/cm}^2)^2 + (10.44 \text{ Kg/cm}^2)^2} = 13.66 \text{ Kg/cm}^2$$

Debe verificarse que:

$$\sqrt{(v_{ux})^2 + (v_{uy})^2} \leq 2.65\sqrt{f'_c} \rightarrow 13.66 \text{ Kg/cm}^2 < 44.42 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Cálculo del esfuerzo resistente del hormigón en dirección X:

$$v_{cx} = \frac{0.53\sqrt{f'_c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{v_{uy}}{v_{ux}}\right)^2}} = \frac{0.53(\sqrt{281})}{\sqrt{1 + \left(\frac{10.44}{8.81}\right)^2}}$$

$$v_{cx} = 5.73 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del esfuerzo resistente del hormigón en dirección Y:

$$v_{cy} = \frac{0.53\sqrt{f'_c}}{\sqrt{1 + \left(\frac{v_{ux}}{v_{uy}}\right)^2}} = \frac{0.53(\sqrt{281})}{\sqrt{1 + \left(\frac{8.81}{10.44}\right)^2}}$$

$$v_{cy} = 6.78 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de la armadura transversal en la dirección X

$$A_{vx} = \frac{(v_{ux} - v_{cx}) \cdot b_w \cdot s}{F_y}$$

Despejando "s"

$$s = \frac{A_{vx} \cdot F_y}{(v_{ux} - v_{cx}) \cdot b_w}$$

$$A_{vx} = 2(1.267 \text{ cm}^2)$$

$$A_{vx} = 2.534 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{(2.534 \text{ cm}^2) \cdot (4200 \text{ Kg/cm}^2)}{(8.81 \text{ Kg/cm}^2 - 5.73 \text{ Kg/cm}^2) \cdot (60 \text{ cm})}$$

$$s_x = 57.59 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo

$$s_{max} = \frac{D}{2} = \frac{55 \text{ cm}}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

Cálculo de la armadura transversal en la dirección Y

$$A_{vy} = \frac{(v_{uy} - v_{cy}) \cdot b_w \cdot s}{F_y}$$

Despejando "s"

$$s = \frac{A_{vy} \cdot F_y}{(v_{uy} - v_{cy}) \cdot b_w}$$

$$A_{vy} = 2(1.267 \text{ cm}^2)$$

$$A_{vy} = 2.534 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{(2.534 \text{ cm}^2) \cdot (4200 \text{ Kg/cm}^2)}{(10.44 \text{ Kg/cm}^2 - 6.78 \text{ Kg/cm}^2) \cdot (60 \text{ cm})}$$

$$s_y = 48.46 \text{ cm}$$

Espaciamiento de diseño

$$s_{diseño} = 27.5 \text{ cm}$$

4.6. Diseño de losas

4.6.1. Método del Pórtico Equivalente

4.6.1.1. Consideraciones generales

El Método del Pórtico Equivalente convierte un sistema aporticado tridimensional con losas en dos direcciones en una serie de pórticos bidimensionales (vigas placa y columnas), un sistema en el cual cada pórtico se extiende en la totalidad de la altura de la estructura, como se muestra en Figura 4-22. El ancho de cada pórtico equivalente se extiende hasta la mitad de la luz entre los centros de las columnas. El análisis completo del sistema de losas en dos direcciones consiste en analizar una serie de pórticos interiores y exteriores equivalentes que atraviesan la estructura transversal y longitudinalmente. Para cargas gravitatorias, las vigas placa en cada entrepiso o cubierta (nivel) se pueden analizar de forma independiente, considerando empotrados los extremos más alejados de las columnas.

El análisis elástico mediante el Método del Pórtico Equivalente se aplica a estructuras en las cuales las columnas están dispuestas formando un patrón básicamente ortogonal, con hileras de columnas dispuestas en forma longitudinal y transversal.

El método de análisis se aplica a losas con o sin vigas entre apoyos.

4.6.1.2. Diseño preliminar

Antes de proceder con la aplicación del Método del Pórtico Equivalente es necesario determinar una altura preliminar para la losa, h , a fin de limitar las flechas de acuerdo con los requisitos de altura mínima. Para los sistemas de losas sin vigas, en esta etapa del diseño es aconsejable verificar la resistencia de la losa en la proximidad de las columnas u otros apoyos, de acuerdo con los requisitos especiales para las losas.

4.6.1.3. Pórtico Equivalente

En las Figura 4-22 e

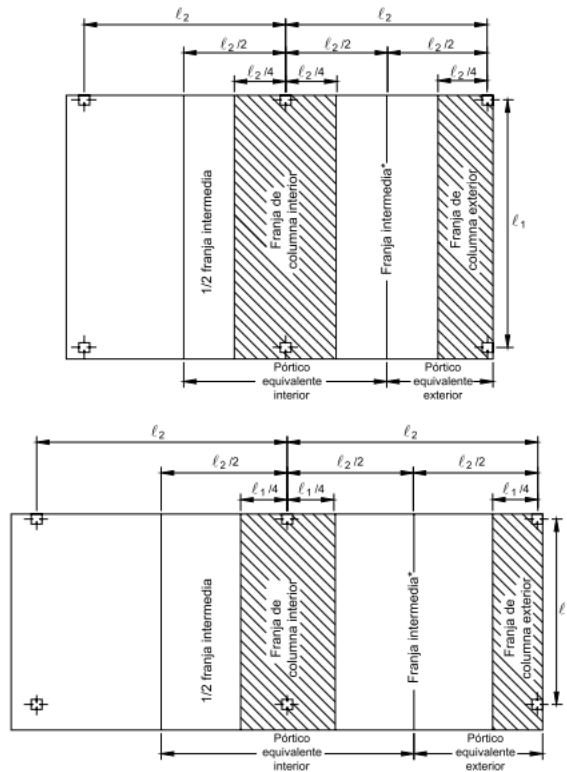


Figura 4-23 se ilustra la aplicación de las definiciones dadas. En el caso de los sistemas de losas en los cuales las longitudes de las luces varían a lo largo de la franja de diseño, el diseñador deberá aplicar su criterio profesional para aplicar las definiciones dadas. Los elementos que componen el pórtico equivalente son vigas placa y elementos torsionales (elementos horizontales transversales) soportados por columnas (elementos verticales).

Los elementos torsionales permiten transferir momentos entre las vigas placa y las columnas. En la Figura 4-24 se ilustran los elementos de un pórtico equivalente. El primer paso del análisis del pórtico exige determinar la rigidez flexional de los elementos del pórtico equivalente.

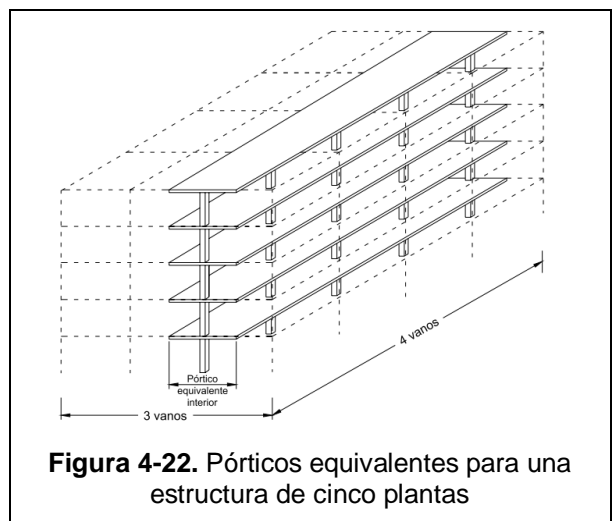


Figura 4-22. Pórticos equivalentes para una estructura de cinco plantas

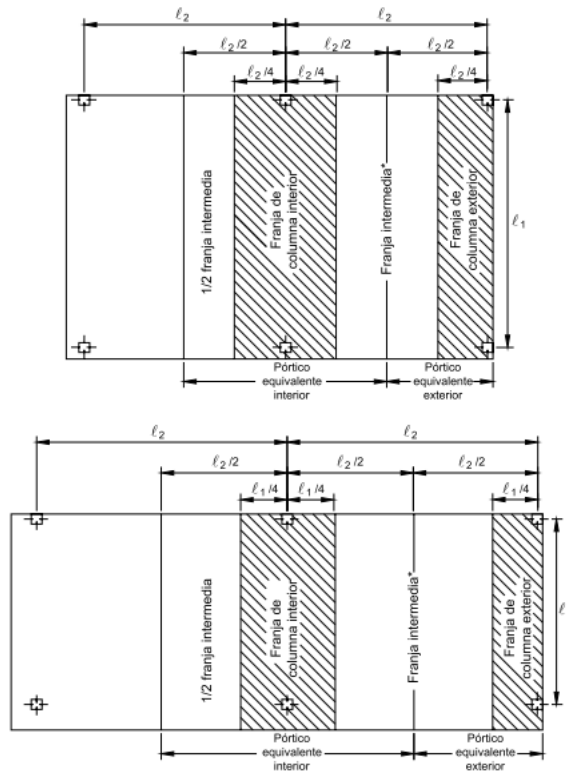


Figura 4-23. Franjas de diseño de un pórtico equivalente

La Tabla Anexo - 1 a Tabla Anexo - 6 al final de esta monografía contienen coeficientes de rigidez, coeficientes de continuidad, y coeficientes para los momentos en los extremos empotrados correspondientes a diferentes configuraciones geométricas y de cargas.

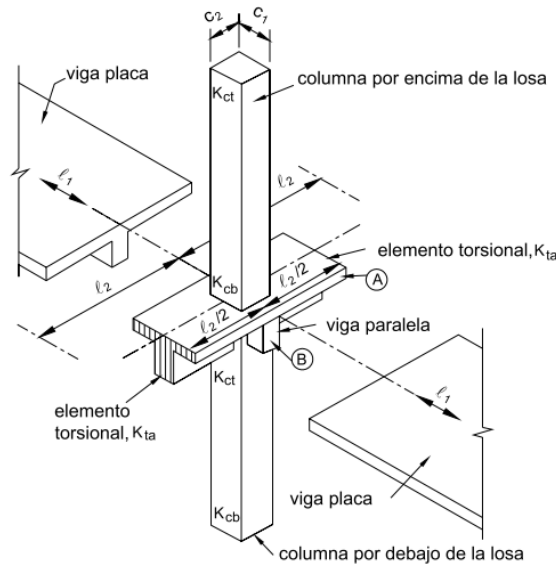


Figura 4-24. Elementos de un pórtico equivalente

Deflexiones Máximas en Losas:

El ACI define deflexiones máximas calculadas para losas macizas y nervadas que varían desde $L/180$ hasta $L/480$, dependiendo del uso de la losa.

Tabla 4-1. Máximas deflexiones permisibles calculadas en losas

Tipo de miembro	Deflexión que se ha de considerar	Límite de la deflexión
Techos planos que no soportan ni están ligados a elementos no estructurales que es posible sean dañados por grandes deflexiones	Deflexión inmediata debido a carga viva	$L/180$
Pisos que no soportan ni están ligados a elementos no estructurales que es posible sean dañados por grandes deflexiones	Deflexión inmediata debido a carga viva	$L/360$
Construcción de techo o piso que soporta o que está ligada (integrada) a elementos no estructurales que sean dañados por grandes deflexiones	Aquella parte de la deflexión total que ocurre después de fijar elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debido a las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	$L/480$
Construcción de techo o piso que soporta o que está ligada a elementos no estructurales no dañados por grandes deflexiones		$L/240$

dónde: L: luz de la viga o la losa en una dirección.

El ACI también especifica un peralte mínimo de las losas armadas en una sola dirección [ACI 9.5.2.1] para limitar las deflexiones a valores razonables, cuando no se calculan deflexiones. La siguiente tabla puede ser usada también para losas bidireccionales sobre vigas de mayor peralte cuya relación lado largo / lado corto sea mayor que 2 (trabajan fundamentalmente en la dirección corta), arrojando resultados conservadores.

Tabla 4-2. Altura mínima de vigas o losas en una dirección cuando no se calculan deflexiones

Miembros	Altura mínima h			
	Libremente apoyados	Con un extremo Continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

dónde: L: luz de la viga o la losa en una dirección

El ACI especifica un peralte mínimo de las losas armadas en dos direcciones [ACI 9.5.3.2] para controlar las deflexiones.

Tabla 4-3. Altura mínima de losas sin vigas interiores cuando no se calculan deflexiones.

Fy Kg/cm ²	Sin ábacos			Con ábacos		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
2800	L _n /33	L _n /36	L _n /36	L _n /36	L _n /40	L _n /40
4200	L _n /30	L _n /33	L _n /33	L _n /33	L _n /36	L _n /36
5200	L _n /28	L _n /31	L _n /31	L _n /31	L _n /34	L _n /34

dónde: L_n: Claro libre en la dirección corta en losas con vigas perimetrales descolgadas, y claro libre en la dirección larga en losas sin vigas o con vigas embebidas.

Para el caso de losas rectangulares apoyadas sobre vigas de mayor peralte, cuya relación lado largo / lado corto sea menor que 2, el cálculo de las deflexiones se realiza con dos ecuaciones propuestas por los códigos.

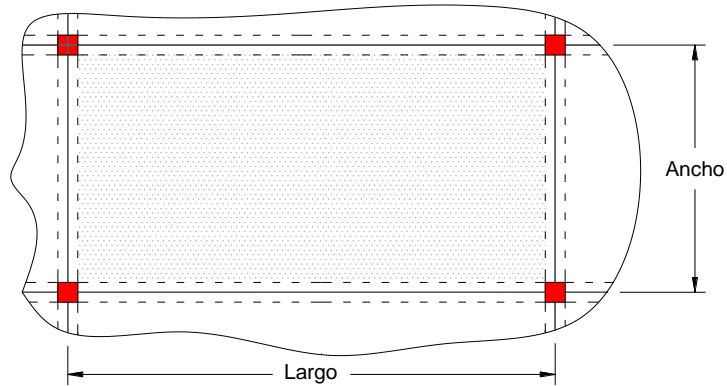


Figura 4-25. Dimensiones base de una viga rectangular

Cuando se tienen losas con vigas en los cuatro bordes, y valores de α_m menores a 2, se aplica la siguiente ecuación básica para establecer una altura mínima genérica de la losa [ACI 9.5.3.3]:

$$h_{min} = \frac{L_n(800 + 0.0712F_y)}{36000 + 5000\beta(\alpha_m - 0.2)}$$

- dónde:
- h_{min} : Peralte o espesor de la losa maciza o altura de inercia equivalente en la losa nervada.
 - L_n : Claro libre en la dirección larga del panel, medido de cara a cara de las columnas en losas sin vigas, y de cara a cara de las vigas en losas sustentadas sobre vigas.
 - F_y : Esfuerzo de fluencia del acero en Kg/cm^2 .
 - α_m : Promedio de los valores de α para las cuatro vigas en los bordes del panel, donde α = razón entre E.I de la sección de la viga y E.I del ancho de la losa limitada lateralmente por las líneas de centro de los paneles adyacentes a cada lado de la viga (donde las hubiera).
 - β : Relación de forma del panel = panel largo libre / panel corto libre.

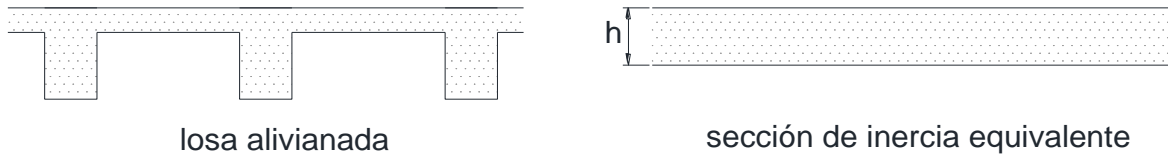


Figura 4-26. Peralte de losas macizas y peralte equivalente de losas nervadas

Pero “h mín.”, para esta primera condición, deberá ser al menos 12.5 cm.

Para valores de α mayores que 2, la altura de la losa maciza o la altura equivalente de la losa nervada debe ser al menos.

Tabla 4-4. Espesores mínimos base en losas sin vigas perimetrales.

Tipo de Losa	Espesor mínimo
Losas sin vigas o ábacos	12.5 cm
Losas sin vigas pero con ábacos que cubran al menos un sexto de la luz centro a centro y se proyecten por debajo de la losa al menos h/4	10 cm

4.6.1.4. Armadura Mínima:

Armadura Mínima en Losas Nervadas:

- En losas nervadas, la cuantía mínima de flexión, exclusivamente para los nervios, ρ_{min} se debe calcular mediante las siguientes expresiones [ACI10.5.1], utilizadas en el diseño de vigas:

$$\rho_{min} = \frac{0.79 \sqrt{f_c}}{F_y} \qquad \rho_{min} = \frac{14}{F_y}$$

Dónde: f_c : Resistencia característica del hormigón en Kg/cm² El armado previamente descrito se calcula tomando como ancho de la franja de hormigón el ancho de los nervios.

- En la loseta de compresión de las losas nervadas debe proveerse de acero de refuerzo para resistir la retracción de fraguado y los cambios de temperatura, de un modo similar a las losas macizas de espesor constante [ACI 13.3.1].

La diferencia entre las especificaciones para losas nervadas y para losas macizas se produce por que los nervios de las losas nervadas se comportan fundamentalmente como una malla espacial de vigas, y la loseta de compresión se comporta como una combinación de placa y membrana (losa maciza).

Por otro lado, el armado en losas macizas se coloca en las 2 direcciones para el mismo volumen de hormigón, y en losas nervadas se coloca exclusivamente en la dirección de los nervios, lo que duplica la cantidad de acero en losas macizas.

Sin embargo cumpliendo las disposiciones previas, para aceros de 4200 Kg/cm^2 , el armado mínimo de los nervios es aproximadamente el doble del de las losas macizas ($14/4200 \approx 2 \times 0.0018$), con lo que la cuantía volumétrica mínima de acero es similar en ambos tipos de losas.

4.6.1.5. Aberturas en Losas:

Se admiten aberturas en losas si se demuestra mediante análisis que la resistencia proporcionada es apropiada [ACI 13.4.1]. No se requerirá de análisis especial por la presencia de una abertura en la zona central siempre que se mantenga la cantidad total de refuerzo requerido en el tablero sin la abertura [ACI 13.4.2]. El refuerzo eliminado por la presencia de la abertura deberá colocárselo alrededor de la abertura, armando nervios o vigas embebidas de borde.

4.6.2. Control de deflexiones¹

Proponiendo una losa con una loseta de compresión de 7.50 cm y nervios de 15.0 cm de espesor y una altura de 27.50 y un espacio entre nervios de 50.0 cm en ambas direcciones.

Peralte equivalente de la losa Nervada.

¹ para una y dos direcciones, primer y segundo nivel

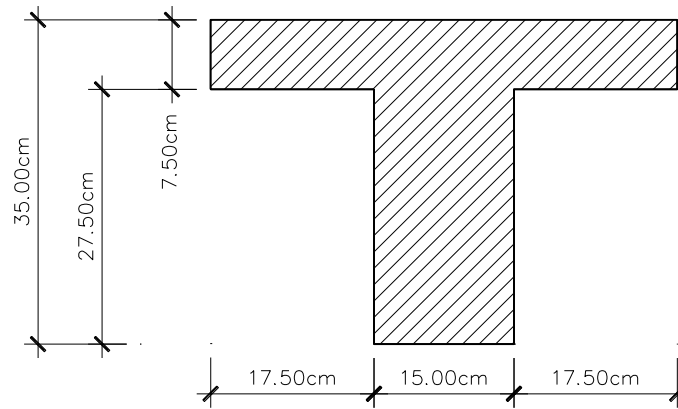


Figura 4-27. Esquema de un nervio

Área de la viga T (Nervios)

$$A = \sum b \times h$$

$$A = (7.5 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}) + (15 \text{ cm} \times 27.5 \text{ cm})$$

$$\boxed{A = 787.5 \text{ cm}^2}$$

Momento de la viga T con respecto a su base

$$M = \sum A \times \bar{y}$$

$$M = (7.5 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}) \times 31.25 \text{ cm} + (15 \text{ cm} \times 27.5 \text{ cm}) \times 13.75 \text{ cm}$$

$$\boxed{M = 17390.625 \text{ cm}^3}$$

Centro de Gravedad

$$Y_g = \frac{M}{A} = \frac{17390.625 \text{ cm}^3}{787.5 \text{ cm}^2} = 22.08 \text{ cm}$$

Inercia de la viga T

$$I = \frac{1}{12}bh^3 + Ad^2$$

$$I = \frac{1}{12}(50 \text{ cm})(7.5 \text{ cm})^3 + (50 \text{ cm})(7.5 \text{ cm})(31.25 \text{ cm} - 22.08 \text{ cm})^2 + \frac{1}{12}(15 \text{ cm})(27.5 \text{ cm})^3 + (15 \text{ cm})(27.5 \text{ cm})(13.75 \text{ cm} - 22.08 \text{ cm})^2$$

$$\boxed{I = 87910.165 \text{ cm}^4}$$

Altura equivalente

$$\frac{1}{12}bh^3 = 87910.165 \text{ cm}^4 \quad \therefore b = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{12}(50 \text{ cm})h^3 = 87910.165 \text{ cm}^4$$

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{(87910.165 \text{ cm}^4)(12)}{(50 \text{ cm})}} = 27.63 \text{ cm}$$

$$\boxed{h_{eq} = 27.63 \text{ cm}}$$

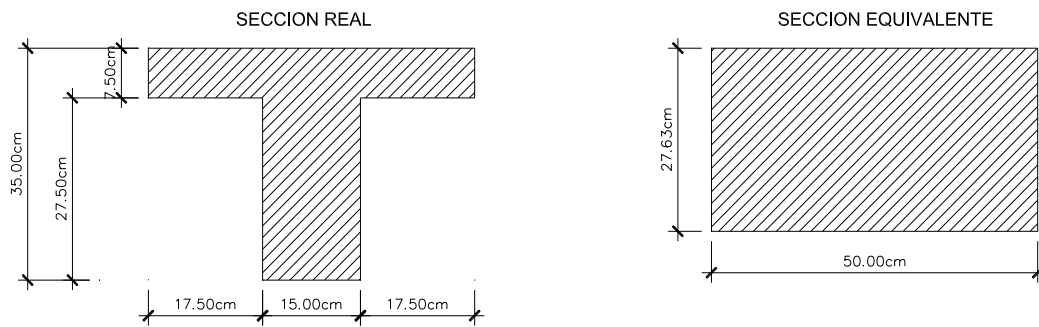
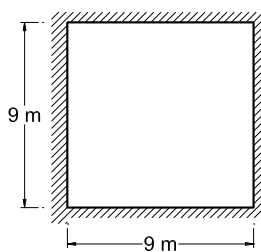


Figura 4-28. Sección real vrs Equivalente

Según el ACI 9.5.3.3 el peralte mínimo es.

$$h_{\min} = \frac{L_n(800 + 0.0712F_y)}{36000 + 5000\beta(\alpha_m - 0.2)}$$

Tomando panel Crítico (2-3) (B-C)



$$L_n = 900 \text{ cm} - 40 \text{ cm}$$

$$\boxed{L_n = 860 \text{ cm}}$$

Figura 4-29. Panel (2-3)(B-C)

Calculo de los Valores α para los cuatro Bordes de la losa

Eje 3

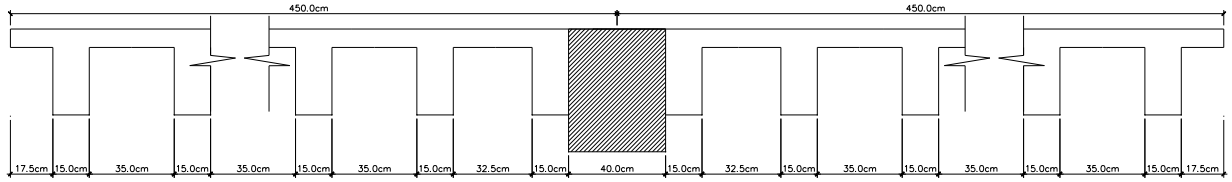


Figura 4-30. Eje 3

$$E_{viga}I_{viga} = \frac{1}{12}(40 \text{ cm})(60 \text{ cm})^3 = 720000 \text{ cm}^4$$

$$E_{losa}I_{losa} = \frac{1}{12}(900 \text{ cm} - 40 \text{ cm})(27.63 \text{ cm})^3 = 1511679.97 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_1 = \frac{E_{viga}I_{viga}}{E_{losa}I_{losa}} = \frac{720000 \text{ cm}^4}{1511679.97 \text{ cm}^4}$$

$$\alpha_1 = 0.48$$

Eje 2

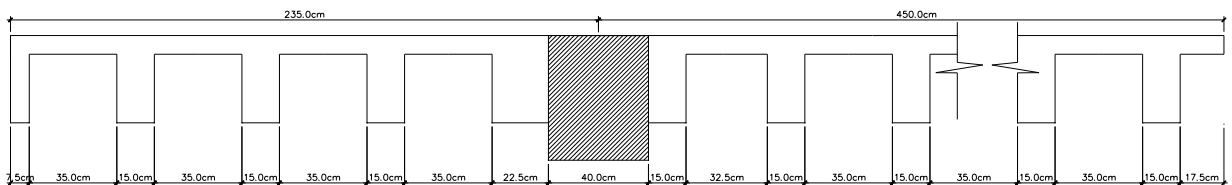


Figura 4-31. Eje 2

$$E_{viga}I_{viga} = \frac{1}{12}(40 \text{ cm})(60 \text{ cm})^3 = 720000 \text{ cm}^4$$

$$E_{losa}I_{losa} = \frac{1}{12}(685 \text{ cm} - 40 \text{ cm})(27.63 \text{ cm})^3 = 1133759.98 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_2 = \frac{E_{viga}I_{viga}}{E_{losa}I_{losa}} = \frac{720000 \text{ cm}^4}{1133759.98 \text{ cm}^4}$$

$$\alpha_2 = 0.64$$

Eje B

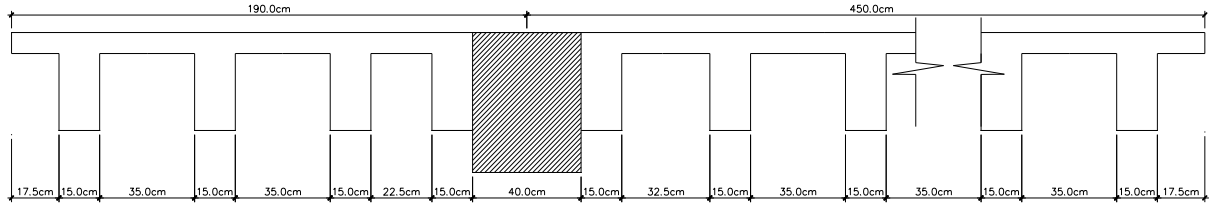


Figura 4-32. Eje B

$$E_{viga}I_{viga} = \frac{1}{12} (40 \text{ cm})(60 \text{ cm})^3 = 720000 \text{ cm}^4$$

$$E_{losa}I_{losa} = \frac{1}{12} (640 \text{ cm} - 40 \text{ cm})(27.63 \text{ cm})^3 = 1054660.45 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_B = \frac{E_{viga}I_{viga}}{E_{losa}I_{losa}} = \frac{720000 \text{ cm}^4}{1054660.45 \text{ cm}^4}$$

$$\alpha_B = 0.68$$

Eje C

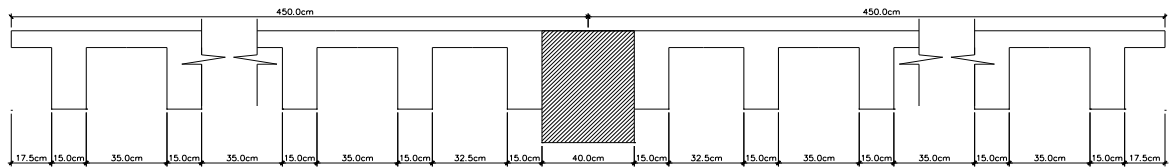


Figura 4-33. Eje C

$$E_{viga}I_{viga} = \frac{1}{12} (40 \text{ cm})(60 \text{ cm})^3 = 720000 \text{ cm}^4$$

$$E_{losa}I_{losa} = \frac{1}{12} (900 \text{ cm} - 40 \text{ cm})(27.63 \text{ cm})^3 = 1511679.97 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_C = \frac{E_{viga}I_{viga}}{E_{losa}I_{losa}} = \frac{720000 \text{ cm}^4}{1511679.97 \text{ cm}^4}$$

$$\alpha_C = 0.48$$

Cálculo de α promedio

$$\alpha_m = \frac{0.48 + 0.64 + 0.68 + 0.48}{4} = 0.57$$

Cálculo del Coeficiente β

$$\beta = \frac{860 \text{ cm}}{860 \text{ cm}}$$

$$\beta = 1$$

Cálculo de h_{min}

$$h_{min} = \frac{(860cm)[800 + 0.0712(4200)]}{36000 + 5000(1)[(0.57) - 0.2]}$$

$$\boxed{h_{min} = 24.97 \text{ cm}}$$

Menor valor que puede tener h_{min}

$$h_{min} \geq 12 \text{ cm}$$

$$24.97 \text{ cm} \geq 12 \text{ cm} \text{ OK}$$

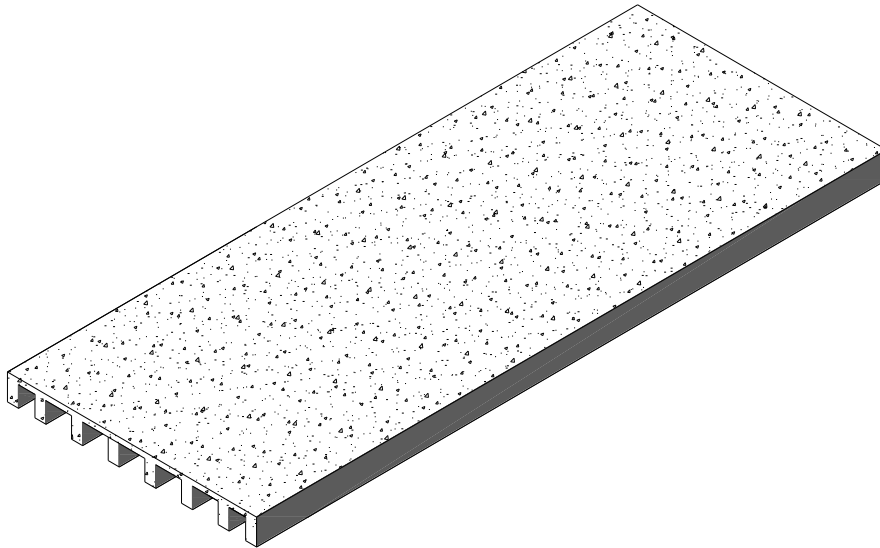
$$\boxed{h_{min} = 24.97 \text{ cm}}$$

Verificación de h_{min} vs h_{eq}

$$24.97 \text{ cm} < 27.63 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

4.6.3. Diseño de losas nervadas (una dirección)²

4.6.3.1. Techo



Losa con 8 nervios en dirección mayor

Figura 4-34. Losa en una dirección

Cargas Muertas (Techo)

$$\text{Peso de loseta de compresión} = 3.8m \times 0.075m \times 2400 \frac{Kg}{m^3} = 684 Kg/m$$

$$\text{Peso de los Nervios Longitudinales} = 8(0.15m \times .275m) \times 2400 \frac{Kg}{m^3} = 792 Kg/m$$

$$\text{Peso de los Nervios transversales} = [(2 \times 0.15)]m \times 0.275m \times 2400 \frac{Kg}{m^3} = 198 Kg/m$$

$$\text{Peso propio de la losa} = \boxed{1674 Kg/m}$$

$$\text{Lámparas y accesorios} = 10 Kg/m^2 \times 3.8 m = 38 Kg/m$$

$$\text{Aislante Térmico} = 5 Kg/m^2 \times 3.8 m = 19 Kg/m$$

$$\text{Repello} = 3.8 m \times 0.0254 m \times 2200 Kg/m^3 = 209 Kg/m$$

$$\text{Carga Muerta} = 1940 Kg/m$$

$$\text{Carga Viva} = 100 Kg/m^2 \times 3.8m = 380Kg/m$$

² La distribución exacta de los nervios puede verse en Control de deflexiones, en caculos de los bordes de la losa para el Eje B.

$$C_u = 1.2 CM + 1.6 CV = 1.2(1940 Kg/m) + 1.6(380Kg/m) = 2936 Kg/m$$

Cálculo de los momentos negativos y positivos

$$M_{(+)} = \frac{WL^2}{24} = \frac{(2817.2 Kg/m)(9 m)^2}{24} = 9909 Kg - m$$

$$M_{(-)} = \frac{WL^2}{12} = \frac{(2817.2 Kg/m)(9 m)^2}{12} = 19818 Kg - m$$

Armadura longitudinal Negativa (Hierro superior)

Para calcular la sección de acero requerida en una pieza rectangular sometida a flexión se puede utilizar la siguiente expresión, que resume en una sola aquellas ecuaciones utilizadas en el diseño de vigas:

$$A_{s req} = \frac{0.85 \hat{f}_c b d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi \hat{f}_c b d^2}} \right]$$

Deberá verificarse posteriormente que no se haya sobrepasado de la fracción de cuantía de armado balanceada especificada en los códigos, pues la expresión detallada anteriormente presupone que el acero de refuerzo entra en fluencia. Además deberá controlarse que la cuantía de armado supere a la cuantía mínima.

$\hat{f}_c = 4000 psi (280 Kg/cm^2)$ Resistencia a compresión del concreto

$b = 8(15cm)$ Nervios comprimidos

$d = 35 - 3 = 32 cm$ Altura nominal del acero

$\phi = 0.9$ Constante por flexión

$F_y = 4200 Kg/cm^2$

$M_u = 19818 Kg-m$

$$A_{s req} = \frac{0.85 (280 Kg/cm^2)(120cm) (32cm)}{(4200 Kg/cm^2)} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 (19818Kg - cm \times 100)}{0.85 (0.9) (280Kg/cm^2) (120cm) (32cm)^2}} \right]$$

$A_{s req} = 17.05 cm^2$ para los 8 Nervios

$A_{s req} = 2.13 cm^2$ por cada Nervio

$A_s = 1 \phi 19.5 mm$ por Nervio

Determinación de la cuantía real

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{8(2.85 \text{ cm}^2)}{(120 \text{ cm})(32 \text{ cm})} = 0.0059$$

Verificación de la armadura máxima permisible

Los nervios de las losas nervadas son tratados como vigas. La cuantía balanceada para secciones rectangulares está definida por [ACI 10.3.2]

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_c}{F_y} \times \frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003}$$

$f_c = 4000 \text{ psi } (280 \text{ Kg/cm}^2)$. Resistencia a compresión del concreto

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

$E_s = 2100000 \text{ Kg/m}$. Módulo de elasticidad del acero

$$\beta_1 = 0.85 \text{ Constante}$$

$$\rho_b = 0.85 (0.85) \frac{(280 \text{ Kg/cm}^2)}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \times \frac{0.003}{\frac{4200 \text{ Kg/cm}^2}{2100000 \text{ Kg/cm}^2} + 0.003} = 0.0289$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75\rho_b \quad , \quad \rho = 0.0059$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75(0.0289) = 0.0217 \quad \therefore \rho < \rho_{\text{máx}} \quad O.K$$

Verificación de la armadura mínima permisible [ACI10.5.1]

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0.79\sqrt{f_c}}{F_y} = \frac{0.79\sqrt{280}}{4200} = 0.00315 \quad \text{ó} \quad \rho_{\text{min}} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4200} = 0.00333$$

$$\rho > \rho_{\text{min}} \quad O.K.$$

Armadura longitudinal Positiva (Hierro inferior)

$$A_{s \text{ req}} = \frac{0.85 f_c b d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi f_c b d^2}} \right] \quad \therefore b = 380 \text{ cm (loseta de compresión)}$$

$$A_{s \text{ req}} = \frac{0.85 (280)(380)(32)}{(4200)} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 (9909 \times 100)}{0.85 (0.9) (280) (380) (32)^2}} \right]$$

$$A_{s \text{ req}} = 8.24 \text{ cm}^2 \text{ para los 8 Nervios}$$

$$A_{s req} = 1.03 \text{ cm}^2 \text{ por cada Nervio}$$

$$A_s = 1 \text{ } \emptyset 12.7 \text{ mm por Nervio}$$

Determinación de la cuantía real

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{8(1.27 \text{ cm}^2)}{(120 \text{ cm})(32 \text{ cm})} = 0.0026$$

$$\rho < \rho_{min} \text{ No cumple}$$

Cuando no cumple con la varilla de acero #13 se prueba con varilla de acero #16

$$A_s = 1 \text{ } \emptyset 15.88 \text{ mm por Nervio}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{8(1.98 \text{ cm}^2)}{(120)(32)} = 0.0041$$

* Esta dentro de los rangos máximos y mínimos

Verificación bajo las Cargas de corte

Cortante resistente

$$V_c = 0.5\sqrt{280} = 8.37 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculo del cortante

$$v_u = \frac{WL}{2} = \frac{(2959.76 \text{ Kg/m})(9\text{m})}{2} = 13318.92 \text{ Kg}$$

$$V_u = \frac{v_u}{\emptyset b \times d} = \frac{13318.92 \text{ Kg}}{0.85(120\text{cm})(32\text{cm})} = 4.08 \text{ Kg/m} \therefore V_u < V_c \quad O.K$$

Armadura de Temperatura y Retracción de fraguado

Para absorber los esfuerzos generados en el concreto debido a los cambios de Temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de la fisuración se puede utilizar una malla electro soldada con esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ requiriendo una armadura mínima en las 2 direcciones.

$$P_{min} = 0.0018$$

$$A_{s min} = P_{min} \times b \times d$$

$$A_{s min} = (0.0018)(100 \text{ cm})(3.75 \text{ cm})$$

$$A_{s min} = 0.675 \text{ cm}^2 \quad \therefore A_v = \emptyset 6 \text{ mm} = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{A_v \times 100}{S} \rightarrow S = \frac{0.283 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm}}{0.675 \text{ cm}^2} \rightarrow S = 41.92 \text{ cm}$$

El máximo espaciamiento entre alambres es 5 veces el espesor de la loseta de compresión o 45 cm se elige el menor valor

$$e_{m\acute{a}x} = 5(7.5 \text{ cm}) = 37.5 \text{ cm}$$

$$e_{Dise\tilde{n}o} = S_{req} = 30 \text{ cm}$$

Se puede escoger una malla con alambres de 6 mm de diámetro espaciados a cada 30 cm, que debe colocarse a media altura en la loseta de compresión.

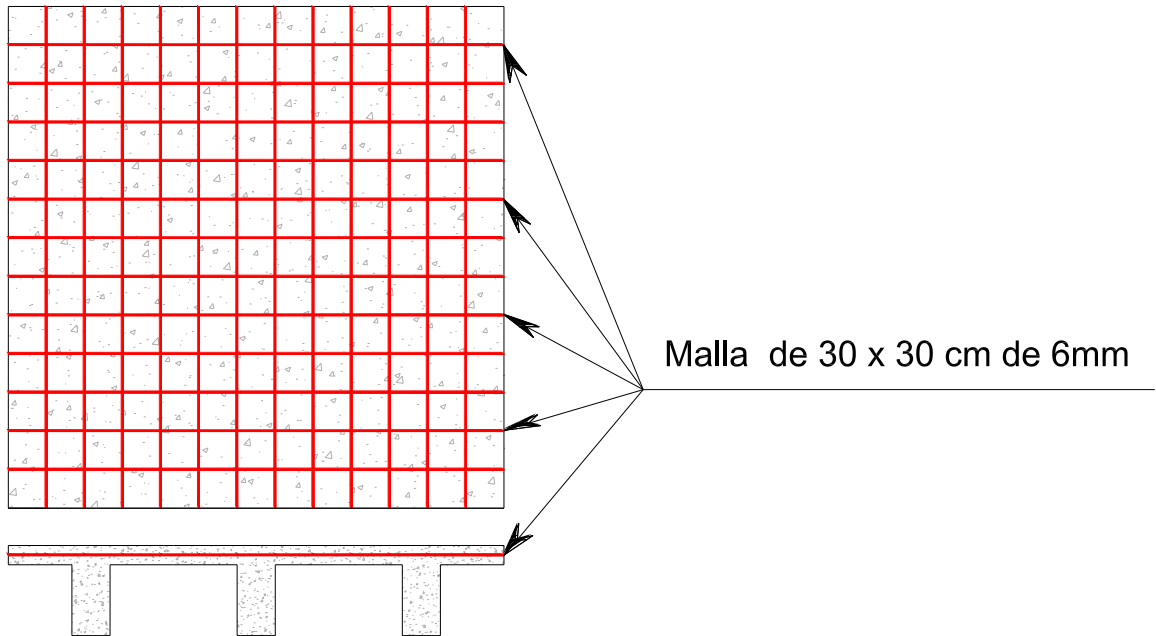


Figura 4-35. Armadura de Temperatura y Retracción de fraguado

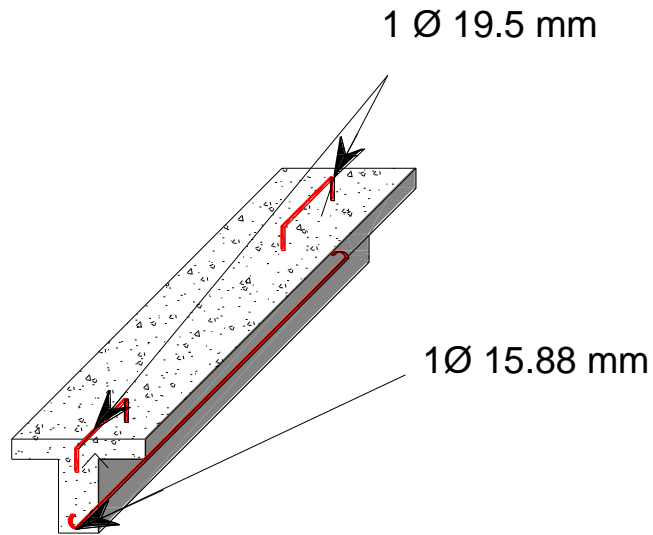


Figura 4-36. Armadura de acero de refuerzo del nervio longitudinal

4.6.3.2. Entrepiso

Como el diseño tanto para el techo como para el entrepiso es el mismo solo se mostrara las losas nervadas diseñadas.

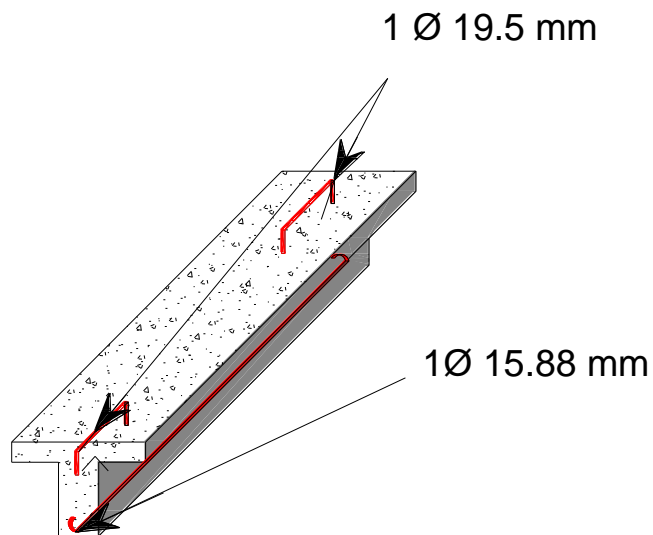


Figura 4-37. Armadura de refuerzo longitudinal

4.6.4. Diseño de losa nervada (dos direcciones)

4.6.4.1. Techo

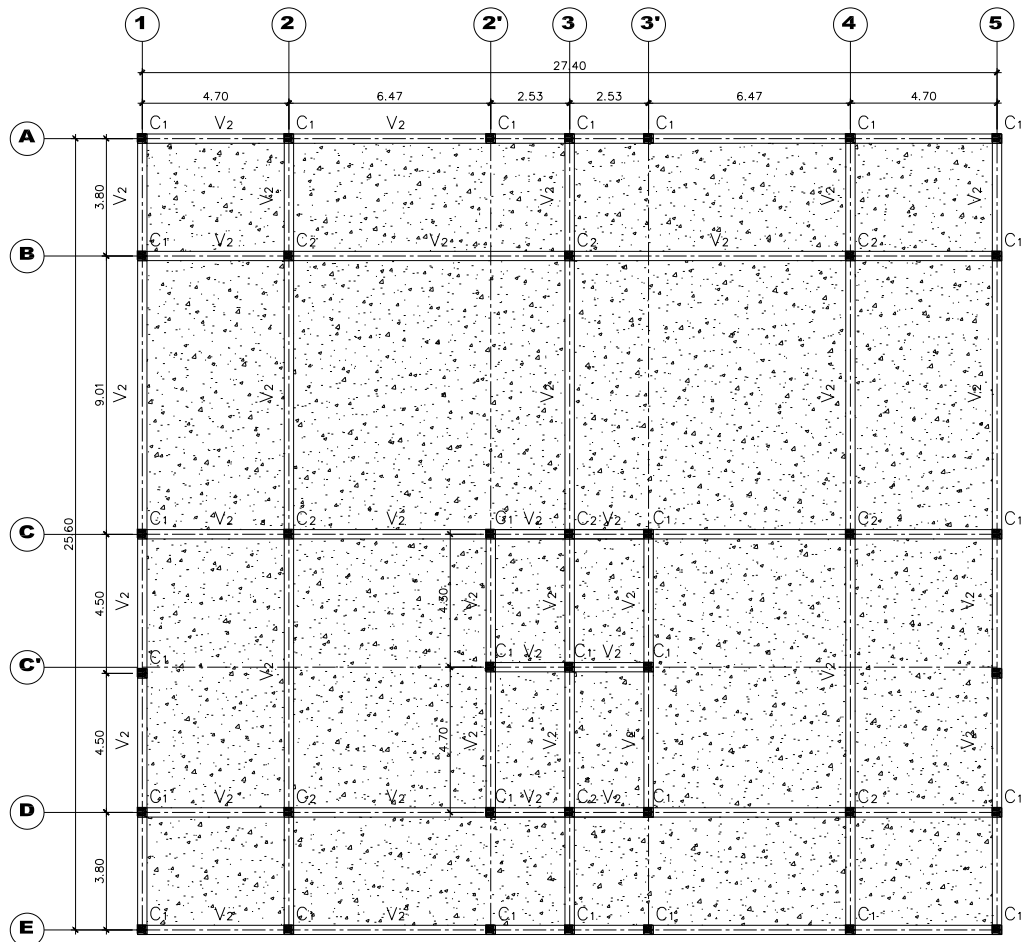
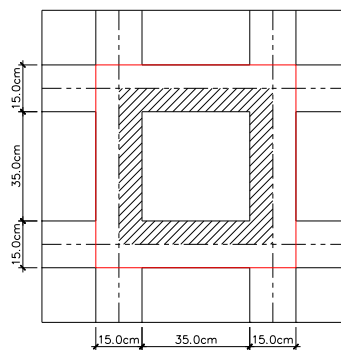


Figura 4-38. Planta de Techo

Determinación de cargas de diseño (Franja de diseño de 1m x 1 m)



Area de losa vista inferior

Figura 4-39. Área diseño losa nervada

Cargas muertas

- Peso de la losa de compresión = $1 \times 1 \times 0.075 \times 2400 = 180 \text{ Kg/m}^2$
- Peso de los Nervios = $(2400)(0.075 \times 0.5 \times 0.275 \times 2) + (2400)(0.075 \times 0.35 \times 0.275 \times 2) = \frac{84.15 \text{ Kg}}{(0.50)(0.50)\text{m}^2} = 336.6 \text{ Kg/m}^2$
- Peso propio de la losa = 516.6 Kg/m^2
- Lámparas y Accesorios = 10 Kg/m^2
- Aislante Térmico = 5 Kg/m^2
- Repello = $1 \times 1 \times 0.0254 \times 2200 = 55.88 \text{ Kg/m}^2$

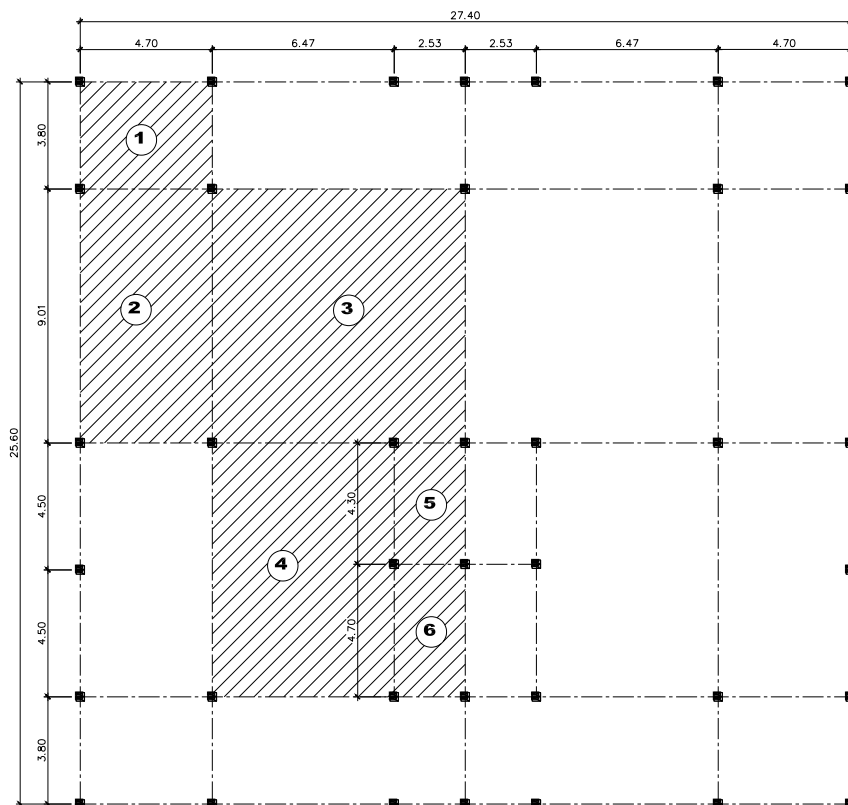
Carga Muerta = 587.48 Kg/m^2

Carga Viva = 100 Kg/m^2

$$C_u = q_u = 1.2CM + 1.6CV = 1.2(587.48 \text{ Kg/m}^2) + 1.6(100 \text{ Kg/m}^2)$$

$$q_u = 864.976 \text{ Kg/m}^2$$

Modelos de las losas para el techo sometido a Flexión



PLANTA DE TECHO

Figura 4-40. Secciones a Diseñar

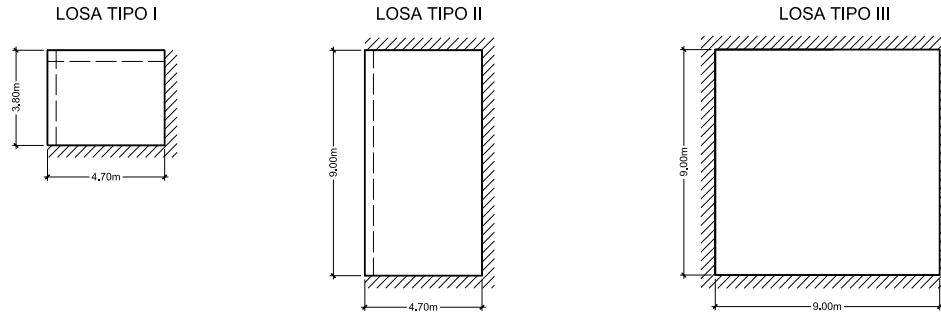


Figura 4-41. Secciones de losas 1

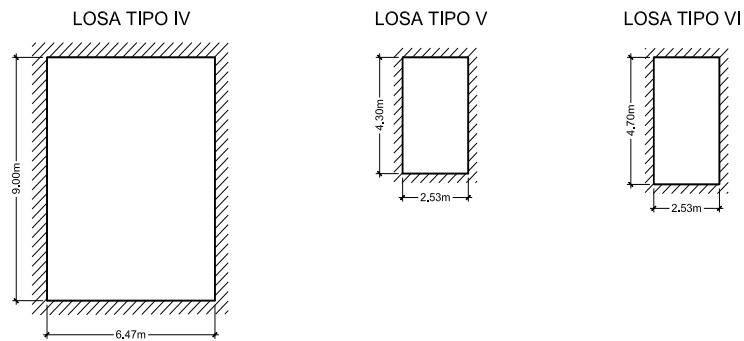


Figura 4-42. Secciones de losas 2

Para el diseño Tabla Anexo - 10 a Tabla Anexo - 13

$$q = 864.976 \text{ Kg/m}^2 \quad M = 0.0001mqL_x^2$$

Para la losa tipo 1 se utilizara Tabla Anexo - 10y puede localizarse que corresponde a la losa 6 y de allí se obtiene los siguientes datos.

$$L_x = 3.8 \text{ m}, \quad L_y = 4.7 \text{ m}^3$$

$\frac{L_x}{L_y} \approx 0.8$ En la tabla de la losa 6 se escogen los momentos correspondientes a 0.8 y

estos son:

$$m_{y(-)} = 852, \quad m_{y(+)} = 369, \quad m_{x(-)} = 1120, \quad m_{x(+)} = 621$$

Se efectúa la ecuación $M = 0.0001mqL_x^2$ como valor $q = 864.976 \text{ Kg/m}^2$ obteniendo así los momentos siguientes;

³ Como la relación L_x/L_y es mayor a 1 se cambia el valor de la dirección convenientemente para poder obtener un valor menor a 1 y se procede a cambiar de la misma manera el valor de los momentos Unitarios.

$$M_{uy(-)} = 0.0001(852)(864.976 \text{ Kg/m}^2)(3.8 \text{ m})^2 = 1064 \text{ Kg} - m$$

$$M_{uy(+)} = 0.0001(369)(864.976 \text{ Kg/m}^2)(3.8 \text{ m})^2 = 461 \text{ Kg} - m$$

$$M_{ux(-)} = 0.0001(1120)(864.976 \text{ Kg/m}^2)(3.8 \text{ m})^2 = 1399 \text{ Kg} - m$$

$$M_{ux(+)} = 0.0001(621)(864.976)(3.8 \text{ m})^2 = 776 \text{ Kg} - m$$

El mismo procedimiento se hace para calcular las otras losas que se muestra en el siguiente cuadro.

Tabla 4-5.Tabla para el diseño de Losas para el Techo

Losa Tipo	Losa Cuadro	L_x	L_y	L_x/L_y	m_y (-)	m_y (+)	m_x (-)	m_x (+)	$M_{uy(-)}$ Kg - m	$M_{uy(+)}$ Kg - m	$M_{ux(-)}$ Kg - m	$M_{ux(+)}$ Kg - m
I	6	3.8	4.7	0.8	852	369	1120	621	1064	461	1399	776
II	2	4.7	9	0.5	1317	759	773	179	2516	1450	1477	342
III	1	9	9	1	564	258	564	258	3952	1808	3952	1808
IV	1	6.47	9	0.7	830	428	559	157	3005	1550	2024	568
V	1	2.53	4.3	0.6	878	459	538	126	486	254	298	70
VI	1	2.53	4.7	0.5	887	464	520	123	491	257	288	68

Aplicamos la fórmula para calcular acero requerido para elementos a flexión rectangulares.

$$A_{s req} = \frac{0.85 f_c b d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi f_c b d^2}} \right] \therefore b_{(-)} = 2(15\text{cm}), b_{(+)} = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s y(-)} = \frac{0.85 (280) (30) (32)}{(4200)} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 (1064 \times 100)}{0.85 (0.9) (280) (30) (32)^2}} \right] = 0.89\text{cm}^2$$

Armadura mínima requerida [ACI10.5.1]

$$P_{min} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4200} = 0.00333 \therefore A_{s min} = 0.00333(30 \times 32) = 3.2 \text{ cm}^2$$

Se calculan los demás momentos en cada eje y el resto de las losas y se representa en el siguiente cuadro se comprueba la armadura mínima.

Tipo de Losa	M(Kg-m/m)		b (cm)	d (cm)	f'c (Kg/cm ²)	Fy Kg/cm ²	As cm ² /m
I	Muy(-)	1064	30	32	280	4200	0.89
	Muy(+)	461	100	32	280	4200	0.38
	Mux(-)	1399	30	32	280	4200	1.17
	Mux(+)	776	100	32	280	4200	0.64
II	Muy(-)	2516	30	32	280	4200	2.12
	Muy(+)	1450	100	32	280	4200	1.2
	Mux(-)	1477	30	32	280	4200	1.24
	Mux(+)	342	100	32	280	4200	0.28
III	Muy(-)	3952	30	32	280	4200	3.37
	Muy(+)	1808	100	32	280	4200	1.5
	Mux(-)	3952	30	32	280	4200	3.37
	Mux(+)	1808	100	32	280	4200	1.5
IV	Muy(-)	3005	30	32	280	4200	2.54
	Muy(+)	1550	100	32	280	4200	1.29
	Mux(-)	2024	30	32	280	4200	1.7
	Mux(+)	568	100	32	280	4200	0.47
V	Muy(-)	486	30	32	280	4200	0.4
	Muy(+)	254	100	32	280	4200	0.21
	Mux(-)	298	30	32	280	4200	0.25
	Mux(+)	70	100	32	280	4200	0.06
VI	Muy(-)	491	30	32	280	4200	0.41
	Muy(+)	257	100	32	280	4200	0.21
	Mux(-)	288	30	32	280	4200	0.24
	Mux(+)	68	100	32	280	4200	0.06

Tabla 4-6. Tabla para el diseño de Losas para el Techo continuación.

Losa Tipo	Armadura Requerida				Armadura Requerida Mínima				$A_{sy}(-)$ cm ² /nervio	$A_{sy}(+)$ cm ² /nervio	$A_{sx}(-)$ cm ² /nervio	$A_{sx}(+)$ cm ² /nervio
	$A_{sy}(-)$ cm ² /m	$A_{sy}(+)$ cm ² /m	$A_{sx}(-)$ cm ² /m	$A_{sx}(+)$ cm ² /m	$A_{sy}(-)$ cm ² /m	$A_{sy}(+)$ cm ² /m	$A_{sx}(-)$ cm ² /m	$A_{sx}(+)$ cm ² /m				
I	0.89	0.38	1.17	0.64	3.2	3.2	3.2	3.2	1.6	1.6	1.6	1.6
II	2.12	1.2	1.24	0.28	3.2	3.2	3.2	3.2	1.6	1.6	1.6	1.6
III	3.37	1.5	3.37	1.5	3.37	3.2	3.37	3.2	1.69	1.6	1.69	1.6
IV	2.54	1.29	1.7	0.47	3.2	3.2	3.2	3.2	1.6	1.6	1.6	1.6
V	0.4	0.21	0.25	0.06	3.2	3.2	3.2	3.2	1.6	1.6	1.6	1.6
VI	0.41	0.21	0.32	0.06	3.2	3.2	3.2	3.2	1.6	1.6	1.6	1.6

Tabla 4-7. Armadura de diseño a flexión para la losa de Techo Nervada

Losa Tipo	Número de varilla para diseño			
	$\phi_y(-)$	$\phi_y(+)$	$\phi_x(-)$	$\phi_x(+)$
I	16	16	16	16
II	16	16	16	16
III	16	16	16	16
IV	16	16	16	16
V	16	16	16	16
VI	16	16	16	16

Losas en Nervadas en dos direcciones

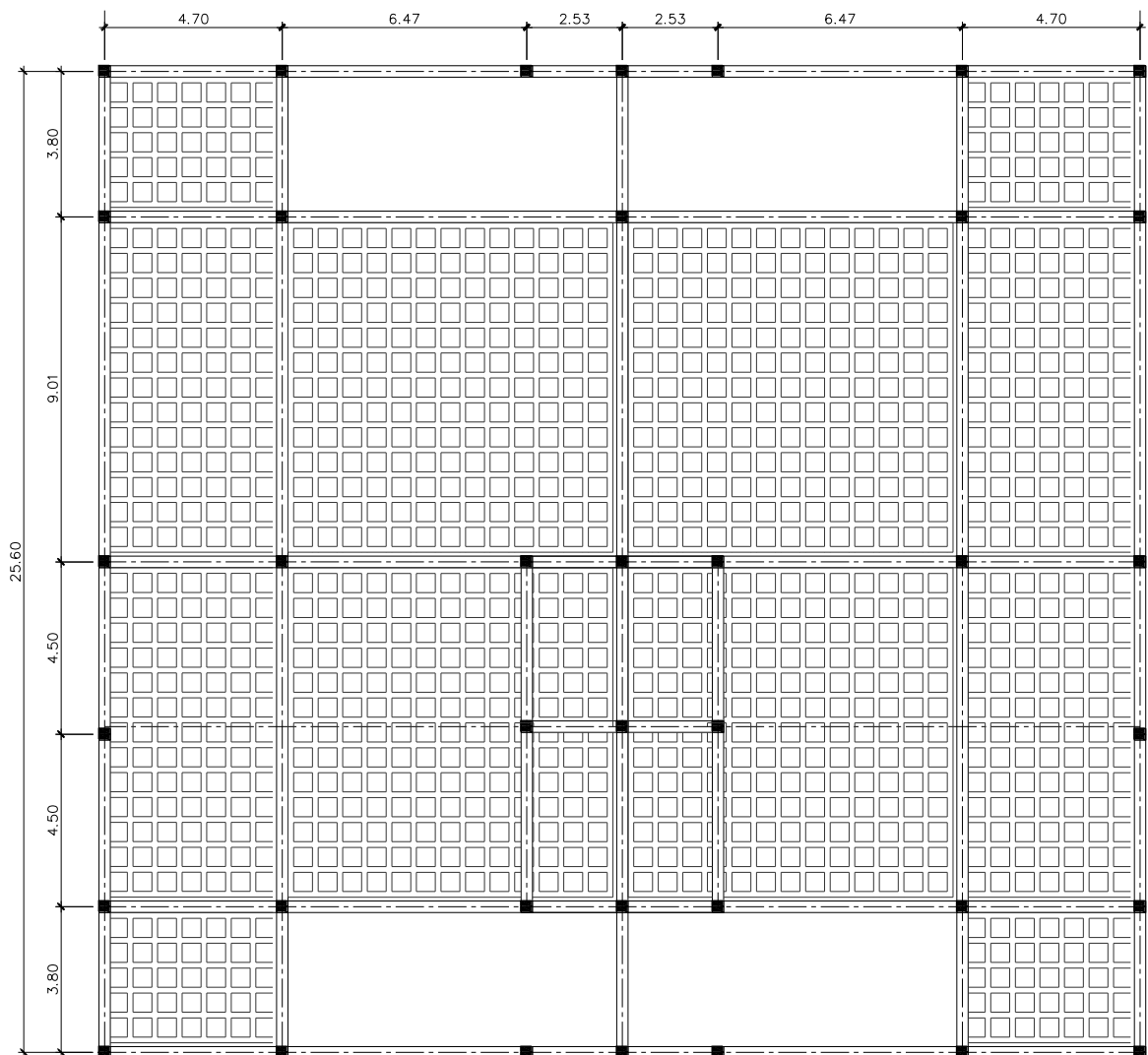


Figura 4-43. Planta de techo con losas nervadas

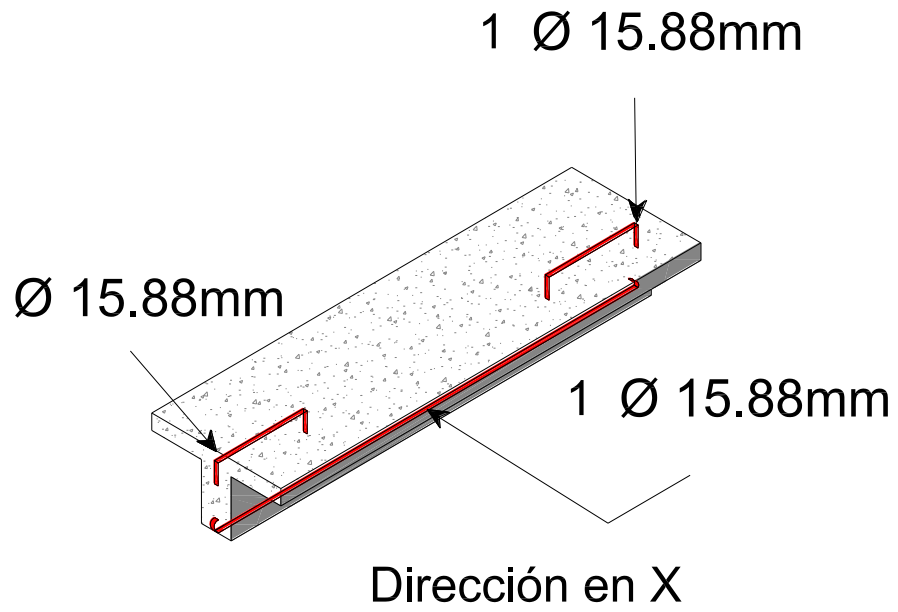


Figura 4-44. Diseño de Nervio en dirección X

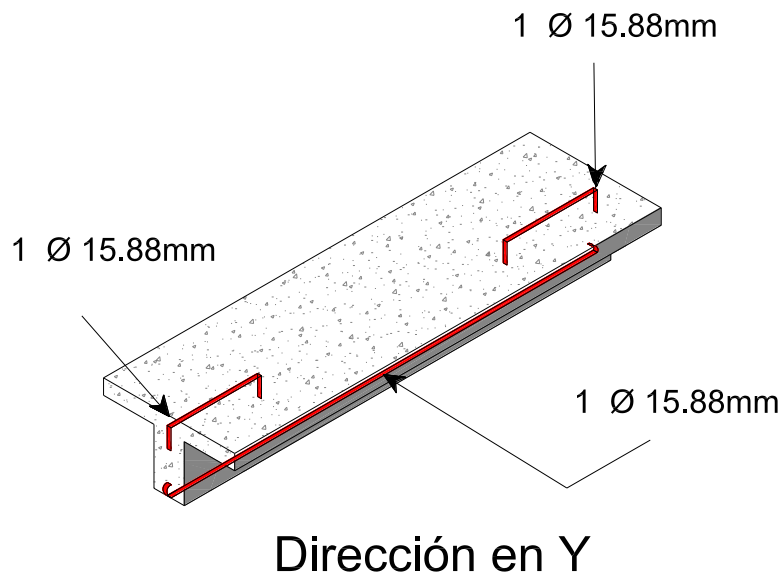


Figura 4-45. Diseño de Nervio en dirección Y

4.6.4.2. Entrepiso

Para calcular los momentos de las losas se procederá a utilizar el método del pórtico equivalente, dado que no cumple los criterios para analizarse con el método directo.

Diseño de losas Nervadas para entrepiso 2 direcciones S –N (Método Pórtico Equivalente)

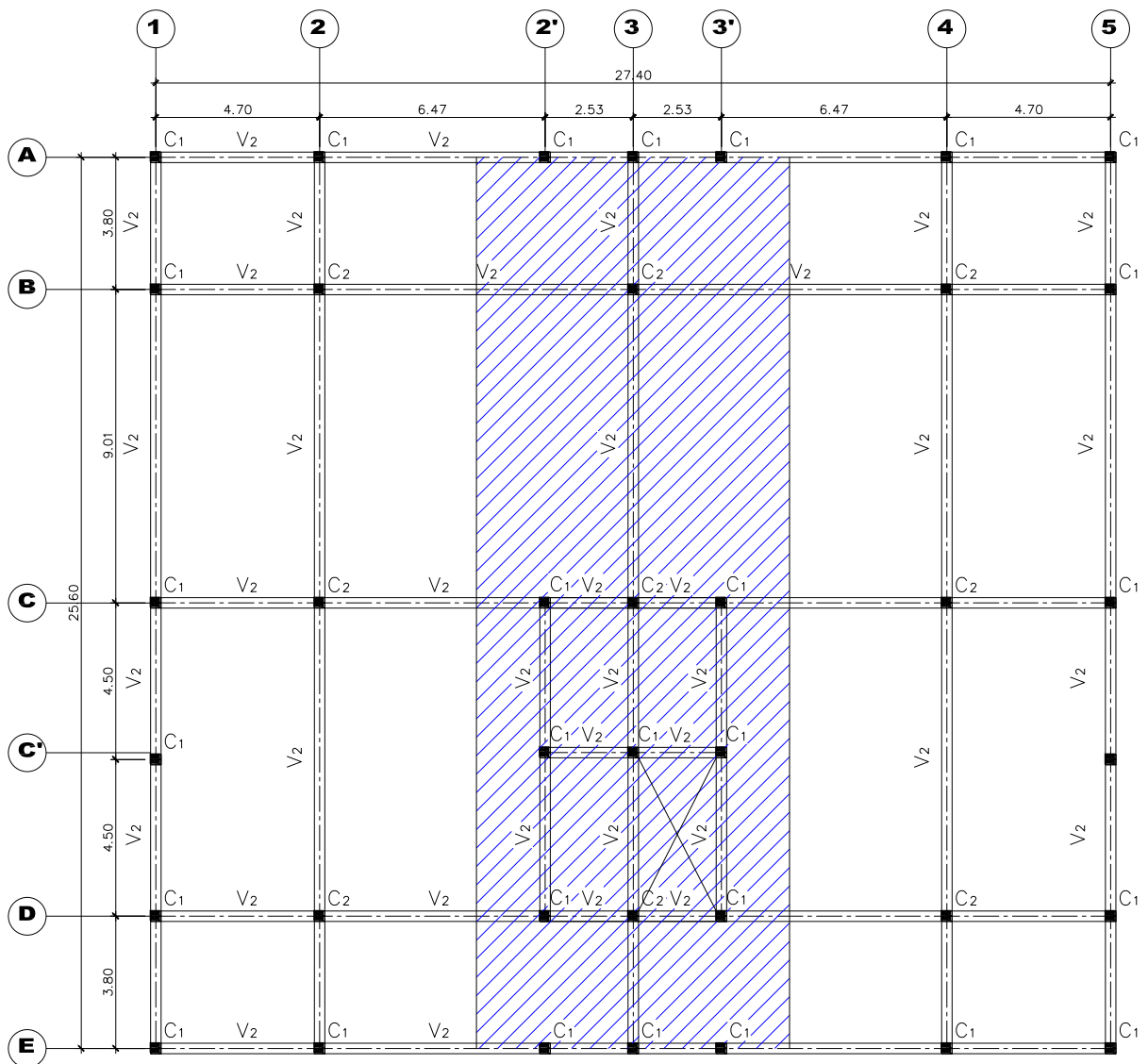


Figura 4-46. Franja de diseño para losa de entrepiso

Factores de distribución

Rigidez flexional en ambos extremos Ksb

Internas

Longitud		Columnas		Vigas		Losa	
L 1(m)	L2(m)	CN1(cm)	CN2(cm)	h(cm)	bw(cm)	hf(cm)	b(cm)
9	9	60	60	60	40	27.63	900

Calculo en pulgadas y adimensionales

Ct	3.89	Inercia losa	67280.4
KFN	4.18	Ksb	793.7 Ec

Externas

Longitud		Columnas		Vigas		Losa	
L 1(m)	L2(m)	CN1(cm)	CN2(cm)	h(cm)	bw(cm)	hf(cm)	b(cm)
3.8	9	60	60	60	40	27.63	900

Calculo en pulgadas y adimensionales

Ct	3.89	Inercia losa	67280.4
KFN	4.36	Ksb	1960.71 Ec

Rigidez flexional en ambos extremos

Columnas y Derivados					
C1(cm)	C2(cm)	ta(cm)	tb(cm)	H(cm)	Hc(cm)
60	60	46.18	13.32	367	307

Calculo en pulgadas y adimensionales

KAB	7.35	Kct	1379.59
CAB	0.54	Kcb	1319.43

Rigidez Torsional

Caso A		Caso B	
X1(pulg)	16	X1(pulg)	16
X2(pulg)	11	X2(pulg)	11
Y1(pulg)	13	Y1(pulg)	24
Y2(pulg)	42	Y2(pulg)	13
C1	5714	C1	19005
C2	25093	C2	2683.25
C1+C2	30807	C1+C2	21688.25

	Interna	Externa
Kt	840.19 Ec	591.5 Ec
Kta	1439.68 Ec	1013.55 Ec

Columna Equivalente

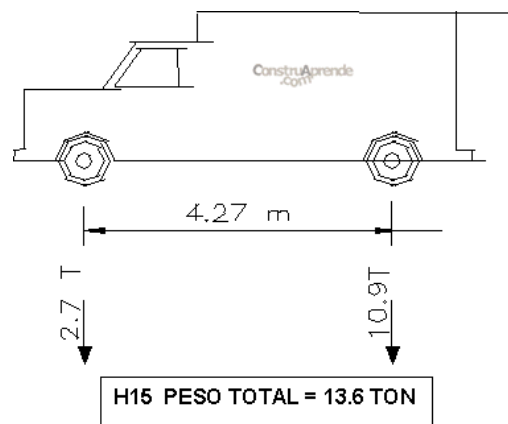
	Interna	Externa
	1393.14 Ec	1157.65 Ec

Factores de Distribución

Factores de distribución				
Nodo 1	Nodo 2	Nodo 3	Nodo 4	Nodo 5
0.63	0.47	0.27	0.47	0.63

Cálculo y Análisis de Marco Parcial del Pórtico Equivalente

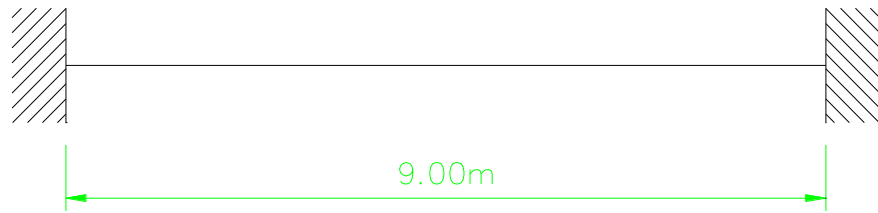
Utilizando Líneas de influencia cuyas condiciones del vehículo⁴ se muestran



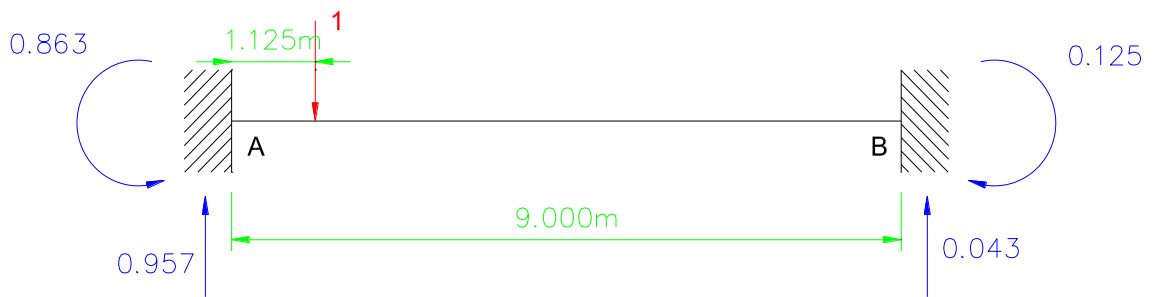
⁴ El vehículo en cuestión que se le realizó el análisis es un camión tipo H 15 referenciado en las normas AASTHO, es el vehículo más liviano que representa la distribución de su peso por eje.

Construyendo las líneas de influencia

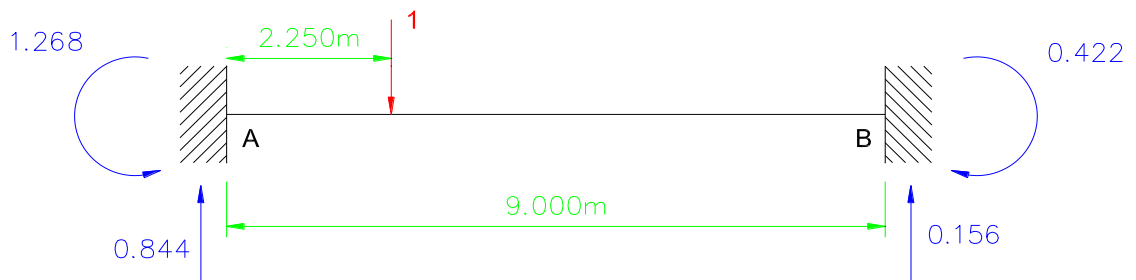
Idealizando



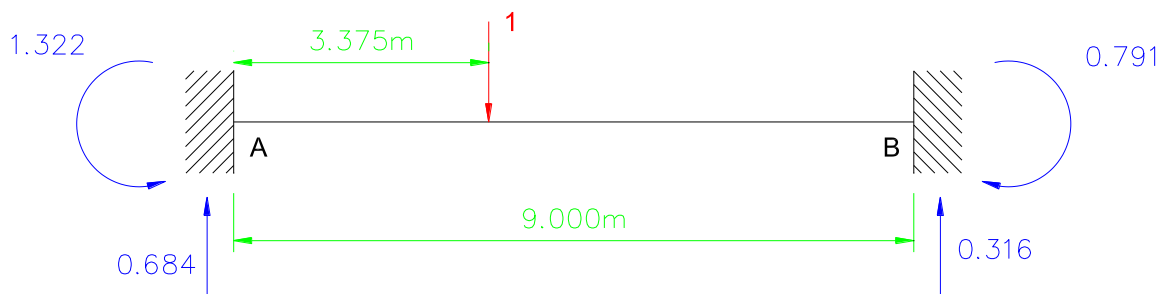
1- Para $X_1 = 1.125\text{ m}$



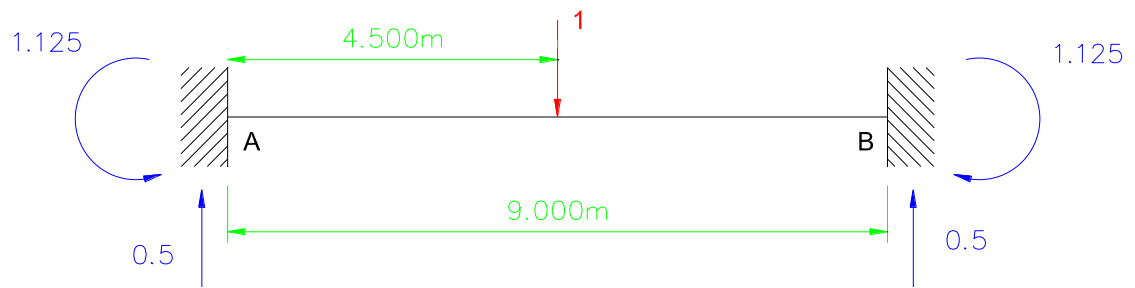
2- Para $X_2 = 2.25\text{ m}$



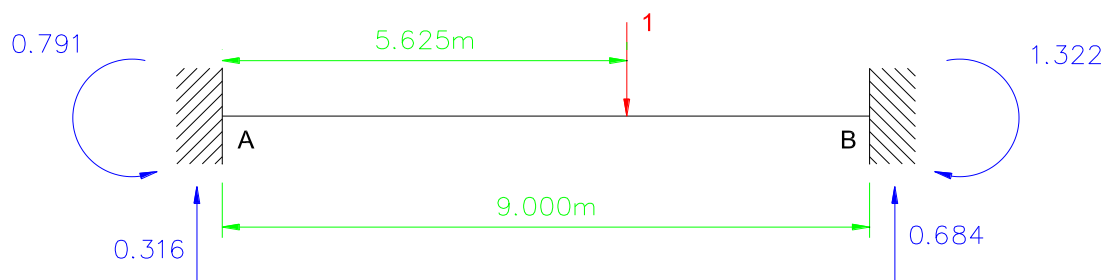
3- Para $X_3 = 3.375\text{ m}$



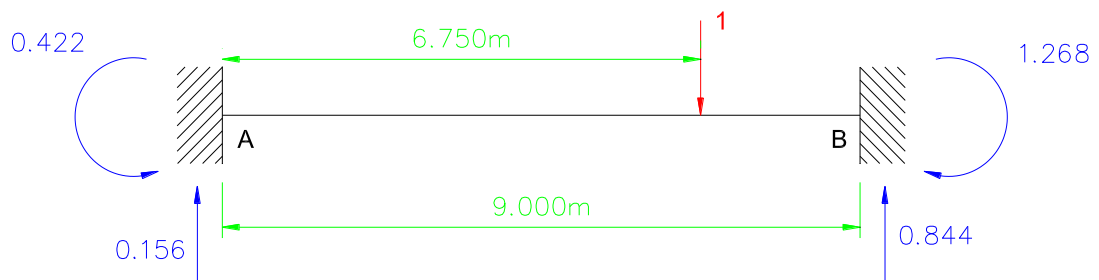
4- Para $X_4 = 4.5\text{ m}$



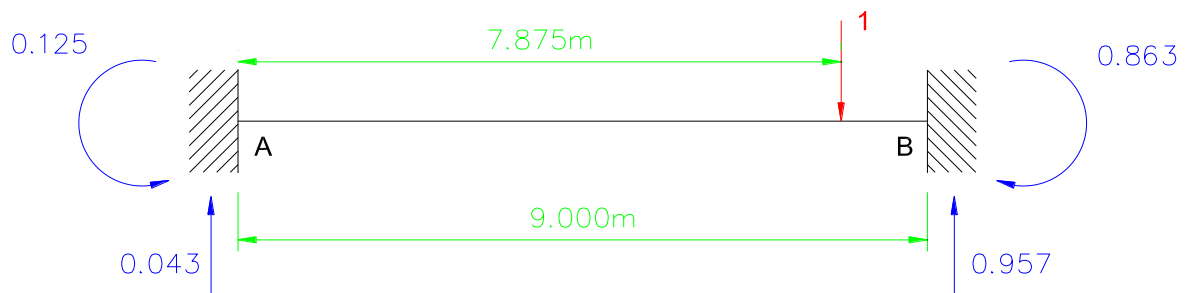
5- Para $X_5 = 5.625\text{ m}$



6- Para $X_6 = 6.75\text{ m}$



7- Para $X_7 = 7.875\text{ m}$

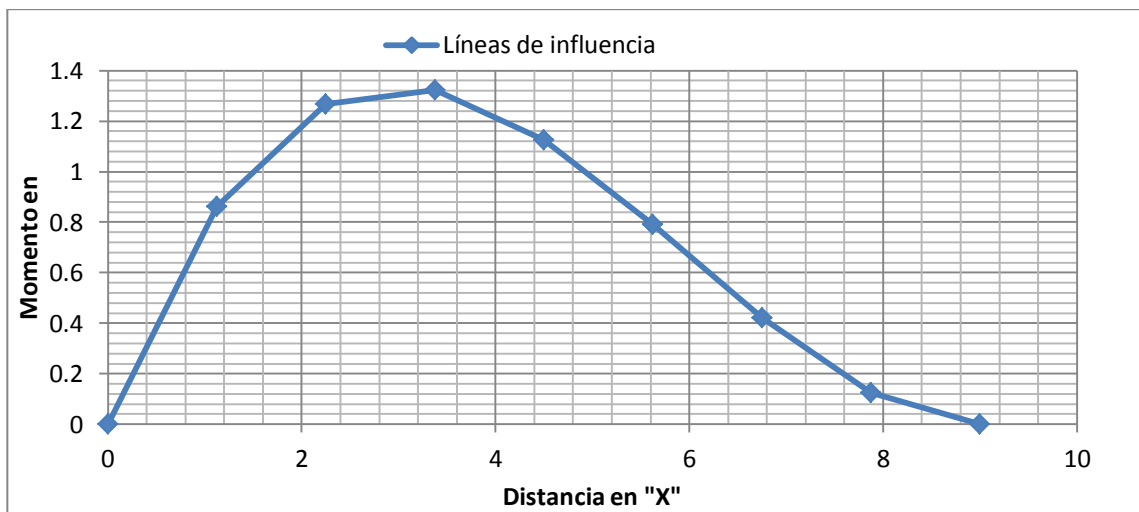


Para $X_8 = 9 \text{ m}$



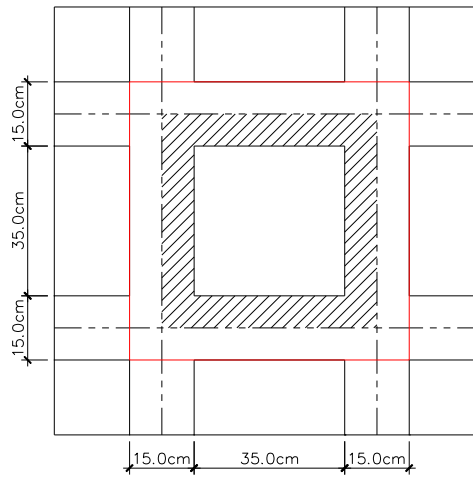
Líneas de influencia para el momento en A

Punto	1	2	3	4	5	6	7	8	9
X(m)	0.0	1.125	2.25	3.375	4.5	5.625	6.75	7.875	9.0
Momento	0.0	0.863	1.268	1.322	1.125	0.791	0.422	0.125	0.0



Cálculo de la FEM utilizando las líneas de influencia

Determinación de cargas de diseño (Franja de diseño de 1m x 1 m)



Area de losa vista inferior

Figura 4-47. Sección de diseño para losa nervada

Cargas muertas

- Peso de la losa de compresión = $1 \times 1 \times 0.075 \times 2400 = 180 \text{ Kg/m}^2$
- Peso de los Nervios = $(2400)(0.075 \times 0.5 \times 0.275 \times 2) + (2400)(0.075 \times 0.35 \times 0.275 \times 2) = \frac{84.15 \text{ Kg}}{(0.50)(0.50)\text{m}^2} = 336.6 \text{ Kg/m}^2$
- Peso propio de la losa = $\boxed{= 516.6 \text{ Kg/m}^2}$
- Lámparas y Accesorios = 10 Kg/cm^2
- Repello = $1 \times 1 \times 0.0254 \times 2200 = 55.88 \text{ Kg/m}^2$

Carga Muerta = $\boxed{582.48 \text{ Kg/m}^2}$

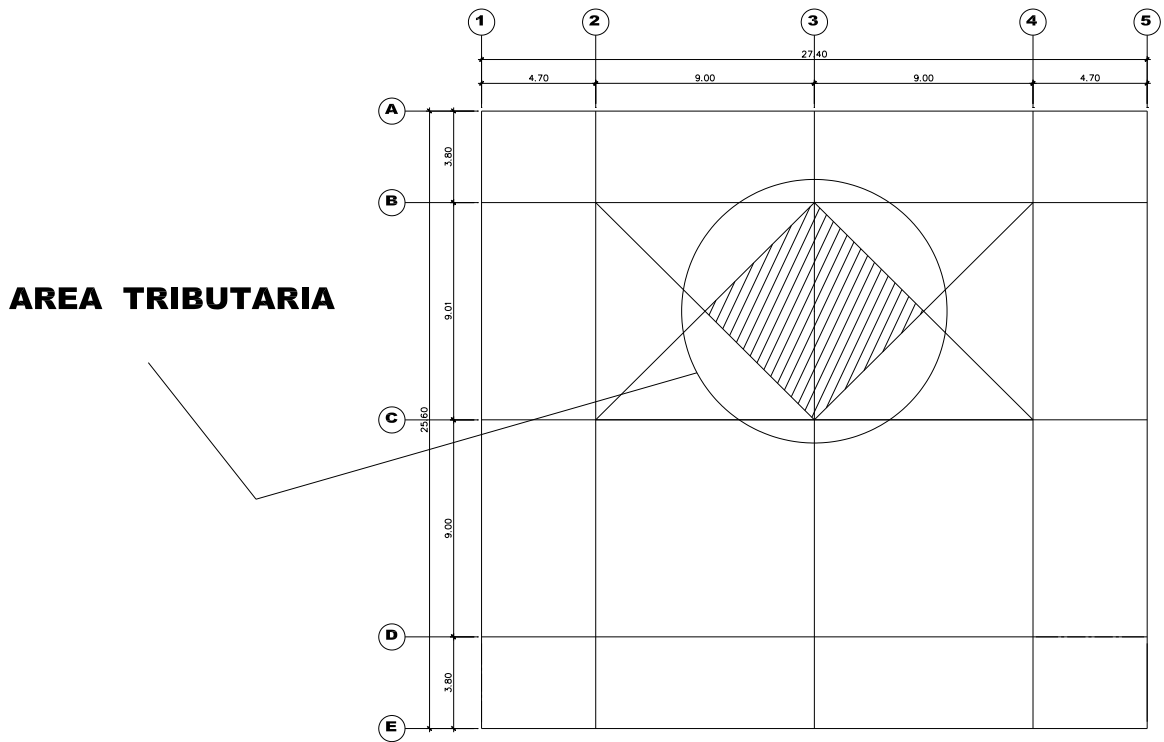
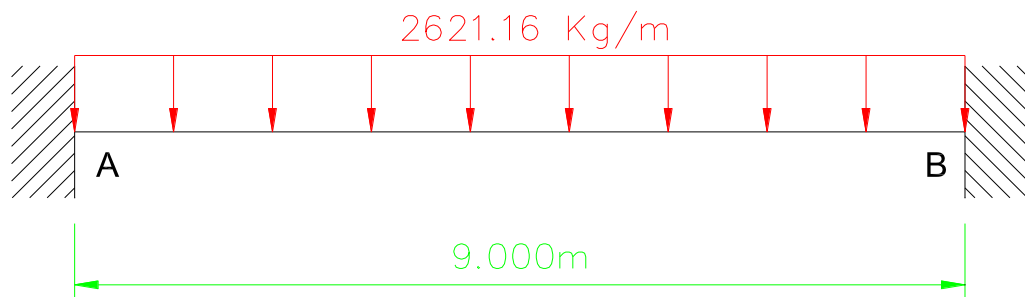


Figura 4-48.Ubicación en planta de la Área tributaria

$$W_M = \frac{2 \left(\frac{1}{2} \right) (4.5)(9)(582.48)}{9} = 2621.16 \text{ Kg/m}$$



$$CM = \frac{WL^2}{12} = \frac{(2621.16)(9)^2}{12} = 17692.83 \text{ Kg} - m$$

Carga Viva

Para el cálculo de la carga viva se utilizara las líneas de influencia calculado recientemente en ubicando los pesos de los ejes sobre el camión de diseño en el punto más alto que es de 10.9 Ton y el peso de 2.7 ton a 4.27 m del primer peso⁵.

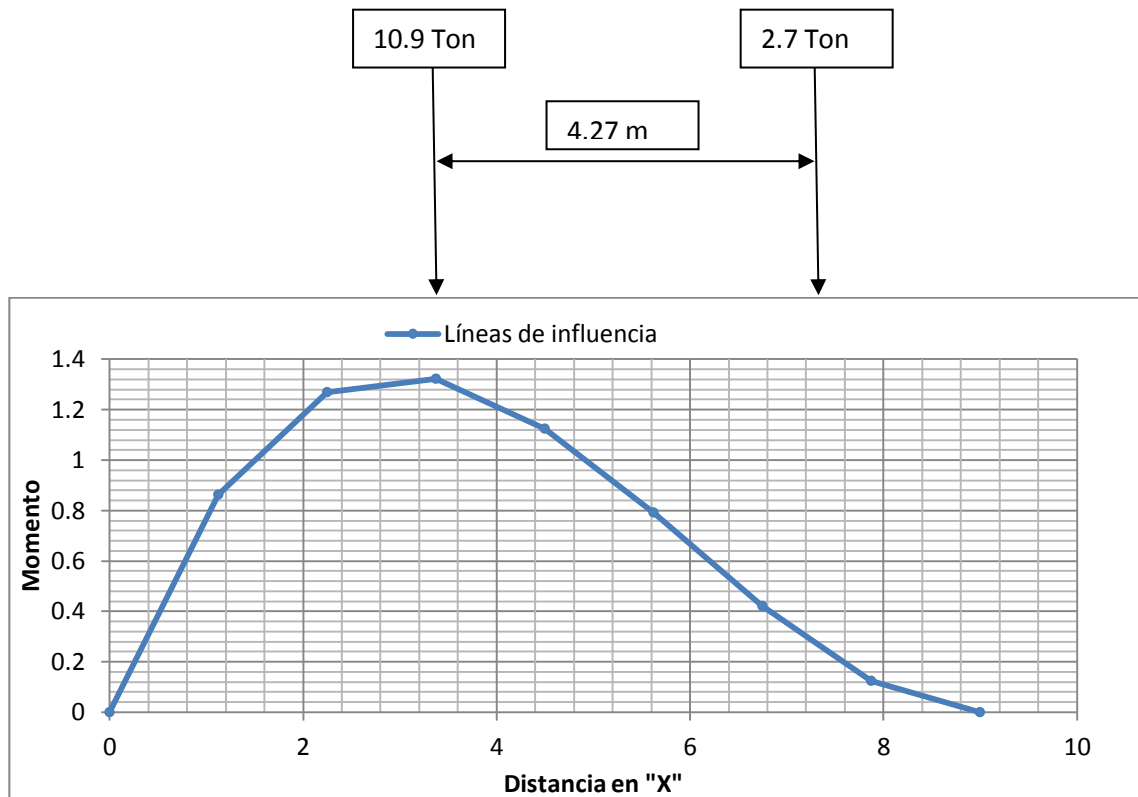


Figura 4-49. En el gráfico se muestra que la carga de 2.7 toneladas se encuentra entre los puntos siguientes

$$X_6 = 6.75 \text{ m} \quad , M_A = 0.422$$

$$X_7 = 7.875 \text{ m} \quad , M_A = 0.125$$

El punto exacto que se encuentra la fuerza es

$$X_{2.7 \text{ Ton}} = 3.375 \text{ m} + 4.27 \text{ m} = 7.645 \text{ m}$$

⁵ Para el cálculo del momento el peso de las fuerzas cuando son ejes simples, la fuerza más alta se ubica en el punto más alto de la línea de influencia y la otra se calcula por interpolación.

Por interpolación el momento es

$$M_{2.7\text{Ton}} = 0.186$$

$$M_{\text{máx}} = CV = (10.9)(1.322) + (2.7)(0.186)$$

$$CV = 14.912 \text{ Ton} - m \cong 14912 \text{ Kg} - m$$

Como la carga viva y la carga muerta son del tipo FEM la carga última se escribirá de esa manera

$$FEM = 1.2(17692.83) + 1.6(14912)$$

$$\boxed{FEM = 45090.60 \text{ Kg} - m}$$

* FEM utilizando el pórtico Equivalente

$$FEM = (m_{NF})(W_u)(L_2)(L_1)^2$$

Carga viva para estacionamiento = $250 \text{ Kg}/m^2$

$$W_u = 1.2(582.48) + 1.6(250)$$

$$W_u = 1098.976 \text{ Kg}/m^2$$

$$FEM = (0.0847)(1098.976)(9)(9)^2$$

$$\boxed{FEM = 67857.70 \text{ Kg} - m}$$

* FEM líneas de influencias Vrs FEM pórtico equivalente

$$45090.60 \text{ Kg} - m < 67857.70 \text{ Kg} - m$$

Recurriendo a la fuerza crítica la fuerza que se utilizara serán las del pórtico Equivalente y así procedemos a calcular el del tramo de 3.8 m usando el mismo método y buscar la relación de carga viva Vrs carga muerta.⁶

$$FEM_2 = (0.0847)(1098.976)(9)(3.8)^2$$

$$\boxed{FEM_2 = 12097.10 \text{ Kg} - m}$$

⁶ Como se puede notar la carga viva producida por las líneas de influencia no forman una carga crítica por lo que se utilizará de aquí en adelante en método propuesto por el pórtico equivalente, y también que los otros tramos son menores que el analizado conllevando a una carga menos crítica.

Tabla 4-8. Cálculo de los momentos finales con el método del pórtico Equivalente

Nodo -Unión	1	2		3		4		5
Elemento	[1--2]	[2--1]	[2--3]	[3--2]	[3--4]	[4--3]	[4--5]	[5--4]
F.D.	0.63	0.47	0.47	0.27	0.27	0.47	0.47	0.63
Coficiente Continuidad	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
FEM	12097.1	-12097.1	67857.7	-67857.7	67857.7	-67857.7	12097.1	-12097.1
Momento Continuo	-14152.04	-4115.43	0	-14152.04	14152.04	0	4115.43	14152.04
Momento Continuo	1044.5	4814.52	0	1044.5	-1044.5	0	-4814.52	-1044.5
Momento Continuo	-1221.93	-355.34	0	-1221.93	1221.93	0	355.34	1221.93
Momento Continuo	90.19	415.7	0	90.19	-90.19	0	-415.7	-90.19
Momento Continuo	-105.5	-30.68	0	-105.5	105.5	0	30.68	105.5
Momento Continuo	7.79	35.89	0	7.79	-7.79	0	-35.89	-7.79
Momento Continuo	-9.11	-2.65	0	-9.11	9.11	0	2.65	9.11
Momento Continuo	0.67	3.1	0	0.67	-0.67	0	-3.1	-0.67
Momento Continuo	-0.79	-0.23	0	-0.79	0.79	0	0.23	0.79
Momento Continuo	0.06	0.27	0	0.06	-0.06	0	-0.27	-0.06
$\sum MC$	-2249.06	-11331.95	67857.7	-82203.86	82203.86	-67857.7	11331.95	2249.06
Momento Distribuido	1416.91	-26567.1	-26567.1	0	0	26567.1	26567.1	-1416.91
Momento Totales	-832.15	-37899.05	41290.6	-82203.86	82203.86	-41290.6	37899.05	832.15

Cálculo de momento en el centro del claro.

$$M^+_{CL} = M_o + \left(\frac{|M_I| + |M_D|}{2} \right) \quad \therefore M_o = \frac{W_u \times L_2 \times L_1^2}{8}$$

$$M_o^1 = \frac{(1098.976 \text{ Kg/m}^2) \times (9 \text{ m}) \times (9 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_o^1 = 100144.19 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_o^2 = \frac{(1098.976 \text{ Kg/m}^2) \times (9 \text{ m}) \times (3.8 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_o^2 = 17852.87 \text{ Kg} - \text{m}$$

Para Barra 1-2

$$M^+_{CL} = 17852.87 \text{ Kg} - \text{m} + \left(\frac{|-832.15 \text{ Kg-m}| + |-37899.05 \text{ Kg-m}|}{2} \right)$$

$$M^+_{CL} = 37218.47 \text{ Kg} - \text{m}$$

Para Barra 2-3

$$M^+_{CL} = 100144.19 \text{ Kg} - \text{m} + \left(\frac{|41290.6 \text{ Kg-m}| + |-82203.86 \text{ Kg-m}|}{2} \right)$$

$$M^+_{CL} = 161891.42 \text{ Kg} - \text{m}$$

Para Barra 3-4

$$M^+_{CL} = 100144.19 \text{ Kg} - \text{m} + \left(\frac{|82203.86 \text{ Kg-m}| + |-41290.6 \text{ Kg-m}|}{2} \right)$$

$$M^+_{CL} = 161891.42 \text{ Kg} - \text{m}$$

Para Barra 4-5

$$M^+_{CL} = 17852.87 \text{ Kg} - \text{m} + \left(\frac{|37899.05 \text{ Kg-m}| + |832.15 \text{ Kg-m}|}{2} \right)$$

$$M^+_{CL} = 37218.47 \text{ Kg} - \text{m}$$

Distribución de momentos totales mayorado en momento de franja columna y momento de semi-franja intermedia⁷.

Tramo Exterior⁸

$$\%M^- = 100 - 10\beta t + 12\beta t \left(\frac{\alpha_f L_2}{L_1} \right) \left(1 - \frac{L_2}{L_1} \right)$$

$$\left(\frac{\alpha_f L_2}{L_1} \right) = \frac{(0.57)(9)}{3.8} = 1.35 > 1 \text{ entonces } \left(\frac{\alpha_f L_2}{L_1} \right) = 1$$

$$\beta t = \frac{C_t}{2 I_s} = \frac{21688.25}{2 \times 39264.5} = 0.27 < 2.5 \text{ O.K.}$$

$$\%M^- = 100 - 10(0.27) + 12(0.27)(1) \left(1 - \frac{9}{3.8} \right)$$

$$\%M^- = 92.87 \%$$

$$\%M^+ = 60 + 30 \left(\frac{\alpha_f L_2}{L_1} \right) \left(1.5 - \frac{L_2}{L_1} \right)$$

$$\%M^+ = 60 + 30(1) \left(1.5 - \frac{9}{3.8} \right)$$

$$\%M^+ = 33.95 \%$$

Para la parte interna del tramo exterior

$$\%M^- = 75 + 30 \left(\frac{\alpha_f L_2}{L_1} \right) \left(1 - \frac{L_2}{L_1} \right)$$

$$\%M^- = 75 + 30(1) \left(1 - \frac{9}{3.8} \right)$$

$$\%M^- = 33.95\%$$

- Tramo Interior

$$\%M^- = 75 + 30 \left(\frac{\alpha_f L_2}{L_1} \right) \left(1 - \frac{L_2}{L_1} \right)$$

$$\left(\frac{\alpha_f L_2}{L_1} \right) = \frac{(0.57)(9)}{9} = 0.57 < 1 \text{ entonces } \left(\frac{\alpha_f L_2}{L_1} \right) = 0.57$$

⁷ Para la fórmula de α_f se utilizara el critico que se encuentra en el análisis para h_{min} y las restantes formulas las que se utilizaron para encontrar el pórtico equivalente.

⁸ En el caso de calcular βt los valores de C_t y I_s se encontraron el primero, en el calculo de los elementos torsionales cuando están conectados a columnas exteriores, el segundo en el cálculo de la Rigidez Flexional a ambos Extremos para el cálculo del método del Pórtico Equivalente.

$$\%M^- = 75 + 30(0.57) \left(1 - \frac{9}{9}\right)$$

$$\%M^- = 75\%$$

$$\%M^+ = 60 + 30 \left(\frac{\alpha_f L_2}{L_1}\right) \left(1.5 - \frac{L_2}{L_1}\right)$$

$$\%M^+ = 60 + 30(0.57) \left(1.5 - \frac{9}{9}\right)$$

$$\%M^+ = 68.55 \%$$

Tabla 4-9 Distribución de Momentos en las Franjas y Semi-franjas

	Franja columna			Semi-franja	
	M. Total	%	Magnitud	%	Magnitud
Tramo exterior					
M(-) exterior	832.15	92.87	772.82	7.13	59.33
M(+)	37218.47	33.95	12635.67	66.05	24582.8
M(-) interior	37899.05	33.95	12866.73	66.05	25032.32
Tramo interior					
M(-) Superior	41290.6	75	30967.95	25	10322.65
M(+)	161891.42	68.55	110976.57	31.45	50914.85
M(-) Inferior	82203.86	75	61652.9	25	20550.97

Para el cálculo del acero de diseño se utilizaran las fórmulas para las secciones que están conformadas por rectángulos trabajando así como columnas de diseño.

$$A_{s req} = \frac{0.85 f_c b d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi f_c b d^2}} \right]$$

Los valores entre el acero positivo y el negativo difieren un poco entre si y se muestran a continuación.

$$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\phi = 0.90$$

$b = 10(15\text{cm}) = 150 \text{ cm} \therefore$ Para franja y s que son 10 nervios Comprimidos

$b = 8(15\text{cm}) = 120\text{cm} \therefore$ Para semi – franja que son 8 nervios Comprimidos

$d = 35\text{ cm} - 3\text{ cm} = 32\text{ cm} \therefore$ Para los momentos negativos

$b = 435\text{ cm}$ (ancho de la loseta de compresion)
 \therefore Para los momentos positivos(semi – franja)

$b = 465\text{ cm}$ (ancho de la loseta de compresion)
 \therefore Para los momentos positivos(franja)

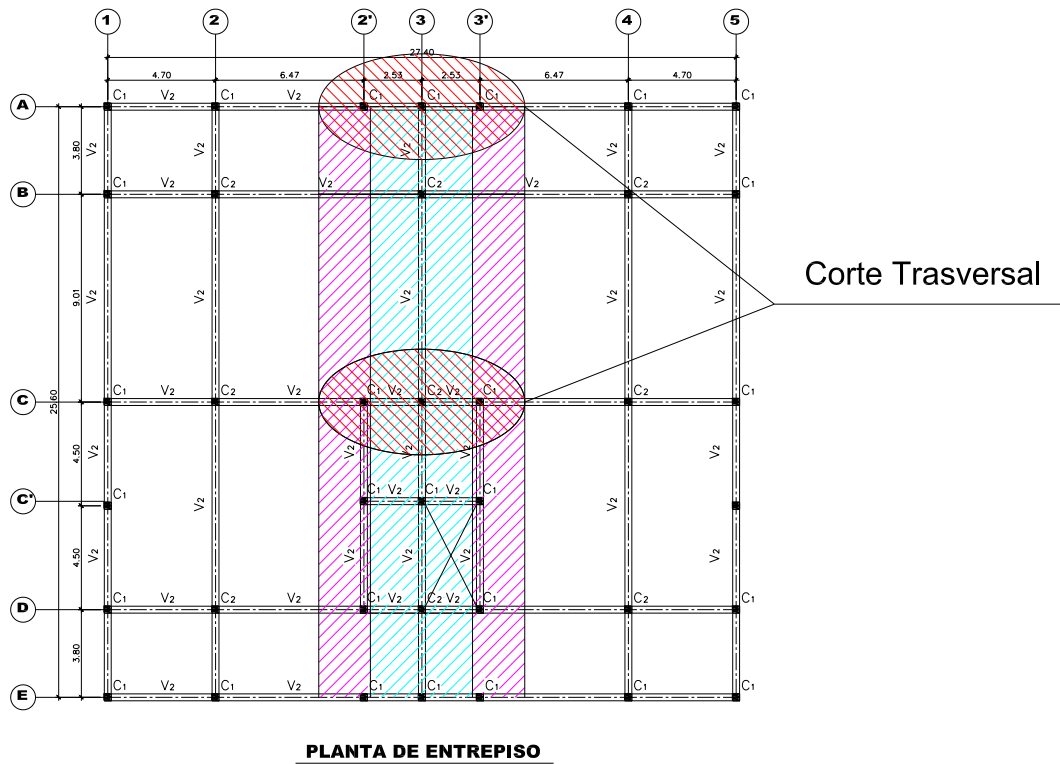


Figura 4-50.Representación de los cortes en planta

CORTE INTERNO REPRESENTACION DE FRANJAS Y SEMI - FRANJAS

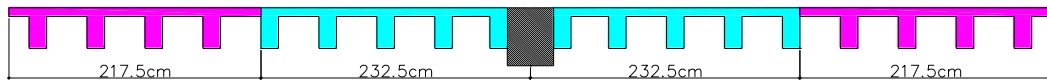


Figura 4-51.Franjas y semifranjas externas

CORTE EXTERNO REPRESENTACIÓN DE FRANJAS Y SEMI - FRANJAS

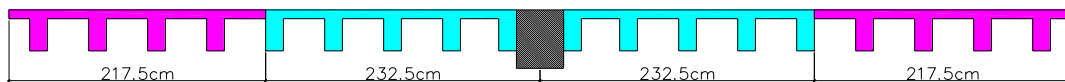


Figura 4-52. Franjas y semifranjas internas

Tabla 4-10 Tabla para resolver la ecuación del acero requerido.

Tramo	Ubicación	M(Kg-m/m)	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm ²)	Fy (kg/cm ²)	As (kg/cm ²)	
Tramo Exterior	Franja	M(-) exterior	772.82	150	32	280	4200	0.64
		M(+)	12635.67	465	32	280	4200	10.51
		M(-) interior	12866.73	150	32	280	4200	10.85
	Semi-franja	M(-) exterior	59.33	120	32	280	4200	0.05
		M(+)	24582.8	435	32	280	4200	20.59
		M(-) interior	25032.32	120	32	280	4200	21.79
Tramo Interior	Franja	M(-) exterior	30967.95	150	32	280	4200	26.94
		M(+)	110976.57	465	32	280	4200	97.37
		M(-) interior	61652.9	150	32	280	4200	56.93
	Semi-franja	M(-) exterior	10322.65	120	32	280	4200	8.71
		M(+)	50914.85	435	32	280	4200	43.28
		M(-) interior	20550.97	120	32	280	4200	17.71

Tabla 4-11 Cálculo de acero de diseño.

	Armadura en cm ²						Armadura en Ø	
	Armadura Requerida		Armadura Requerida Min.		Armadura por Nervio		Varillas de Diseño(mm)	
	franja	Semi-franja	franja	Semi-franja	franja	Semi-franja	franja	Semi-franja
Tramo Exterior								
M(-) Exterior	0.64	0.05	15.98	12.79	1.6	1.6	1 Ø 15.88	1 Ø 15.88
M(+)	10.51	20.59	15.98	20.59	1.6	2.57	1 Ø 15.88	1 Ø 19.05
M(-) Interior	10.85	21.79	15.98	21.79	1.6	2.72	1 Ø 15.88	1 Ø 19.05
Tramo Interior								
M(-) Superior	26.94	8.71	26.94	12.79	2.69	1.6	1 Ø 19.05	1 Ø 15.88
M(+)	97.37	43.28	97.37	43.28	9.74	7.21	3 Ø 22.23	2 Ø 19.05
M(-) Inferior	56.93	17.71	56.93	17.71	5.69	2.21	2 Ø 19.05	1 Ø 19.05

Armadura mínima requerida (Franja)

[ACI10.5.1]

$$P_{min} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4200} = 0.00333 \therefore$$

$$A_{s min} = 0.00333(150 \times 32) =$$

$$A_{s min} = 15.98 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima requerida (Semi-franja)

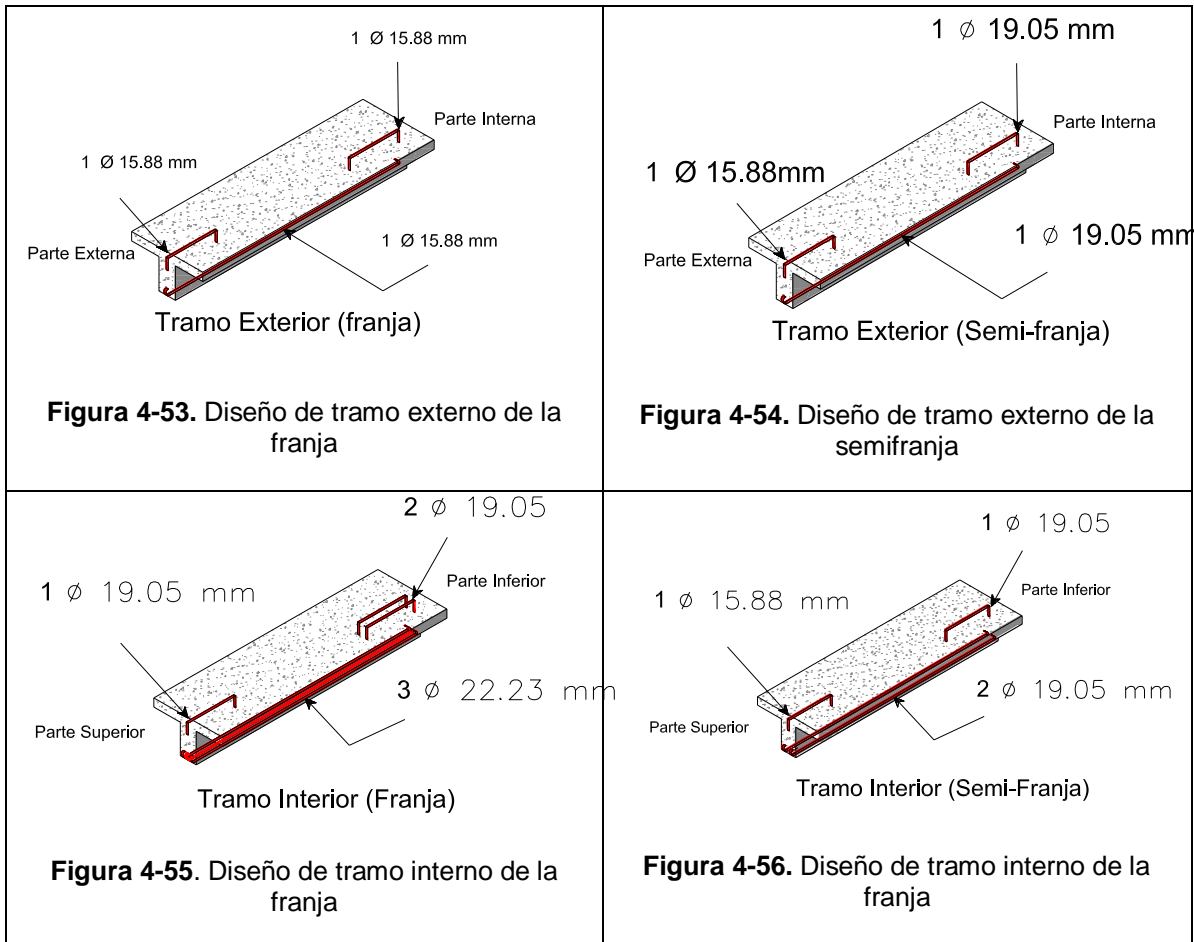
[ACI10.5.1]

$$P_{min} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4200} = 0.00333 \therefore$$

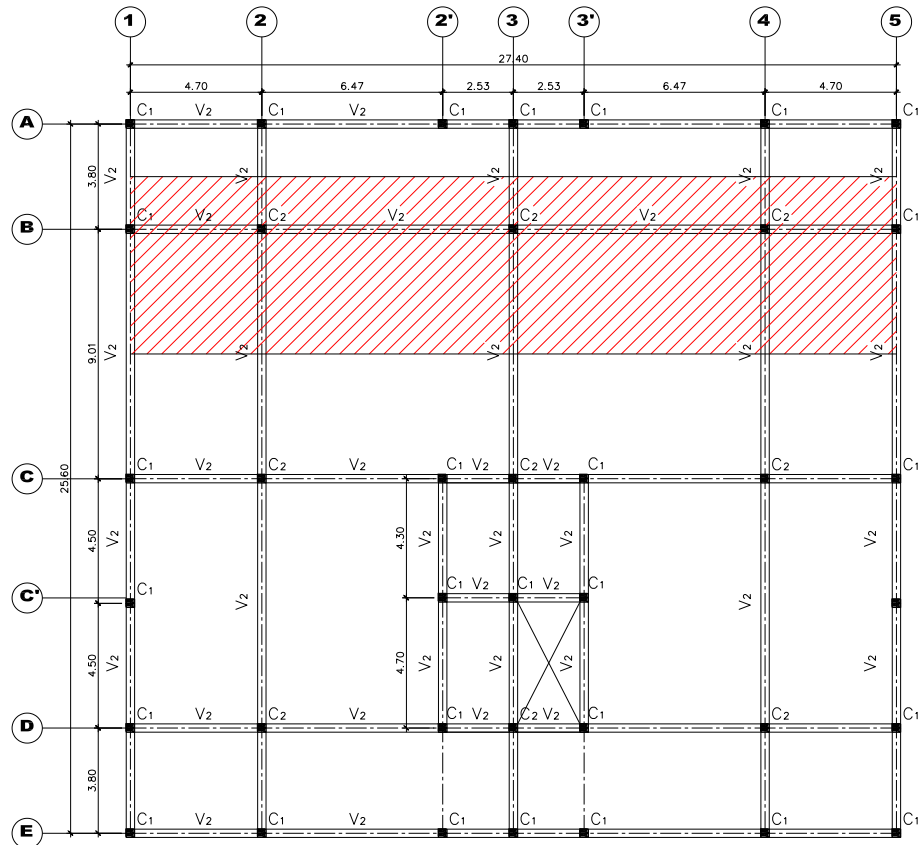
$$A_{s min} = 0.00333(120 \times 32) =$$

$$A_{s min} = 12.79 \text{ cm}^2$$

Diseño de losas nervadas utilizando Método del pórtico Equivalente



Diseño de losas Nervadas para entrepiso 2 direcciones E-O (Método Estático Equivalente)⁹



PLANTA DE ENTREPISO

Figura 4-57. Franja de diseño en entrepiso

⁹ En esta documentación ya se planteó este diseño en la otra dirección por lo tanto se mostrara la franjas de diseño y los resultados para las losas nervadas.

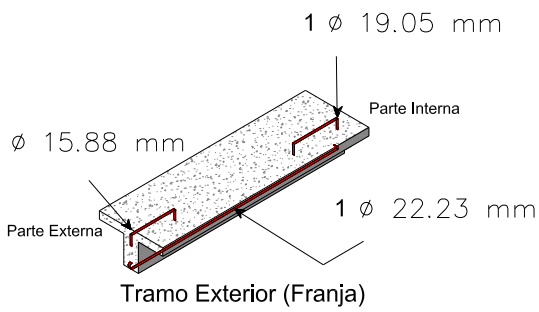


Figura 4-58. Acero de refuerzo en tramo exterior de la franja

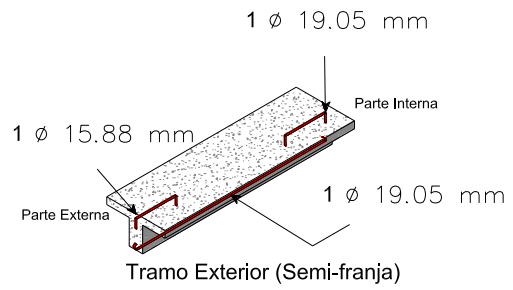


Figura 4-59. Acero de refuerzo en tramo exterior semifranja

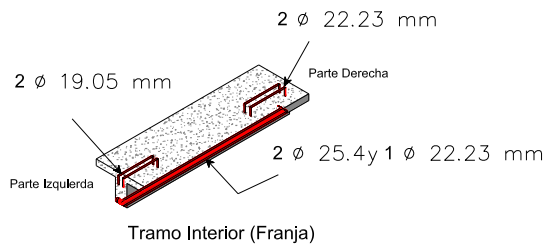


Figura 4-60. Acero de refuerzo en tramo interior de la franja

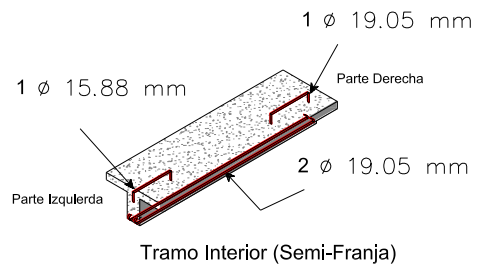


Figura 4-61. Acero de refuerzo en tramo interior de la franja

4.7. Cimentaciones

5.12.1. Introducción

La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas que actúan, hacia el terreno. La resistencia del suelo es menor que la resistencia del concreto, por ello, la cimentación debe tener mayor área que su respectiva columna para así reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

Las zapatas aisladas generalmente proporcionan la solución más idónea y económica para la cimentación de columnas. Tales zapatas pueden ser cuadradas en planta pero también pueden ser rectangulares, circulares u ortogonales. Las zapatas rectangulares se usan cuando su respectiva columna tiene una forma rectangular. (Jack McCormac 11.6)

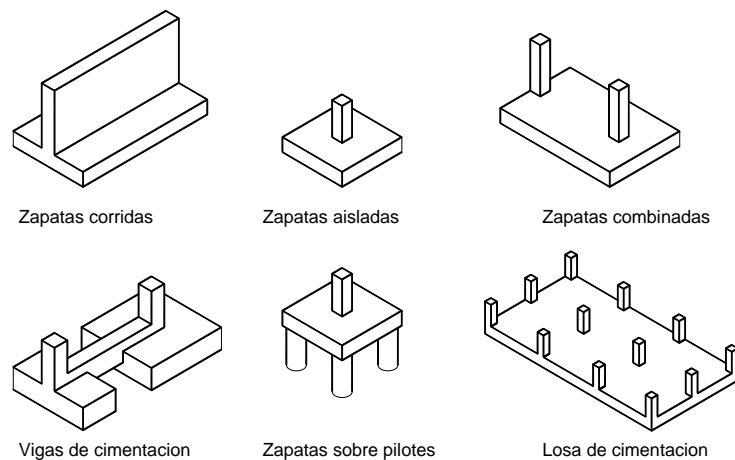


Figura 4-62. Tipos de cimentaciones

5.12.1. Cimentaciones con carga excéntrica

- a) Si la excentricidad es pequeña, ($e < B/6$), la presión en los extremos de la zapata es:

$$e < B/6$$
$$q_{1,2} = \frac{P}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

dónde: $q_{1,2}$: Presión en los extremos de la zapata.

- P : Carga axial.
- e : Excentricidad de la carga axial.
- B : Dimensión de la cimentación paralela a la dirección de análisis.
- L : Dimensión de la cimentación perpendicular a la dirección de análisis.

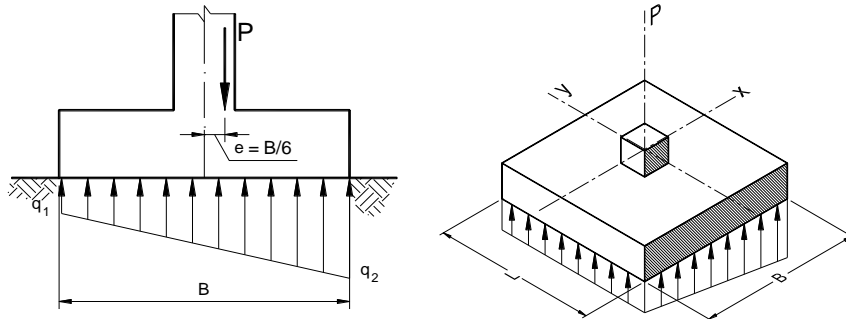


Figura 4-63. Carga excéntrica ($e \leq B/6$)

Si se presenta excentricidad en dos direcciones, las presiones en la esquina de la zapata serán:

$$q_{1,2,3,4} = \frac{P}{BL} \left(1 \pm \frac{6e_x}{B} \pm \frac{6e_y}{L} \right)$$

- dónde:
- e_x : Excentricidad en la dirección paralela a B.
 - e_y : Excentricidad en la dirección paralela a L.

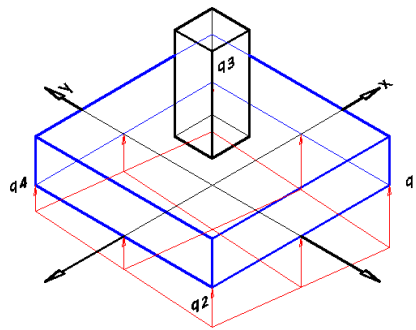


Figura 4-64. Volumen de reacción del suelo

- b) Si la excentricidad es mayor que $B/6$, parte de la cimentación no recibe ninguna reacción ya que pueden existir esfuerzos de tracción entre el

terreno y la zapata. La distribución en este caso es triangular, la cual no debe ser mayor que la presión admisible q_{adm} .

Para garantizar el equilibrio deben cumplirse dos condiciones

1. La línea de acción resultante de la reacción del suelo debe coincidir con la línea de acción de la carga excéntrica de la columna.
2. La resultante de la presión del suelo debe ser igual a la carga proveniente de la columna para satisfacer el equilibrio de fuerzas verticales.

$$e > B/6$$

$$q_{max} = \frac{2P}{3L(B/2 - e)}$$

Esta expresión es aplicable hasta que la excentricidad es igual a $B/2$ situación bajo la cual se produce el vuelco de la cimentación.

- dónde:
- q_{max} : Presión máxima.
 - P : Carga axial.
 - e : Excentricidad de la carga axial.
 - B : Dimensión de la cimentación paralela a la dirección de análisis.
 - L : Dimensión de la cimentación perpendicular a la dirección de análisis.

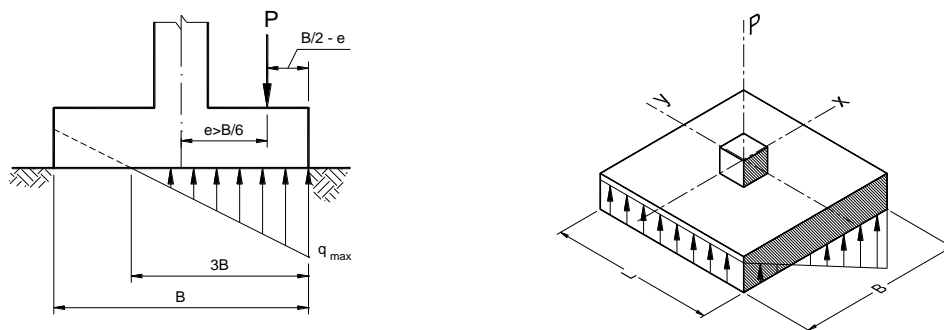


Figura 4-65. Carga excéntrica ($e > B/6$)

4.7.1. Diseño de zapata aislada

Datos

Elemento =110			
• $F_y =$	4,200 kg/cm ²	• Cargas de servicio (S = CM + CV)	
• $f'_c =$	281 kg/cm ²	• P =	196,773.72 kg
• $\gamma_{\text{concreto}} =$	2,400 kg/m ³	• $M_x =$	8,018.94 kg-m
• $\gamma_{\text{suelo}} =$	1,600 kg/m ³	• $M_y =$	4.07 kg-m
• $q_{\text{adm}} =$	2.5 kg/cm ²	• Carga ultima (U = 1.2CM+1.6CV)	
• ND =	1.1 m	• $P_u =$	245,052.38 kg
• s/c =	240 kg/m ²	• $M_{ux} =$	10,204.8 kg-m
• Pedestal		• $M_{uy} =$	-5.21 kg-m
• $c_1 =$	40 cm	• $V_x =$	-5.86 kg
• $c_2 =$	40 cm	• $V_y =$	-9074.01 kg
• h =	55 cm		
• t =	55 cm		

4.7.1.1. Dimensionamiento de la superficie de contacto

Carga de la zapata

Este cálculo se realiza para determinar la presión que la zapata que ejerce sobre la superficie de contacto, para ello se utilizan cargas que interactúan directamente con la zapata (Peso del pedestal, peso del suelo encima de la zapata, peso de la retorta y sobrecarga por losa de piso de concreto reforzado de 10 cm de espesor).

$$W_{\text{pedestal}} = (\gamma_c)(c_1 \cdot c_2 \cdot h) = (2,400 \text{ kg/m}^3)(0.6\text{m} \times 0.6\text{m} \times 0.55\text{m}) = 475.2 \text{ kg}$$

$$W_{\text{suelo}} = (\gamma_s)[(B \cdot L \cdot h) - (c_1 \cdot c_2 \cdot h)]$$

$$= (1,600 \text{ kg/m}^3)[(3.4\text{m} \times 3.4\text{m} \times 0.55\text{m}) - (0.6\text{m} \times 0.6\text{m} \times 0.55\text{m})]$$

$$= 9,856 \text{ kg}$$

$$W_{\text{retorta}} = (\gamma_c)(B \cdot L \cdot t) = (2,400 \text{ kg/m}^3)(3.4\text{m} \times 3.4\text{m} \times 0.55\text{m}) = 15,259.2 \text{ kg}$$

$$W_z = W_{\text{pedestal}} + W_{\text{suelo}} + W_{\text{retorta}} = 25,590.4 \text{ kg}$$

Cargas de servicio finales (S = CM + CV)

Los estados de carga de servicio (S =CM + CV) se utilizan para dimensionar la superficie de contacto entre la zapata y el suelo de soporte (ACI 15.2.2), debido a que la resistencia del suelo se la cuantifica mediante esfuerzos admisibles.

$$P = 196,773.72 \text{ kg (Cargas sin factorizar)}$$

$$M_x = 8,018.94 \text{ kg.m} \quad M_y = 4.07 \text{ kg.m}$$

Presión neta admisible del suelo de soporte

$$\begin{aligned} q_{sn} &= q_{adm} - (\gamma_s \cdot h_s + \gamma_c \cdot h + \gamma_c \cdot t + s/c) = 2.124 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 2.5 \text{ kg/cm}^2 - (0.0016 \text{ kg/cm}^3 \times 55 \text{ cm} + 0.0024 \text{ kg/cm}^3 \times 55 \text{ cm} \\ &\quad + 0.0024 \text{ kg/cm}^3 \times 55 \text{ cm} + 0.024 \text{ kg/cm}^2) = 2.124 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Área requerida para la sección de contacto (ACI 318-08 15.2.2)

$$A_{req} = \frac{P}{q_{sn}} = \frac{196,773.72 \text{ kg}}{2.124 \text{ kg/cm}^2} = 92,642.994 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones propuestas para la sección de contacto

$$B = 340 \text{ cm}$$

$$L = 340 \text{ cm}$$

$$A = B \times L = 115,600 \text{ cm}^2 \text{ OK!!} \rightarrow (A > A_{req})$$

El área resultante para las dimensiones propuestas (115,600 cm²), es adecuada para transferir los esfuerzos producidos por el total de carga que llega a la cimentación.

Las excentricidades de carga son:

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{407 \text{ kg.cm}}{196,773.72 \text{ kg}} = 0.002 \text{ cm} \quad e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{801894 \text{ kg.cm}}{196,773.72 \text{ kg}} = 4.075 \text{ cm}$$

Se verifica si la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación

$$e_x < B/6 \rightarrow 0.002 \text{ cm} < 340 \text{ cm}/6 \rightarrow 0.002 \text{ cm} < 56.667 \text{ cm} \text{ OK!!}$$

$$e_y < L/6 \rightarrow 4.075 \text{ cm} < 340 \text{ cm}/6 \rightarrow 4.075 \text{ cm} < 56.667 \text{ cm} \text{ OK!!}$$

Esfuerzo máximo en el suelo de soporte

Si se supone que el suelo trabaja con un comportamiento elástico, y debido a que la carga se encuentra en el tercio medio de la cimentación, puede aplicarse la siguiente expresión para calcular el esfuerzo máximo en el suelo, la misma que es una variante de las ecuaciones de resistencia de materiales para carga axial más flexión en dos direcciones ortogonales.

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6ex}{B} + \frac{6ey}{L} \right] = \frac{196,773.72 \text{ kg}}{115,600 \text{ cm}^2} \left[1 + \frac{6(0.002 \text{ cm})}{340 \text{ cm}} + \frac{6(4.075 \text{ cm})}{340 \text{ cm}} \right]$$

$$= 1.825 \text{ kg/cm}^2 < q_a = 2.124 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow OK!!$$

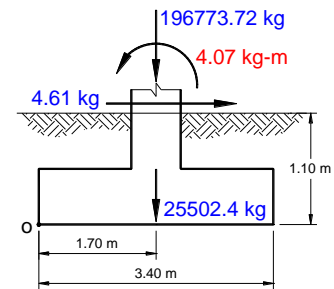
El esfuerzo máximo de reacción del suelo (1.825 kg/cm^2) es inferior al esfuerzo permisible (2.124 kg/cm^2), por lo tanto las dimensiones en planta propuestas para la zapata aislada son adecuadas.

Comprobación al vuelco en dirección x

$$\gamma_f = \frac{\sum \text{Momentos estabilizadores}}{\sum \text{Momentos de vuelco}} \geq 1.5$$

$$\frac{1.1\text{m} \times 4.61\text{kg} + 1.7\text{m}(196773.72\text{kg} + 25502.4\text{kg})}{4.07\text{kg}\cdot\text{m}} \geq 1.5$$

$$92,843.9 \geq 1.5 \quad OK!!$$

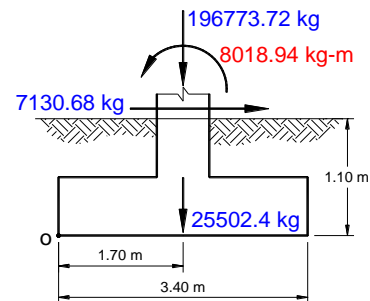


Comprobación al vuelco en dirección y

$$\gamma_f = \frac{\sum \text{Momentos estabilizadores}}{\sum \text{Momentos de vuelco}} \geq 1.5$$

$$\frac{1.1\text{m} \times 7130.68\text{kg} + 1.7\text{m}(196773.72\text{kg} + 25502.4\text{kg})}{8018.94\text{kg}\cdot\text{m}} \geq 1.5$$

$$48.1 \geq 1.5 \quad OK!!$$



Momento debido al cortante en la base

$$M_{vx} = V_y \times H = -9074.01 \text{ kg} \times 1.1\text{m} = -9981.41 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{vy} = V_x \times H = -5.86 \text{ kg} \times 1.1\text{m} = -6.45 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Las solicitaciones últimas finales

$$Mu_x = Mfx + Mvx = 10,204.8 \text{ kg.m} + (-9981.41 \text{ kg.m}) = 223.4 \text{ kg.m}$$

$$Mu_y = Mfy + Mvy = -5.21 \text{ kg.m} + (-6.45 \text{ kg.m}) = -11.7 \text{ kg.m}$$

$$Pu = 245,052.38 \text{ kg}$$

Las excentricidades de carga son:

$$ex = \frac{Mu_y}{Pu} = \frac{1170 \text{ kg.cm}}{245,052.38 \text{ kg}} = 0.005 \text{ cm} \quad ey = \frac{Mu_x}{Pu} = \frac{2234 \text{ kg.cm}}{245,052.38 \text{ kg}} = 0.091 \text{ cm}$$

Se verifica si la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación

$$ex < B/6 \rightarrow 0.005 \text{ cm} < 340 \text{ cm}/6 \rightarrow 0.005 \text{ cm} < 56.667 \text{ cm} \quad \text{OK!!}$$

$$ey < L/6 \rightarrow 0.091 \text{ cm} < 340 \text{ cm}/6 \rightarrow 0.091 \text{ cm} < 56.667 \text{ cm} \quad \text{OK!!}$$

Esfuerzos últimos de la reacción del suelo

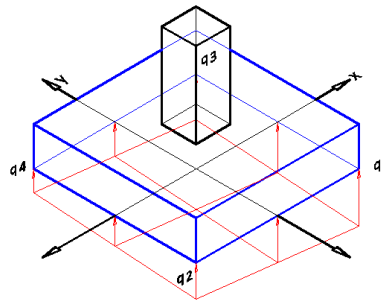
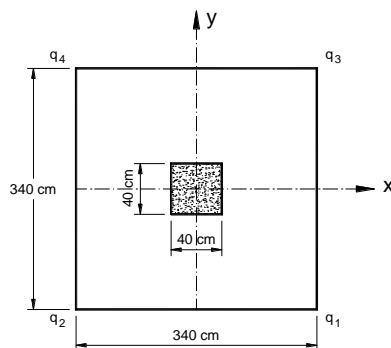
La carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, por lo que los cuatro esfuerzos últimos que definen el volumen de reacciones del suelo se pueden calcular con las expresiones siguientes.

$$q_1 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6ex}{B} + \frac{6ey}{L} \right] = \frac{245,052.38 \text{ kg}}{115,600 \text{ cm}^2} \left[1 + \frac{6(0.005 \text{ cm})}{340 \text{ cm}} + \frac{6(0.091 \text{ cm})}{340 \text{ cm}} \right] = 2.123 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6ex}{B} + \frac{6ey}{L} \right] = \frac{245,052.38 \text{ kg}}{115,600 \text{ cm}^2} \left[1 - \frac{6(0.005 \text{ cm})}{340 \text{ cm}} + \frac{6(0.091 \text{ cm})}{340 \text{ cm}} \right] = 2.123 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_3 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6ex}{B} + \frac{6ey}{L} \right] = \frac{245,052.38 \text{ kg}}{115,600 \text{ cm}^2} \left[1 + \frac{6(0.005 \text{ cm})}{340 \text{ cm}} - \frac{6(0.091 \text{ cm})}{340 \text{ cm}} \right] = 2.117 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_4 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6ex}{B} + \frac{6ey}{L} \right] = \frac{245,052.38 \text{ kg}}{115,600 \text{ cm}^2} \left[1 - \frac{6(0.005 \text{ cm})}{340 \text{ cm}} - \frac{6(0.091 \text{ cm})}{340 \text{ cm}} \right] = 2.116 \text{ kg/cm}^2$$



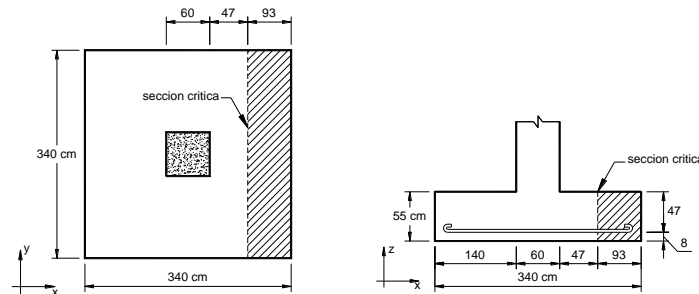
4.7.1.2. Capacidad a cortante

El peralte de las zapatas está definido por la capacidad resistente a cortante tipo viga y a cortante por punzonamiento. Para ambos casos se utilizan los estados de carga últimos ($U = 1.2CM + 1.6CV$), con los cuales se calculan el espesor de la zapata y el refuerzo requerido, debido a que la capacidad de concreto y del acero se cuantifica mediante esfuerzos de ruptura y esfuerzos de fluencia.

Diseño a corte tipo viga en dirección x (ACI 318-08 11.11.1.1)

Se asume una altura de prueba de 55 cm para la zapata, y una distancia desde la cara inferior de la zapata hasta la capa de refuerzo de 8 cm.

La sección crítica al cortante tipo viga se encuentra a 47 cm de la cara de la columna en la dirección x.



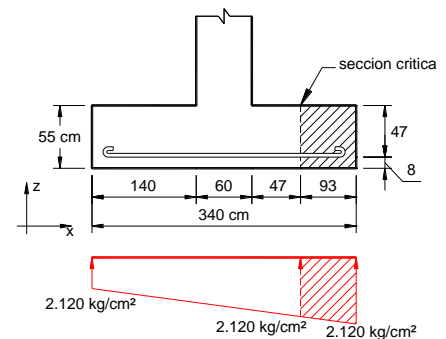
La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo en la dirección x sean los esfuerzos sobre el eje centroidal, en dicha dirección.

$$q_{max} = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6ex}{B} \right]$$

$$= \frac{245,052.38 \text{ kg}}{115,600 \text{ cm}^2} \left[1 + \frac{6(0.005 \text{ cm})}{340 \text{ cm}} \right] = 2.120 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{min} = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6ex}{B} \right]$$

$$= \frac{245,052.38 \text{ kg}}{115,600 \text{ cm}^2} \left[1 - \frac{6(0.005 \text{ cm})}{340 \text{ cm}} \right] = 2.120 \text{ kg/cm}^2$$



La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica

$$V_u = \left(\frac{2.120 \text{ kg/cm}^2 + 2.120 \text{ kg/cm}^2}{2} \right) (93 \text{ cm})(340 \text{ cm}) = 67,034.4 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección crítica

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot L \cdot d} = \frac{67,034.4 \text{ kg}}{0.75 \times 340 \text{ cm} \times 47 \text{ cm}} = 5.593 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte que es capaz de resistir el concreto

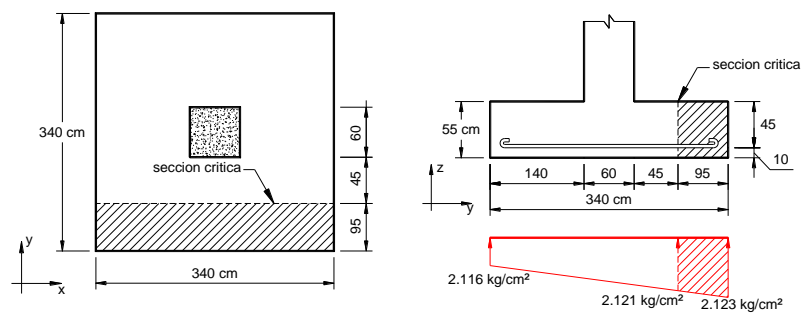
$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} = 0.53\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2} = 8.884 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte solicitante (5.593 kg/cm^2) es inferior a la capacidad resistente del concreto (8.884 kg/cm^2), por lo tanto el peralte de la zapata en la dirección x es adecuado.

Diseño a corte tipo viga en dirección y (ACI 318-08 11.11.1.1)

Se asume una altura de prueba de 55 cm para la zapata, y una distancia desde la cara inferior de la zapata hasta la capa de refuerzo de 10 cm.

La sección crítica al cortante tipo viga se encuentra a 45 cm de la cara de la columna en la dirección y.

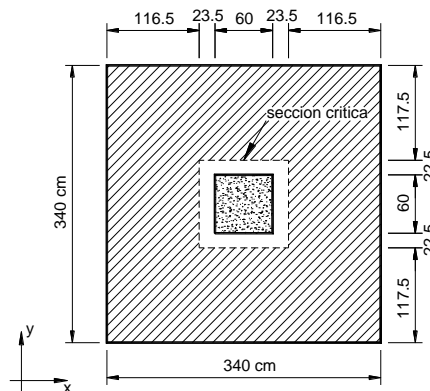


V_u kg/cm ²	V_c kg/cm ²	$V_u < V_c$
5.973	8.884	Cumple!

El esfuerzo de corte solicitante (5.973 kg/cm^2) es inferior a la capacidad resistente del concreto (8.884 kg/cm^2), por lo tanto el peralte de la zapata en la dirección y es adecuado.

Diseño a cortante en dos direcciones o por punzonamiento.

La sección crítica se sitúa alrededor del pedestal a una distancia de $d/2$ de las caras de la columna o pedestal (23.5 cm en dirección x , y 22.5 en la dirección y).



La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo de cualquier sección cuyo centroide coincida con el centroide de la zapata, sea el esfuerzo centroidal.

Esfuerzo resistente a corte por punzonamiento

$$\beta_c = \frac{L_{\text{mayor}}}{L_{\text{menor}}} = \frac{60 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} = 1 \quad \alpha_s = 40 \text{ (columna interna)}$$

$$b_0 = 2(b + d) + 2(c + d) = 2(60 + 45) + 2(60 + 47) = 424 \text{ cm}$$

$$V_c = \begin{cases} 1.06\sqrt{f'c} = 1.06\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2} = 17.77 \text{ kg/cm}^2 & \rightarrow \text{Valor determinante} \\ 0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) = 0.53\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2} \left(1 + \frac{2}{1}\right) = 26.65 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.27\sqrt{f'c} \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2\right) = 0.27\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2} \left(\frac{40 \times 47 \text{ cm}}{424 \text{ cm}} + 2\right) = 29.12 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Esfuerzo de reacción del suelo

$$q = \frac{P_u}{A} = \frac{245,052.38 \text{ kg}}{115,600 \text{ cm}^2} = 2.120 \text{ kg/cm}^2$$

Área tributaria

$$A_T = (B \times L) - (b + d)(c + d)$$

$$= (340\text{cm} \times 340\text{cm}) - (60\text{cm} + 47\text{cm})(60\text{cm} + 45\text{cm}) = 104,365 \text{ cm}^2$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica

$$V_u = q \times A_T = (2.120 \text{ kg/cm}^2)(104,365 \text{ cm}^2) = 221,253.8 \text{ kg}$$

El esfuerzo de cortante por punzonamiento que actúa sobre la sección

$$V_u = \frac{Vu}{\phi \cdot b_0 \cdot d} = \frac{221,253.8 \text{ kg}}{0.75[2(60 + 45)(45) + 2(60 + 47)(47)]} = 15.122 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte por punzonamiento solicitante (15.122 kg/cm^2) es inferior a la capacidad resistente del concreto (17.77 kg/cm^2), por lo tanto el peralte de la zapata es adecuado para la sollicitación analizada.

($V_u < V_c$) → Cumple!

Esfuerzo cortante provocado por la transferencia de momento

$$c_1 = 60 \text{ cm}$$

$$c_2 = 60 \text{ cm}$$

$$b_1 = c_1 + d = 60 \text{ cm} + 45 \text{ cm} = 105 \text{ cm}$$

$$b_2 = c_2 + d = 60 \text{ cm} + 47 \text{ cm} = 107 \text{ cm}$$

$$Ac = 2(4625 \text{ cm}^2 + 5029 \text{ cm}^2)$$

$$= 19,508 \text{ cm}^2$$

$$\frac{J}{c} = \frac{b_1 d (b_1 + 3b_2) + d^3}{3}$$

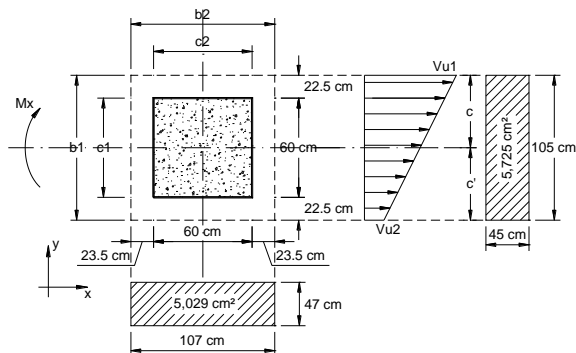
$$\frac{J}{c} = \frac{(105 \text{ cm})(45 \text{ cm})(105 \text{ cm} + 3 \times 107 \text{ cm}) + (45 \text{ cm})^3}{3}$$

$$\frac{J}{c} = 701,325 \text{ cm}^3$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{105 \text{ cm}}{107 \text{ cm}}}} = 0.602$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - 0.602 = 0.398$$

$$M_u = 0.3M_o = 0.3(223.4 \text{ kg.m})(100\text{cm}) = 6,702 \text{ kg.cm}$$



$$V_u = \frac{1}{\phi} \left[\frac{V}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot Mu}{J/c} \right] = \frac{1}{0.75} \left[\frac{221,253.8 \text{ kg}}{19,508 \text{ cm}^2} + \frac{(0.398)(6,702 \text{ kg} \cdot \text{cm})}{701,325 \text{ cm}^3} \right] = 15.127 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante provocado por la transferencia de momento (15.127 kg/cm^2) es inferior a la capacidad resistente del concreto (17.77 kg/cm^2), por lo tanto el peralte de la zapata es adecuado para la sollicitación analizada.

($V_u < V_c$) → Cumple!

4.7.1.3. Diseño a flexión

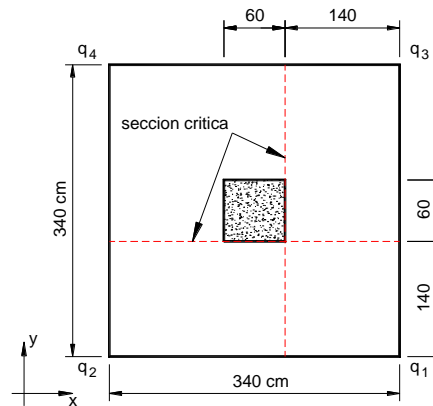
Las secciones críticas de diseño a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna o pedestal.

$$q_1 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6ex}{B} + \frac{6ey}{L} \right] = 2.123 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6ex}{B} + \frac{6ey}{L} \right] = 2.123 \text{ kg/cm}^2$$

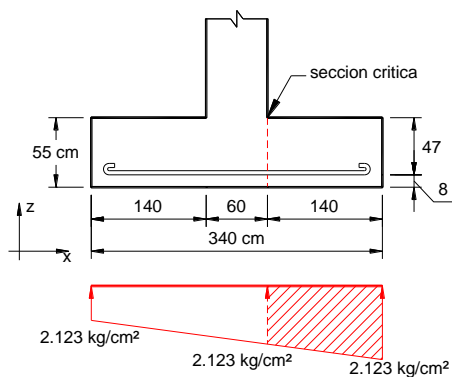
$$q_3 = \frac{Pu}{A} \left[1 + \frac{6ex}{B} - \frac{6ey}{L} \right] = 2.117 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_4 = \frac{Pu}{A} \left[1 - \frac{6ex}{B} - \frac{6ey}{L} \right] = 2.116 \text{ kg/cm}^2$$



Diseño a flexión en la dirección x (ACI 318-08 15.4.2)

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja donde se encuentre el máximo esfuerzo de reacción del suelo ($q_1 - q_2$).



Momento flector actuante en la zona crítica

$$Mu = \left[\frac{(2.123 + 2.123)(140)(340)}{2} \right] \left[\frac{140(2 * 2.123 + 2.123)}{3(2.123 + 2.123)} \right] = 7,073,836 \text{ kg.cm}$$

Área de acero requerida

La sección de acero requerida en la dirección x, para resistir el momento último (7,073,836 kg.cm) es de:

$$\begin{aligned} As &= \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \\ &= \frac{0.85(281 \text{ kg/cm}^2)(340\text{cm})(47\text{cm})}{4200 \text{ kg/cm}^2} \\ &\quad \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(7,073,836 \text{ kg.cm})}{0.85(0.9)(281 \text{ kg/cm}^2)(340\text{cm})(47\text{cm})^2}} \right] = 40.729 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Factor de resistencia

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{7,073,836 \text{ kg.cm}}{(0.9)(340\text{cm})(47\text{cm})^2} = 10.47 \text{ kg/cm}^2$$

Cuantía de acero

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0.85 \cdot f'c}{Fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0.85 \cdot f'c}} \right) \\ &= \frac{0.85(281 \text{ kg/cm}^2)}{4200 \text{ kg/cm}^2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(10.47 \text{ kg/cm}^2)}{0.85(281 \text{ kg/cm}^2)}} \right) = 0.0025 \end{aligned}$$

Cuantía mínima de acero a flexión

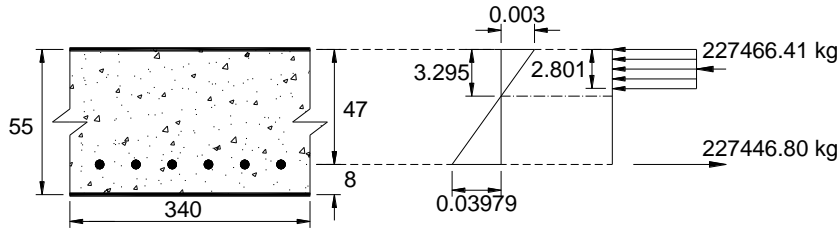
$$\rho_{min} = 0.0018 \quad (\text{ACI 318-08 7.12.2.1})$$

Área de acero requerida

Dado que la cuantía de diseño a flexión (0.0025) es mayor que la cuantía mínima (0.0018), el área de acero requerida a flexión se determina con la cuantía requerida propuestas en la primera ecuación (0.0025).

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0025(340\text{cm})(47\text{cm}) = 39.25 \text{ cm}^2$$

Se puede colocar **15 varillas # 19** orientada en dirección x, proporcionándose un armado equivalente (42.754cm^2) en un ancho de 340 cm.



$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{(42.754 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2)}{0.85(281 \text{ kg/cm}^2)(340\text{cm})} = 2.211 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2.211 \text{ cm}}{0.85} = 2.601 \text{ cm}$$

$$\epsilon_y = \frac{F_y}{E_s} = \frac{(4200 \text{ kg/cm}^2)}{2,030,000 \text{ kg/cm}^2} = 0.00207$$

$$\epsilon_t = \frac{0.003(d - c)}{c} = \frac{0.003(47\text{cm} - 2.601\text{cm})}{2.601\text{cm}} = 0.05121$$

$$C = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0.85(281 \text{ kg/cm}^2)(2.211 \text{ cm})(340\text{cm}) = 179,553.10 \text{ kg}$$

$$T = A_s \cdot F_y = (42.754 \text{ cm}^2)(4200 \text{ kg/cm}^2) = 179,566.80 \text{ kg}$$

$$\phi M_{nx} = \phi \cdot C(d - a/2)$$

$$= 0.9(179,553.10 \text{ kg})(47\text{cm} - 2.211 \text{ cm}/2) = 7,416,450 \text{ kg.cm}$$

El momento nominal resistente ($7,416,450 \text{ kg.cm}$) es superior al momento último actuante en la sección crítica ($7,073,836 \text{ kg.cm}$), por tanto el peralte de la zapata aislada es adecuado.

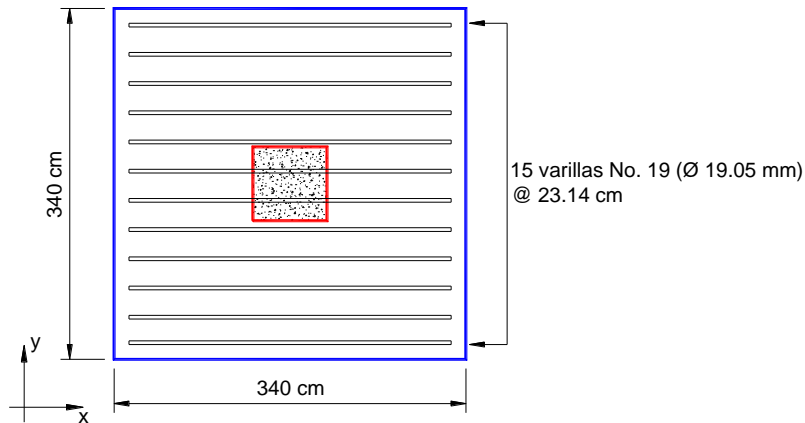
Separación de varillas

$$\# \text{de espacios entre varillas} = \text{cant varillas} - 1 = 15 - 1 = 14$$

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

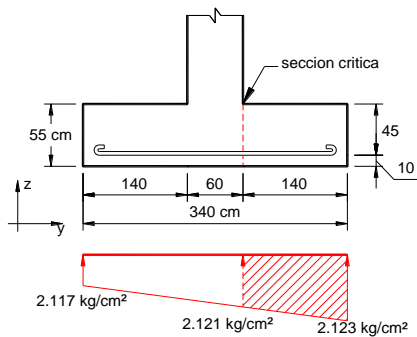
$$S = \frac{L - 2(\text{recubrimiento})}{\# \text{de espacios entre varillas}} = \frac{340\text{cm} - 2(8\text{cm})}{14} = 23.14 \text{ cm}$$

En el diagrama se muestra la distribución del refuerzo requerido a flexión (42.754 cm^2) en todo el ancho de la zapata, lo que equivale a colocar **15 varillas # 19** separadas a 23.14 cm entre cada varilla, en un ancho de 340 cm .



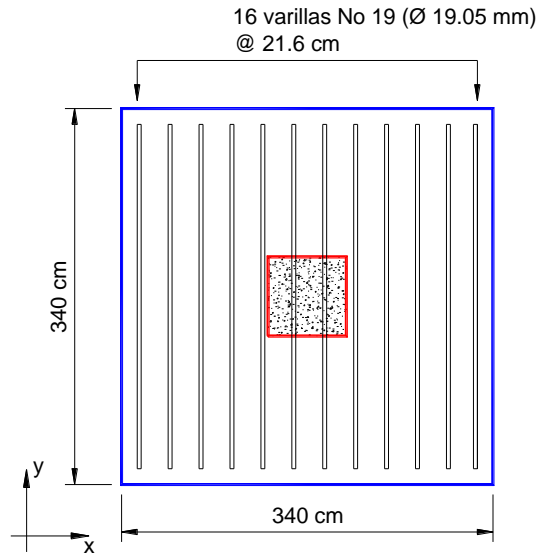
Diseño a flexión en la dirección y (ACI 318-08 15.4.2)

El refuerzo requerido por flexión será mayor en la franja donde se encuentre el máximo esfuerzo de reacción del suelo ($q_1 - q_3$).

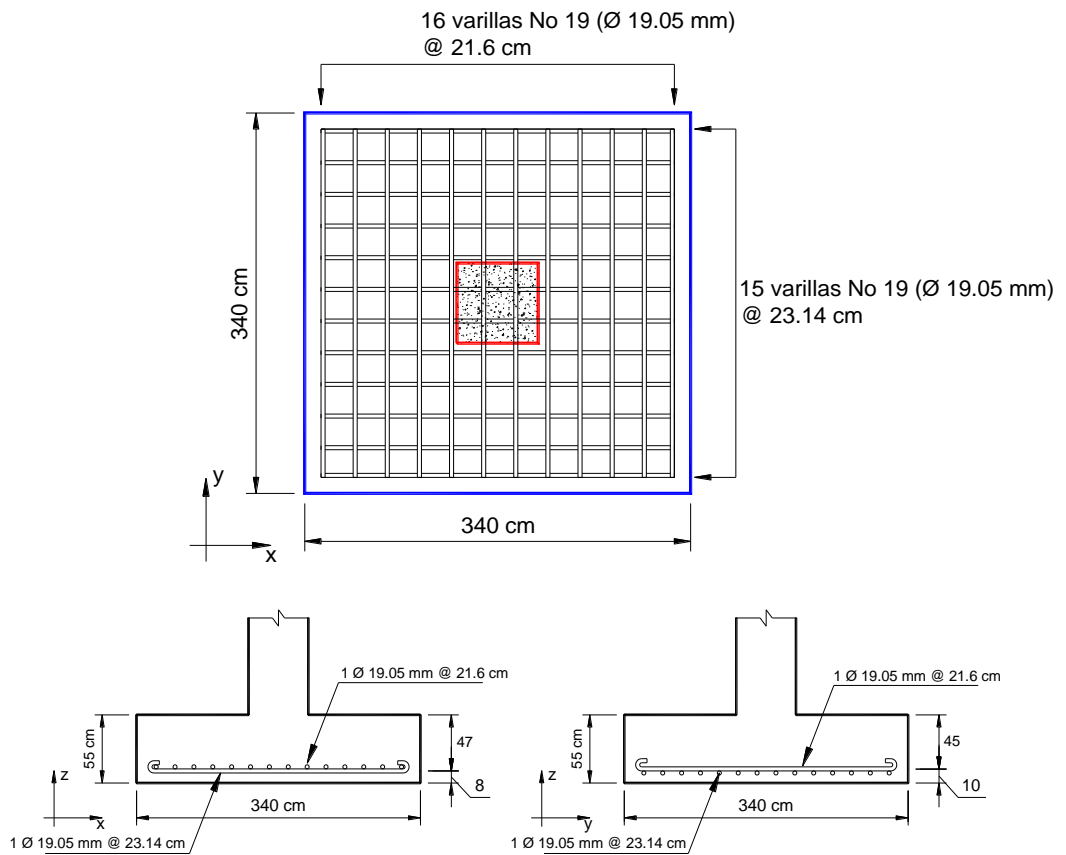


M_u kg.cm	A_{sreq} cm^2	ρ	A_s cm^2	Cant	No	\emptyset mm	ϕM_{ny} kg.cm	S cm
7,071,092	42.614	0.0028	45.604	16	19	19.01	7,555,304	21.6

En el diagrama se muestra la distribución del refuerzo requerido a flexión (45.604 cm^2) en todo el ancho de la zapata, lo que equivale a colocar **16 varillas # 19**, separadas a 21.6 cm entre cada varilla en un ancho de 340 cm .



En el siguiente esquema se muestra la distribución del refuerzo a flexión en las dos direcciones principales.



4.7.1.4. Diseño por Aplastamiento

Aplastamiento del concreto del pedestal (ACI 318-08 10.14.1;15.8.1.1)

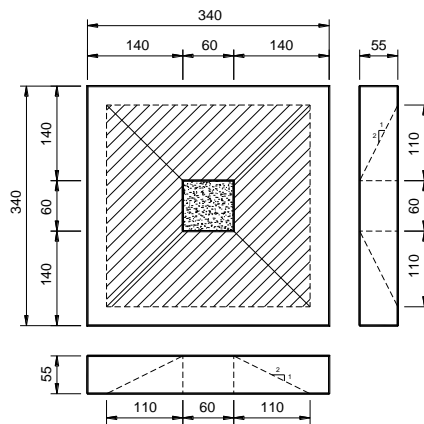
$$P_u = 245,052.38 \text{ kg} ; A_1 = (c_1)(c_2) = (60\text{cm} \times 60\text{cm}) = 3600 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2 ; \phi = 0.65 \text{ (ACI 318-08 9.3.2.4)}$$

$$\phi P_{nb} = \phi(0.85 \cdot f'_c \cdot A_1) = 0.65(0.85 \times 281 \text{ kg/cm}^2 \times 3600 \text{ cm}^2) = 558,909 \text{ kg}$$

$$OK!! \rightarrow (\phi P_{nb} > P_u)$$

Aplastamiento del concreto de la zapata (ACI 318-08 10.14.1;15.8.1.1)



$$A_2 = (110 + 60 + 110)(110 + 60 + 110) = 78,400 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \rightarrow \sqrt{\frac{78,400 \text{ cm}^2}{3600 \text{ cm}^2}} \leq 2 \rightarrow 4.675 > 2, \quad \text{por tanto usar } 2$$

$$\phi P_{nb} = \phi(0.85 \cdot f'_c \cdot A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.65(0.85 \times 281 \text{ kg/cm}^2 \times 3600 \text{ cm}^2)(2)$$

$$= 1,117,818 \text{ kg} \quad OK!! \rightarrow (\phi P_{nb} > P_u)$$

Refuerzo requerido entre columna y zapata (ACI 318-08 15.8.1.2;15.8.2.1)

Pedestal

$$\begin{aligned} A_{s \text{ req}} &= \frac{P_u - \phi P_{nb}}{\phi F_y} \\ &= \frac{245,052.38 \text{ kg} - 558,909 \text{ kg}}{0.65 \times 4200 \text{ kg/cm}^2} \\ &= -114.966 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Zapata

$$\begin{aligned} A_{s \text{ req}} &= \frac{P_u - \phi P_{nb}}{\phi F_y} \\ &= \frac{245,052.38 \text{ kg} - 1,117,818 \text{ kg}}{0.65 \times 4200 \text{ kg/cm}^2} \\ &= -319.694 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Como podemos verificar tanto la columna como la zapata son capaces de resistir los esfuerzos transmitidos y teóricamente no se requiere acero de refuerzo, pero según código ACI 318-08 15.8.2.1 debe disponerse de acero mínimo entre la sección de contacto.

$$A_{s_{min}} = 0.005A_1 = 0.005(3600 \text{ cm}^2) = 18 \text{ cm}^2$$

Se puede colocar **8 varillas No 19**, con un área (22.8 cm²) mayor a la requerida (18 cm²) en la sección de contacto pedestal y zapata.

4.7.1.5. Longitud de desarrollo

Longitud de desarrollo del refuerzo en compresión (ACI 318-08 12.3.2)

Pedestal

$$l_{dp} = \left(\frac{0.075F_y}{\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b \geq (0.0042F_y)d_b$$

$$l_{dp} = \left(\frac{0.075 \times 4200 \text{ kg/cm}^2}{(1)\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}} \right) (1.9 \text{ cm}) \geq (0.0042 \times 4200 \text{ kg/cm}^2)(1.9 \text{ cm})$$

$$l_{dp} = 35.80 \text{ cm} \geq 33.60 \text{ cm}$$

$$l_{dp} = 35.80 \text{ cm}$$

Zapata

$$l_{dz} = \left(\frac{0.075F_y}{\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b \geq (0.0042F_y)d_b$$

$$l_{dz} = \left(\frac{0.075 \times 4200 \text{ kg/cm}^2}{(1)\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}} \right) (1.9 \text{ cm}) \geq (0.0042 \times 4200 \text{ kg/cm}^2)(1.9 \text{ cm})$$

$$l_{dz} = 35.8 \text{ cm} \geq 33.60 \text{ cm}$$

$$l_{dz} = 35.80 \text{ cm}$$

Longitud disponible dentro de la zapata

$$l_{disp} = t - \text{recubrimiento} - 2(\phi \text{ var zapata}) - \phi \text{ var en espera}$$

$$l_{disp} = 55 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - 2(1.9 \text{ cm}) - 1.9 \text{ cm} = 41.3 \text{ cm}$$

La longitud disponible dentro de la zapata (41.30 cm) es suficiente para la longitud de desarrollo requerida de (35.80 cm), por lo tanto las varillas en espera pueden desarrollarse plenamente.

Longitud de desarrollo del refuerzo en tensión (ACI 318-08 12.2.3)

$\psi_t \cdot \psi_e = 1$ Para concreto de peso normal

$\psi_s = 0.8$ Para varillas con diámetros hasta 20mm.

$\psi_s = 1$ Para varillas con diámetros mayores a 20mm.

$\lambda = 1$ Concreto normal.

$c_b =$ Espaciamiento de las barras entre ejes.

$K_{tr} = 0$ Se permite como una simplificación del diseño aun si existe armadura transversal.

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5, \text{ usar } 2.5$$

$$l_d = \left[\frac{F_y}{3.5\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}} \right] d_b \geq 30cm$$

$$l_d = \left[\frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{3.5\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}} \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \right] (1.9cm) = 43.6 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo disponible para la varilla después de la cara del pedestal

$$L_{disp} = 0.5(L - \text{ancho pedestal}) - \text{recubrimiento}$$

$$L_{disp} = 0.5(340cm - 60cm) - 8cm = 132 \text{ cm}$$

Por tanto la longitud disponible en la dirección más corta dentro de la zapata (132 cm) es suficiente para la longitud de desarrollo requerida (43.60 cm) para el refuerzo en tensión.

4.7.2. Losa de cimentación

4.7.2.1. Introducción

Una losa de cimentación es una placa de concreto reforzado la cual está apoyada directamente sobre el terreno donde está tiene como objeto repartir n cargas mediante la fundación del suelo, la losa de fundación puede abarcar la superficie de apoyo máxima disponible bajo el edificio es decir puede cubrir el área entera bajo la estructuras.

Las losas son un tipo de cimentación superficial que tiene un buen comportamiento en terrenos con poca capacidad portante, donde sí se usan otros tipos de cimentaciones se producirían asentamientos diferenciales.

5.18.1.1. Tipos de losa de fundación

1. Losas de espesor constante
2. Losas con vigas en una dirección
3. Losas con vigas en dos direcciones, donde las columnas se ubican en las intersecciones de las vigas
4. Losa canto constante con pedestal
5. Losas con muretes integrados para sótanos o cajón de fundación

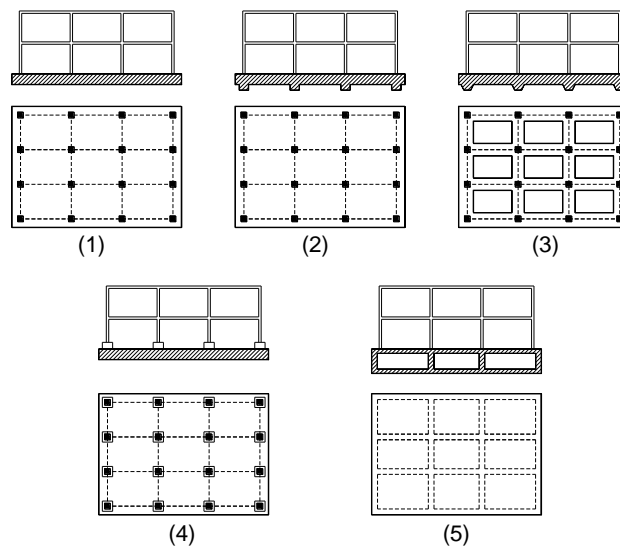


Figura 4-66. Tipos comunes de losa de cimentación

4.7.2.2. Métodos de diseño estructural de losa de fundación

El diseño estructural se puede efectuar por dos métodos conocidos, el método rígido convencional y el método flexible.

4.7.2.3. Diseño de losas de fundación de peralte constante por el método rígido

El método rígido convencional para el diseño de losas de fundación se explicara paso a paso, sin embargo en este método se tienen que considerar restricciones con relación a la geometría de la estructura.

El diseño estructural de una losa de fundación se analiza asumiendo una distribución uniforme de la reacción del suelo sobre la estructura. Esto proporcionara una estimación conservadora de los momentos de flexión.

Si la distribución de las cargas o la geometría de la estructura no son regulares, puede requerirse juntas de construcción para separar en partes la losa que se asentaran de diferente modo

4.7.2.4. Ubicación de la fuerza resultante total

Para conocer las dimensiones en planta de una losa de cimentación se debe conocer el centro de gravedad de la sección de área, y también calcular el punto de aplicación del total de las fuerzas que llegan desde las columnas.

Las coordenadas del centro de gravedad para una sección de losa de fundación.

$$X_G = \frac{L}{2} \quad Y_G = \frac{B}{2}$$

La fuerza de reacción total, está determinada por la sumatoria de todas las cargas de servicio ($R = CM + CV$), la cual actúa en un punto específico de toda la losa.

$$R = \sum_{i=1}^n P_i$$

donde $P_i = CM + CV$: Cargas de servicio

Una vez determinada la magnitud de la fuerza resultante R, determinar las coordenadas donde esta actúa, haciendo la sumatoria de los momentos, con las ecuaciones siguientes:

$$X_R = \frac{\sum_1^n P_i \cdot x_i}{R} \qquad Y_R = \frac{\sum_1^n P_i \cdot y_i}{R}$$

La excentricidad está determinada con

$$e_x = |X_R - X_G| \qquad e_y = |Y_R - Y_G|$$

donde e_x, e_y : Excentricidad de la fuerza resultante “R” con respecto al centro de gravedad.

Posteriormente se verifica que la resultante “R” este dentro del núcleo central y cumpla con las condiciones.

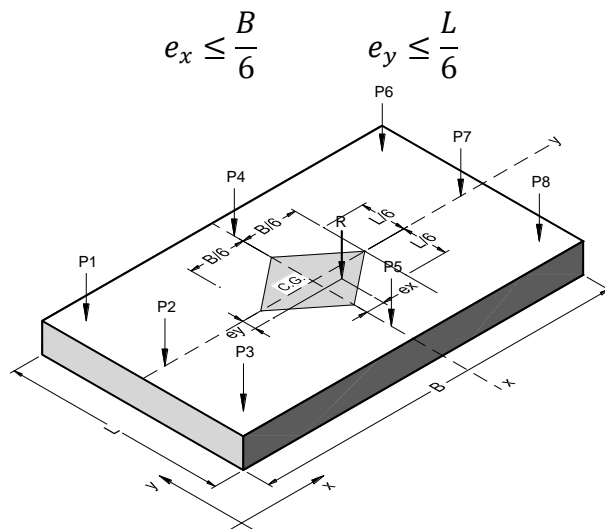


Figura 4-67. Losa de cimentación de peralte constante

Si alguna de las condiciones no se cumple, el punto de aplicación de la resultante esta fuera del núcleo central, entonces la losa tiende a inclinarse a los lados, por tanto se debe cambiar las dimensiones (B y L) de la losa de fundación.

4.7.2.5. Análisis de presiones

Se determina la presión del suelo en varios puntos de la losa de fundación.

$$q = \frac{R}{A_z} \pm \frac{M_y \cdot \bar{x}}{I_y} \pm \frac{M_x \cdot \bar{y}}{I_x}$$

- donde
- $A_z = B \cdot L$ Área de la losa de fundación
 - $M_x = R \cdot e_y$ Momento de las cargas con respecto al eje x
 - $M_y = R \cdot e_x$ Momento de las cargas con respecto al eje y
 - $I_x = (1/12)BL^3$ Momento de inercia respecto al eje x
 - $I_y = (1/12)LB^3$ Momento de inercia respecto al eje y
 - \bar{x}, \bar{y} : Coordenadas donde se quiere saber la presión "q", respecto al centro de gravedad de la losa de fundación.

$$q = \frac{R}{B \cdot L} \left[1 \pm \frac{12 \cdot e_x \cdot \bar{x}}{B^2} \pm \frac{12 \cdot e_y \cdot \bar{y}}{L^2} \right]$$

La losa de fundación se subdivide en franjas en las dos direcciones x y y, donde en cada extremo se debe determinar la presión del suelo, la cual debe ser menor que la presión admisible.

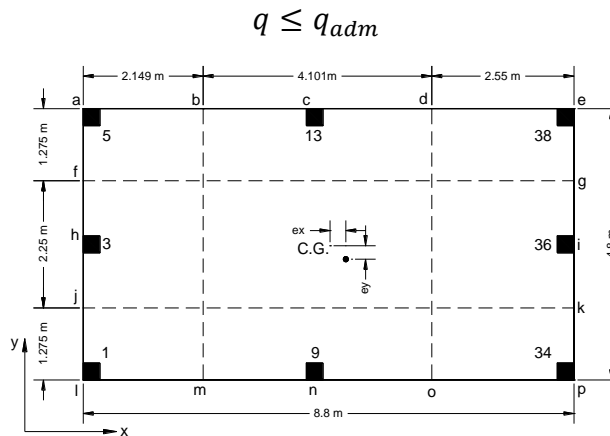


Figura 4-68. División de la losa en franjas longitudinales

4.7.2.6. Verificación del corte por punzonamiento

Para la verificación del corte a punzonamiento se debe determinar la carga última total de todas las columnas.

$$Pu = 1.2CM + 1.6CV$$

Las secciones críticas a punzonamiento están ubicadas a una distancia “d” desde la cara de la columna, por tanto el valor de “bo” está determinado según los siguientes casos.

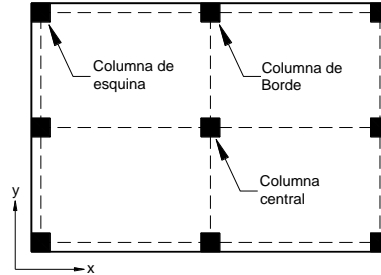


Figura 4-69. Posiciones de las columnas en la losa de cimentación

Tabla 4-12. Borde crítico de corte según la posición de la columna

Columna de esquina	Columna lateral	Columna central
$b_0 = (a + d/2) + (b + d/2)$ $b_0 = a + b + d$	$b_0 = 2(a + d/2) + b + d$ $b_0 = 2a + b + 2d$	$b_0 = 2(a + d) + 2(b + d)$ $b_0 = 2(a + b) + 4d$

Se determina

$$Vu = \frac{Pu}{\phi \cdot b_0 \cdot d}$$

donde d : Altura efectiva de la losa de fundación

La resistencia al corte por punzonamiento de concreto está definida con las expresiones:

$$Vc = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'c}$$

$$Vc = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'c}$$

$$Vc = 1.06 \sqrt{f'c}$$

Donde	β :	Relación entre lado largo y corto de la columna
	α_s :	20 (para columnas de esquina)
		30 (para columnas de borde)
		40 (para columnas de interiores)
	V_c :	Cortante resistente proporcionado por el concreto
	f'_c :	Resistencia a la compresión del concreto
	b_0 :	Perímetro de la sección crítica sometida a corte
	d :	Altura efectiva de la losa de fundación

El menor valor resultante de las tres expresiones anteriores es la que define la resistencia del concreto por punzonamiento, la cual debe ser mayor que la fuerza cortante actuante en cada columna.

$$V_c \geq V_u$$

Para determinar la altura efectiva de la losa “d”, se pueden igualar las dos expresiones anteriores ($V_c = V_u$) para obtener un valor de altura efectiva mínimo.

4.7.2.7. Verificación de la rigidez de la losa

En el método rígido convencional de diseño, la losa se supone como un elemento infinitamente rígido, donde la presión del suelo se supone como una línea recta, y el centroide de la reacción del suelo coincide con la línea de acción de la resultante de las cargas que llegan de las columnas.

En el método flexible aproximado, el suelo se supone como un número infinito de resortes elásticos, donde la constante elástica de esos resortes se denomina coeficiente k de reacción del subsuelo.

Para el diseño de cimentaciones es necesario determinar si una fundación puede diseñarse por el método rígido convencional o el método flexible aproximado. Según código ACI 318-08 una fundación puede ser considerada rígida si la separación entre columnas es menor que la relación.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_s \cdot b}{4EI}} \qquad l \leq \frac{1.75}{\lambda}$$

donde l : Espaciamiento entre columnas en la cimentación
 b : Ancho de la franja de losa
 E : Modulo de elasticidad

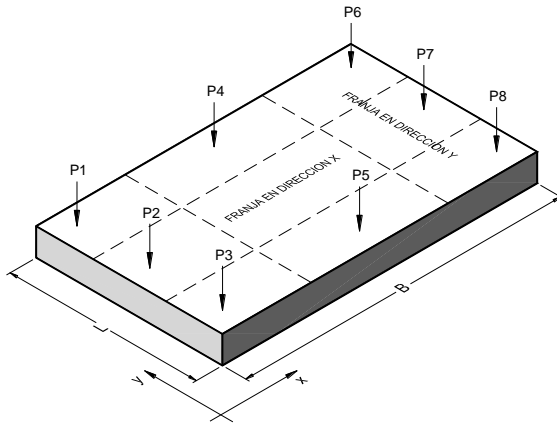


Figura 4-70. División en franjas de la losa de cimentación para comprobación de rigidez

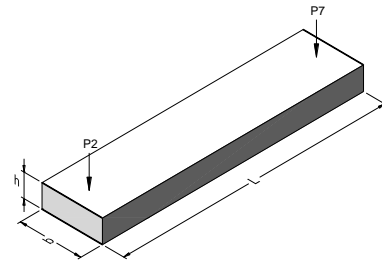


Figura 4-71. Franja de análisis para la verificación de rigidez

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \qquad k_s = k \cdot S \qquad S = \frac{n + 0.5}{1.5n} \qquad n = \frac{L}{b}$$

donde I : Inercia de la franja
 k : Coeficiente de balasto
 S : Factor de forma
 L : Longitud de la franja

Se realiza la verificación en todas las franjas de la losa, si alguna no cumple se debe aumentar la altura efectiva de la losa “d”.

4.7.2.8. Análisis de esfuerzos

Se representa todas las fuerzas que actúan en una franja de losa y la reacción del suelo, de las cuales se obtienen los correspondientes diagramas de fuerza cortante V, y momento flexionante M.

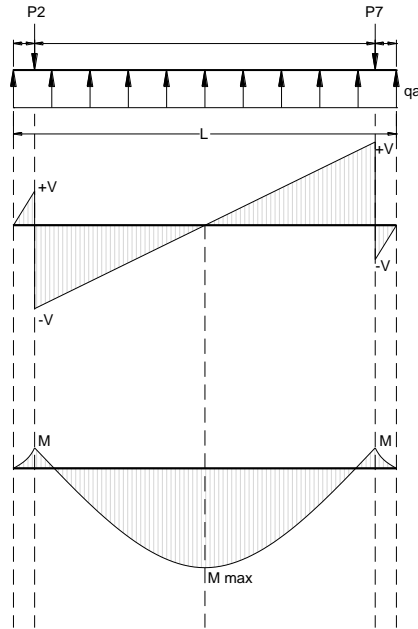


Figura 4-72. Diagrama de corte y momento

4.7.2.9. Calculo del refuerzo de acero por flexión para todas las franjas

Una vez calculados los diagramas de momento de cada una de las franjas en la dirección x o y, se obtendrán los momentos máximos positivos y negativos por unidad de ancho, con el que se procede a calcular la armadura requerida.

$$A_s = \frac{M_{max}}{\phi \cdot c \cdot (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 f' c \cdot b}$$

donde ϕ : 0.9

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$f' c$: Resistencia a la compresión del concreto

b : Ancho de la franja considerada

Acero mínimo requerido a flexión

$$A_{s \min} = \frac{0.8 \sqrt{f' c} \cdot b \cdot d}{F_y} \geq A_{s \min} = \frac{14 \cdot b \cdot d}{F_y}$$

Capítulo 5. Conclusiones recomendaciones

5.1. Conclusiones

Se logró cumplir satisfactoriamente con todos los objetivos planteados al inicio de este documento, realizando así, el análisis de toda la estructura tomando en cuenta los requisitos impuestos por las normativas nacionales e internacionales, también se realizó el diseño de cada uno de los elementos estructurales que componen la edificación destinada para un estacionamiento vehicular, implementando como herramienta principal en el análisis estructural el programa Sap2000.

En el análisis estructural de esta edificación, tomando en cuenta el dimensionamiento, las condiciones de simetría, la regularidad de los entrepisos y el uso para la cual está destinado, se notó que la aplicación de las fuerzas horizontales tiene mayor efecto en la dirección x, generando así mayores desplazamientos en esta dirección y excentricidades torsionales ante el efecto de combinaciones de fuerzas laterales y gravitacionales.

Cuando se trabajó con las losas se observó que para evitar grandes deflexiones este debe trabajar como una losa nervada ya que el uso eficaz de este tipo de estructura aporta grandes rigideces de una manera más económica y su diseño no muy complicado en algunos casos pueden apoyarse en tablas publicadas por reglamentos internacionales.

Cuando se analizó las columnas se observó la similitud que esta tiene con las vigas con la salvedad que estas trabajan en dos casos distintos rigiéndose por análisis a flexión y análisis a flexocompresión según el cumplimiento de esta fórmula $P_u > \phi 0.1 f'_c A_g$ que rige la flexocompresión.

En el diseño de las cimentaciones, las reacciones y momentos actuantes resultaron exageradas, lo que provocó la presencia de grandes excentricidades en el punto de aplicación de la fuerza de diseño, lo que para este caso se requiere de grandes áreas de cimentación para poder transferir las reacciones al terreno, en este caso se implementaron zapatas aisladas para toda la edificación

y losas de cimentación para la rampa de acceso, quedando en claro que el sistema de losa de cimentación es más eficaz en la transferencia de esfuerzos pero eleva los costos por la gran cantidad de materiales que se requiere para su conformación.

5.2. Recomendaciones

Se recomienda que en toda construcción se deba verificar la calidad de los materiales que será utilizado para la conformación de cada elemento estructural, de modo de que se cumplan con los requisitos previamente definidos en el diseño estructural.

Promover la implementación de los conocimientos básicos en la aplicación práctica dirigida a obras civiles particulares, así como la edificación de estructuras verticales destinadas para un estacionamiento vehicular.

Para los futuros estudiantes de ingeniería civil se recomienda el uso de software y hojas de cálculo automatizadas que estén dedicadas al análisis y diseño de estructuras que le permitan optimizar las labores de cálculo.

En el caso de que se hace un diseño de losas nervadas es recomendable dirigirse por las tablas que publican el ACI para losas nervadas ya que el uso de este método simplifica los cálculos para encontrar los momentos últimos en la estructura ya que por medio del método del pórtico equivalente el trabajo se vuelve mucho más amplio cuando se utilizan losas nervadas.

Cuando se trabajen en las columnas este tiene que tener simetría en cuando la ubicación del acero de refuerzo para que el diseño pueda resistir una misma fuerza tanto en dirección de X como en dirección en Y.

Bibliografía

Camacho, L., & Sempertegui, G. (2009). Material de apoyo didáctico para la enseñanza y el aprendizaje de la asignatura de fundaciones i. Cochabamaba, Bolibia.

Cuaderno de apuntes estructuras de Concreto. (2005). Managua, Nicaragua.

Das, B. M. (1988). Principios de ingeniería de cimentaciones. Ciencias Thomson.

Harmsen, T. E. (2002). Diseño de estructuras de concreto armado 3ra Edición. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2007). Reglamento Nacional de la Construcción RCN - 07. Managua, Nicaragua.

McCormac, J. C. (2005). Diseño de concreto reforzado 5ta Edición. Marcombo.

Nawy, E. G. (1988). Concreto Reforzado un enfoque básico. California: Prentice-Hall Hispanoamericana.

Nilson, A. H. (2001). Diseño de Estructuras de Concreto. Colombia: Mc Graw Hill.

Proaño, M. R. (2008). Temas de hormigón armado. Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército – Ecuador.

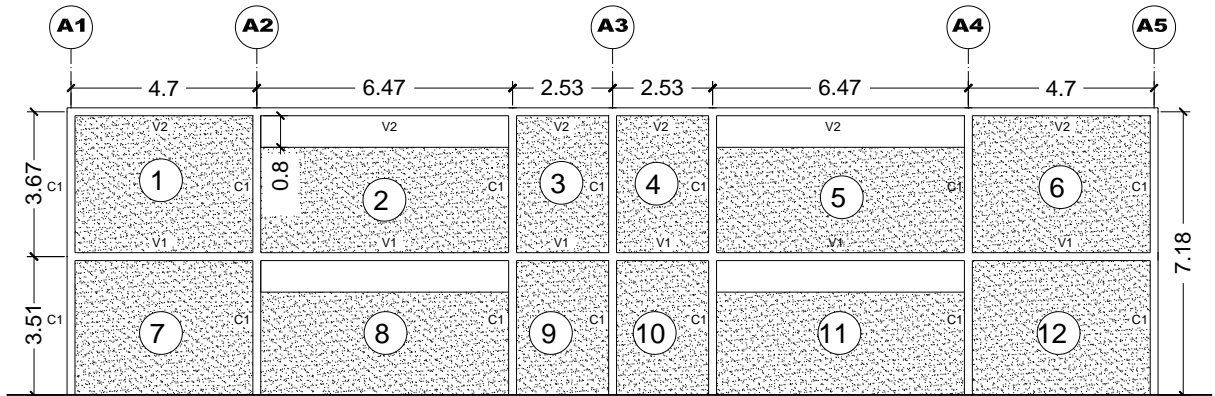
Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S- 08). (2008).

Anexos

Anexo A. Calculo del centro de masa

Calculo de las coordenadas del centro de masa en Paredes

Eje A



Nivel	Tramo	W (kg/m ²)	A (m ²)	W (kg)	X (m)	W.X (kg.m)
1	7	300	13.161	3,948.300	2.350	9,278.505
	8	300	14.147	4,244.010	7.935	33,676.219
	9	300	6.195	1,858.590	12.435	23,111.567
	10	300	6.195	1,858.590	14.965	27,813.799
	11	300	14.147	4,244.010	19.465	82,609.655
	12	300	13.161	3,948.300	25.050	98,904.915
	Total			20,101.800		275,394.660

$$X1 = \frac{\sum W \cdot X}{\sum W} = \frac{275,394.66}{20,101.8} = 13.7 \text{ m}$$

Nivel	Tramo	W (kg/m ²)	A (m ²)	W (kg)	X (m)	W.X (kg.m)
2	1	300	12.587	3,776.100	2.350	8,873.835
	2	300	13.325	3,997.470	7.935	31,719.924
	3	300	5.925	1,777.530	12.435	22,103.586
	4	300	5.925	1,777.530	14.965	26,600.736
	5	300	13.325	3,997.470	19.465	77,810.754
	6	300	12.587	3,776.100	25.050	94,591.305
	Total			19,102.200		261,700.140

$$X2 = \frac{\sum W \cdot Y}{\sum W} = \frac{261,700.14}{19,102.2} = 13.70 \text{ m}$$

Centro de masa para paredes en primer nivel

Eje	W kg	X m	W.X kg.m	Y m	W.Y kg.m
1	17,442.00	0.00	0.00	12.800	223,257.60
3	7,511.40	13.70	102,906.18	8.285	62,229.06
5	17,442.00	27.40	477,910.80	12.800	223,257.60
2'	6,983.40	11.17	78,004.58	7.984	55,758.92
3'	6,983.40	16.23	113,340.58	7.984	55,758.92
A	20,101.80	13.70	275,394.66	25.600	514,606.08
C'	3,902.46	13.70	53,463.70	8.500	33,170.91
D	1,118.70	12.44	13,911.03	3.800	4,251.06
E	10,875.78	13.70	148,998.19	0.000	0.00
	92,360.94		1,263,929.72		1,172,290.14

$$X1 = \frac{\sum W.X}{\sum W} = \frac{1,263,929.72}{92,360.94} = 13.6847 \text{ m} \quad Y1 = \frac{\sum W.Y}{\sum W} = \frac{1,172,290.14}{92,360.94} = 12.6925 \text{ m}$$

Centro masa para paredes en segundo nivel

Eje	W kg	X m	W.X kg.m	Y m	W.Y kg.m
1	13,862.10	0	0.00	11.507	159,507.56
3	3,776.10	13.7	51,732.57	6.150	23,223.02
5	13,862.10	27.4	379,821.54	11.507	159,507.56
2'	3,776.10	11.17	42,179.04	6.150	23,223.02
3'	3,776.10	16.23	61,286.10	6.150	23,223.02
A	19,102.20	13.7	261,700.14	25.600	489,016.32
C'	3,555.06	13.7	48,704.32	8.500	30,218.01
D	1,249.53	12.435	15,537.91	3.800	4,748.21
E	19,102.20	13.7	261,700.14	0.000	0.00
	82,061.49		1,122,661.76		912,666.70

$$X2 = \frac{\sum W.X}{\sum W} = \frac{1,122,661.76}{82,061.49} = 13.6807 \text{ m} \quad Y2 = \frac{\sum W.Y}{\sum W} = \frac{912,666.70}{82,061.49} = 11.1217 \text{ m}$$

Centro de masa de losa y paredes en primer nivel

Elemento	W kg	X m	W.X kg.m	Y m	W.Y kg.m
LOSA	531,104.943	13.436	7,136,084.131	12.686	6,737,751.758
PARED	92,360.940	13.685	1,263,929.723	12.692	1,172,290.140
Σ	623,465.883		8,400,013.854		7,910,041.898

$$X1 = \frac{\sum W \cdot X}{\sum W} = \frac{8,400,013.854}{623,465.883} = 13.473 \text{ m} \quad Y1 = \frac{\sum W \cdot Y}{\sum W} = \frac{7,910,041.898}{623,465.883} = 12.687 \text{ m}$$

Centro de masa de losa y paredes en segundo nivel

Elemento	W kg	X m	WX kg.m	Y m	WY kg.m
LOSA	445,420.728	13.997	6,234,350.461	13.085	5,828,234.897
PARED	82,061.490	13.681	1,122,661.758	11.122	912,666.699
Σ	527,482.218		7,357,012.219		6,740,901.596

$$X2 = \frac{\sum W \cdot X}{\sum W} = \frac{7,357,012.219}{527,482.218} = 13.947 \text{ m} \quad Y2 = \frac{\sum W \cdot Y}{\sum W} = \frac{6,740,901.596}{527,482.218} = 12.779 \text{ m}$$

Centro de masa de la estructura

NIVEL	X (m)	Y (m)
1	13.473	12.687
2	13.947	12.779

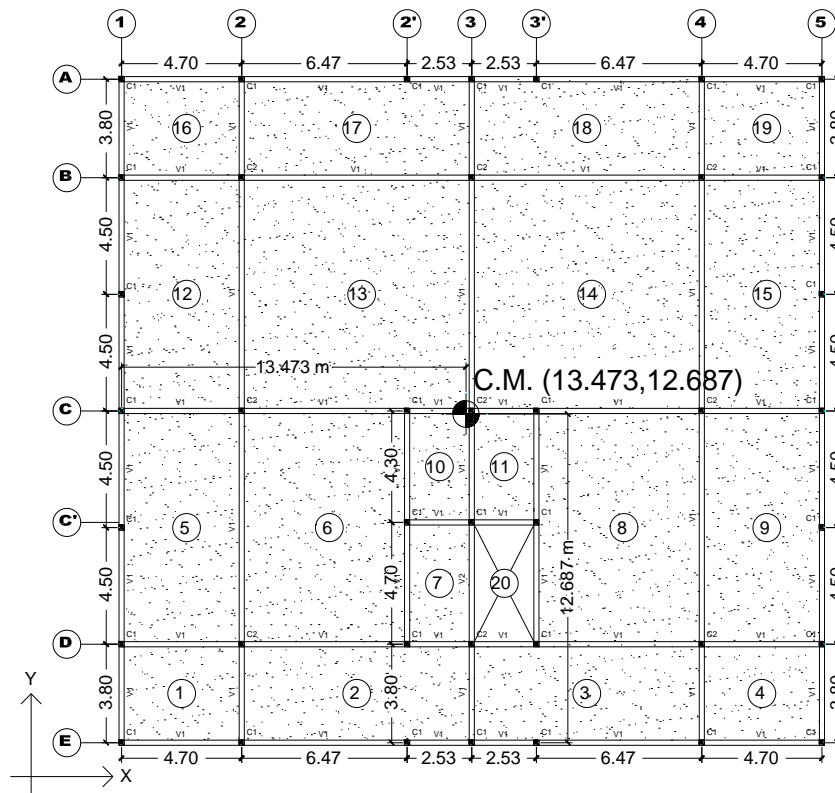


Figura Anexo - 0-1. Centro de masa de primer nivel

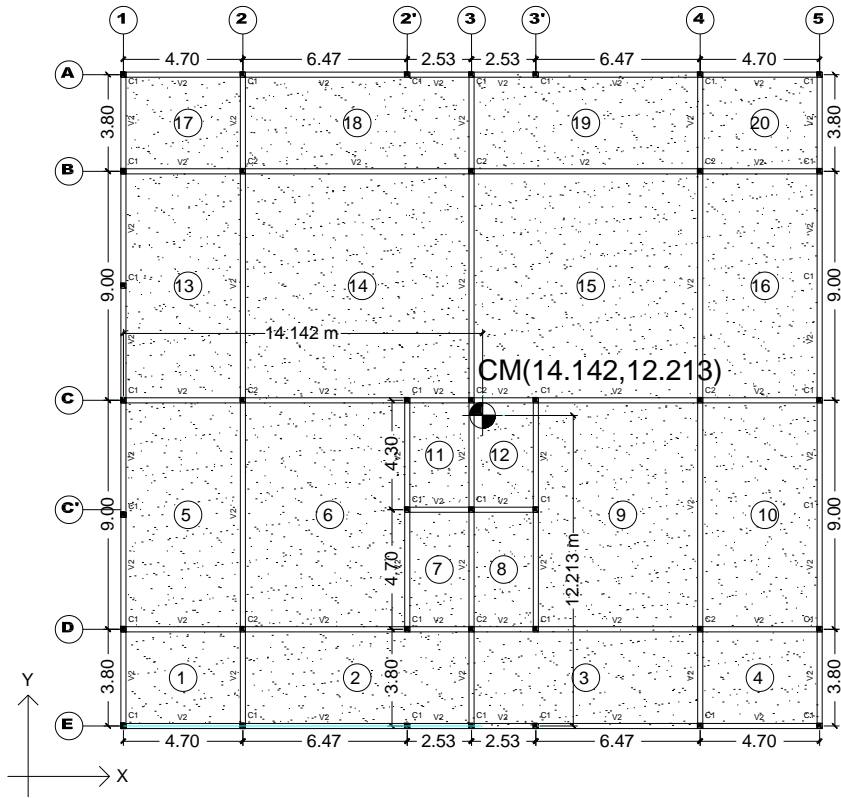


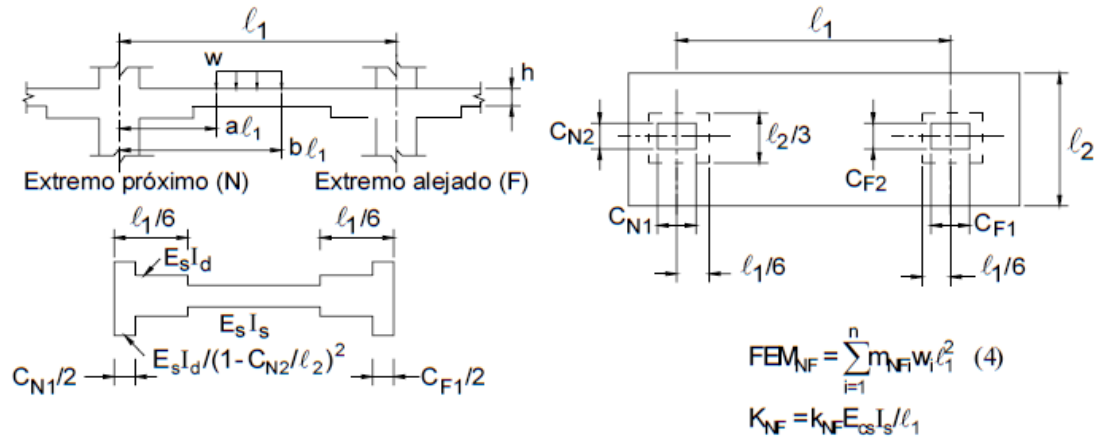
Figura Anexo - 0-2. Centro de masa de segundo nivel

Anexo B. Tablas gráficas para el método del pórtico equivalente

Tabla Anexo - 1 Constantes de distribución de momentos para vigas placas

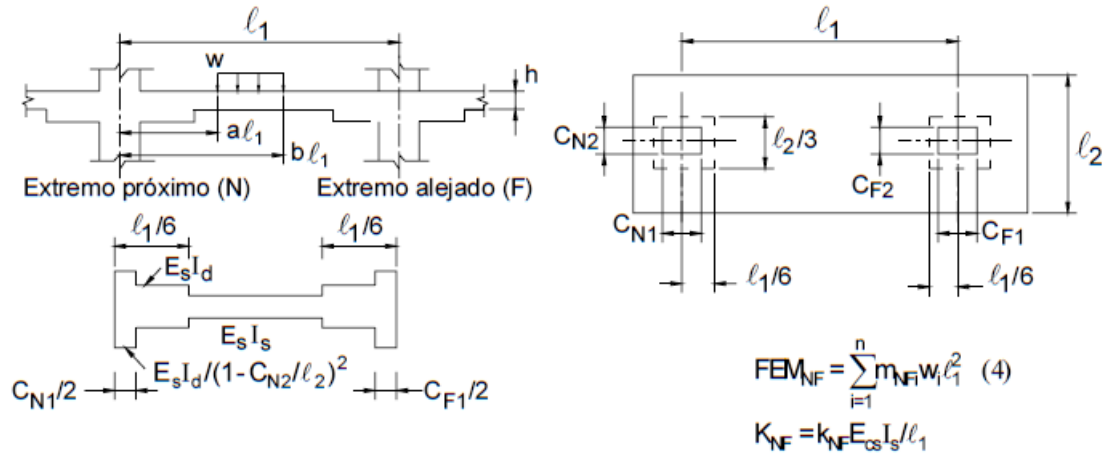
C_{N1}/ℓ_1	C_{N2}/ℓ_2	(1) K_{NF}	(2) C_{NF}	(3) m_{NF}	Coeficiente m_{NF} para $(b-a) = 0,2$				
					$a = 0,0$	$a = 0,2$	$a = 0,4$	$a = 0,6$	$a = 0,8$
$C_{F1} = C_{N1}; C_{F2} = C_{N2}$									
0,00	---	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,00226
0,10	0,00	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,00226
	0,10	4,18	0,51	0,0847	0,0154	0,0293	0,0251	0,0126	0,00214
	0,20	4,36	0,52	0,0860	0,0158	0,0300	0,0255	0,0126	0,00201
	0,30	4,53	0,54	0,0872	0,0161	0,0301	0,0259	0,0125	0,00188
0,20	0,40	4,70	0,55	0,0882	0,0165	0,0314	0,0262	0,0124	0,00174
	0,00	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,00226
	0,10	4,35	0,52	0,0857	0,0155	0,0299	0,0254	0,0127	0,00213
	0,20	4,72	0,54	0,0880	0,0161	0,0311	0,0262	0,0126	0,00197
0,30	0,30	5,11	0,56	0,0901	0,0166	0,0324	0,0269	0,0125	0,00178
	0,40	5,51	0,58	0,0921	0,0171	0,0336	0,0276	0,0123	0,00156
	0,00	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,00226
	0,10	4,49	0,53	0,0863	0,0155	0,0301	0,0257	0,0128	0,00219
0,40	0,20	5,05	0,56	0,0893	0,0160	0,0317	0,0267	0,0128	0,00207
	0,30	5,69	0,59	0,0923	0,0165	0,0334	0,0278	0,0127	0,00190
	0,40	6,41	0,61	0,0951	0,0171	0,0352	0,0287	0,0124	0,00167
	0,00	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,00226
0,40	0,10	4,61	0,53	0,0866	0,0154	0,0302	0,0259	0,0129	0,00225
	0,20	5,35	0,56	0,0901	0,0158	0,0318	0,0271	0,0131	0,00221
	0,30	6,25	0,60	0,0936	0,0162	0,0337	0,0284	0,0131	0,00211
	0,40	7,37	0,64	0,0971	0,0168	0,0359	0,0297	0,0128	0,00195
$C_{F1} = 0,5C_{N1}; C_{F2} = 0,5C_{N2}$									
0,00	---	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,0023
0,10	0,00	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,0023
	0,10	4,16	0,51	0,0857	0,0155	0,0296	0,0254	0,0130	0,0023
	0,20	4,31	0,52	0,0879	0,0158	0,0304	0,0261	0,0133	0,0023
	0,30	4,45	0,54	0,0900	0,0162	0,0312	0,0267	0,0135	0,0023
0,20	0,40	4,58	0,54	0,0918	0,0165	0,0319	0,0273	0,0138	0,0023
	0,00	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,0023
	0,10	4,30	0,52	0,0872	0,0156	0,0301	0,0259	0,0132	0,0023
	0,20	4,61	0,55	0,0912	0,0161	0,0317	0,0272	0,0138	0,0023
0,30	0,30	4,92	0,57	0,0951	0,0167	0,0332	0,0285	0,0143	0,0024
	0,40	5,23	0,58	0,0989	0,0172	0,0347	0,0298	0,0148	0,0024
	0,00	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,0023
	0,10	4,43	0,53	0,0881	0,0156	0,0305	0,0263	0,0134	0,0023
0,40	0,20	4,89	0,56	0,0932	0,0161	0,0324	0,0281	0,0142	0,0024
	0,30	5,40	0,59	0,0986	0,0167	0,0345	0,0300	0,0150	0,0024
	0,40	5,93	0,62	0,1042	0,0173	0,0367	0,0320	0,0158	0,0025
	0,00	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,0023
0,40	0,10	4,54	0,54	0,0884	0,0155	0,0305	0,0265	0,0135	0,0024
	0,20	5,16	0,57	0,0941	0,0159	0,0326	0,0286	0,0145	0,0025
	0,30	5,87	0,61	0,1005	0,0165	0,0350	0,0310	0,0155	0,0025
	0,40	6,67	0,64	0,1076	0,0170	0,0377	0,0336	0,0166	0,0026
$C_{F1} = 2C_{N1}; C_{F2} = 2C_{N2}$									
0,00	---	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,0023
0,10	0,00	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,0023
	0,10	4,27	0,51	0,0817	0,0153	0,0289	0,0241	0,0116	0,0018
0,20	0,20	4,56	0,52	0,0798	0,0156	0,0290	0,0234	0,0103	0,0013
	0,00	4,00	0,50	0,0833	0,0151	0,0287	0,0247	0,0127	0,0023
	0,10	4,49	0,51	0,0819	0,0154	0,0291	0,0240	0,0114	0,0019
0,20	0,20	5,11	0,53	0,0789	0,0158	0,0293	0,0228	0,0096	0,0014

Tabla Anexo - 2 Constantes de distribución de momentos para viga placa (Altura de ábaco = 0.25h).



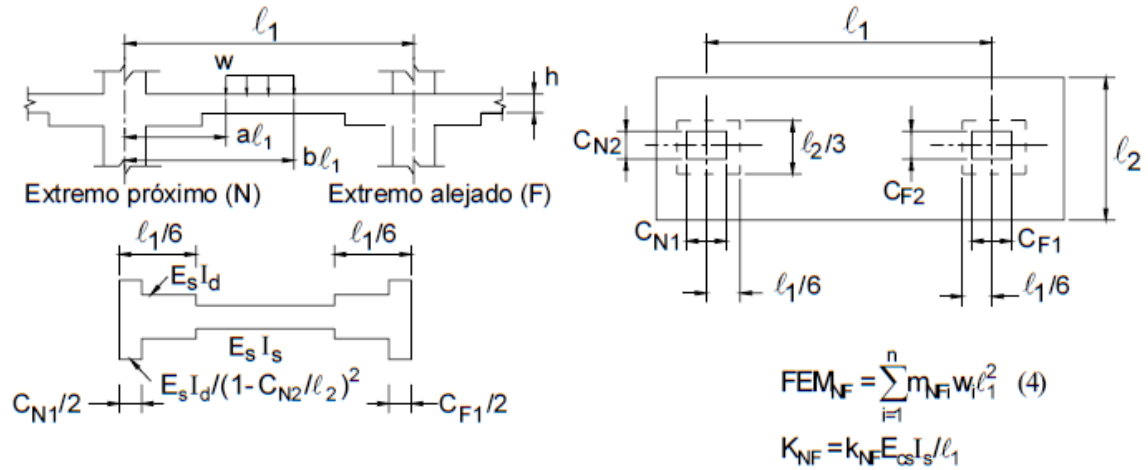
C_{N1}/l_1	C_{N2}/l_2	(1) K_{NF}	(2) C_{NF}	(3) m_{NF}	Coeficiente m_{NF} para $(b-a) = 0,2$					
					$a = 0,0$	$a = 0,2$	$a = 0,4$	$a = 0,6$	$a = 0,8$	
$C_{F1} = C_{N1}; C_{F2} = C_{N2}$										
0,00	--	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020	
	0,10	0,00	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020
		0,10	6,04	0,60	0,0936	0,0167	0,0341	0,0282	0,0126	0,0018
0,20	0,20	6,24	0,61	0,0940	0,0170	0,0347	0,0285	0,0125	0,0017	
	0,30	6,43	0,61	0,0952	0,0173	0,0353	0,0287	0,0123	0,0016	
	0,00	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020	
0,30	0,10	6,22	0,61	0,0942	0,0168	0,0346	0,0285	0,0126	0,0018	
	0,20	6,62	0,62	0,0957	0,0172	0,0356	0,0290	0,0123	0,0016	
	0,30	7,01	0,64	0,0971	0,0177	0,0366	0,0294	0,0120	0,0014	
0,00	0,00	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020	
	0,10	6,37	0,61	0,0947	0,0168	0,0348	0,0287	0,0126	0,0018	
	0,20	6,95	0,63	0,0967	0,0172	0,0362	0,0294	0,0123	0,0016	
0,30	7,57	0,65	0,0986	0,0177	0,0375	0,0300	0,0119	0,0014		
$C_{F1} = 0,5C_{N1}; C_{F2} = 0,5C_{N2}$										
0,00	--	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020	
	0,10	0,00	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020
		0,10	6,00	0,60	0,0945	0,0167	0,0343	0,0285	0,0130	0,0020
0,20	0,20	6,16	0,60	0,0962	0,0170	0,0350	0,0291	0,0132	0,0020	
	0,00	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020	
	0,10	6,15	0,60	0,0957	0,0169	0,0348	0,0290	0,0131	0,0020	
0,20	6,47	0,62	0,0987	0,0173	0,0360	0,0300	0,0134	0,0020		
$C_{F1} = 2C_{N1}; C_{F2} = 2C_{N2}$										
0,00	--	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020	
	0,10	6,17	0,60	0,0907	0,0166	0,0337	0,0273	0,0116	0,0015	

Tabla Anexo - 3. Constantes de distribución de momentos para vigas placa (Altura de ábaco = 0.50h)



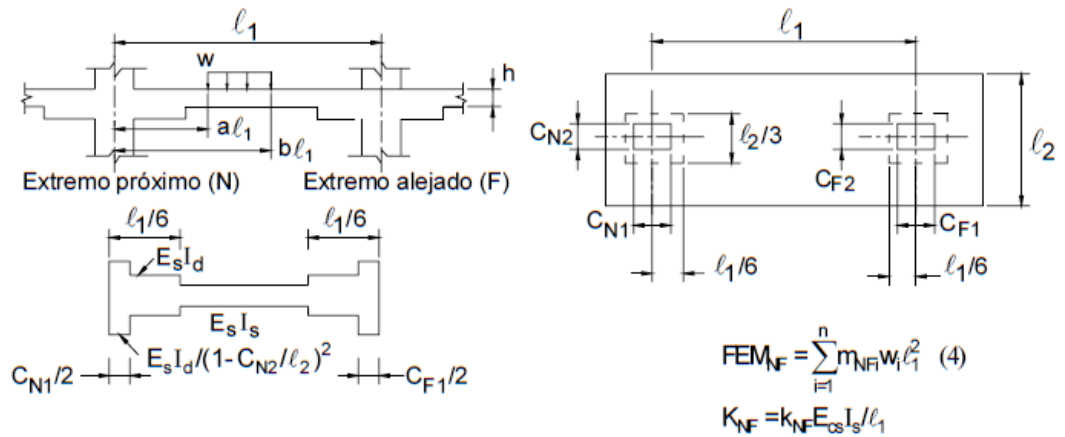
C_{N1}/l_1	C_{N2}/l_2	(1) K_{NF}	(2) C_{NF}	(3) m_{NF}	Coeficiente m_{NF} para $(b-a) = 0,2$					
					$a = 0,0$	$a = 0,2$	$a = 0,4$	$a = 0,6$	$a = 0,8$	
$C_{F1} = C_{N1}; C_{F2} = C_{N2}$										
0,00	--	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020	
	0,10	0,00	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020
		0,10	6,04	0,60	0,0936	0,0167	0,0341	0,0282	0,0126	0,0018
		0,20	6,24	0,61	0,0940	0,0170	0,0347	0,0285	0,0125	0,0017
0,20	0,30	6,43	0,61	0,0952	0,0173	0,0353	0,0287	0,0123	0,0016	
	0,00	0,00	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020
		0,10	6,22	0,61	0,0942	0,0168	0,0346	0,0285	0,0126	0,0018
		0,20	6,62	0,62	0,0957	0,0172	0,0356	0,0290	0,0123	0,0016
0,30	0,30	7,01	0,64	0,0971	0,0177	0,0366	0,0294	0,0120	0,0014	
	0,00	0,00	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020
		0,10	6,37	0,61	0,0947	0,0168	0,0348	0,0287	0,0126	0,0018
		0,20	6,95	0,63	0,0967	0,0172	0,0362	0,0294	0,0123	0,0016
0,30	0,30	7,57	0,65	0,0986	0,0177	0,0375	0,0300	0,0119	0,0014	
	$C_{F1} = 0,5C_{N1}; C_{F2} = 0,5C_{N2}$									
	0,00	--	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020
		0,10	0,00	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128
0,10			6,00	0,60	0,0945	0,0167	0,0343	0,0285	0,0130	0,0020
0,20	0,20	6,16	0,60	0,0962	0,0170	0,0350	0,0291	0,0132	0,0020	
	0,00	0,00	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020
		0,10	6,15	0,60	0,0957	0,0169	0,0348	0,0290	0,0131	0,0020
		0,20	6,47	0,62	0,0987	0,0173	0,0360	0,0300	0,0134	0,0020
$C_{F1} = 2C_{N1}; C_{F2} = 2C_{N2}$										
0,00	--	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020	
	0,10	0,00	5,84	0,59	0,0926	0,0164	0,0335	0,0279	0,0128	0,0020
		0,10	6,17	0,60	0,0907	0,0166	0,0337	0,0273	0,0116	0,0015

Tabla Anexo - 4 Constantes de distribución de momentos para viga placa (Altura de ábaco = 0.75h)



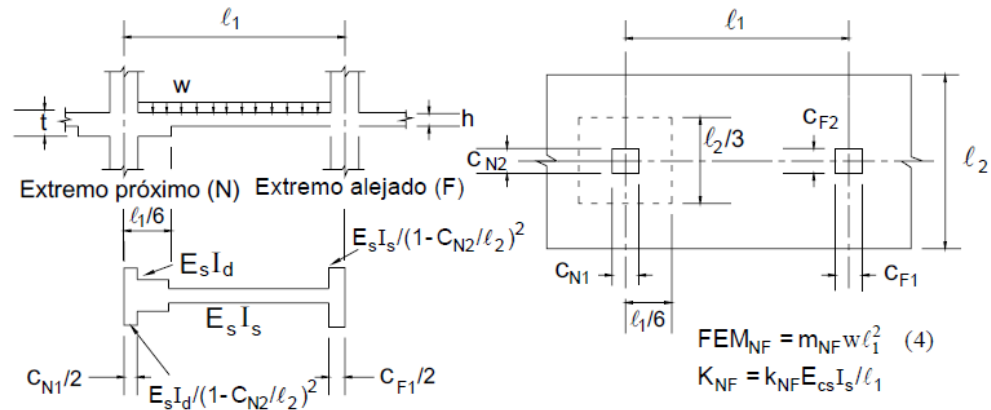
C_{N1}/l_1	C_{N2}/l_2	(1) k_{NF}	(2) C_{NF}	(3) m_{NF}	Coeficiente m_{NF} para $(b-a) = 0,2$					
					$a = 0,0$	$a = 0,2$	$a = 0,4$	$a = 0,6$	$a = 0,8$	
$C_{F1} = C_{N1}; C_{F2} = C_{N2}$										
0,00	---	6,92	0,63	0,0965	0,0171	0,0360	0,0293	0,0124	0,0017	
	0,10	0,00	6,92	0,63	0,0965	0,0171	0,0360	0,0293	0,0124	0,0017
		0,10	7,12	0,64	0,0972	0,0174	0,0365	0,0295	0,0122	0,0016
		0,20	7,31	0,64	0,0978	0,0176	0,0370	0,0297	0,0120	0,0014
0,20	0,30	7,48	0,65	0,0984	0,0179	0,0375	0,0299	0,0118	0,0013	
	0,30	0,00	6,92	0,63	0,0965	0,0171	0,0360	0,0293	0,0124	0,0017
		0,10	7,12	0,64	0,0977	0,0175	0,0369	0,0297	0,0121	0,0015
		0,20	7,31	0,65	0,0988	0,0178	0,0378	0,0301	0,0118	0,0013
0,30	0,30	7,48	0,67	0,0999	0,0182	0,0386	0,0304	0,0115	0,0011	
	0,40	0,00	6,92	0,63	0,0965	0,0171	0,0360	0,0293	0,0124	0,0017
		0,10	7,29	0,65	0,0981	0,0175	0,0371	0,0299	0,0121	0,0015
		0,20	7,66	0,66	0,0996	0,0179	0,0383	0,0304	0,0117	0,0013
0,40	0,30	8,02	0,68	0,1009	0,0182	0,0394	0,0309	0,0113	0,0011	
	$C_{F1} = 0,5C_{N1}; C_{F2} = 0,5C_{N2}$									
	0,00	---	6,92	0,63	0,0965	0,0171	0,0360	0,0293	0,0124	0,0017
		0,10	0,00	6,92	0,63	0,0965	0,0171	0,0360	0,0293	0,0124
0,10			7,08	0,64	0,0980	0,0174	0,0366	0,0298	0,0125	0,0017
0,20	0,20	7,23	0,64	0,0993	0,0177	0,0372	0,0302	0,0126	0,0016	
	0,30	0,00	6,92	0,63	0,0965	0,0171	0,0360	0,0293	0,0124	0,0017
		0,10	7,21	0,64	0,0991	0,0175	0,0371	0,0302	0,0126	0,0017
0,40	0,20	7,51	0,65	0,1014	0,0179	0,0381	0,0310	0,0128	0,0016	
	$C_{F1} = 2C_{N1}; C_{F2} = 2C_{N2}$									
0,00	---	6,92	0,63	0,0965	0,0171	0,0360	0,0293	0,0124	0,0017	
	0,10	0,00	6,92	0,63	0,0965	0,0171	0,0360	0,0293	0,0124	0,0017
0,10		7,26	0,64	0,0946	0,0173	0,0361	0,0287	0,0112	0,0013	

Tabla Anexo - 5 Constantes de distribución de momentos para viga placa (Altura de ábaco = h)



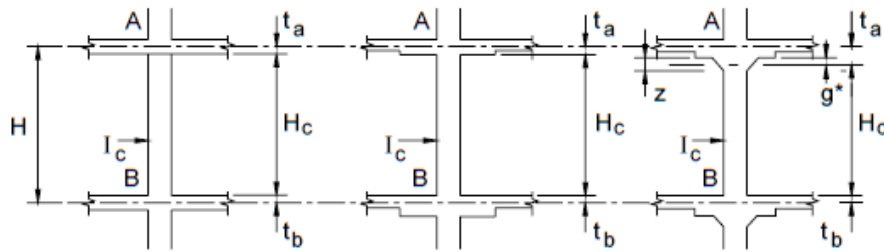
C_{N1}/l_1	C_{N2}/l_2	(1) K_{NF}	(2) C_{NF}	(3) (m_{NF})	Coeficiente (m_{NF}) para (b-a) = 0.2					
					a = 0,0	a = 0,2	a = 0,4	a = 0,6	a = 0,8	
$C_{F1} = C_{N1}; C_{F2} = C_{N2}$										
0,00	--	7,89	0,66	0,0993	0,0177	0,0380	0,0303	0,0118	0,0014	
	0,10	0,00	7,89	0,66	0,0993	0,0177	0,0380	0,0303	0,0118	0,0014
		0,10	8,07	0,66	0,0998	0,0180	0,0385	0,0305	0,0116	0,0013
		0,20	8,24	0,67	0,1003	0,0182	0,0389	0,0360	0,0115	0,0012
0,20	0,30	8,40	0,67	0,1007	0,0183	0,0393	0,0307	0,0113	0,0011	
	0,10	0,00	7,89	0,66	0,0993	0,0177	0,0380	0,0303	0,0118	0,0014
		0,10	8,22	0,67	0,1002	0,0180	0,0388	0,0306	0,0115	0,0012
		0,20	8,55	0,68	0,1010	0,0183	0,0395	0,0309	0,0112	0,0011
0,30	0,30	9,87	0,69	0,1018	0,0186	0,0402	0,0311	0,0109	0,0009	
	0,10	0,00	7,89	0,66	0,0993	0,0177	0,0380	0,0303	0,0118	0,0014
		0,10	8,35	0,67	0,1005	0,0181	0,0390	0,0307	0,0115	0,0012
		0,20	8,82	0,68	0,1016	0,0184	0,0399	0,0311	0,0111	0,0011
	0,30	9,28	0,70	0,1026	0,0187	0,0409	0,0314	0,0107	0,0009	
$C_{F1} = 0,5C_{N1}; C_{F2} = 0,5C_{N2}$										
0,00	--	7,89	0,66	0,0993	0,0177	0,0380	0,0303	0,0118	0,0014	
	0,10	0,00	7,89	0,66	0,0993	0,0177	0,0380	0,0303	0,0118	0,0014
		0,10	8,03	0,66	0,1006	0,0180	0,0386	0,0307	0,0119	0,0014
		0,20	8,16	0,67	0,1016	0,0182	0,0390	0,0310	0,0120	0,0014
0,20	0,00	7,89	0,66	0,0993	0,0177	0,0380	0,0303	0,0118	0,0014	
	0,10	8,15	0,67	0,1014	0,0181	0,0389	0,0310	0,0120	0,0014	
	0,20	8,41	0,68	0,1032	0,0184	0,0398	0,0316	0,0121	0,0013	
	0,30	9,28	0,70	0,1026	0,0187	0,0409	0,0314	0,0107	0,0009	
$C_{F1} = 2C_{N1}; C_{F2} = 2C_{N2}$										
0,00	--	7,89	0,66	0,0993	0,0177	0,0380	0,0303	0,0118	0,0014	
	0,10	0,00	7,89	0,66	0,0993	0,0177	0,0380	0,0303	0,0118	0,0014
		0,10	8,20	0,67	0,0981	0,0179	0,0382	0,0297	0,0113	0,0010

Tabla Anexo - 6 Constantes de distribución de momentos para vigas placas (Se asume que las dimensiones en ambos extremos de la columna son iguales, $C_{F1} = C_{N1}$, $C_{F2} = C_{N2}$)



C_{N1}/l_1	C_{N2}/l_2	$t = 1,5h$						$t = 2h$					
		k_{NF}	C_{NF}	m_{NF}	k_{FN}	C_{FN}	m_{FN}	k_{NF}	C_{NF}	m_{NF}	k_{FN}	C_{FN}	m_{FN}
0,00	---	5,39	0,49	0,1023	4,26	0,60	0,0749	6,63	0,49	0,1190	4,49	0,65	0,0676
0,10	0,00	5,39	0,49	0,1023	4,26	0,60	0,0749	6,63	0,49	0,1190	4,49	0,65	0,0676
	0,10	5,65	0,52	0,1012	4,65	0,60	0,0794	7,03	0,54	0,1145	5,19	0,66	0,0757
	0,20	5,86	0,54	0,1012	4,91	0,61	0,0818	7,22	0,56	0,1140	5,43	0,67	0,0778
	0,30	6,05	0,55	0,1025	5,10	0,62	0,0838	7,36	0,56	0,1142	5,57	0,67	0,0786
0,20	0,00	5,39	0,49	0,1023	4,26	0,60	0,0749	6,63	0,49	0,1190	4,49	0,65	0,0676
	0,10	5,88	0,54	0,1006	5,04	0,61	0,0826	7,41	0,58	0,1111	5,96	0,66	0,0823
	0,20	6,33	0,58	0,1003	5,63	0,62	0,0874	7,85	0,61	0,1094	6,57	0,67	0,0872
	0,30	6,75	0,60	0,1008	6,10	0,64	0,0903	8,18	0,63	0,1093	6,94	0,68	0,0892
0,30	0,00	5,39	0,49	0,1023	4,26	0,60	0,0749	6,63	0,49	0,1190	4,49	0,65	0,0676
	0,10	6,08	0,56	0,1003	5,40	0,61	0,085	7,76	0,62	0,1087	6,77	0,67	0,0873
	0,20	6,78	0,61	0,0996	6,38	0,63	0,092	8,49	0,66	0,1055	7,91	0,68	0,0952
	0,30	7,48	0,64	0,0997	7,25	0,65	0,096	9,06	0,68	0,1047	8,66	0,69	0,0991

Tabla Anexo - 7 .Factores de rigidez y coeficientes de continuidad para columnas.



$$K_c = k \frac{EI_c}{H}$$

Para los valores de K_{BA} y C_{BA} leer (t_b/t_b) como (t_b/t_a)

*g se puede aproximar como $z/2$.

t_a/t_b		H/H_c									
		1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50
0,00	k_{AB}	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00
	C_{AB}	0,57	0,65	0,73	0,80	0,87	0,95	1,03	1,10	1,17	1,25
0,2	k_{AB}	4,31	4,62	4,95	5,30	5,65	6,02	6,40	6,79	7,20	7,62
	C_{AB}	0,56	0,62	0,68	0,74	0,80	0,85	0,91	0,96	1,01	1,07
0,4	k_{AB}	4,38	4,79	5,22	5,67	6,15	6,65	7,18	7,74	8,32	8,94
	C_{AB}	0,55	0,60	0,65	0,70	0,74	0,79	0,83	0,87	0,91	0,94
0,6	k_{AB}	4,44	4,91	5,42	5,96	6,54	7,15	7,81	8,50	9,23	10,01
	C_{AB}	0,55	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77	0,80	0,83	0,85
0,8	k_{AB}	4,49	5,01	5,58	6,19	6,85	7,56	8,31	9,12	9,98	10,89
	C_{AB}	0,54	0,58	0,61	0,64	0,67	0,70	0,72	0,75	0,77	0,79
1,0	k_{AB}	4,52	5,09	5,71	6,38	7,11	7,89	8,73	9,63	10,60	11,62
	C_{AB}	0,54	0,57	0,60	0,62	0,65	0,67	0,69	0,71	0,73	0,74
1,2	k_{AB}	4,55	5,16	5,82	6,54	7,32	8,17	9,08	10,07	11,12	12,25
	C_{AB}	0,53	0,56	0,59	0,61	0,63	0,65	0,66	0,68	0,69	0,70
1,4	k_{AB}	4,58	5,21	5,91	6,68	7,51	8,41	9,38	10,43	11,57	12,78
	C_{AB}	0,53	0,55	0,58	0,60	0,61	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67
1,6	k_{AB}	4,60	5,26	5,99	6,79	7,66	8,61	9,64	10,75	11,95	13,24
	C_{AB}	0,53	0,55	0,57	0,59	0,60	0,61	0,62	0,63	0,64	0,65
1,8	k_{AB}	4,62	5,30	6,06	6,89	7,80	8,79	9,87	11,03	12,29	13,65
	C_{AB}	0,52	0,55	0,56	0,58	0,59	0,60	0,61	0,61	0,62	0,63
2,0	k_{AB}	4,63	5,34	6,12	6,98	7,92	8,94	10,06	11,27	12,59	14,00
	C_{AB}	0,52	0,54	0,56	0,57	0,58	0,59	0,59	0,60	0,60	0,61
2,2	k_{AB}	4,65	5,37	6,17	7,05	8,02	9,08	10,24	11,49	12,85	14,31
	C_{AB}	0,52	0,54	0,55	0,56	0,57	0,58	0,58	0,59	0,59	0,59
2,4	k_{AB}	4,66	5,40	6,22	7,12	8,11	9,20	10,39	11,68	13,08	14,60
	C_{AB}	0,52	0,53	0,55	0,56	0,56	0,57	0,57	0,58	0,58	0,58
2,6	k_{AB}	4,67	5,42	6,26	7,18	8,20	9,31	10,53	11,86	13,29	14,85
	C_{AB}	0,52	0,53	0,54	0,55	0,56	0,56	0,56	0,57	0,57	0,57
2,8	k_{AB}	4,68	5,44	6,29	7,23	8,27	9,41	10,66	12,01	13,48	15,07
	C_{AB}	0,52	0,53	0,54	0,55	0,55	0,55	0,56	0,56	0,56	0,56
3,0	k_{AB}	4,69	5,46	6,33	7,28	8,34	9,50	10,77	12,15	13,65	15,28
	C_{AB}	0,52	0,53	0,54	0,54	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
3,2	k_{AB}	4,70	5,48	6,36	7,33	8,40	9,58	10,87	12,28	13,81	15,47
	C_{AB}	0,52	0,53	0,53	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
3,4	k_{AB}	4,71	5,50	6,38	7,37	8,46	9,65	10,97	12,40	13,95	15,64
	C_{AB}	0,51	0,52	0,53	0,53	0,54	0,54	0,54	0,53	0,53	0,53
3,6	k_{AB}	4,71	5,51	6,41	7,41	8,51	9,72	11,05	12,51	14,09	15,80
	C_{AB}	0,51	0,52	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,52
3,8	k_{AB}	4,72	5,53	6,43	7,44	8,56	9,78	11,13	12,60	14,21	15,95
	C_{AB}	0,51	0,52	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,52	0,52	0,52

Tabla Anexo - 8. Factores de rigidez y coeficientes de continuidad para columnas

t_a/t_b		H/H _c									
		1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50
4,0	K _{AB}	4,72	5,54	6,45	7,47	8,60	9,84	11,21	12,7	14,32	16,08
	C _{AB}	0,51	0,52	0,52	0,53	0,53	0,52	0,52	0,52	0,52	0,51
4,2	K _{AB}	4,73	5,55	6,47	7,50	8,64	9,90	11,27	12,78	14,42	16,20
	C _{AB}	0,51	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,51	0,51
4,4	K _{AB}	4,73	5,56	6,49	7,53	8,68	9,95	11,34	12,86	14,52	16,32
	C _{AB}	0,51	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,51	0,51	0,51	0,51
4,6	K _{AB}	4,74	5,57	6,51	7,55	8,71	9,99	11,40	12,93	14,61	16,43
	C _{AB}	0,51	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,51	0,51	0,50	0,50
4,8	K _{AB}	4,74	5,58	6,53	7,58	8,75	10,03	11,45	13,00	14,69	16,53
	C _{AB}	0,51	0,52	0,52	0,52	0,52	0,51	0,51	0,50	0,50	0,49
5,0	K _{AB}	4,75	5,59	6,54	7,60	8,78	10,07	11,50	13,07	14,77	16,62
	C _{AB}	0,51	0,51	0,52	0,52	0,51	0,51	0,51	0,50	0,49	0,49
6,0	K _{AB}	4,76	5,63	6,60	7,89	8,90	10,24	11,72	13,33	15,10	17,02
	C _{AB}	0,51	0,51	0,51	0,51	0,50	0,50	0,49	0,49	0,48	0,47
7,0	K _{AB}	4,78	5,66	6,65	7,76	9,00	10,37	11,88	13,54	15,35	17,32
	C _{AB}	0,51	0,51	0,51	0,50	0,50	0,49	0,48	0,48	0,47	0,46
8,0	K _{AB}	4,78	5,68	6,69	7,82	9,07	10,47	12,01	13,70	15,54	17,56
	C _{AB}	0,51	0,51	0,50	0,50	0,49	0,49	0,48	0,47	0,46	0,45
9,0	K _{AB}	4,79	5,69	6,71	7,86	9,13	10,55	12,11	13,83	15,70	17,17
	C _{AB}	0,50	0,50	0,50	0,50	0,49	0,48	0,47	0,46	0,45	0,45
10,0	K _{AB}	4,80	5,71	6,74	7,89	9,18	10,61	12,19	13,93	15,83	17,90
	C _{AB}	0,50	0,50	0,50	0,49	0,48	0,48	0,47	0,46	0,45	0,44

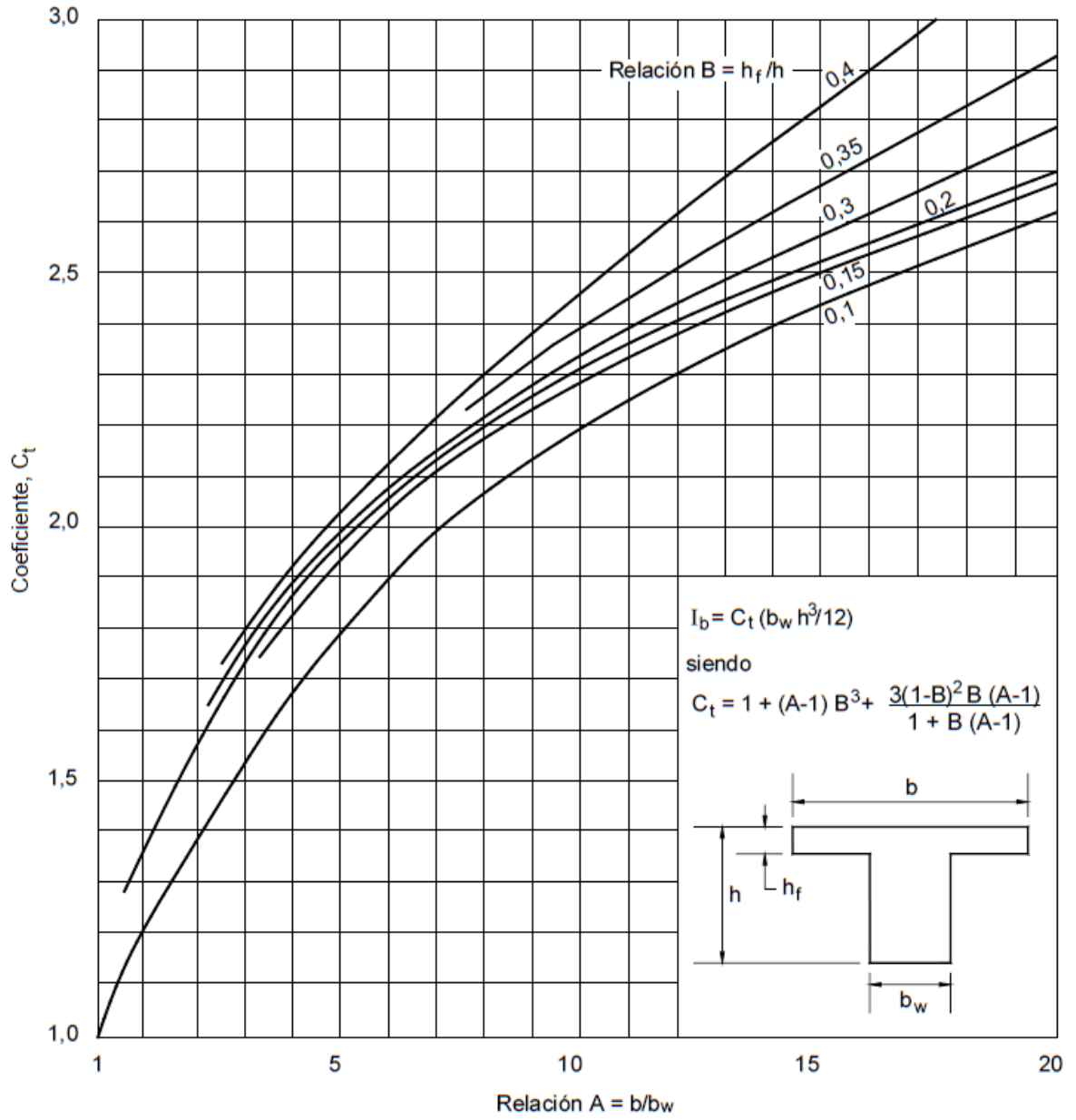
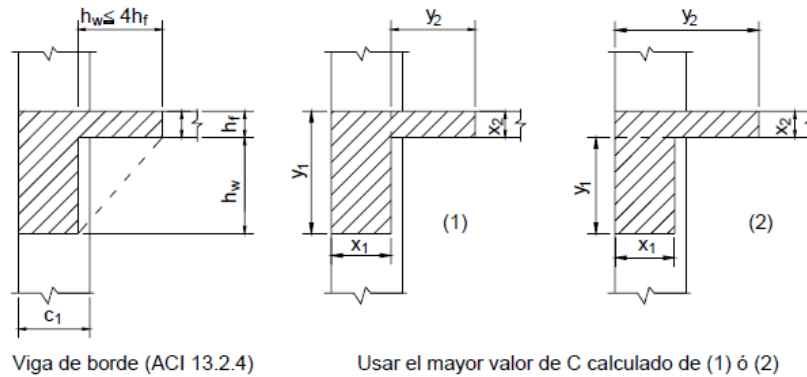


Figura Anexo - 0-3. Coeficiente C_t para el momento de inercia bruto de la secciones con alas (Ala a uno o ambos lados)

Tabla Anexo - 9. Ayuda para simplificar el cálculo de C, constante de la sección transversal que define las propiedades torsionales



y	X*									
	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16
12	202	369	592	868	1.118	1.538	1.900	2.557	--	--
14	245	452	736	1.096	1.529	2.024	2.567	3.709	4.738	--
16	288	535	880	1.325	1.871	2.510	3.233	4.861	6.567	8.083
18	330	619	1.024	1.554	2.212	2.996	3.900	6.013	8.397	10.813
20	373	702	1.168	1.782	2.553	3.482	4.567	7.165	10.226	13.544
22	416	785	1.312	2.011	2.895	3.968	5.233	8.317	12.055	16.275
24	458	869	1.456	2.240	3.236	4.454	5.900	9.469	13.885	19.005
27	522	994	1.672	2.583	3.748	5.183	6.900	11.197	16.629	23.101
30	586	1.119	1.888	2.926	4.260	5.912	7.900	12.925	19.373	27.197
33	650	1.244	2.104	3.269	4.772	6.641	8.900	14.653	22.117	31.293
36	714	1.369	2.320	3.612	5.184	7.370	9.900	16.381	24.861	35.389
42	842	1.619	2.752	4.298	6.308	8.828	11.900	19.837	30.349	43.581
48	970	1.869	3.184	4.984	7.332	10.286	13.900	23.293	35.837	51.773
54	1.096	2.119	3.616	5.670	8.356	11.744	15.900	26.749	41.325	59.965
60	1.226	2.369	4.048	6.356	9.380	13.202	17.900	30.205	46.813	68.157

*Lado menor de una sección transversal rectangular de dimensiones x e y.

Tabla Anexo - 10. Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes

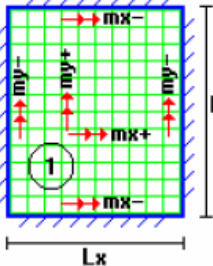
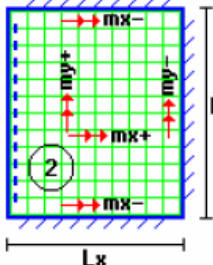
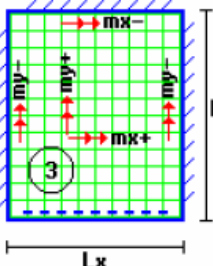
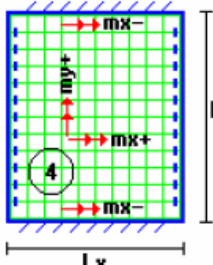
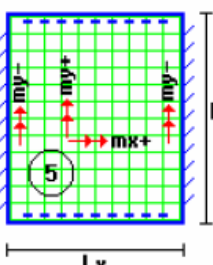
Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	200	241	281	315	336	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	265	347	443	545	635	691
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	265	297	322	339	345	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x-} m_{x+}	323	456	644	894	1191	1479
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+}	323	340	351	354	348	335

Tabla Anexo - 11. Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes

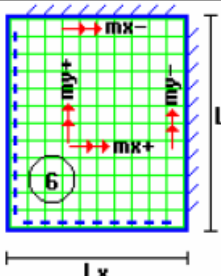
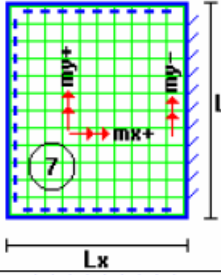
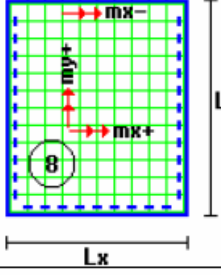
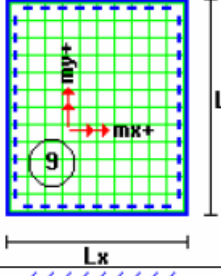
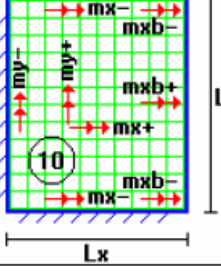
Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	406	489	572	644	693	712
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+}	569	630	681	715	729	718
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x-} m_{x+}	569	754	979	1230	1469	1644
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x+}	969	1170	1371	1550	1684	1749
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{xb-} m_{x+} m_{xb+}	355	567	944	1637	2935	5348

Tabla Anexo - 12. Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes

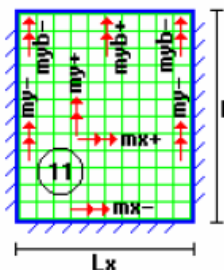
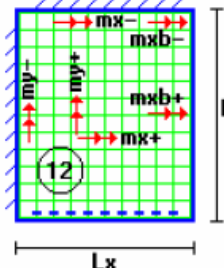
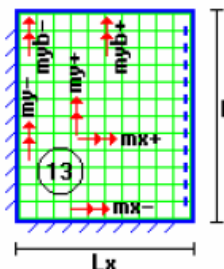
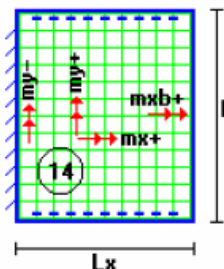
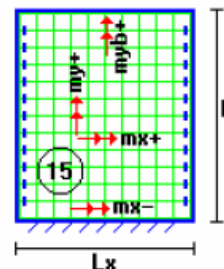
Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
 <p>11</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	355	337	327	326	326	326
 <p>12</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+} m_{xb-} m_{xb+}	789	1230	1768	3216	5298	8520
 <p>13</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	789	758	718	679	674	672
 <p>14</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x+} m_{xb+}	1937	2866	4277	6355	9192	12510
 <p>15</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{yb+} m_{x-} m_{x+}	1937	1941	1895	1800	1676	1620

Tabla Anexo - 13. Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes

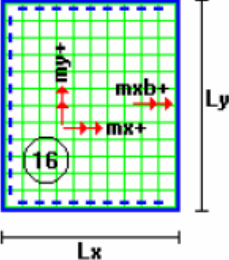
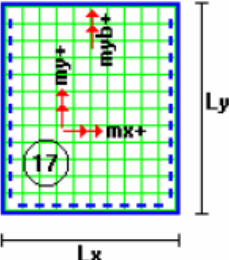
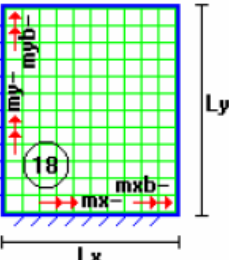
Losas	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
 <p>Figura 16: Diagrama de una losa rectangular con apoyos perimetrales. Se muestran las dimensiones Lx y Ly, y los momentos de diseño mx+, my+, mxb+ y myb+.</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x+} m_{xb+}	2005	3182	5274	9241	17450	36620
 <p>Figura 17: Diagrama de una losa rectangular con apoyos perimetrales. Se muestran las dimensiones Lx y Ly, y los momentos de diseño mx+, myb+, my+ y myb+.</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{yb+} m_{x+}	2005	1908	1795	1678	1654	1651
 <p>Figura 18: Diagrama de una losa rectangular con apoyos perimetrales. Se muestran las dimensiones Lx y Ly, y los momentos de diseño my-, myb-, mx-, mxb-.</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{yb-} m_{x-} m_{xb-}	11330	13660	15920	17770	18820	18680

Tabla Anexo - 14. Número y Diámetro del acero de refuerzo en mm según ACI

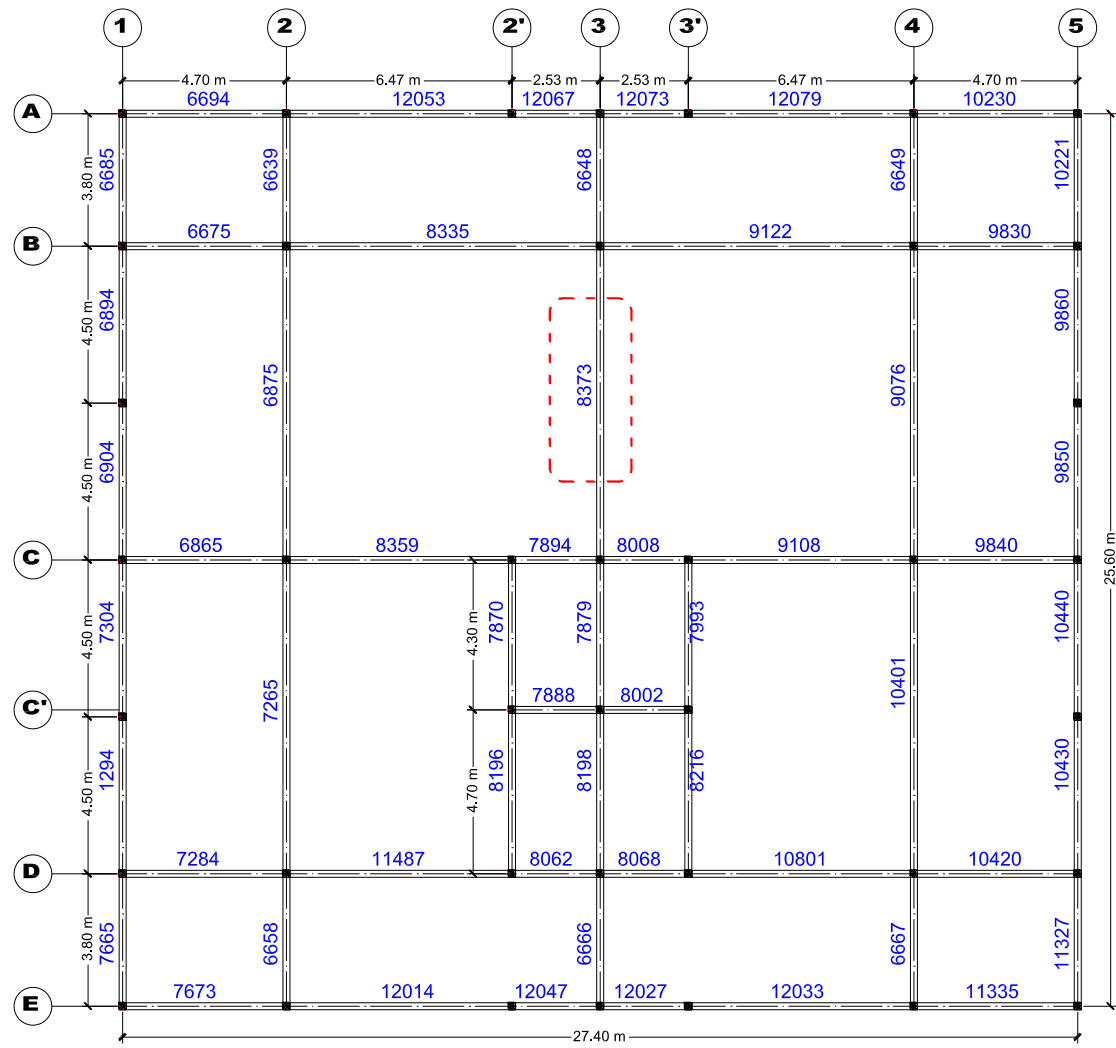
BARRAS DE REFUERZO ESTÁNDAR DE LA ASTM

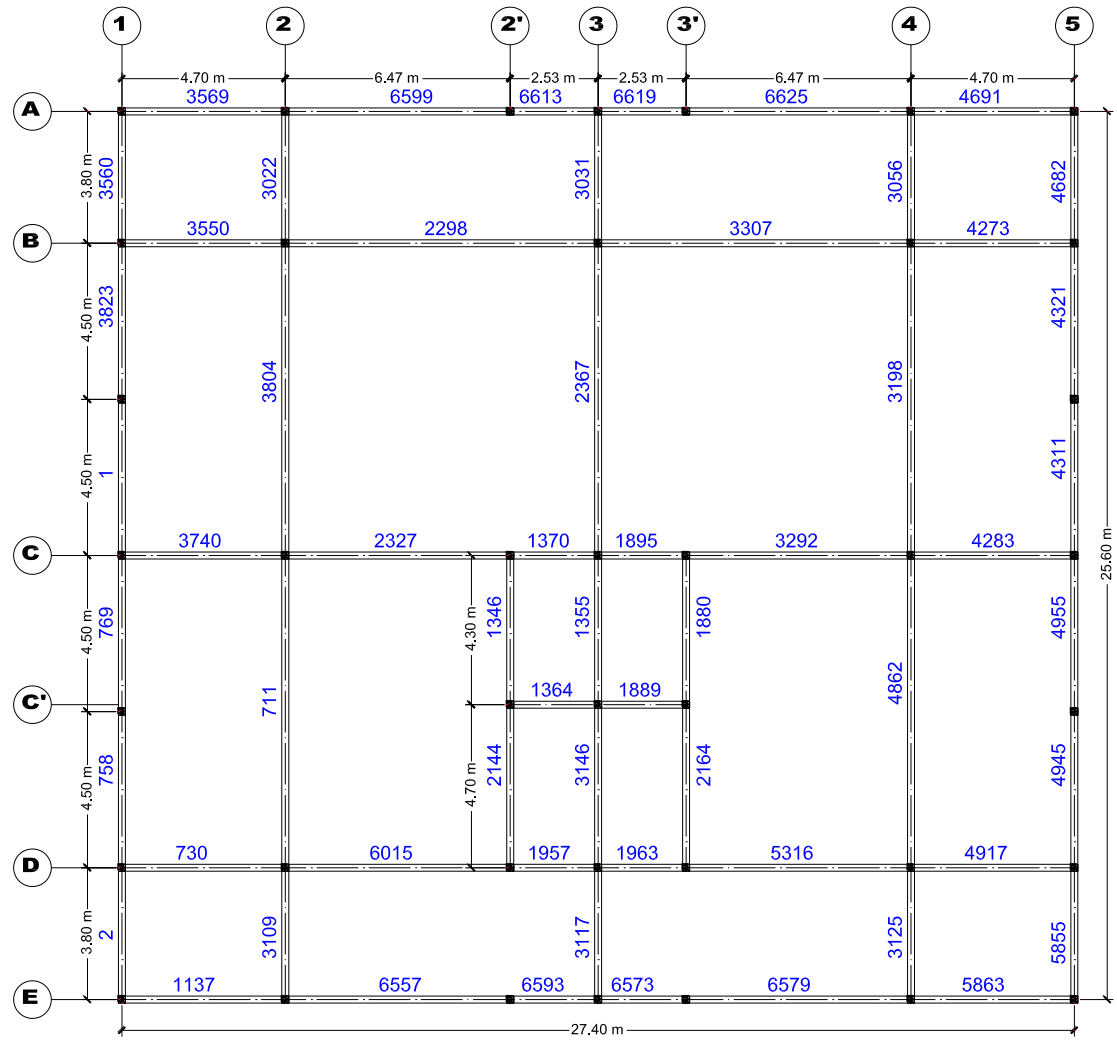
Barra No.*	Diámetro nominal, mm	Área nominal, mm ²	Masa nominal, kg/m
10	9.5	71	0.560
13	12.7	129	0.994
16	15.9	199	1.552
19	19.1	284	2.235
22	22.2	387	3.042
25	25.4	510	3.973
29	28.7	645	5.060
32	32.3	819	6.404
36	35.8	1006	7.907
43	43.0	1452	11.38
57	57.3	2581	20.24

*Los números de designación de las barras aproximan el número de milímetros del diámetro nominal de la barra.

Anexo C. Diseño a flexión y cortante de vigas principales

Diseño de vigas a flexión





Frame	Eje	Nivel	L m	Refuerzo inferior					Refuerzo superior				
				(+) Mu kg-m	COMBO	cant	∅ mm	(+) φMn kg-m	(-) Mu kg-m	COMBO	cant	∅ mm	(-) φMn kg-m
7665	1	1	3.8	36438.14	COMB10	5	25.4	47490.549	42214.38	COMB17	5	25.4	47490.549
6685	1	1	3.8	36436.05	COMB9	5	25.4	47490.549	42558.29	COMB18	5	25.4	47490.549
6894	1	1	4.5	24967.65	COMB10	5	25.4	47490.549	34117.51	COMB18	5	25.4	47490.549
6904	1	1	4.5	24423.7	COMB9	5	25.4	47490.549	35037.98	COMB17	5	25.4	47490.549
7294	1	1	4.5	23430.13	COMB9	5	25.4	47490.549	35585.27	COMB17	5	25.4	47490.549
7304	1	1	4.5	25009.85	COMB10	5	25.4	47490.549	35985.74	COMB18	5	25.4	47490.549
6639	2	1	3.8	38196.25	COMB10	5	25.4	47531.61	48472.55	COMB18	10	25.4	91713.306
6658	2	1	3.8	38785.85	COMB9	5	25.4	47531.61	47521.34	COMB17	10	25.4	91713.306
6875	2	1	9	37598.74	COMB10	5	25.4	47531.61	81878.71	COMB2	10	25.4	91713.306
7265	2	1	9	32910.52	COMB9	5	25.4	47531.61	76864.1	COMB2	10	25.4	91713.306
6648	3	1	3.8	37696.88	COMB10	5	25.4	47848.413	48013.37	COMB14	11	25.4	99748.598
6666	3	1	3.8	38044.3	COMB6	5	25.4	47848.413	39302.62	COMB13	11	25.4	99748.598
7879	3	1	4.3	30682.1	COMB5	5	25.4	47848.413	48852.6	COMB9	11	25.4	99748.598
8198	3	1	4.7	23248.91	COMB5	5	25.4	47848.413	30955.84	COMB14	11	25.4	99748.598
8373	3	1	9	45256.54	COMB5	5	25.4	47848.413	84478.09	COMB2	11	25.4	99748.598
6649	4	1	3.8	38054.5	COMB6	5	25.4	47492.351	48203.1	COMB14	9	25.4	83292.231
6667	4	1	3.8	38620.36	COMB5	5	25.4	47492.351	47926.65	COMB13	9	25.4	83292.231
9076	4	1	9	37509.28	COMB6	5	25.4	47492.351	82033.76	COMB2	9	25.4	83292.231
10401	4	1	9	33637.57	COMB5	5	25.4	47492.351	77543.53	COMB2	9	25.4	83292.231
9850	5	1	4.5	24773.32	COMB5	4	25.4	38298.332	35160.19	COMB13	5	25.4	47483.85
9860	5	1	4.5	24547.64	COMB6	4	25.4	38298.332	33901.08	COMB14	5	25.4	47483.85
10221	5	1	3.8	36300.08	COMB5	4	25.4	38298.332	42441.81	COMB14	5	25.4	47483.85
10430	5	1	4.5	23765.28	COMB5	4	25.4	38298.332	35638.72	COMB13	5	25.4	47483.85
10440	5	1	4.5	24567.52	COMB4	4	25.4	38298.332	45164.68	COMB14	5	25.4	47483.85
11327	5	1	3.8	36395.57	COMB6	4	25.4	38298.332	42203.21	COMB13	5	25.4	47483.85
7870	2'	1	4.3	40222.68	COMB10	5	25.4	47477.171	41960.67	COMB6	6	25.4	56421.656
8196	2'	1	4.7	29539.6	COMB10	5	25.4	47477.171	48121.41	COMB17	6	25.4	56421.656
7993	3'	1	4.3	39851.16	COMB6	5	25.4	47490.549	39042.89	COMB10	5	25.4	47490.549
8216	3'	1	4.7	31577.33	COMB6	5	25.4	47490.549	41059.25	COMB13	5	25.4	47490.549

Frame	Eje	Nivel	L m	Refuerzo inferior					Refuerzo superior				
				(+) Mu kg-m	COMBO	cant	Ø mm	(+) φMn kg-m	(-) Mu kg-m	COMBO	cant	Ø mm	(-) φMn kg-m
3569	A	2	4.7	18434.58	COMB3	4	19.1	22196.478	24300.69	COMB11	5	19.1	27313.948
4691	A	2	4.7	18445.93	COMB8	4	19.1	22196.478	24363.01	COMB12	5	19.1	27313.948
6599	A	2	6.47	8739.07	COMB8	4	19.1	22196.478	21580.97	COMB8	5	19.1	27313.948
6613	A	2	2.53	16262.37	COMB4	4	19.1	22196.478	22138.38	COMB11	5	19.1	27313.948
6619	A	2	2.53	16776.3	COMB7	4	19.1	22196.478	22584.36	COMB16	5	19.1	27313.948
6625	A	2	6.47	8547.05	COMB3	4	19.1	22196.478	21328.81	COMB3	5	19.1	27313.948
2298	B	2	9	31341.83	COMB3	4	25.4	38272.931	63409.14	COMB1	8	25.4	74165.422
3307	B	2	9	31278.37	COMB8	4	25.4	38272.931	63695.57	COMB1	8	25.4	74165.422
3550	B	2	4.7	16199.01	COMB3	4	25.4	38272.931	39930.51	COMB15	8	25.4	74165.422
4273	B	2	4.7	16120.51	COMB8	4	25.4	38272.931	40033.15	COMB12	8	25.4	74165.422
1370	C	2	2.53	16522.4	COMB8	3	25.4	29227.434	37042.35	COMB16	6	25.4	56305.783
1895	C	2	2.53	16261.26	COMB3	3	25.4	29227.434	36799.51	COMB11	6	25.4	56305.783
2327	C	2	6.47	21673.64	COMB3	3	25.4	29227.434	45650.4	COMB1	6	25.4	56305.783
3292	C	2	6.47	21649.9	COMB8	3	25.4	29227.434	46054.62	COMB1	6	25.4	56305.783
3740	C	2	4.7	13035.93	COMB7	3	25.4	29227.434	30650.43	COMB15	6	25.4	56305.783
4283	C	2	4.7	13024.51	COMB4	3	25.4	29227.434	30622.51	COMB12	6	25.4	56305.783
1364	C'	2	2.53	22449.65	COMB16	5	19.1	27315.092	21385.47	COMB7	5	19.1	27315.092
1889	C'	2	2.53	22358.39	COMB11	5	19.1	27315.092	21349.59	COMB4	5	19.1	27315.092
730	D	2	4.7	12802.89	COMB3	3	19.1	16997.144	29797.4	COMB3	6	19.1	32542.704
1957	D	2	2.53	12378.18	COMB4	3	19.1	16997.144	25056.18	COMB12	6	19.1	32542.704
1963	D	2	2.53	13337.88	COMB7	3	19.1	16997.144	26091.37	COMB15	6	19.1	32542.704
4917	D	2	4.7	12856.98	COMB8	3	19.1	16997.144	29686.21	COMB8	6	19.1	32542.704
5316	D	2	6.47	15422.92	COMB3	3	19.1	16997.144	31262.48	COMB1	6	19.1	32542.704
6015	D	2	6.47	15512.4	COMB8	3	19.1	16997.144	31607.67	COMB1	6	19.1	32542.704
1137	E	2	4.7	15720.52	COMB7	3	19.1	16910.08	22006.31	COMB15	5	19.1	27383.074
5863	E	2	4.7	15720.53	COMB4	3	19.1	16910.08	21908.36	COMB16	5	19.1	27383.074
6557	E	2	6.47	8077.12	COMB4	3	19.1	16910.08	20352.58	COMB4	5	19.1	27383.074
6573	E	2	2.53	13489.17	COMB3	3	19.1	16910.08	20645.47	COMB11	5	19.1	27383.074
6579	E	2	6.47	8265.6	COMB7	3	19.1	16910.08	20460.69	COMB7	5	19.1	27383.074
6593	E	2	2.53	14149.15	COMB8	3	19.1	16910.08	21163.86	COMB16	5	19.1	27383.074

Frame	Eje	Nivel	L m	Refuerzo inferior					Refuerzo superior				
				(+) Mu kg-m	COMBO	cant	Ø mm	(+) φMn kg-m	(-) Mu kg-m	COMBO	cant	Ø mm	(-) φMn kg-m
7665	1	1	3.8	36438.14	COMB10	5	25.4	47490.549	42214.38	COMB17	5	25.4	47490.549
6685	1	1	3.8	36436.05	COMB9	5	25.4	47490.549	42558.29	COMB18	5	25.4	47490.549
6894	1	1	4.5	24967.65	COMB10	5	25.4	47490.549	34117.51	COMB18	5	25.4	47490.549
6904	1	1	4.5	24423.7	COMB9	5	25.4	47490.549	35037.98	COMB17	5	25.4	47490.549
7294	1	1	4.5	23430.13	COMB9	5	25.4	47490.549	35585.27	COMB17	5	25.4	47490.549
7304	1	1	4.5	25009.85	COMB10	5	25.4	47490.549	35985.74	COMB18	5	25.4	47490.549
6639	2	1	3.8	38196.25	COMB10	5	25.4	47531.61	48472.55	COMB18	10	25.4	91713.306
6658	2	1	3.8	38785.85	COMB9	5	25.4	47531.61	47521.34	COMB17	10	25.4	91713.306
6875	2	1	9	37598.74	COMB10	5	25.4	47531.61	81878.71	COMB2	10	25.4	91713.306
7265	2	1	9	32910.52	COMB9	5	25.4	47531.61	76864.1	COMB2	10	25.4	91713.306
6648	3	1	3.8	37696.88	COMB10	5	25.4	47848.413	48013.37	COMB14	11	25.4	99748.598
6666	3	1	3.8	38044.3	COMB6	5	25.4	47848.413	39302.62	COMB13	11	25.4	99748.598
7879	3	1	4.3	30682.1	COMB5	5	25.4	47848.413	48852.6	COMB9	11	25.4	99748.598
8198	3	1	4.7	23248.91	COMB5	5	25.4	47848.413	30955.84	COMB14	11	25.4	99748.598
8373	3	1	9	45256.54	COMB5	5	25.4	47848.413	84478.09	COMB2	11	25.4	99748.598
6649	4	1	3.8	38054.5	COMB6	5	25.4	47492.351	48203.1	COMB14	9	25.4	83292.231
6667	4	1	3.8	38620.36	COMB5	5	25.4	47492.351	47926.65	COMB13	9	25.4	83292.231
9076	4	1	9	37509.28	COMB6	5	25.4	47492.351	82033.76	COMB2	9	25.4	83292.231
10401	4	1	9	33637.57	COMB5	5	25.4	47492.351	77543.53	COMB2	9	25.4	83292.231
9850	5	1	4.5	24773.32	COMB5	4	25.4	38298.332	35160.19	COMB13	5	25.4	47483.85
9860	5	1	4.5	24547.64	COMB6	4	25.4	38298.332	33901.08	COMB14	5	25.4	47483.85
10221	5	1	3.8	36300.08	COMB5	4	25.4	38298.332	42441.81	COMB14	5	25.4	47483.85
10430	5	1	4.5	23765.28	COMB5	4	25.4	38298.332	35638.72	COMB13	5	25.4	47483.85
10440	5	1	4.5	24567.52	COMB4	4	25.4	38298.332	45164.68	COMB14	5	25.4	47483.85
11327	5	1	3.8	36395.57	COMB6	4	25.4	38298.332	42203.21	COMB13	5	25.4	47483.85
7870	2'	1	4.3	40222.68	COMB10	5	25.4	47477.171	41960.67	COMB6	6	25.4	56421.656
8196	2'	1	4.7	29539.6	COMB10	5	25.4	47477.171	48121.41	COMB17	6	25.4	56421.656
7993	3'	1	4.3	39851.16	COMB6	5	25.4	47490.549	39042.89	COMB10	5	25.4	47490.549
8216	3'	1	4.7	31577.33	COMB6	5	25.4	47490.549	41059.25	COMB13	5	25.4	47490.549

Frame	Eje	Nivel	L m	Refuerzo inferior					Refuerzo superior				
				(+) Mu kg-m	COMBO	cant	Ø mm	(+) φMn kg-m	(-) Mu kg-m	COMBO	cant	Ø mm	(-) φMn kg-m
6694	A	1	4.7	33611.2	COMB4	4	25.4	38298.332	42756.37	COMB11	5	25.4	47483.85
10230	A	1	4.7	33621.02	COMB3	4	25.4	38298.332	42770.37	COMB12	5	25.4	47483.85
12053	A	1	6.47	14800.12	COMB8	4	25.4	38298.332	34966.43	COMB16	5	25.4	47483.85
12067	A	1	2.53	34524.88	COMB4	4	25.4	38298.332	42233.9	COMB11	5	25.4	47483.85
12073	A	1	2.53	34962.62	COMB10	4	25.4	38298.332	42615.94	COMB16	5	25.4	47483.85
12079	A	1	6.47	14602.51	COMB3	4	25.4	38298.332	34771.34	COMB11	5	25.4	47483.85
6675	B	1	4.7	31677.35	COMB3	4	25.4	38323.207	53353.4	COMB15	9	25.4	82569.675
8335	B	1	9	32864.51	COMB3	4	25.4	38323.207	75359.73	COMB2	9	25.4	82569.675
9122	B	1	9	32725.61	COMB8	4	25.4	38323.207	75795.1	COMB2	9	25.4	82569.675
9830	B	1	4.7	31579.26	COMB8	4	25.4	38323.207	53561.54	COMB12	9	25.4	82569.675
6865	C	1	4.7	27648.32	COMB8	4	25.4	38303.313	47864.24	COMB15	7	25.4	65356.042
7894	C	1	2.53	31580.25	COMB8	4	25.4	38303.313	51606.55	COMB16	7	25.4	65356.042
8008	C	1	2.53	31329.91	COMB3	4	25.4	38303.313	51391.14	COMB11	7	25.4	65356.042
8359	C	1	6.47	21898.1	COMB3	4	25.4	38303.313	58332.83	COMB4	7	25.4	65356.042
9108	C	1	6.47	21933.55	COMB8	4	25.4	38303.313	58860.04	COMB2	7	25.4	65356.042
9840	C	1	4.7	27665.19	COMB3	4	25.4	38303.313	47889.28	COMB12	7	25.4	65356.042
7888	C'	1	2.53	42893.62	COMB16	5	25.4	47490.549	40468.5	COMB7	5	25.4	47490.549
8002	C'	1	2.53	40966.52	COMB7	5	25.4	47490.549	41723.29	COMB16	5	25.4	47490.549
7284	D	1	4.7	26473.64	COMB4	4	25.4	38311.372	45441.34	COMB11	6	25.4	56539.519
8062	D	1	2.53	28541.93	COMB4	4	25.4	38311.372	41032.78	COMB11	6	25.4	56539.519
8068	D	1	2.53	29024.03	COMB7	4	25.4	38311.372	42258.82	COMB16	6	25.4	56539.519
10420	D	1	4.7	26825.09	COMB7	4	25.4	38311.372	45522.83	COMB16	6	25.4	56539.519
10801	D	1	6.47	17872.95	COMB4	4	25.4	38311.372	45164.68	COMB3	6	25.4	56539.519
11487	D	1	6.47	16961.68	COMB7	4	25.4	38311.372	43390.36	COMB7	6	25.4	56539.519
7673	E	1	4.7	28896.26	COMB7	4	25.4	38298.332	38359.99	COMB15	5	25.4	47483.85
11335	E	1	4.7	28910.31	COMB8	4	25.4	38298.332	38182.87	COMB16	5	25.4	47483.85
12014	E	1	6.47	12381.41	COMB4	4	25.4	38298.332	32899.93	COMB4	5	25.4	47483.85
12027	E	1	2.53	29403.6	COMB3	4	25.4	38298.332	38308.42	COMB12	5	25.4	47483.85
12033	E	1	6.47	12443.91	COMB7	4	25.4	38298.332	32728.25	COMB8	5	25.4	47483.85
12047	E	1	2.53	29879.41	COMB8	4	25.4	38298.332	38941.14	COMB15	5	25.4	47483.85

Diseño de vigas por cortante

					DISEÑO POR CORTANTE MÁXIMO POSITIVO							DISEÑO POR CORTANTE MÁXIMO NEGATIVO						
					Av req		Av req min		Av min		Av no req	Av no req	Av min		Av req min		Av req	
Frame	Eje	Nivel	L	Ø var	s req	L	s min	L	s min	L	L	L	s min	L	s min	L	s req	L
			m	mm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
1	1	2	4.5	9.5	0	0	0	0	42	128.085	133.09	133.091	42	55.734	0	0	0	0
2	1	2	3.8	9.5	0	0	0	0	42	88.25	100.105	100.106	42	91.539	0	0	0	0
758	1	2	4.5	9.5	0	0	0	0	42	114.342	108.196	108.196	42	119.266	0	0	0	0
769	1	2	4.5	9.5	0	0	0	0	42	72.643	132.447	132.448	42	112.462	0	0	0	0
3560	1	2	3.8	9.5	0	0	0	0	42	91.196	103.071	103.071	42	82.662	0	0	0	0
3823	1	2	4.5	9.5	0	0	0	0	42	69.199	125.742	125.741	42	129.318	0	0	0	0
711	2	2	9	9.5	16	54	16	194.133	42	95.76	95.76	95.761	42	95.76	15	214.826	15	54
3022	2	2	3.8	9.5	0	0	0	0	0	0	139.376	99.009	42	141.615	0	0	0	0
3109	2	2	3.8	9.5	0	0	0	0	42	135.901	98.497	0	0	0	0	0	0	0
3804	2	2	9	9.5	12	54	12	233.686	42	86.753	86.753	86.754	42	86.753	13	211.301	13	54
1355	3	2	4.3	9.5	0	0	0	0	42	163.071	121.136	0	0	0	0	0	0	0
2146	3	2	4.7	9.5	0	0	0	0	42	101.207	126.777	126.778	42	115.238	0	0	0	0
2367	3	2	9	9.5	8	54	8	292.122	42	77.958	77.957	77.958	42	77.957	13	188.048	13	54
3031	3	2	3.8	9.5	0	0	0	0	0	0	125.926	111.46	42	142.614	0	0	0	0
3117	3	2	3.8	9.5	0	0	0	0	42	79.585	116.741	116.74	42	66.934	0	0	0	0
3056	4	2	3.8	9.5	0	0	0	0	0	0	138.337	100.244	42	141.419	0	0	0	0
3125	4	2	3.8	9.5	0	0	0	0	42	138.736	98.881	0	0	0	0	0	0	0
3198	4	2	9	9.5	12	54	12	234.567	42	86.563	86.562	86.562	42	86.562	13	211.184	13	54
4862	4	2	9	9.5	16	54	16	193.341	42	96.025	96.025	96.024	42	96.025	15	214.56	15	54
4311	5	2	4.5	9.5	0	0	0	0	42	128.214	129.728	129.728	42	62.33	0	0	0	0
4321	5	2	4.5	9.5	0	0	0	0	42	63.35	127.764	127.763	42	131.123	0	0	0	0
4682	5	2	3.8	9.5	0	0	0	0	42	89.266	101.921	101.922	42	86.891	0	0	0	0
4945	5	2	4.5	9.5	0	0	0	0	42	135.08	125.021	125.021	42	64.878	0	0	0	0
4955	5	2	4.5	9.5	0	0	0	0	42	61.15	125.48	125.48	42	137.89	0	0	0	0
5855	5	2	3.8	9.5	0	0	0	0	42	84.037	100.956	100.956	42	94.051	0	0	0	0
1346	2'	2	4.3	9.5	0	0	0	0	42	55.118	79.377	79.377	42	79.378	27	82.75	27	54
2144	2'	2	4.7	9.5	27	54	27	62.739	42	67.676	67.676	67.676	42	67.676	27	28.557	27	54

					DISEÑO POR CORTANTE MÁXIMO POSITIVO							DISEÑO POR CORTANTE MÁXIMO NEGATIVO						
					Av req		Av req min		Av min		Av no req	Av no req	Av min		Av req min		Av req	
Frame	Eje	Nivel	L	Ø var	s req	L	s min	L	s min	L	L	L	s min	L	s min	L	s req	L
			m	mm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
1880	3'	2	4.3	9.5	0	0	0	0	42	54.192	79.826	79.826	42	79.826	27	82.33	27	54
2164	3'	2	4.7	9.5	27	54	27	67.449	42	67.873	67.872	67.873	42	67.873	27	23.06	27	54
3569	A	2	4.7	9.5	0	0	0	0	42	133.988	114.448	114.447	42	107.117	0	0	0	0
4691	A	2	4.7	9.5	0	0	0	0	42	108.006	113.589	113.59	42	134.815	0	0	0	0
6599	A	2	6.47	9.5	0	0	0	0	42	138.392	202.848	202.848	42	102.912	0	0	0	0
6613	A	2	2.53	9.5	0	0	0	0	42	62.238	53.966	53.965	42	82.831	0	0	0	0
6619	A	2	2.53	9.5	0	0	0	0	42	86.062	52.573	52.572	42	61.793	0	0	0	0
6625	A	2	6.47	9.5	0	0	0	0	42	107.103	203.378	203.377	42	133.142	0	0	0	0
2298	B	2	9	9.5	18	54	18	189.603	42	105.093	105.094	105.094	42	105.093	19	182.023	19	54
3307	B	2	9	9.5	20	54	20	175.795	42	106.176	106.175	106.176	42	106.176	18	191.502	18	54
3550	B	2	4.7	9.5	27	54	27	72.014	42	71.064	71.063	71.064	42	71.064	27	5.731	27	54
4273	B	2	4.7	9.5	27	54	27	9.098	42	70.621	70.62	70.621	42	70.62	27	70.42	27	54
1370	C	2	2.53	9.5	0	0	0	0	0	0	73.821	34.251	42	34.251	20	56.677	20	54
1895	C	2	2.53	9.5	16	54	16	66.388	42	32.87	32.871	0	0	0	0	0	0	0
2327	C	2	6.47	9.5	8	54	8	235.001	42	57.483	57.484	57.483	42	57.483	26	74.066	26	54
3292	C	2	6.47	9.5	23	54	23	83.934	42	59.253	59.253	59.254	42	59.253	9	218.053	9	54
3740	C	2	4.7	9.5	27	54	27	44.249	42	72.697	72.697	72.697	42	72.696	27	26.964	27	54
4283	C	2	4.7	9.5	27	54	27	32.086	42	72.799	72.799	72.8	42	72.799	27	38.717	27	54
1364	C'	2	2.53	9.5	0	0	0	0	42	101.314	51.168	0	0	0	0	0	0	0
1889	C'	2	2.53	9.5	0	0	0	0	0	0	100.621	50.962	42	101.417	0	0	0	0
730	D	2	4.7	9.5	27	54	27	48.968	42	72.962	72.962	72.962	42	72.962	27	21.184	27	54
1957	D	2	2.53	9.5	0	0	0	0	0	0	106.05	54.199	42	92.751	0	0	0	0
1963	D	2	2.53	9.5	0	0	0	0	42	99.093	49.635	49.635	42	54.637	0	0	0	0
4917	D	2	4.7	9.5	27	54	27	27.929	42	73.029	73.029	73.028	42	73.029	27	41.956	27	54
5316	D	2	6.47	9.5	27	54	27	39.489	42	105.366	105.365	105.366	42	105.366	27	78.048	27	54
6015	D	2	6.47	9.5	27	54	27	88.041	42	101.726	101.725	101.725	42	101.725	27	44.058	27	54

					DISEÑO POR CORTANTE MÁXIMO POSITIVO							DISEÑO POR CORTANTE MÁXIMO NEGATIVO						
					Av req		Av req min		Av min		Av no req	Av no req	Av min		Av req min		Av req	
Frame	Eje	Nivel	L	Ø var	s req	L	s min	L	s min	L	L	L	s min	L	s min	L	s req	L
			m	mm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
1137	E	2	4.7	9.5	0	0	0	0	42	117.958	133.054	133.053	42	85.935	0	0	0	0
5863	E	2	4.7	9.5	0	0	0	0	42	87.886	132.849	132.85	42	116.415	0	0	0	0
6557	E	2	6.47	9.5	0	0	0	0	42	155.057	192.921	192.922	42	106.1	0	0	0	0
6573	E	2	2.53	9.5	0	0	0	0	42	83.471	57.967	0	0	0	0	0	0	0
6579	E	2	6.47	9.5	0	0	0	0	42	108.543	193.261	193.262	42	151.934	0	0	0	0
6593	E	2	2.53	9.5	0	0	0	0	42	55.944	57.105	57.104	42	82.847	0	0	0	0
6685	1	1	3.8	9.5	27	54	27	28.509	42	55.99	55.99	55.99	42	55.989	27	19.532	27	54
6894	1	1	4.5	9.5	0	0	0	0	42	120.927	84.756	84.755	42	84.756	27	20.806	27	54
6904	1	1	4.5	9.5	27	54	27	34.883	42	79.473	79.474	79.474	42	122.696	0	0	0	0
7294	1	1	4.5	9.5	27	54	27	39.17	42	78.647	78.647	78.647	42	120.889	0	0	0	0
7304	1	1	4.5	9.5	0	0	0	0	42	129.034	75.104	75.103	42	75.103	27	41.656	27	54
7665	1	1	3.8	9.5	27	54	27	26.605	42	54.641	54.641	54.641	42	54.642	27	26.83	27	54
6639	2	1	3.8	9.5	0	0	0	0	42	110.184	58.85	58.85	42	58.85	27	39.266	27	54
6658	2	1	3.8	9.5	27	54	27	35.128	42	58.566	58.566	58.566	42	58.566	27	2.608	27	54
6875	2	1	9	9.5	8	54	8	276.181	42	72.378	72.379	72.379	42	72.378	10	226.305	10	54
7265	2	1	9	9.5	12	54	12	209.442	42	79.372	79.371	79.372	42	79.371	10	265.072	10	54
6648	3	1	3.8	9.5	0	0	0	0	42	101.226	63.942	63.941	42	63.941	27	32.95	27	54
6666	3	1	3.8	9.5	27	54	27	5.173	42	66.837	66.838	66.837	42	120.315	0	0	0	0
7879	3	1	4.3	9.5	27	54	27	26.102	42	76.315	76.315	76.316	42	120.952	0	0	0	0
8198	3	1	4.7	9.5	0	0	0	0	42	140.963	90.194	90.194	42	90.193	27	4.456	27	54
8373	3	1	9	9.5	6	54	6	318.818	42	64.29	64.291	64.29	42	64.291	10	216.02	10	54
6649	4	1	3.8	9.5	0	0	0	0	42	109.196	59.506	59.506	42	59.506	27	38.286	27	54
6667	4	1	3.8	9.5	27	54	27	39.695	42	58.595	58.594	58.594	42	110.522	0	0	0	0
9076	4	1	9	9.5	8	54	8	276.908	42	72.201	72.201	72.2	42	72.201	10	226.289	10	54
10401	4	1	9	9.5	12	54	12	209.64	42	78.53	78.531	78.53	42	78.53	9	268.239	9	54

					DISEÑO POR CORTANTE MÁXIMO POSITIVO							DISEÑO POR CORTANTE MÁXIMO NEGATIVO						
					Av req		Av req min		Av min		Av no req	Av no req	Av min		Av req min		Av req	
Frame	Eje	Nivel	L	Ø var	s req	L	s min	L	s min	L	L	L	s min	L	s min	L	s req	L
			m	mm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
9850	5	1	4.5	9.5	27	54	27	35.126	42	77.617	77.616	77.616	42	128.025	0	0	0	0
9860	5	1	4.5	9.5	0	0	0	0	42	116.063	85.77	85.77	42	85.77	27	22.627	27	54
10221	5	1	3.8	9.5	27	54	27	26.664	42	55.328	55.328	55.328	42	55.328	27	24.024	27	54
10430	5	1	4.5	9.5	27	54	27	38.539	42	76.987	76.987	76.987	42	126.5	0	0	0	0
10440	5	1	4.5	9.5	27	54	27	37.34	42	56.111	56.11	56.111	42	56.111	23	80.217	23	54
11327	5	1	3.8	9.5	27	54	27	23.092	42	54.851	54.851	54.852	42	54.851	27	29.503	27	54
7870	2'	1	4.3	9.5	0	0	0	0	42	93.543	54.623	54.624	42	54.623	15	118.587	15	54
8196	2'	1	4.7	9.5	16	54	16	93.862	42	45.068	45.068	45.068	42	45.068	17	87.866	17	54
7993	3'	1	4.3	9.5	0	0	0	0	42	99.338	54.77	54.771	42	54.77	16	112.351	16	54
8216	3'	1	4.7	9.5	27	54	27	24.286	42	77.431	77.43	77.43	42	77.43	27	27.993	27	54
6694	A	1	4.7	9.5	27	54	27	58.28	42	65.806	65.805	65.805	42	65.806	27	40.498	27	54
10230	A	1	4.7	9.5	27	54	27	41.437	42	65.448	65.449	65.448	42	65.448	27	58.77	27	54
12053	A	1	6.47	9.5	27	54	27	21.261	42	132.55	132.549	132.55	42	174.09	0	0	0	0
12067	A	1	2.53	9.5	27	54	27	7.576	42	28.127	28.127	28.127	42	28.127	27	24.916	27	54
12073	A	1	2.53	9.5	27	54	27	27.098	42	27.835	27.835	27.835	42	27.835	27	6.562	27	54
12079	A	1	6.47	9.5	0	0	0	0	42	178.08	132.072	132.072	42	132.072	27	18.704	27	54
6675	B	1	4.7	9.5	18	54	18	91.688	42	51.07	51.071	51.07	42	51.071	26	66.03	26	54
8335	B	1	9	9.5	14	54	14	206.572	42	91.896	91.895	91.895	42	91.896	14	217.846	14	54
9122	B	1	9	9.5	14	54	14	211.677	42	93.123	93.123	93.123	42	93.123	15	207.831	15	54
9830	B	1	4.7	9.5	24	54	24	68.788	42	50.535	50.534	50.535	42	50.535	18	91.073	18	54
6865	C	1	4.7	9.5	23	54	23	75.337	42	52.189	52.189	52.189	42	52.189	22	77.907	22	54
7894	C	1	2.53	9.5	0	0	0	0	42	74.453	22.01	22.01	42	22.01	12	58.517	12	54
8008	C	1	2.53	9.5	11	54	11	65.204	42	21.445	21.444	21.444	42	69.463	0	0	0	0
8359	C	1	6.47	9.5	6	54	6	241.284	42	48.557	48.558	48.557	42	48.557	15	103.487	15	54
9108	C	1	6.47	9.5	14	54	14	113.742	42	49.438	49.438	49.438	42	49.437	7	227.507	7	54
9840	C	1	4.7	9.5	21	54	21	82.969	42	52.191	52.191	52.191	42	52.191	25	70.267	25	54

					DISEÑO POR CORTANTE MÁXIMO POSITIVO							DISEÑO POR CORTANTE MÁXIMO NEGATIVO						
					Av req		Av req min		Av min		Av no req	Av no req	Av min		Av req min		Av req	
Frame	Eje	Nivel	L	Ø var	s req	L	s min	L	s min	L	L	L	s min	L	s min	L	s req	L
			m	mm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
7888	C'	1	2.53	9.5	27	54	27	29.407	42	28.451	28.452	28.452	42	28.451	27	1.787	27	54
8002	C'	1	2.53	9.5	27	54	27	7.412	42	29.368	29.368	29.368	42	29.368	27	20.116	27	54
7284	D	1	4.7	9.5	21	54	21	81.361	42	52.312	52.313	52.313	42	52.312	24	71.389	24	54
8062	D	1	2.53	9.5	27	54	27	3.771	42	28.671	28.671	28.671	42	28.67	27	26.546	27	54
8068	D	1	2.53	9.5	27	54	27	25.653	42	31.307	31.307	31.307	42	79.426	0	0	0	0
10420	D	1	4.7	9.5	22	54	22	77.328	42	52.688	52.689	52.688	42	52.688	24	73.919	24	54
10801	D	1	6.47	9.5	27	54	27	77.326	42	80.675	80.675	80.675	42	80.675	19	138.974	19	54
11487	D	1	6.47	9.5	21	54	21	131.48	42	83.707	83.707	83.707	42	83.708	27	72.691	27	54
7673	E	1	4.7	9.5	27	54	27	38.79	42	76.212	76.211	76.212	42	76.211	27	18.364	27	54
11335	E	1	4.7	9.5	27	54	27	20.909	42	76.064	76.063	76.063	42	76.064	27	36.837	27	54
12014	E	1	6.47	9.5	27	54	27	31.818	42	129.363	129.363	129.363	42	173.093	0	0	0	0
12027	E	1	2.53	9.5	27	54	27	22.781	42	30.779	30.779	30.779	42	83.882	0	0	0	0
12033	E	1	6.47	9.5	0	0	0	0	42	173.671	131.244	131.244	42	131.244	27	25.597	27	54
12047	E	1	2.53	9.5	27	54	27	0.919	42	30.64	30.64	30.64	42	30.64	27	21.521	27	54

Anexo D. Diseño de columnas a flexión

Flexión 1

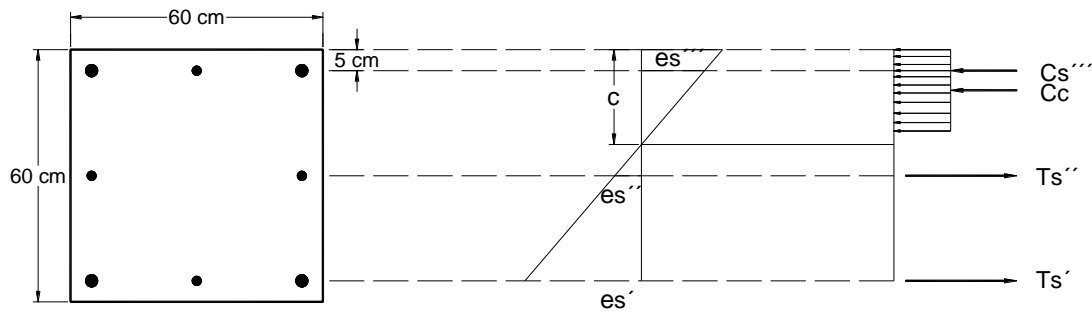


Figura Anexo - 0-4 . Elemento sometido a flexión 1

Tabla 0-1. Tablas de fuerzas actuantes en los elementos

Elemento	Muy	Mux	Vux	Vuy	Pu
124	23260.82	20696.51	9875.25	11189.68	21942.51
126	21691.68	28697.41	14372.4	10362.35	29998.86
128	6462.73	31776.92	16250.72	1760.96	27704
130	21836	30188.05	15721.42	10388.35	18389.62
132	6472.24	31510.09	16100.99	1763.55	27059.26
140	23352.59	20731.81	9886.73	11237.7	24184.09
142	21791.82	28619.35	14355.83	10434.82	28880.73
157	33264.79	31198.07	16336.98	16945.67	20765.68
163	34139.53	32357.81	16943.56	17250.61	16308.39
165	34447.07	28320.92	13916.38	17201.27	54124.06
167	30509.52	29163.45	13909.73	15418.08	31021.64
174	30684.07	29140.41	13902.05	15513.2	30930.68
188	32646.22	27525.69	13169.04	16593.68	30104.58
190	32356.91	27458.2	13132.07	16444.98	29185.86
191	37780.31	38906.92	18173.7	17746.84	58508.22
192	23467.48	23724.95	11338.03	11338.18	22164.16
194	22503.88	32186.36	16150.5	10786.04	29752.19
196	6462.73	35649.65	18229.7	1760.96	26189.83
198	22240	34619.58	18033.52	10594.41	14338.24
200	6472.24	35816.99	18312.62	1763.55	26703.75
202	22356.73	32138.47	16128.68	10709.64	28484.86
203	37748.42	38912.63	18180.78	17740.97	65008.61
204	23344.38	23721.88	11335.55	11265.4	24450.34

En la siguiente tabla se muestran los diseños para estos elementos

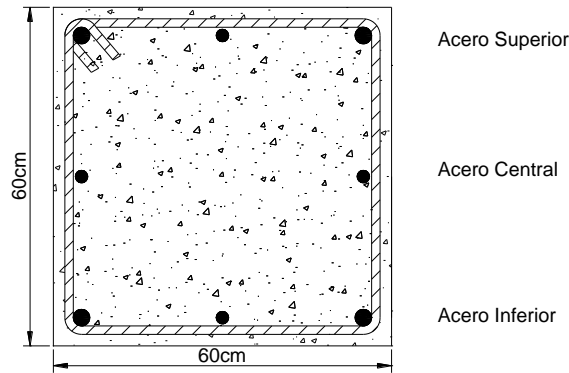


Figura Anexo - 0-5. Dibujo para la Tabla siguiente

Tabla 0-2. Tabla de diseño de acero longitudinal y transversal

Elemento	Acero Superior	Acero Central	Acero Inferior	Estribo	Separación
124	2#25 y 1#13	2#13	2#25 y 1#13	N° 13	27.5
126	2#25 y 1#19	2#19	2#25 y 1#19	N° 13	27.5
128	2#25 y 1#19	2#19	2#25 y 1#19	N° 13	27.5
130	2#25 y 1#19	2#19	2#25 y 1#19	N° 13	27.5
132	2#25 y 1#19	2#19	2#25 y 1#19	N° 13	27.5
140	2#22 y 1#16	2#16	2#22 y 1#16	N° 13	27.5
142	2#25 y 1#16	2#16	2#25 y 1#16	N° 13	27.5
157	2#25 y 1#19	2#19	2#25 y 1#19	N° 13	27.5
163	2#25 y 1#22	2#22	2#25 y 1#22	N° 13	27.5
165	2#25 y 1#22	2#22	2#25 y 1#22	N° 13	27.5
167	2#25 y 1#19	2#19	2#25 y 1#19	N° 13	27.5
174	2#22 y 1#22	2#22	2#22 y 1#22	N° 13	27.5
188	2#25 y 1#22	2#22	2#25 y 1#22	N° 13	27.5
190	2#25 y 1#22	2#22	2#25 y 1#22	N° 13	27.5
191	2#25 y 1#25	2#25	2#25 y 1#25	N° 13	27.5
192	2#22 y 1#16	2#16	2#22 y 1#16	N° 13	27.5
194	2#25 y 1#22	2#22	2#25 y 1#22	N° 13	27.5
196	2#25 y 1#22	2#22	2#25 y 1#22	N° 13	27.5
198	2#25 y 1#22	2#22	2#25 y 1#22	N° 13	27.5
200	2#25 y 1#22	2#22	2#25 y 1#22	N° 13	27.5
202	2#25 y 1#19	2#19	2#25 y 1#19	N° 13	27.5
203	2#25 y 1#25	2#25	2#25 y 1#25	N° 13	27.5
204	2#22 y 1#16	2#16	2#22 y 1#16	N° 13	27.5

Flexión 2

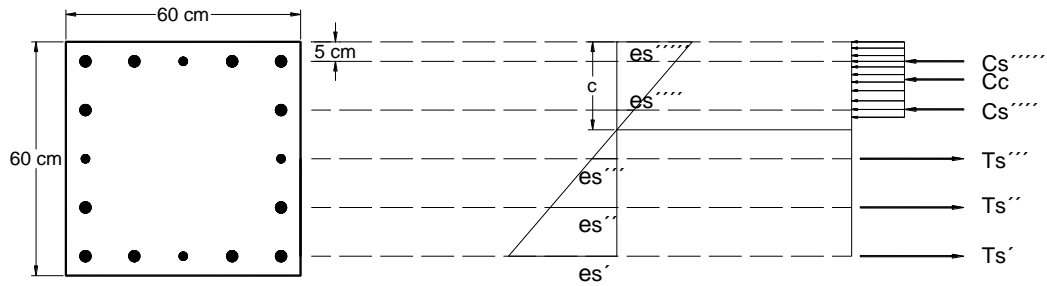


Figura Anexo - 0-6. Elemento sometido a flexión 2

El proceso de análisis y diseño es el mismo que se mostró, por lo que se mostrara la tabla de fuerzas y resultados directamente para los elementos diseñado a flexión tipo 2.

Tabla 0-3. Tabla de las fuerzas actuantes en los elementos

Elemento	Muy	Mux	Vux	Vuy	Pu
123	37614.41	34418.77	16127.93	17676.08	57933.7
129	36751.33	39110.87	20310.21	17055.94	49060.93
131	29058.24	38738.7	19978.14	10108.48	69232.8
139	37617.38	34404.79	16111.23	17658.53	64271.59
147	32403.51	27533.95	13129.4	16530.14	31432.02
149	32463.43	27313.57	13050.64	16570.07	30188.72
151	27867.97	38827.39	19717.48	13499.34	52477.65
153	26928.54	39258.59	20131.85	12343.42	51159.23
156	41299.9	40171.43	20976.93	21114.37	45704.44
161	35424.34	28497.39	13955.24	18221.04	54002.73
170	23372.46	43776.23	22402.71	10970.29	69601.66
172	23118.94	43761.61	22387.55	10929.23	67518.16
178	58188.8	32462.22	16913.14	29401.61	51682.37
189	41355.14	39004.32	18558.8	20986	70344.39
195	29060.22	43776.22	22520.3	10106.18	69099.41
197	36917.35	44267.3	22957.75	17159.22	42134.38
199	29058.24	43775.35	22517.53	10108.48	70030.63
162	41231.17	41199.64	21543.37	20997.31	39555.65

En la siguiente tabla se muestran los diseños para estos elementos

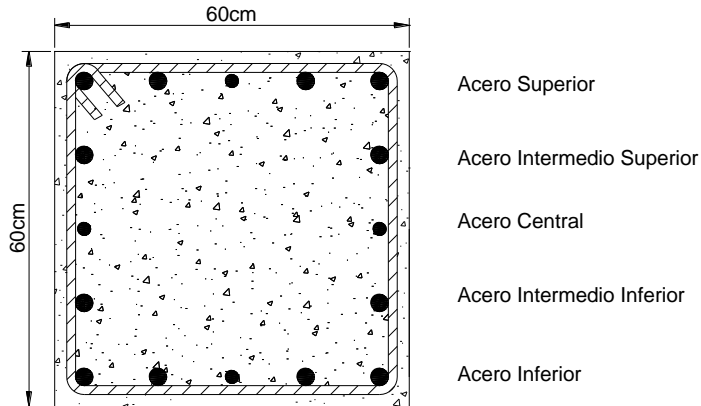


Figura Anexo - 0-7. Dibujo para la Tabla siguiente

Tabla 0-4.Tabla de diseño de acero longitudinal y transversal

Elemento	Acero Superior	Acero In. Superior	Acero Central	Acero In. Inferior	Acero Inferior	Estribo	Separación
123	4#19 y 1#13	2#19	2#19	2#19	4#19 y 1#13	N° 13	27.5
129	4#19 y 1#16	2#19	2#16	2#19	4#19 y 1#16	N° 13	27.5
131	4#19 y 1#13	2#19	2#13	2#19	4#19 y 1#13	N° 13	27.5
139	4#19 y 1#13	2#19	2#13	2#19	4#19 y 1#13	N° 13	27.5
147	4#19 y 1#10	2#19	2#10	2#19	4#19 y 1#10	N° 13	27.5
149	4#19 y 1#10	2#19	2#10	2#19	4#19 y 1#10	N° 13	27.5
151	4#19 y 1#13	2#19	2#13	2#19	4#19 y 1#13	N° 13	27.5
153	4#19 y 1#16	2#19	2#16	2#19	4#19 y 1#16	N° 13	27.5
156	4#19 y 1#16	2#19	2#16	2#19	4#19 y 1#16	N° 13	27.5
161	4#19 y 1#10	2#19	2#10	2#19	4#19 y 1#10	N° 13	27.5
170	4#19 y 1#19	2#19	2#19	2#19	4#19 y 1#19	N° 13	27.5
172	4#19 y 1#19	2#19	2#19	2#19	4#19 y 1#19	N° 13	27.5
178	4#25 y 1#10	2#25	2#10	2#25	4#25 y 1#10	N° 13	27.5
189	4#19 y 1#16	2#19	2#16	2#19	4#19 y 1#16	N° 13	27.5
195	4#19 y 1#19	2#19	2#19	2#19	4#19 y 1#19	N° 13	27.5
197	4#19 y 1#19	2#19	2#19	2#19	4#19 y 1#19	N° 13	27.5
199	4#19 y 1#19	2#19	2#19	2#19	4#19 y 1#19	N° 13	27.5
162	4#19 y 1#16	2#19	2#16	2#19	4#19 y 1#16	N° 13	27.5

Anexo E. Verificación de la resistencia al Cortante losa en dos direcciones

Sección 1

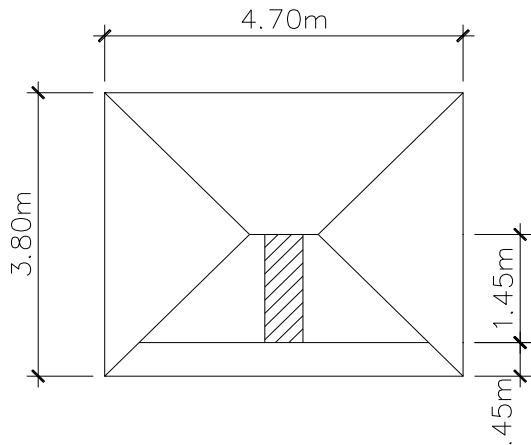


Figura Anexo - 0-8. Sección de losa 1

La sección de diseño se ubica a 25 cm de la cara de la viga y la viga se encuentra a 20 cm del eje de la viga por lo que la sección se ubica a 45 cm del eje de la viga con un ancho de diseño de 1 m

$$q_u = 864.976 \text{ Kg/m}^2$$

$$v_u = 1 \text{ m} \times 1.45 \text{ m} \times 864.976 \text{ Kg/m}^2$$

$$v_u = 1254.22 \text{ Kg}$$

En un metro de diseño se abarcan 2 nervios de 15 cm de ancho por lo que el refuerzo último es

$$V_u = \frac{v_u}{\phi b d} \quad \therefore \quad b = \text{Base} , d = \text{Altura del acero}$$

$$= \frac{1254.22 \text{ Kg}}{(0.85)(30 \text{ cm})(32 \text{ cm})}$$

$$V_u = 1.54 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante que puede soportar el concreto es:

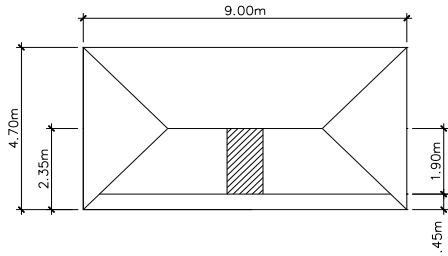


Figura Anexo - 0-9. Sección de losa 2

$$V_c = 0.5 \sqrt{f_c} = 0.5 \sqrt{210} = 7.25 \frac{Kg}{cm^2} \therefore V_u < V_c \text{ O.K}$$

Sección 2

$$q_u = 864.976 \text{ Kg/m}^2$$

$$v_u = 1 \text{ m} \times 1.90 \text{ m} \times 864.976 \text{ Kg/m}^2$$

$$v_u = 1643.45 \text{ Kg}$$

En un metro de diseño se abarcan 2 nervios de 15 cm de ancho por lo que el refuerzo último es:

$$V_u = \frac{v_u}{\phi b d} = \frac{1643.45 \text{ Kg}}{(0.85)(30 \text{ cm})(32 \text{ cm})}$$

$$V_u = 2.01 \frac{Kg}{cm^2} \therefore V_u < V_c \text{ O.K}$$

Sección 3

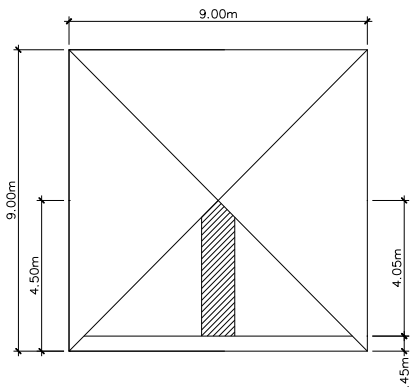


Figura Anexo - 0-10. Sección de losa 3

$$q_u = 864.976 \text{ Kg/m}^2$$

$$v_u = 1 \text{ m} \times 4.05 \text{ m} \times 864.976 \text{ Kg/m}^2$$

$$v_u = 3503.15 \text{ Kg}$$

En un metro de diseño se abarcan 2 nervios de 15 cm de ancho por lo que el refuerzo último es

$$V_u = \frac{v_u}{\phi b d} = \frac{3503.15 \text{ Kg}}{(0.85)(30 \text{ cm})(32 \text{ cm})}$$

$$V_u = 4.29 \text{ Kg/cm}^2 \therefore V_u < V_c \text{ O.K}$$

Todas las secciones propuestas resisten al cortante por lo que no se hará ningún cambio.

Anexo F. Diseño de escaleras

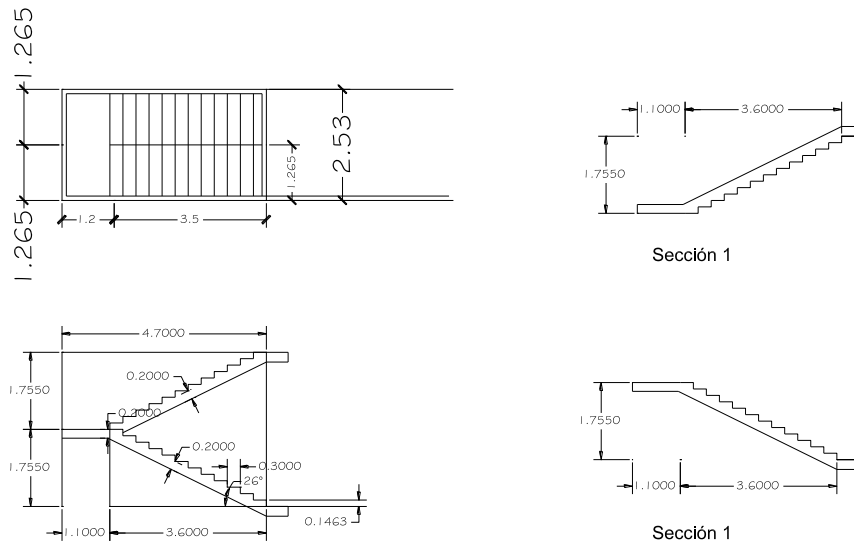


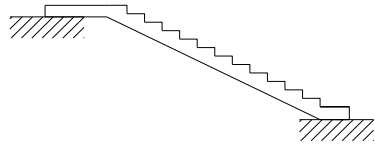
Figura Anexo - 0-11. Medidas de la escalera

Análisis y diseño por sección

Control de deflexiones

Tabla 0-5. Altura mínima según ACI

Miembros	Altura mínima h			
	Libremente apoyados	Con un extremo Continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8



$$h = \frac{L}{21} = \frac{4.7}{21} = 0.22 \text{ m}$$

Figura Anexo - 0-12. Idealizando la escalera

Se utilizará tentativamente una losa nervada armada en una dirección, con un espesor de 25 cm, con loseta de compresión de 5 cm de espesor, con nervios de

10 cm de ancho cada 40 cm. Los nervios de distribución transversales se colocarán cada metro de distancia.¹⁰

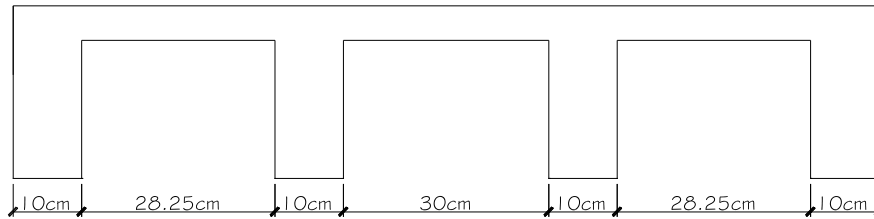


Figura Anexo - 0-13. Corte transversal de la escalera

Diseño por secciones

El diseño de las escaleras se hará por secciones de metros lineales de ancho total por 1m de largo

Cargas Muertas

$$\text{Peso de loseta de compresión} = 1.265m \times 1 \times 0.05m \times 2400 \frac{Kg}{m^3} = 151.8 Kg/m$$

$$\text{Peso de los Nervios longitudinales} = [(4 \times 0.10)]m \times 0.20m \times 2400 \frac{Kg}{m^3} = 192 Kg/m$$

$$\text{Peso de los Nervios transversales} = [(1 \times 0.10)]m \times 0.20m \times 2400 \frac{Kg}{m^3} = 48 Kg/m$$

$$\text{Peso propio de la losa} = \boxed{391.8 Kg/m}$$

$$\text{Peso de relleno de gradas} = 1.265m \times 1 \times 0.09m \times 2200 \frac{Kg}{m^3} = 250.47 Kg/m$$

$$\text{Enlucido y masillado} = 1.265m \times 1 \times 0.04m \times 2200 \frac{Kg}{m^3} = 111.32 Kg/m$$

$$\text{Carga Muerta} = 681.59 Kg/m$$

$$\text{Carga Viva} = 500 Kg/m^2 \times 1.265 = 632.5 Kg/m$$

$$C_u = 1.2 CM + 1.6 CV = 1.2(681.59 Kg/m) + 1.6(632.5 Kg/m) = \boxed{1829.91 Kg/m}$$

Cálculo de los momentos negativos y positivos mediante análisis de sap2000.

¹⁰ Los procedimientos de cálculo se verán reducidos porque ya han sido utilizado con anterioridad en el diseño de losas en una dirección.

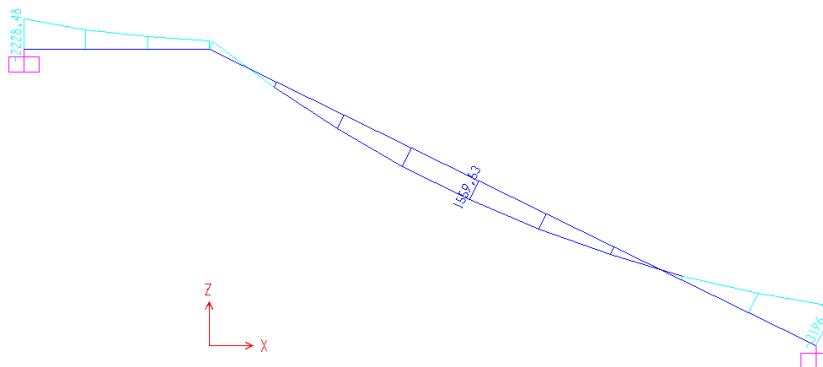


Figura Anexo - 0-14. Reacciones de la escalera

$$M_{(+)} = 1559.53 \text{ Kg} - m \quad \therefore \quad M_{(-)} = 3196.45 \text{ Kg} - m$$

Armadura longitudinal

Armadura longitudinal Negativa (Hierro superior)

$$A_{s \text{ req}} = \frac{0.85 \hat{f}_c b d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi \hat{f}_c b d^2}} \right]$$

$$\hat{f}_c = 4000 \text{ psi} (280 \text{ Kg/m})$$

$$\phi = 0.9 \text{ Constante por flexión}$$

$$b = 4(10 \text{ cm}) \text{ Nervios comprimidos}$$

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

$$d = 25 - 3 = 22 \text{ cm} \text{ Altura nominal del acero}$$

$$M_u = 3196.45 \text{ Kg/m}$$

$$\boxed{A_{s \text{ req}} = 4.0 \text{ cm}^2} \text{ para los 4 Nervios}$$

$$A_s = 1 \text{ } \phi 12.7 \text{ mm por Nervio}$$

Determinación de la cuantía real

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4(1.26 \text{ cm}^2)}{(40 \text{ cm})(22 \text{ cm})} = 0.0057$$

Verificación de la armadura máxima permisible

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{\hat{f}_c}{F_y} \times \frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003}$$

$$\hat{f}'_c = 4000 \text{ psi} (280 \text{ Kg/m}) \text{ Resistencia a compresión del concreto}$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/m}$$

$$E_s = 2100000 \text{ Kg/m} \text{ M\u00f3dulo de elasticidad del acero}$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ Constante}$$

$$\rho_b = 0.0289$$

$$\rho_{m\u00e1x} = 0.75\rho_b, \quad \rho = 0.0057$$

$$\rho_{m\u00e1x} = 0.75(0.0289) = 0.0217 \therefore \rho < \rho_{m\u00e1x} \text{ O.K}$$

Verificaci\u00f3n de la armadura m\u00ednima permisible[ACI10.5.1]

$$\rho_{min} = \frac{0.79\sqrt{f_c}}{F_y} = \frac{0.79\sqrt{280}}{4200} = 0.00319 \quad \text{\u00f3} \quad \rho_{min} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4200} = 0.00333$$

$$\rho > \rho_{min} \text{ O.K.}$$

Armadura longitudinal Positiva (Hierro inferior)

$$A_{s req} = \frac{0.85 f_c b d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi f_c b d^2}} \right] \therefore b = 126.5 \text{ cm} (\text{loseta de compresi\u00f3n})$$

$$A_{s req} = 1.88 \text{ cm}^2 \text{ para los 4 Nervios} \quad \rightarrow A_s = 1 \phi 9.5 \text{ mm por Nervio}$$

Determinaci\u00f3n de la cuant\u00eda real

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4(0.71 \text{ cm}^2)}{(40 \text{ cm})(22 \text{ cm})} = 0.00323 \quad \leftrightarrow \quad \rho < \rho_{min} \text{ No cumple}$$

Probar con acero $\phi 12.7 \text{ mm}$ por Nervio

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4(1.26 \text{ cm}^2)}{(40 \text{ cm})(22 \text{ cm})} = 0.0057$$

* Esta dentro de los rangos m\u00e1ximos y m\u00ednimos

Verificaci\u00f3n bajo las Cargas de corte

Cortante resistente

$$V_c = 0.5\sqrt{280} = 8.37 \text{ Kg/cm}^2$$

Corte seg\u00fan Sap2000 $v_u = 4000.9 \text{ Kg}$

$$V_u = \frac{v_u}{\phi b \times d} = \frac{4000.9 \text{ Kg}}{0.85(40)(22)} = 5.34 \text{ Kg/m} \therefore V_u < V_c \text{ O.K}$$

Armadura de Temperatura y Retracción de fraguado

Para absorber los esfuerzos generados en el concreto debido a los cambios de Temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de la fisuración se puede utilizar una malla electro soldada con esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ requiriendo una armadura mínima en las 2 direcciones.

$$P_{min} = 0.0018$$

$$A_{s\ min} = P_{min} \times b \times d$$

$$A_{s\ min} = (0.0018)(100 \text{ cm})(2.5 \text{ cm})$$

$$A_{s\ min} = 0.45 \text{ cm}^2 \quad \therefore A_v = \emptyset 6 \text{ mm} = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\ t} = \frac{A_v \times 100}{S} \rightarrow S = \frac{0.283 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm}}{0.45 \text{ cm}^2} \rightarrow S = 62.89 \text{ cm}$$

El máximo espaciamiento entre alambres es 5 veces el espesor de la loseta de compresión o 45 cm se elige el menor valor

$$e_{m\acute{a}x} = 5(5 \text{ cm}) = 37.5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow e_{Dise\tilde{n}o} = S_{req} = 35 \text{ cm}$$

Se puede escoger una malla con alambres de 4 mm de diámetro espaciados a cada 15 cm, que debe colocarse a media altura en la loseta de compresión.

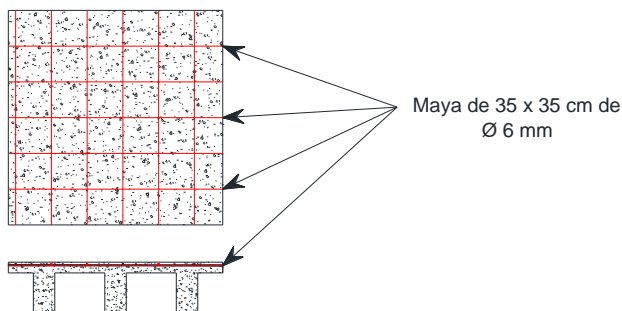
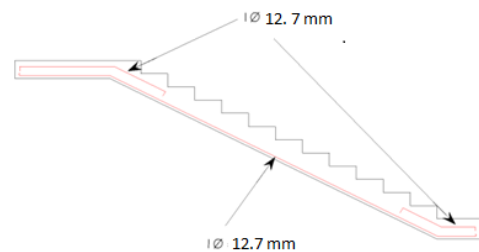


Figura Anexo - 0-15. Armadura de Temperatura y Retracción de fraguado



Nervio Longitudinal en Escalera

Figura Anexo - 0-16. Diseño de refuerzo de la escalera

Anexo G. Diseño estructural de rampa de acceso

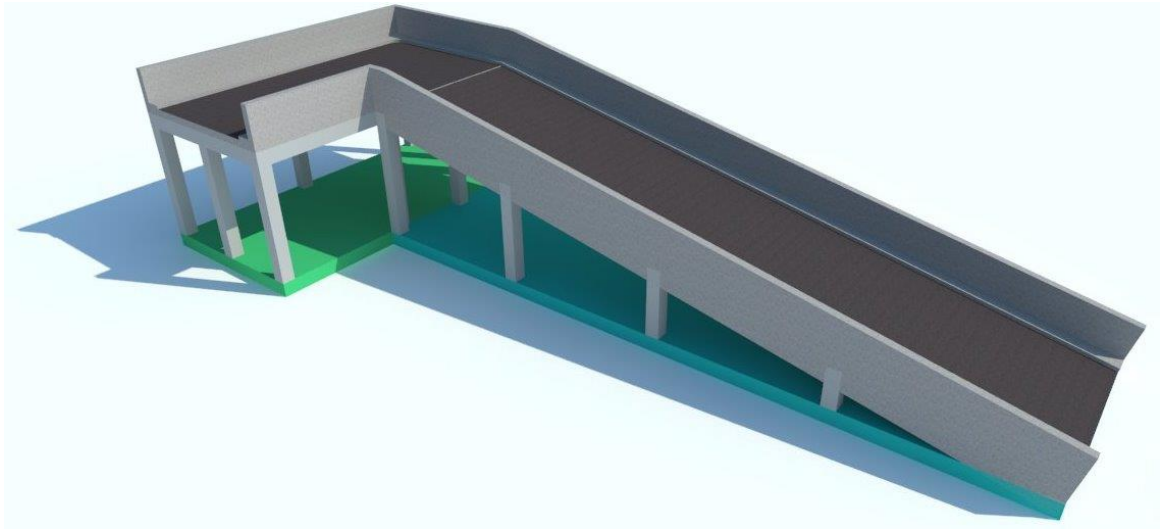
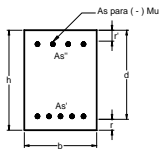
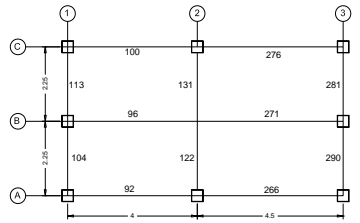


Figura Anexo - 0-17. Vista en perspectiva de rampa de acceso vehicular

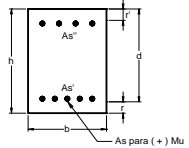
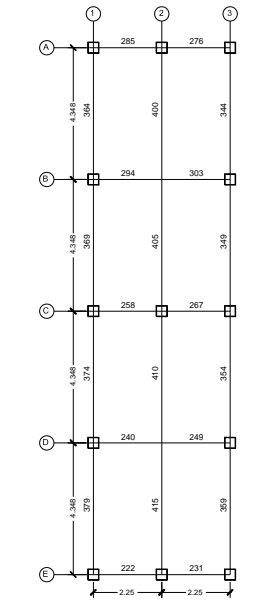
Diseño de vigas a flexión para momento positivo - refuerzo inferior en sección plana

Sección plana	Elemento	Eje	L m	b cm	h cm	(+) Mu kg-m	Cant.	Ø mm	(+) ϕMn kg-m
	92	A	4	30	40	1866.22	3	12.7	4985.175
	96	B	4	30	40	2257.35	3	12.7	4985.175
	104	1	2.25	30	40	807.83	3	12.7	4985.175
	113	1	2.25	30	40	813.23	3	12.7	4985.175
	122	2	2.25	30	40	6417.18	5	12.7	7956.750
	131	2	2.25	30	40	6432.82	5	12.7	7956.750
	266	A	4.5	30	40	1733.30	3	12.7	5024.124
	271	B	4.5	30	40	2587.93	3	12.7	5024.124
	276	C	4.5	30	40	2066.21	3	12.7	5024.124
	281	3	2.25	30	40	866.75	3	12.7	5063.069
	290	3	2.25	30	40	868.12	3	12.7	5024.124

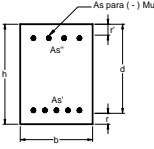
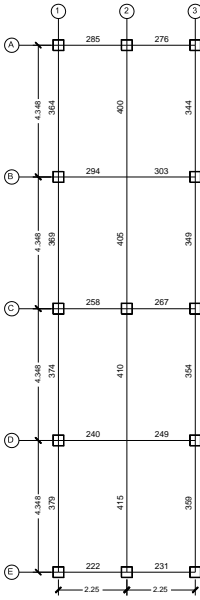
Diseño de vigas a flexión para momento negativo – refuerzo superior en sección plana

Sección plana	Elemento	Eje	L m	b cm	h cm	(-) Mu kg-m	Cant.	Ø mm	(-) φMn kg-m
	92	A	4	30	40	3382.48	3	12.7	4976.471
	96	B	4	30	40	4135.05	3	12.7	4976.471
	100	C	4	30	40	3545.24	3	12.7	4976.471
	104	1	2.25	30	40	1064.19	3	12.7	4976.471
	113	1	2.25	30	40	1071.57	3	12.7	4976.471
	122	2	2.25	30	40	5119.64	4	12.7	6465.132
	131	2	2.25	30	40	5139.95	4	12.7	6465.132
	266	A	4.5	30	40	3291.89	3	12.7	5024.124
	271	B	4.5	30	40	4461.91	3	12.7	5024.124
	276	C	4.5	30	40	3770.21	3	12.7	5024.124
	281	3	2.25	30	40	1195.49	3	12.7	5063.069
	290	3	2.25	30	40	1220.60	3	12.7	5024.124

Diseño de vigas a flexión para momento positivo – Refuerzo inferior en sección inclinada

Sección inclinada	Elemento	Eje	L m	b cm	h cm	(+) Mu kg-m	Cant.	Ø mm	(+) φMn kg-m
	222	E	2.25	30	40	423.65	3	12.7	5024.124
	231	E	2.25	30	40	423.65	3	12.7	5024.124
	240	D	2.25	30	40	6289.76	5	12.7	7956.75
	249	D	2.25	30	40	6289.76	5	12.7	7911.022
	258	C	2.25	30	40	1451.10	3	12.7	5024.124
	267	C	2.25	30	40	1451.10	3	12.7	5024.124
	276	A	2.25	30	40	946.56	3	12.7	5024.124
	285	A	2.25	30	40	946.56	3	12.7	5024.124
	294	B	2.25	30	40	7837.91	3	12.7	4363.206
	303	B	2.25	30	40	7837.91	6	12.7	9413.437
	344	3	4.348	30	40	2508.28	3	12.7	5024.124
	349	3	4.348	30	40	1381.44	3	12.7	5024.124
	354	3	4.348	30	40	1509.91	3	12.7	5024.124
	359	3	4.348	30	40	1526.82	3	12.7	5024.124
	364	1	4.348	30	40	2508.28	3	12.7	5024.124
	369	1	4.348	30	40	1381.44	3	12.7	5024.124
	374	1	4.348	30	40	1509.91	3	12.7	5024.124
	379	1	4.348	30	40	1526.82	3	12.7	5024.124
	400	2	4.348	30	40	3552.48	3	12.7	5024.124
	405	2	4.348	30	40	2349.55	3	12.7	4997.790
	410	2	4.348	30	40	2467.22	3	12.7	4997.790
	415	2	4.348	30	40	2511.36	3	12.7	4997.790

Diseño de vigas a flexión para momento negativo – Refuerzo superior en sección inclinada

Sección inclinada	Elemento	Eje	L m	b cm	h cm	(-) Mu kg-m	Cant.	Ø mm	(-) φMn kg-m
	222	E	2.25	30	40	775.61	3	12.7	5024.124
	231	E	2.25	30	40	775.61	3	12.7	5024.124
	240	D	2.25	30	40	5799.72	4	12.7	6518.184
	249	D	2.25	30	40	5799.72	4	12.7	6518.184
	258	C	2.25	30	40	1972.53	3	12.7	5024.124
	267	C	2.25	30	40	1972.53	3	12.7	5024.124
	276	A	2.25	30	40	1075.24	3	12.7	5024.124
	285	A	2.25	30	40	1075.24	3	12.7	5024.124
	294	B	2.25	30	40	4840.34	4	12.7	6496.425
	303	B	2.25	30	40	4840.34	4	12.7	6541.862
	344	3	4.348	30	40	3626.12	3	12.7	5024.124
	349	3	4.348	30	40	3301.74	3	12.7	5024.124
	354	3	4.348	30	40	2913.90	3	12.7	5024.124
	359	3	4.348	30	40	2944.64	3	12.7	5024.124
	364	1	4.348	30	40	3626.12	3	12.7	5024.124
	369	1	4.348	30	40	3301.74	3	12.7	5024.124
	374	1	4.348	30	40	2913.90	3	12.7	5024.124
	379	1	4.348	30	40	2944.64	3	12.7	5024.124
	400	2	4.348	30	40	3401.24	3	12.7	5024.124
	405	2	4.348	30	40	7240.90	5	12.7	7922.023
	410	2	4.348	30	40	6982.10	5	12.7	7922.023
	415	2	4.348	30	40	7054.63	5	12.7	7922.023

Diseño de vigas por cortante máximo positivo – sección plana

Frame	L m	(+) Vmax kg	Vu kg	φVc kg	Ø var mm	Av min		Av no req
						s min cm	L cm	L cm
92	4	4220.09	3595.496	6996.48	0.6	25	40.45	196.029
96	4	2511.34	1861.175	6996.48	0.6	0	0	135.192
100	4	4302.49	3676.661	6996.48	0.6	25	44.978	195.642
104	2.25	1947.76	1547.702	6996.48	0.6	0	0	170.404
113	2.25	631.3	227.554	6996.48	0.6	0	0	54.726
122	2.25	-1776.11	-2532.178	6996.48	0.6	0	0	0
131	2.25	6673.07	5915.623	6996.48	0.6	17	146.702	78.298
266	4.5	2387.95	1900.409	6996.48	0.6	0	0	171.428
271	4.5	5501.71	4843.397	6996.48	0.6	25	106.517	185.988
276	4.5	3118.02	2510.919	6996.48	0.6	0	0	179.757
290	2.25	1147.49	597.96	6996.48	0.6	0	0	73.085
281	2.25	2368.69	1807.338	6996.48	0.6	0	0	147.687

Diseño de vigas por cortante máximo negativo – sección plana

Frame	L	(-) Vmax	Vu	φVc	Ø var	Av min		Av no req
						s min	L	L
						cm	cm	cm
92	4	2918.13	2293.536	6996.48	0.6	0	0	163.521
96	4	4919.12	4268.955	6996.48	0.6	25	76.489	188.319
100	4	2849.84	2224.011	6996.48	0.6	0	0	159.38
104	2.25	624.04	223.982	6996.48	0.6	0	0	54.596
113	2.25	1964.21	1560.464	6996.48	0.6	0	0	170.274
122	2.25	6636.55	5880.482	6996.48	0.6	25	145.279	79.721
131	2.25	-1803.77	-2561.217	6996.48	0.6	0	0	0
266	4.5	3880.44	3392.899	6996.48	0.6	0	0	278.572
271	4.5	2962.32	2304.007	6996.48	0.6	0	0	157.495
276	4.5	4687.56	4080.459	6996.48	0.6	25	68.566	201.677
290	2.25	2385.2	1835.67	6996.48	0.6	0	0	151.915
281	2.25	1240	678.648	6996.48	0.6	0	0	77.313

Diseño de vigas por cortante máximo positivo – Sección inclinada

Frame	L	Vmax	Vu	φVc	Ø var	Av req		Av req min		Av min		Av no req
						s req	L	s min	L	s min	L	L
						cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
222	2.25	1698.45	1178.616	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	114.355
231	2.25	1643.34	1123.506	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	110.645
240	2.25	-1729.03	-2665.289	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	0
249	2.25	7747.84	6811.581	6996.48	0.6	0	0	0	0	25	158.862	66.138
258	2.25	3989	3019.66	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	144.031
267	2.25	2242.47	1273.13	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	80.969
276	2.25	2327.17	1819.32	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	160.384
285	2.25	937.58	429.73	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	64.616
294	2.25	-1894.8	-2840.377	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	0
303	2.25	7973.51	7027.933	6996.48	0.6	17	35	17	1.164	25	129.486	59.35
344	4.348	4384.5	3796.548	6996.48	0.6	0	0	0	0	25	52.758	208.246
349	4.348	3128.54	2573.994	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	197.457
354	4.348	3598.34	3047.695	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	228.717
359	4.348	3438.68	2869.7	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	211.525
364	4.348	4384.5	3796.548	6996.48	0.6	0	0	0	0	25	52.758	208.246
369	4.348	3128.54	2573.994	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	197.457
374	4.348	3598.34	3047.695	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	228.717
379	4.348	3438.68	2869.7	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	211.525
400	4.348	3098.31	2459.026	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	169.628
405	4.348	5917.14	5247.65	6996.48	0.6	0	0	0	0	25	126.457	182.883
410	4.348	2482.82	1810.642	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	129.279
415	4.348	6092.91	5400.738	6996.48	0.6	0	0	0	0	25	131.201	176.89

Diseño de vigas por cortante máximo negativo – Sección inclinada

DISEÑO POR CORTANTE MAXIMO NEGATIVO						Av req		Av req min		Av min		Av no req
Frame	L	Vmax	Vu	ϕVc	ϕvar	s req	L	s min	L	s min	L	L
	m	kg	kg	kg	mm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
222	2.25	1643.34	1123.506	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	110.645
231	2.25	1698.45	1178.616	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	114.355
240	2.25	7747.84	6811.581	6996.48	0.6	0	0	0	0	25	158.862	66.138
249	2.25	-1729.03	-2665.289	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	0
258	2.25	2242.47	1273.13	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	80.969
267	2.25	3989	3019.66	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	144.031
276	2.25	937.58	429.73	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	64.616
285	2.25	2327.17	1819.32	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	160.384
294	2.25	7973.51	7027.933	6996.48	0.6	17	35	17	1.164	25	129.486	59.35
303	2.25	-1894.8	-2840.377	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	0
344	4.348	2919.54	2331.588	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	173.796
349	4.348	3760.5	3205.954	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	237.343
354	4.348	3242.24	2691.595	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	206.083
359	4.348	3629.68	3060.7	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	223.275
364	4.348	2919.54	2331.588	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	173.796
369	4.348	3760.5	3205.954	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	237.343
374	4.348	3242.24	2691.595	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	206.083
379	4.348	3629.68	3060.7	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	223.275
400	4.348	4843.43	4204.146	6996.48	0.6	0	0	0	0	25	73.647	191.525
405	4.348	2399.84	1730.35	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	125.46
410	4.348	5867.55	5195.372	6996.48	0.6	0	0	0	0	25	123.369	182.152
415	4.348	2505.85	1813.678	6996.48	0.6	0	0	0	0	0	0	126.709

Diseño de columnas

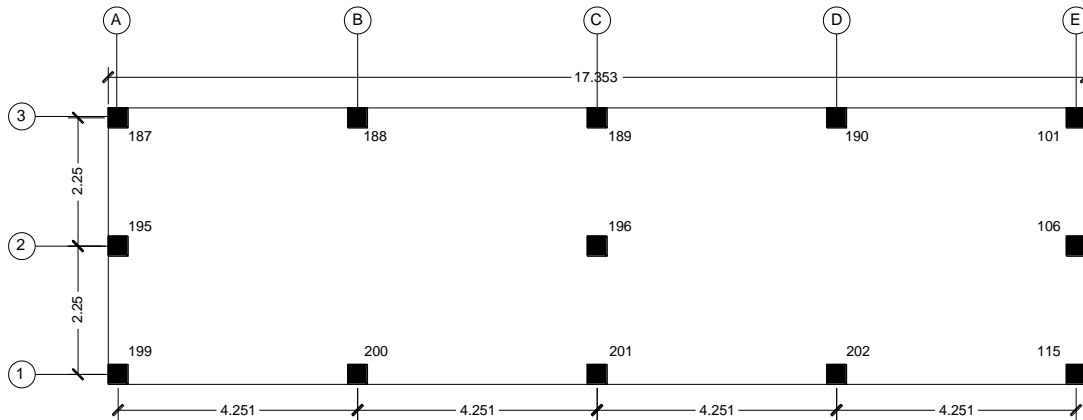


Figura Anexo - 0-18. Elementos de columnas en Sección inclinada

Tabla 0-6.Tabla de fuerzas que actúan en una columna (Sección Inclinada)

Elemento	Muy	Mux	Vux	Vuy	Pu
187	1785.74	611.61	248.87	725.43	51100.26
188	424.55	5446.64	2937.25	218.5	18531.95
189	15.31	1451.86	1153.92	15.68	9667.97
190	73.9	6769.11	9655.54	109.55	16591.97
195	3619.51	1.29E-11	7.01E-12	1475.17	11215.18
196	232.14	2.70E-11	2.75E-11	153.24	22184.03
199	1785.74	611.61	248.87	725.43	5110.26
200	424.55	5446.44	2937.25	218.15	18531.95
201	15.31	1451.86	1153.92	15.68	9667.97
202	73.9	6769.11	9655.54	109.55	1659.97
115	1153.62	113.79	218.12	462.03	4080.62
102	0	0	0	985.94	7536.7
101	1153.61	113.79	218.12	462.03	4080.62

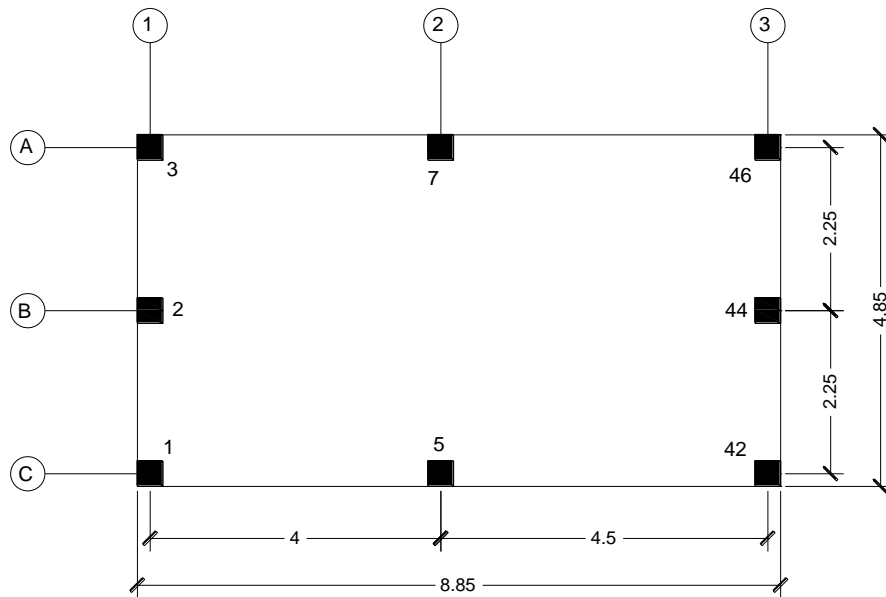


Figura Anexo - 0-19. Elementos de columnas en Sección Plana

Tabla 0-7.Tabla de fuerzas que actúan en una columna (Sección Plana)

Elemento	Muy	Mux	Vux	Vuy	Pu
1	1006.27	2079.64	854.14	410.2	9667.97
2	5.02	3799.53	1555.16	2.66	11137.49
3	1004.03	2049.66	843.66	407.81	4990.69
5	5708.85	73.79	38.52	2322.14	17690.35
7	5694.42	334.96	146.57	2317.83	18629.4
42	1096.19	2036.74	819.7	443.55	2036.74
44	8.72	4128.01	1670	2.2	12502.65
46	1101.62	2357.41	948.34	450.71	5820.18

En la siguiente tabla se muestran los diseños para estos elementos

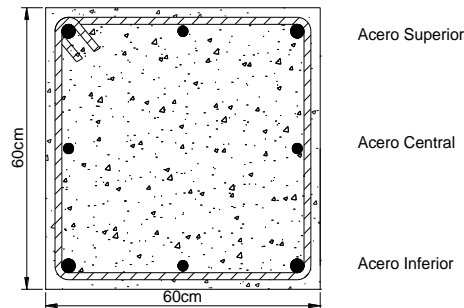


Figura Anexo - 0-20. Representación de las columnas para el diseño siguiente

Tabla 0-8.Diseño de columnas para Rampa (sección inclinada)

Elemento	Acero Superior	Acero Central	Acero Inferior	Estribo	Separación
187	2#10 y 1#10	2#10	2#10 y 1#10	Nº 10	27.5
188	2#13 y 1#13	2#13	2#13 y 1#13	Nº 10	27.5
189	2#10 y 1#10	2#10	2#10 y 1#10	Nº 10	27.5
190	2#16 y 1#13	2#13	2#16 y 1#13	Nº 10	27.5
195	2#13 y 1#10	2#10	2#13 y 1#10	Nº 10	27.5
196	2#10 y 1#10	2#10	2#10 y 1#10	Nº 10	27.5
199	2#10 y 1#10	2#10	2#10 y 1#10	Nº 10	27.5
200	2#16 y 1#10	2#10	2#16 y 1#10	Nº 10	27.5
201	2#10 y 1#10	2#10	2#10 y 1#10	Nº 10	27.5
202	2#16 y 1#13	2#13	2#16 y 1#13	Nº 10	27.5
115	2#10 y 1#10	2#10	2#10 y 1#10	Nº 10	27.5
102	2#10 y 1#10	2#10	2#10 y 1#10	Nº 10	27.5
101	2#10 y 1#10	2#10	2#10 y 1#10	Nº 10	27.5

Tabla 0-9. Diseño de columnas para Rampa (sección plana)

Elemento	Acero Superior	Acero Central	Acero Inferior	Estribo	Separación
1	2#10 y 1#10	2#10	2#10 y 1#10	Nº 10	27.5
2	2#13 y 1#10	2#10	2#13 y 1#10	Nº 10	27.5
3	2#10 y 1#10	2#10	2#10 y 1#10	Nº 10	27.5
5	2#16 y 1#10	2#10	2#16 y 1#10	Nº 10	27.5
7	2#16 y 1#10	2#10	2#16 y 1#10	Nº 10	27.5
42	2#10 y 1#10	2#10	2#10 y 1#10	Nº 10	27.5
44	2#13 y 1#10	2#10	2#13 y 1#10	Nº 10	27.5
46	2#10 y 1#10	2#10	2#10 y 1#10	Nº 10	27.5

Losa

Diseño de losas nervadas

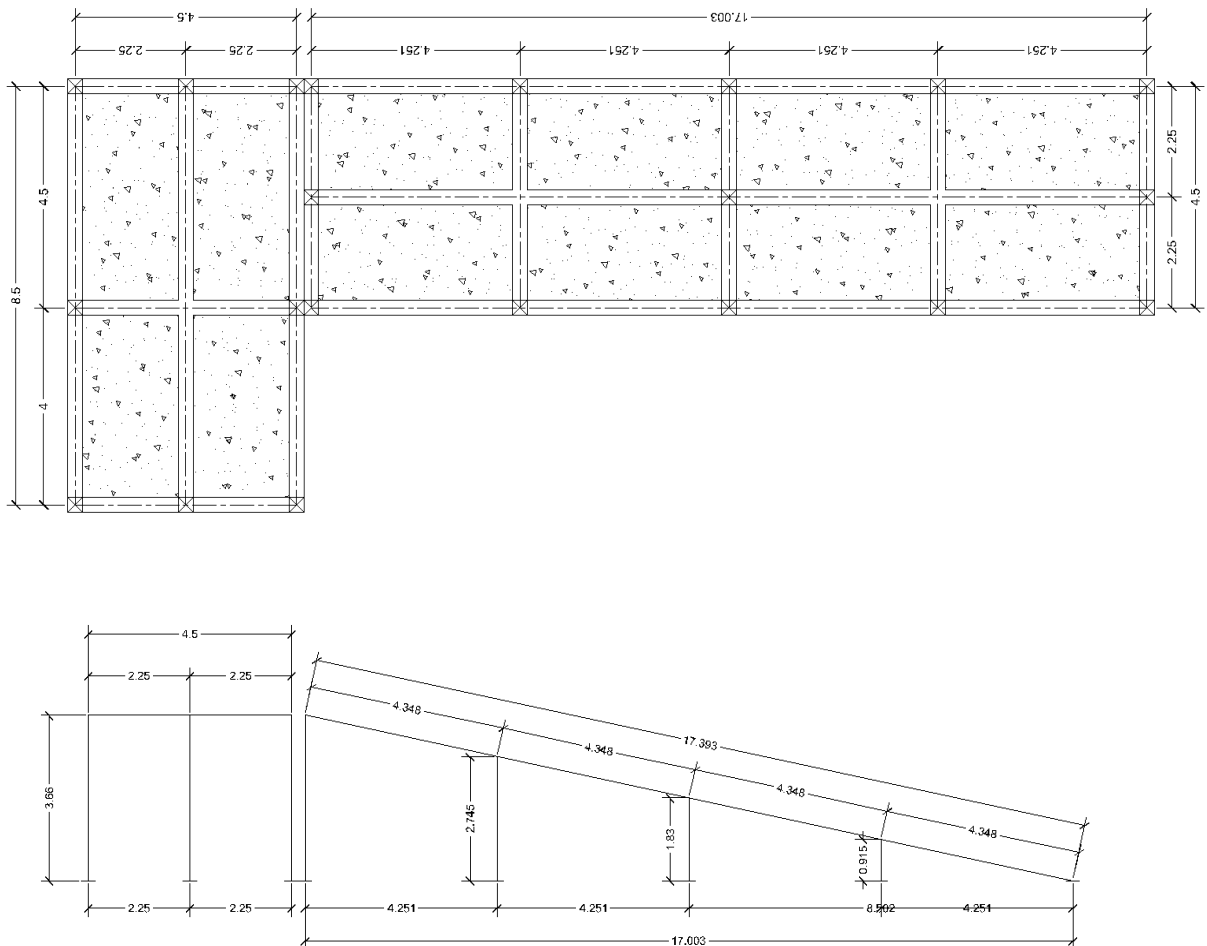


Figura Anexo - 0-21. Vista de planta y de perfil de la Rampa

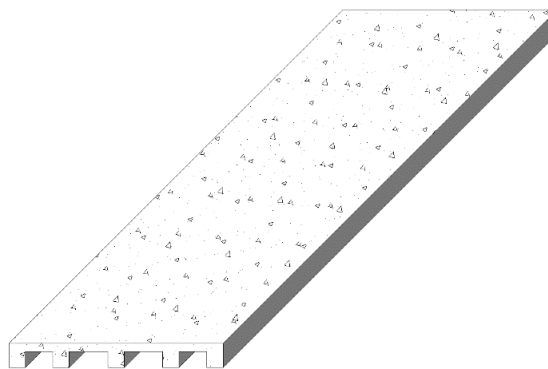
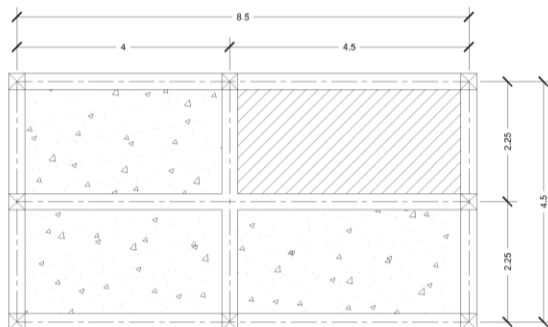


Figura Anexo - 0-22. Losa crítica de una dirección

Control de deflexiones

Tabla 0-10. Altura mínima según ACI-318 08

Miembros	Altura mínima h			
	Libremente apoyados	Con un extremo Continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	L/20	L /24	L /28	L /10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L /16	L /18.5	L /21	L /8



$$L = \frac{4.5}{21} \cong 0.214 \text{ m}$$

Figura Anexo - 0-23. Losa Crítica de diseño

Se utilizará tentativamente una losa alivianada armada en una dirección, con un espesor de 22 cm, con loseta de compresión de 7.5 cm de espesor, con nervios de 15 cm de ancho cada 50 cm. Los nervios de distribución transversales se colocarán cada metro de distancia.

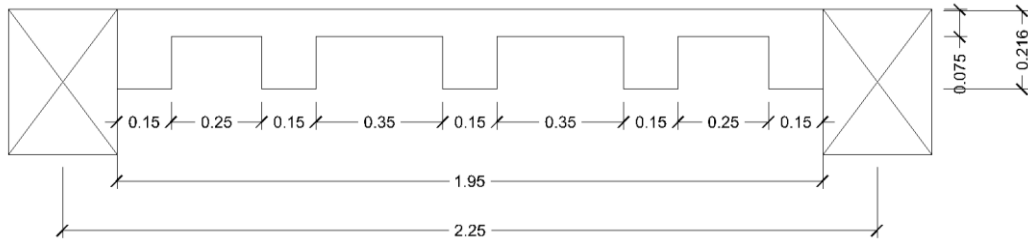


Figura Anexo - 0-24. Sección transversal de la losa

Cargas Muertas (Techo)

$$\text{Peso de loseta de compresión} = 1.95m \times 0.075m \times 2400 \frac{Kg}{m^3} = 351 Kg/m$$

$$\text{Peso de los Nervios Longitudinales} = 5(0.15m \times .145m) \times 2400 \frac{Kg}{m^3} = 261 Kg/m$$

$$\text{Peso de los Nervios transversales} = [(1 \times 0.10)]m \times 0.145m \times 2400 \frac{Kg}{m^3} = 34.8 Kg/m$$

$$\text{Peso propio de la losa} = \boxed{646.8 Kg/m}$$

$$\text{Aislante Térmico} = 5 Kg/m^2 \times 1.95 m = 9.75 Kg/m$$

$$\text{Repello} = 1.95 m \times 0.0254 m \times 2200 Kg/m^3 = 108.966 Kg/m$$

$$\text{Carga Muerta} = 765.516 Kg/m$$

$$\text{Carga Viva} = 500 Kg/m^2 \times 1.9m = 950Kg/m$$

$$C_u = 1.2 CM + 1.6 CV = 1.2(765.516 Kg/m) + 1.6(950Kg/m) = \boxed{2438.62 Kg/m}$$

Cálculo de los momentos negativos y positivos

$$M_{(+)} = \frac{WL^2}{24} = \frac{(2438.62 Kg/m)(4.5 m)^2}{24} = 2057.58 Kg - m$$

$$M_{(-)} = \frac{WL^2}{12} = \frac{(2438.62 Kg/m)(4.5 m)^2}{12} = 4115.17 Kg - m$$

Armadura longitudinal Negativa (Hierro superior)

$$A_{s req} = \frac{0.85 \hat{f}_c b d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \hat{f}_c b d^2}} \right]$$

$\hat{f}_c = 4000 psi (280 Kg/m)$ Resistencia a compresión del concreto

$b = 5(15cm)$ Nervios comprimidos

$$F_y = 4200 Kg/m^2$$

$d = 22 - 3 = 19 cm$ Altura nominal del acero

$$M_u = 4115.17 Kg-m$$

$\phi = 0.9$ Constante por flexión

Empleando fórmula y sustituyendo

$$A_{s req} = 5.95 \text{ cm}^2 \text{ para los 5 Nervios} \quad \rightarrow \quad A_{s req} = 1.19 \text{ cm}^2 \text{ por cada Nervio}$$

$$A_s = 1 \text{ } \phi 12.7 \text{ mm por Nervio}$$

Determinación de la cuantía real

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5(1.267 \text{ cm}^2)}{(75)(19)} = 0.0044$$

Verificación de la armadura máxima permisible

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_c}{F_y} \times \frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003}$$

$$f_c = 4000 \text{ psi (280 Kg/m)}$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/m}$$

$$\rho_b = 0.0289$$

$$E_s = 2100000 \text{ Kg/m}$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ Constante}$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75\rho_b \quad , \quad \rho = 0.0044$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75(0.0289) = 0.0217 \quad \therefore \quad \rho < \rho_{m\acute{a}x} \quad O.K$$

Verificación de la armadura mínima permisible

$$\rho_{min} = \frac{0.80 \sqrt{f_c}}{F_y} = \frac{0.80 \sqrt{280}}{4200} = 0.00318 \quad \text{ó} \quad \rho_{min} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4200} = 0.00333$$

$$\rho > \rho_{min} \quad O.K.$$

Armadura longitudinal Positiva (Hierro inferior)

$$A_{s req} = \frac{0.85 f_c b d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi f_c b d^2}} \right] \quad \therefore \quad b = 195 \text{ cm (loseta de compresión)}$$

$$A_{s req} = 2.88 \text{ cm}^2 \text{ para los 5 Nervios} \quad \rightarrow \quad A_s = 1 \text{ } \phi 9.5 \text{ mm por Nervio}$$

Determinación de la cuantía real

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5(0.712 \text{ cm}^2)}{(75)(19)} = 0.0025$$

$$\rho < \rho_{min} \quad \text{No cumple}$$

Cuando no cumple con la varilla de acero #10 se prueba con varilla de acero #13

$$A_s = 1 \text{ } \emptyset 12.7 \text{ mm por Nervio} \quad \rightarrow \rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5(1.267 \text{ cm}^2)}{(75)(19)} = 0.0044$$

* Esta dentro de los rangos máximos y mínimos

Verificación bajo las Cargas de corte

Cortante resistente

$$V_c = 0.5\sqrt{280} = 8.37 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculo del cortante

$$v_u = \frac{WL}{2} = \frac{(2438.62 \text{ Kg/m})(4.5\text{m})}{2} = 5486.90 \text{ Kg}$$

$$V_u = \frac{v_u}{\emptyset b \times d} = \frac{5486.90 \text{ Kg}}{0.85(75)(19)} = 4.53 \text{ Kg/cm}^2 \therefore V_u < V_c \quad O.K$$

Armadura de Temperatura y Retracción de fraguado

Para absorber los esfuerzos generados en el concreto debido a los cambios de Temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de la fisuración se puede utilizar una malla electro soldada con esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ requiriendo una armadura mínima en las 2 direcciones.

$$P_{min} = 0.0018 \quad \rightarrow A_{s \text{ min}} = P_{min} \times b \times d$$

$$A_{s \text{ min}} = (0.0018)(100 \text{ cm})(3.75 \text{ cm})$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.675 \text{ cm}^2 \quad \therefore A_v = \emptyset 6 \text{ mm} = 0.471 \text{ cm}^2$$

$$A_{s t} = \frac{A_v \times 100}{S} \quad \rightarrow S = \frac{0.471 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm}}{0.675 \text{ cm}^2} \rightarrow S = 69.81 \text{ cm}$$

El máximo espaciamiento entre alambres es 5 veces el espesor de la loseta de compresión o 45 cm se elige el menor valor.

$$e_{m\acute{a}x} = 5(7.5 \text{ cm}) = 37.5 \text{ cm}$$

$$e_{\text{Dise\~{n}o}} = S_{req} = 30 \text{ cm}$$

Se puede escoger una malla con alambres de 6 mm de diámetro espaciados a cada 30 cm, que debe colocarse a media altura en la loseta de compresión.

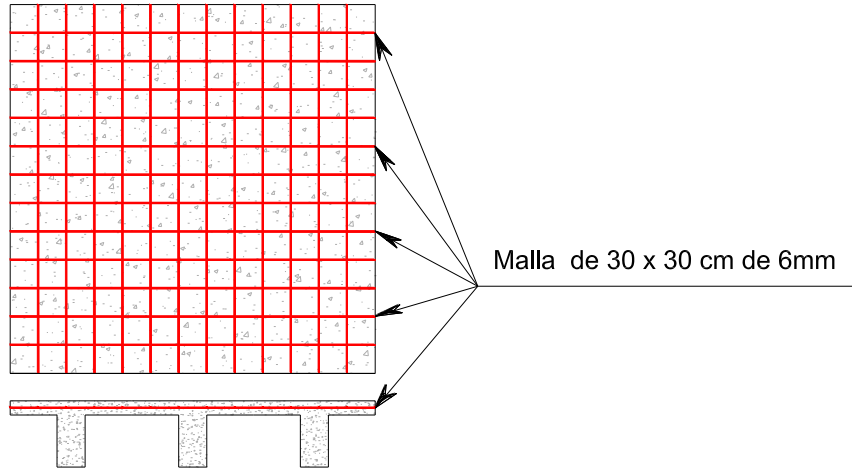


Figura Anexo - 0-25. Armadura de Temperatura y Retracción de fraguado

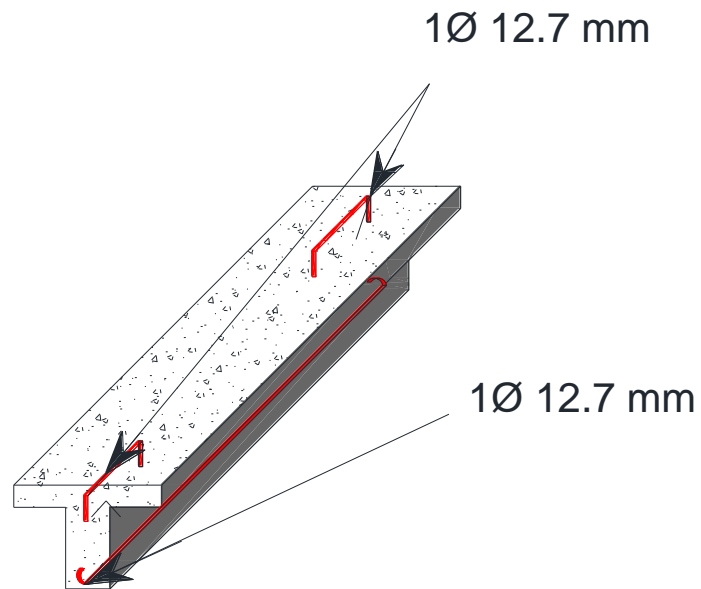


Figura Anexo - 0-26. Acero de refuerzo en nervio longitudinal

Losa de cimentación

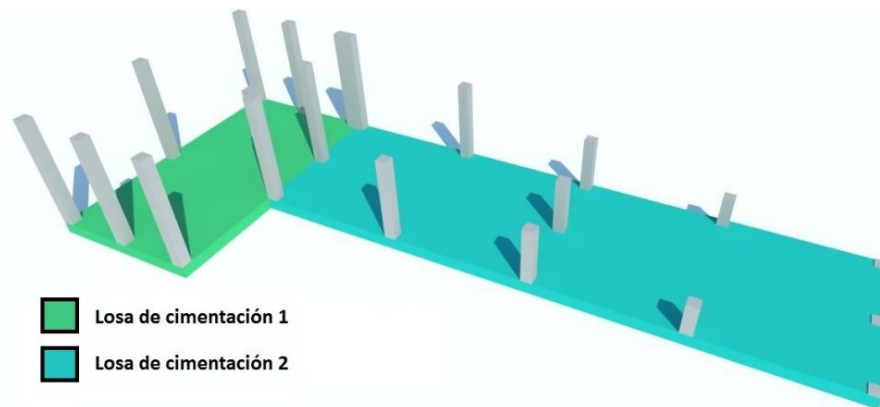


Figura Anexo - 0-27. Losa de cimentación para rampa de acceso

Diseño de losa cimentación 1

Datos de diseño

- $q_a = 2 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$
- $rec = 5 \text{ cm}$
- $k = 3 \text{ kg/cm}^3$

Combinaciones de carga

Según el ACI para el diseño de cimentaciones se toman las combinaciones más críticas, en nuestro caso:

$$\text{Servicio} = CM + CV$$

$$\text{Ultima} = 1.2 CM + 1.6 CV$$

Análisis estructural

Para la determinación de las reacciones en la cimentación se utilizó el programa SAP2000, por ser un programa completo que brinda los resultados acertados en poco tiempo.

Datos de salida

Estos datos son el resultado del análisis estructural del modelo tridimensional, las cuales fueron considerados todas las cargas a las que estará sometida la estructura durante su vida útil, así como el análisis para cada combinación de

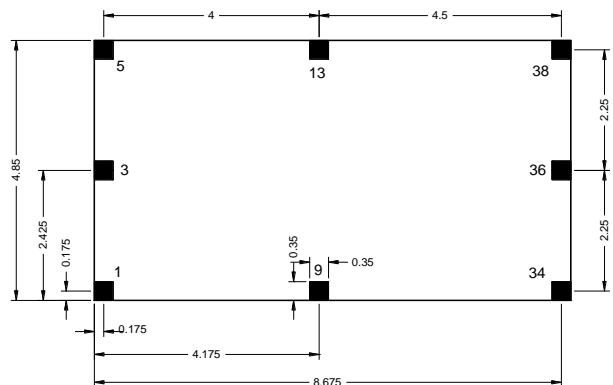
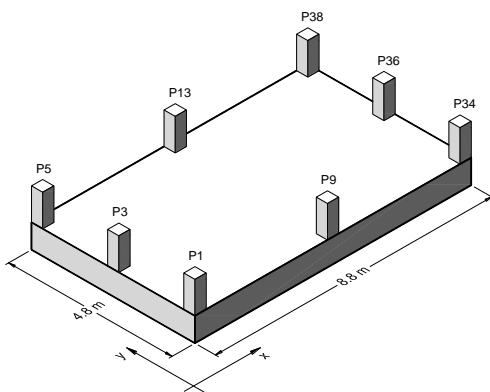
carga las cuales serán usadas para el dimensionamiento y diseño de losa de cimentación.

La rampa se analizó en dos secciones por separado, con el fin de aminorar los efectos relacionados con las excentricidades, de las cuales obtenemos dos tablas de resultados.

Reacciones para la sección de losa plana

Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
1	Servicio	637.65	297.57	3947.36	-359.34	779.99	-1.91
3	Servicio	1135.59	2.17	8293.28	-4.13	1381.09	-1
5	Servicio	628.99	-295.42	3901.6	353.7	773.11	-0.07474
9	Servicio	17.3	1688.38	13200.88	-2028.49	35.09	-0.9
13	Servicio	107.34	-1685.03	13983.05	2027.64	147	-1.02
34	Servicio	-600.83	325.24	3858.02	-385.98	-707.12	-0.37
36	Servicio	-1217.98	-1.89	9396.23	7.33	-1447.82	-1.06
38	Servicio	-708.06	-331.02	4560.47	403.05	-832.3	-1.94
1	Ultima	854.14	410.2	5045.85	-495.05	1046.5	-2.39
3	Ultima	1555.16	2.66	11137.49	-5.02	1892.34	-1.2
5	Ultima	843.66	-407.81	4990.69	488.54	1038.15	0.01278
9	Ultima	38.52	2322.14	17690.35	-2790.18	67.18	-1.07
13	Ultima	146.57	-2317.83	18629.4	2788.84	201.48	-1.23
34	Ultima	-819.7	443.55	4977.46	-527.2	-963.35	-0.34
36	Ultima	-1670	-2.2	12502.65	8.72	-1984.19	-1.27
38	Ultima	-948.34	-450.71	5820.18	547.98	-1113.53	-2.44

Disposición de columnas en planta



Cargas de servicio y ultima en cada columna

Columna	a cm	b cm	x m	y m	P servicio kg	P ultima kg
1	35	35	0.175	0.175	3,947.36	5,045.85
3	35	35	0.175	2.425	8,293.28	11,137.49
5	35	35	0.175	4.675	3,901.60	4,990.69
9	35	35	4.175	0.175	13,200.88	17,690.35
13	35	35	4.175	4.675	13,983.05	18,629.40
34	35	35	8.675	0.175	3,858.02	4,977.46
36	35	35	8.675	2.425	9,396.23	12,502.65
38	35	35	8.675	4.675	4,560.47	5,820.18
Σ					61,140.89	80,794.07

Resultante de las cargas de servicio

$$R = \sum_{i=1}^n P_i = 61,140.89 \text{ kg}$$

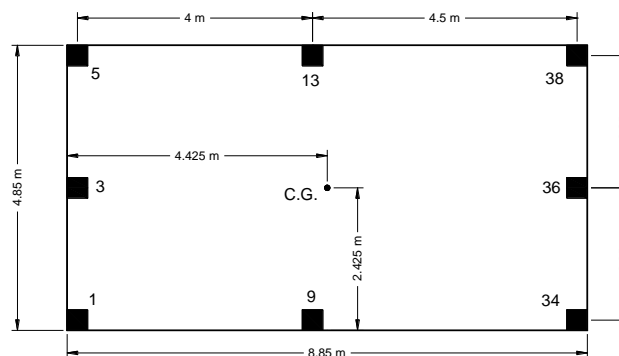
Dimensiones de la losa de cimentación

$$B = 8.85 \text{ m} \quad L = 4.85 \text{ m}$$

Coordenadas del centro de gravedad

Como la sección de losa es simétrica (rectangular), las coordenadas del centro de gravedad son:

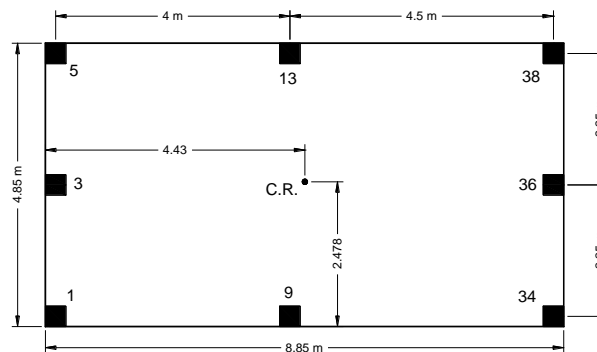
$$X_G = \frac{B}{2} = \frac{8.85 \text{ m}}{2} = 4.425 \text{ m} \quad Y_G = \frac{L}{2} = \frac{4.85 \text{ m}}{2} = 2.425 \text{ m}$$



Coordenadas de la ubicación de la fuerza resultante

Columna	P kg	X m	Y m	P.X kg.m	P.Y kg.m
1	3,947.36	0.175	0.175	690.788	690.79
3	8,293.28	0.175	2.425	1451.32	20111.20
5	3,901.60	0.175	4.675	682.78	18240.00
9	13,200.90	4.175	0.175	55113.7	2310.15
13	13,983.10	4.175	4.675	58379.2	65370.80
34	3,858.02	8.675	0.175	33468.3	675.15
36	9,396.23	8.675	2.425	81512.3	22785.90
38	4,560.47	8.675	4.675	39562.1	21320.20
Σ	61,140.96			270860.49	151504.19

$$X_R = \frac{\sum_1^n P_i \cdot x_i}{R} = \frac{270860.49 \text{ kg} \cdot \text{m}}{61,140.96 \text{ kg}} = 4.43 \text{ m}; Y_R = \frac{\sum_1^n P_i \cdot y_i}{R} = \frac{151504.19 \text{ kg} \cdot \text{m}}{61,140.96 \text{ kg}} = 2.478 \text{ m}$$



Excentricidades

$$e_x = |X_R - X_G| = |4.43 \text{ m} - 4.425 \text{ m}| = 0.0051 \text{ m} = 0.51 \text{ cm}$$

$$e_y = |Y_R - Y_G| = |2.478 \text{ m} - 2.425 \text{ m}| = 0.05295 \text{ m} = 5.295 \text{ cm}$$

Verificar si la resultante está dentro del núcleo central

$$e_x \leq \frac{B}{6} \quad 0.0051 \text{ m} \leq 1.475 \text{ m} \quad \text{OK! } \checkmark$$

$$e_y \leq \frac{L}{6} \quad 0.05295 \text{ m} \leq 0.808 \text{ m} \quad \text{OK! } \checkmark$$

Análisis de presiones

Se determinan las presiones que el suelo ejerce en diferentes puntos de la losa, donde el resultado en cada punto debe ser menor que la presión admisible del suelo.

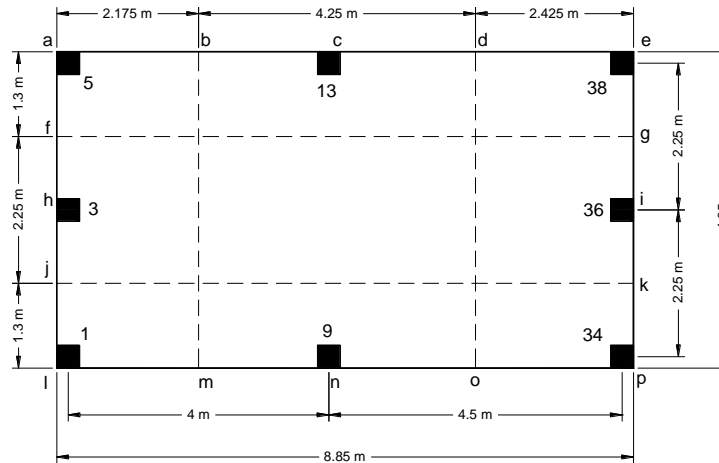
\pm son los signos de x, y que se toman desde el centro de gravedad de la sección de la losa.

$$q = \frac{R}{B.L} \left[1 \pm \frac{12e_x \bar{x}}{B^2} \pm \frac{12e_y \bar{y}}{L^2} \right] = \frac{61,140.96 \text{ kg}}{88.5 \text{ cm} \times 4.85 \text{ m}} \left[1 \pm \frac{12(0.51 \text{ cm})(44.25 \text{ cm})}{(88.5 \text{ cm})^2} + \frac{12(5.295 \text{ cm})(24.25 \text{ cm})}{(48.5 \text{ cm})^2} \right] = 0.1523 \text{ kg/cm}^2 \leq q_a \rightarrow OK \checkmark$$

Presiones en el suelo de fundación en cada punto

Extremo franja	$\frac{R}{B.L}$	$\pm \frac{12e_x}{B^2}$	x	$\pm \frac{12e_y}{L^2}$	y	q kg/cm ²	
			m		m		
a	1424.45	0.00078	-4.425	0.02701	2.425	0.15128	$q \leq q_a$ OK!
b	1424.45	0.00078	-2.25	0.02701	2.425	0.15153	$q \leq q_a$ OK!
c	1424.45	0.00078	-0.25	0.02701	2.425	0.15175	$q \leq q_a$ OK!
d	1424.45	0.00078	2	0.02701	2.425	0.152	$q \leq q_a$ OK!
e	1424.45	0.00078	4.425	0.02701	2.425	0.15227	$q \leq q_a$ OK!
f	1424.45	0.00078	-4.425	0.02701	1.125	0.14628	$q \leq q_a$ OK!
g	1424.45	0.00078	4.425	0.02701	1.125	0.14727	$q \leq q_a$ OK!
h	1424.45	0.00078	-4.425	0.02701	0	0.14195	$q \leq q_a$ OK!
i	1424.45	0.00078	4.425	0.02701	0	0.14294	$q \leq q_a$ OK!
j	1424.45	0.00078	-4.425	0.02701	-1.125	0.13762	$q \leq q_a$ OK!
k	1424.45	0.00078	4.425	0.02701	-1.125	0.13861	$q \leq q_a$ OK!
l	1424.45	0.00078	-4.425	0.02701	-2.425	0.13262	$q \leq q_a$ OK!
m	1424.45	0.00078	-2.25	0.02701	-2.425	0.13286	$q \leq q_a$ OK!
n	1424.45	0.00078	-0.25	0.02701	-2.425	0.13309	$q \leq q_a$ OK!
o	1424.45	0.00078	2	0.02701	-2.425	0.13334	$q \leq q_a$ OK!
p	1424.45	0.00078	4.425	0.02701	-2.425	0.13361	$q \leq q_a$ OK!

Las presiones del suelo en todos los puntos son menores que la presión admisible del suelo ($q_a = 2 \text{ kg/cm}^2$), por tanto cumple con las condiciones de hundimiento.



Borde crítico

Columna de esquina $b_0 = (a + d/2) + (b + d/2) \quad \alpha s = 20$

Columna lateral $b_0 = 2(a + d/2) + b + d \quad \alpha s = 30$

Columna central $b_0 = 2(a + d) + 2(b + d) \quad \alpha s = 40$

Borde crítico para cada columna

Columna	αs	a cm	b cm	b_0 cm
1	20	35	35	$70 + d$
3	30	35	35	$105 + 2d$
5	20	35	35	$70 + d$
9	30	35	35	$105 + 2d$
13	30	35	35	$105 + 2d$
34	20	35	35	$70 + d$
36	30	35	35	$105 + 2d$
38	20	35	35	$70 + d$

Resistencia a cortante del concreto

Análisis para columna 1

Asumir peralte de diseño, $d = 15 \text{ cm}$

$a = 35 \text{ cm} \quad ; \quad b = 35 \text{ cm}$

$b_0 = (a + d/2) + (b + d/2) = (35\text{cm} + 15\text{cm}/2) + (35\text{cm} + 15\text{cm}/2) = 85 \text{ cm}$

$\beta = \frac{a}{b} = \frac{35 \text{ cm}}{35 \text{ cm}} = 1 \quad ; \quad \alpha s = 20 \quad \text{para columna de esquina}$

$$V_{c1} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2} = 26.653 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{c2} = 0.27 \left(\frac{a_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'c} = 0.27 \left(\frac{20 \times 15 \text{ cm}}{85 \text{ cm}} + 2\right) \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2} = 25.026 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{c3} = 1.06 \sqrt{f'c} = 1.06 \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2} = 17.769 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Valor determinante}$$

De las tres expresiones anteriores se debe escoger el menor valor.

$$V_c = 17.769 \text{ kg/cm}^2$$

Columna	a cm	b cm	as	β	d cm	bo cm	Vc ₁ kg/cm ²	Vc ₂ kg/cm ²	Vc ₃ kg/cm ²	Vc kg/cm ²
1	35	35	20	1	15	85	26.653	25.026	17.769	17.769
3	35	35	30	1	15	135	26.653	24.139	17.769	17.769
5	35	35	20	1	15	85	26.653	25.026	17.769	17.769
9	35	35	30	1	15	135	26.653	24.139	17.769	17.769
13	35	35	30	1	15	135	26.653	24.139	17.769	17.769
34	35	35	20	1	15	85	26.653	25.026	17.769	17.769
36	35	35	30	1	15	135	26.653	24.139	17.769	17.769
38	35	35	20	1	15	85	26.653	25.026	17.769	17.769

Cortante actuante

$$b_0 = (a + d/2) + (b + d/2) = 70 + d$$

$$V_u = \frac{Pu}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{5045.85 \text{ kg}}{0.75(70 + d)d}$$

Peralte útil requerido (d)

Para obtener el peralte requerido para la losa, igualamos $V_u = V_c$, de la cual resultara una ecuación de segundo orden.

El análisis se hará para cada columna, donde el peralte útil estará determinado por el valor más desfavorable de todas las columnas.

$$\phi = 0.75$$

$$b_0 = 70 + d$$

$$V_c = 17.7688 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = \frac{Pu}{\phi \cdot b_o \cdot d}$$

$$V_c = V_u \rightarrow 17.7688 = \frac{5045.85}{0.75(70 + d)d}$$

$$17.7688(0.75)(70d + d^2) - 5045.85 = 0$$

$$13.7688d^2 + 932.862d - 5045.85 = 0$$

Resolviendo la ecuación, obtenemos

$$d = 5.045 \text{ cm}$$

Columna	a cm	b cm	α_s	Vc kg/cm ²	Pu kg	ϕ	Vc. ϕ kg/cm ²	d cm
1	35	35	20	17.7688	5045.850	0.75	13.3266	5.045
3	35	35	30	17.7688	11137.5	0.75	13.3266	7.021
5	35	35	20	17.7688	4990.69	0.75	13.3266	4.994
9	35	35	30	17.7688	17690.4	0.75	13.3266	10.53
13	35	35	30	17.7688	18629.4	0.75	13.3266	11.006
34	35	35	20	17.7688	4977.46	0.75	13.3266	4.981
36	35	35	30	17.7688	12502.7	0.75	13.3266	7.782
38	35	35	20	17.7688	5820.18	0.75	13.3266	5.764

Finalmente el peralte útil será el valor que resulte mayor de todos los calculados

$$d = 11.006 \text{ cm}$$

Para el diseño se tomara un peralte útil de:

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

Verificación de la resistencia al corte del concreto

$$d = 20 \text{ cm} ; \quad a = 35 \text{ cm} ; \quad b = 35 \text{ cm}$$

$$b_0 = (a + d/2) + (b + d/2) = (35 \text{ cm} + 20 \text{ cm}/2) + (35 \text{ cm} + 20 \text{ cm}/2) = 90 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{a}{b} = \frac{35 \text{ cm}}{35 \text{ cm}} = 1 ; \quad \alpha_s = 20 \quad \text{para columna de esquina}$$

$$V_{c1} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2} = 26.653 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{c2} = 0.27 \left(\frac{a_s \cdot d}{b_0} + 2\right) \sqrt{f'c} = 0.27 \left(\frac{20 \times 20 \text{ cm}}{90 \text{ cm}} + 2\right) \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2} = 29.168 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{c3} = 1.06 \sqrt{f'c} = 1.06 \sqrt{281 \text{ kg/cm}^2} = 17.7688 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Valor determinante}$$

De las tres expresiones anteriores se debe escoger el menor valor.

$$V_c = 17.7688 \text{ kg/cm}^2$$

Columna	a cm	b cm	α_s	β	d cm	bo cm	Vc ₁ kg/cm ²	Vc ₂ kg/cm ²	Vc ₃ kg/cm ²	Vc kg/cm ²
1	35	35	20	1	20	90	26.653	29.168	17.769	17.769
3	35	35	30	1	20	145	26.653	27.780	17.769	17.769
5	35	35	20	1	20	90	26.653	29.168	17.769	17.769
9	35	35	30	1	20	145	26.653	27.780	17.769	17.769
13	35	35	30	1	20	145	26.653	27.780	17.769	17.769
34	35	35	20	1	20	90	26.653	29.168	17.769	17.769
36	35	35	30	1	20	145	26.653	27.780	17.769	17.769
38	35	35	20	1	20	90	26.653	29.168	17.769	17.769

$$V_u = \frac{P_u}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{5045.85 \text{ kg}}{(0.75)(90 \text{ cm})(20 \text{ cm})} = 3.738 \text{ kg/cm}^2$$

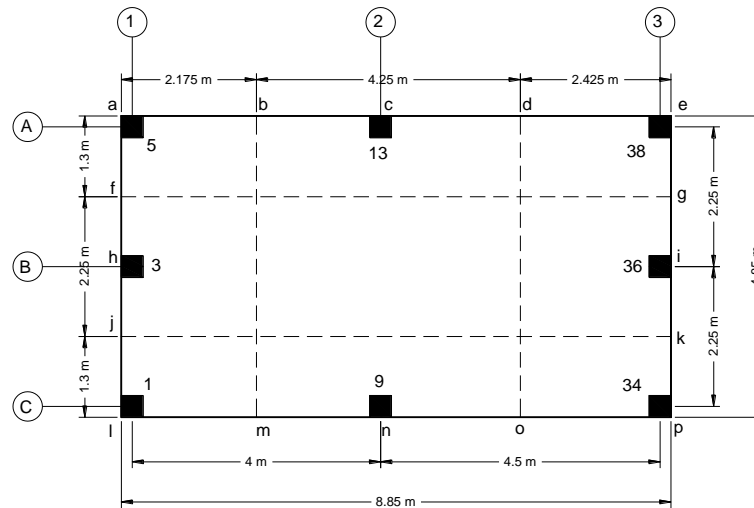
Columna	ϕ	bo cm	d cm	Pu kg	Vu kg/cm ²	Vc > Vu
1	0.75	90	20	5,045.85	3.738	Cumple!
3	0.75	145	20	11,137.49	5.121	Cumple!
5	0.75	90	20	4,990.69	3.697	Cumple!
9	0.75	145	20	17,690.35	8.133	Cumple!
13	0.75	145	20	18,629.40	8.565	Cumple!
34	0.75	90	20	4,977.46	3.687	Cumple!
36	0.75	145	20	12,502.65	5.748	Cumple!
38	0.75	90	20	5,820.18	4.311	Cumple!

Según los resultados obtenidos de la resistencia a corte por punzonamiento en cada punto de columna, la resistencia del concreto es superior a la fuerza cortante actuante ($V_c > V_u$).

Finalmente el espesor de diseño de la losa de cimentación será el valor más desfavorable de todas las verificaciones a corte por punzonamiento más el recubrimiento empleado.

$$h = d + rec = 20 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

Verificación de la rigidez de la losa



$$n = \frac{L}{b} = \frac{8.85\text{ m}}{1.3\text{ m}} = 6.808$$

$$S = \frac{n + 0.5}{1.5n} = \frac{6.808 + 0.5}{1.5(6.808)} = 0.716$$

$$k_s = k \cdot S = (3\text{ kg/cm}^3)(0.716) = 2.148\text{ kg/cm}^3$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{(1.3\text{ m})(0.25\text{ m})^3}{12} = 0.0017\text{ m}^4 = 169270.83\text{ cm}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_s \cdot b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{(2.148\text{ kg/cm}^3)(130\text{ cm})}{4(2,100,000\text{ kg/cm}^2)(169,270.83\text{ cm}^4)}} = 0.00374/\text{cm}$$

$$l \leq \frac{1.75}{\lambda} \rightarrow 450\text{ cm} \leq \frac{1.75}{0.00374/\text{cm}} \rightarrow 450\text{ cm} \leq 467.536\text{ cm} \text{ OK! } \checkmark$$

La franja A verifica para ser diseñada por el método rígido convencional, se realizara esta verificación para todas las franjas de la losa de cimentación, si alguna no cumple con la condición cambiar el peralte útil "d".

Franja	b m	L m	h m	n	S	k kg/cm ³	ks kg/cm ³
A	1.3	8.85	0.25	6.808	0.716	3	2.147
B	2.25	8.85	0.25	3.933	0.751	3	2.254
C	1.3	8.85	0.25	6.808	0.716	3	2.147
1	2.175	4.85	0.25	2.23	0.816	3	2.448
2	4.25	4.85	0.25	1.141	0.959	3	2.876
3	2.425	4.85	0.25	2	0.833	3	2.5

Franja	E kg/cm ²	I cm ⁴	λ cm ⁻¹	l cm	1.75/λ cm	l < (1.75/λ)
A	2,100,000	169,270.83	0.00374	450	467.536	Rígida
B	2,100,000	292,968.75	0.00379	450	461.868	Rígida
C	2,100,000	169,270.83	0.00374	450	467.536	Rígida
1	2,100,000	283,203.13	0.00387	225	452.423	Rígida
2	2,100,000	553,385.42	0.00403	225	434.57	Rígida
3	2,100,000	315,755.21	0.00389	225	450.073	Rígida

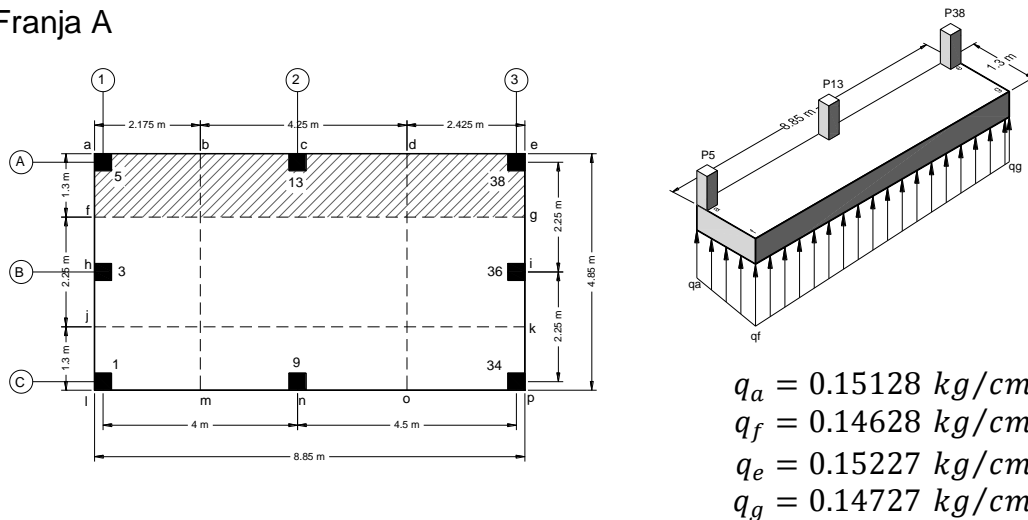
I: Inercia de la sección de franja de losa
l: Longitud de la franja en análisis

Por tanto la losa se analizara con el método rígido convencional.

Análisis de esfuerzos

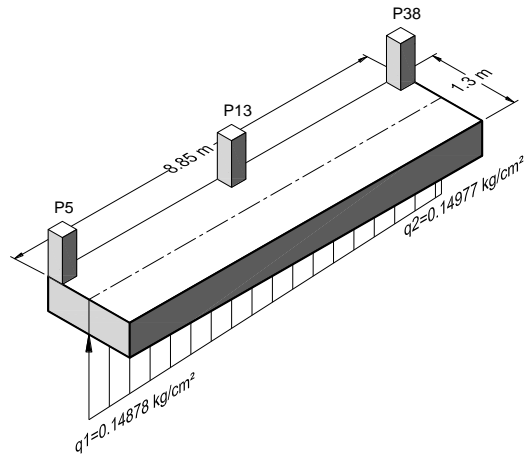
Para este análisis se determinaran los esfuerzos en cada extremo de las franjas definidas como se muestran en la figura.

Franja A



$$q_1 = \frac{q_a + q_f}{2} = \frac{0.15128 \text{ kg/cm}^2 + 0.14628 \text{ kg/cm}^2}{2} = 0.14878 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{q_e + q_g}{2} = \frac{0.15227 \text{ kg/cm}^2 + 0.14727 \text{ kg/cm}^2}{2} = 0.14977 \text{ kg/cm}^2$$



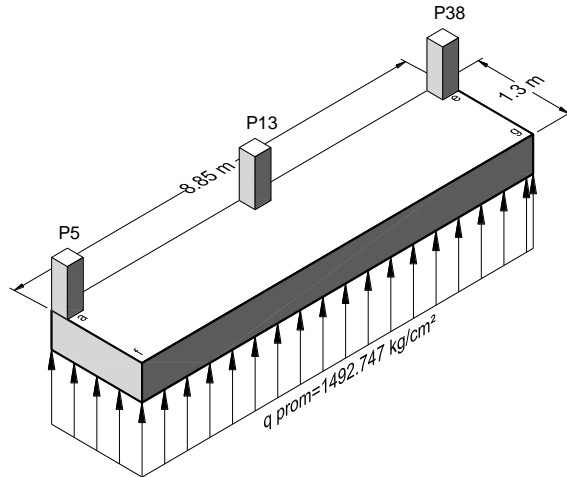
Franja	q kg/cm ²		q kg/cm ²		q1 kg/cm ²	
A	a	0.15128	f	0.14628	j	0.14878
B	f	0.14628	h	0.14195		0.14195
C	j	0.13762	l	0.13262	d	0.13512
1	a	0.15128	b	0.15153		0.1514
2	b	0.15153	c	0.15175		0.15176
3	d	0.152	e	0.15227		0.15213

Franja	q kg/cm ²		q kg/cm ²		q2 kg/cm ²	
A	e	0.15227	g	0.14727	k	0.14977
B	g	0.14727	i	0.14294		0.14294
C	k	0.13861	p	0.13361		0.13611
1	l	0.13262	m	0.13286	o	0.13274
2	m	0.13286	n	0.13309		0.1331
3	o	0.13334	p	0.13361		0.13347

Reacciones del suelo por cada franja

En la franja A

$$q_{prom} = \frac{q_1 + q_2}{2} = \frac{1487.82 \text{ kg/m}^2 + 1497.68 \text{ kg/m}^2}{2} = 1492.747 \text{ kg/m}^2$$



Franja	q1 kg/cm ²	q2 kg/cm ²	q prom kg/cm ²
A	1,487.82	1,497.68	1,492.75
B	1,419.52	1,429.38	1,424.45
C	1,351.22	1,361.08	1,356.15
1	1,514.04	1,327.42	1,420.73
2	1,517.57	1,330.95	1,424.26
3	1,521.34	1,334.72	1,428.03

Carga promedio

La sumatoria de todas las cargas de las columnas en la franja A

$$Pu_{franja} = 4990.69 \text{ kg} + 18629.40 \text{ kg} + 5820.18 \text{ kg} = 29440.27 \text{ kg}$$

$$Carga \text{ promedio} = \frac{q_{prom} \cdot b \cdot L + Pu_{franja}}{2}$$

$$Carga \text{ promedio} = \frac{(1492.747 \text{ kg/m}^2)(1.3\text{m})(8.85\text{m}) + 29440.27 \text{ kg}}{2} = 23307.163 \text{ kg}$$

Franja	b m	L m	q prom kg/m ²	Pu franja kg	Carga prom kg
A	1.3	8.85	1,492.75	29,440.27	23,307.16
B	2.25	8.85	1,424.45	23,640.14	26,002.24
C	1.3	8.85	1,356.15	27,713.66	21,658.08
1	2.175	4.85	1,420.73	21,174.03	18,080.48
2	4.25	4.85	1,424.26	36,319.75	32,838.68
3	2.425	4.85	1,428.03	23,300.29	20,047.84

Reacción del suelo promedio corregida

$$q_{prom(corregida)} = q_{prom} \left(\frac{Carga\ promedio}{q_{prom} \cdot b \cdot L} \right)$$

$$q_{prom(corregida)} = (1,492.747\text{ kg/m}^2) \left(\frac{2,3307.163\text{ kg}}{(1,492.747\text{ kg/m}^2)(1.3\text{m})(8.85\text{m})} \right)$$

$$q_{prom(corregida)} = (2,025.829\text{ kg/m}^2)(1.3\text{m}) = 2633.578\text{ kg/m}$$

Franja	b m	L m	q prom kg/m ²	Carga prom kg	q prom corregida kg/m ²	q prom corregida kg/m
A	1.3	8.85	1,492.75	23,307.16	2,025.83	2,633.58
B	2.25	8.85	1,424.45	26,002.24	1,305.83	2,938.11
C	1.3	8.85	1,356.15	21,658.08	1,882.49	2,447.24
1	2.175	4.85	1,420.73	18,080.48	1,713.99	3,727.93
2	4.25	4.85	1,424.26	32,838.68	1,593.14	6,770.86
3	2.425	4.85	1,428.03	20,047.84	1,704.57	4,133.57

Fuerzas en las columnas corregidas

$$F = \frac{Carga\ promedio}{Pu_{franja}} = \frac{2,3307.163\text{ kg}}{29,440.27\text{ kg}} = 0.79168$$

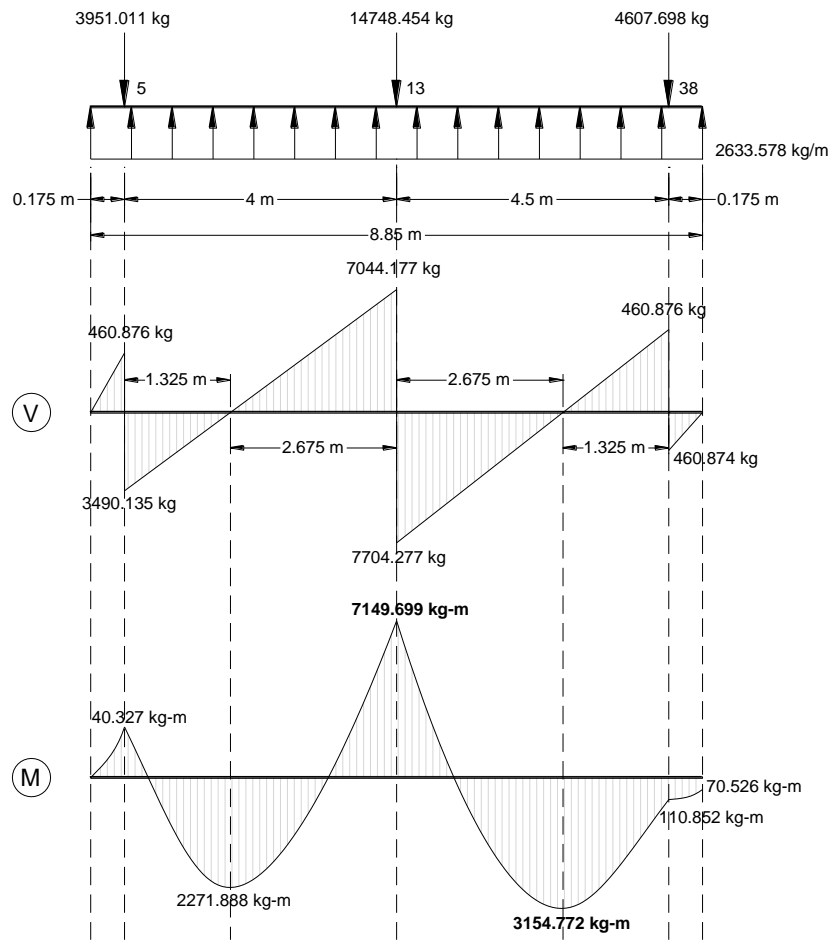
$$Pu5\ corregida = F(Pui) = (0.79168)(4,990.69\text{ kg}) = 3,951.011\text{ kg}$$

$$Pu13\ corregida = F(Pui) = (0.79168)(18,629.40\text{ kg}) = 14,748.454\text{ kg}$$

$$Pu38\ corregida = F(Pui) = (0.79168)(5,820.18) = 4,607.698\text{ kg}$$

Franja	F	Pui corregida					
		kg					
A	0.79168	5	3,951.011	13	14,748.454	38	4,607.698
B	1.09992	3	12,250.335	36	13,751.900		-
C	0.78149	1	3,943.306	9	13,824.917	34	3,889.859
1	0.8539	1	4,308.646	3	9,510.291	5	4,261.545
2	0.90416	9	15,994.819	13	16,843.865		-
3	0.86041	34	4,282.663	36	10,757.423	38	5,007.749

Momentos de diseño



Franja	b m	L m	+ M kg-m	- M kg-m
A	1.3	8.85	7,149.699	3,154.772
B	2.25	8.85	6,432.483	23,392.134
C	1.3	8.85	5,556.739	6,094.525
1	2.175	4.85	1,265.886	1,797.259
2	4.25	4.85	2,018.628	16,090.966
3	2.425	4.85	2,518.823	1,468.978

Diseño para momento positivo (+ M) Acero inferior para la franja A

Datos

- + M = 714,969.9 kg-cm
- b = 130 cm
- L = 8.85 cm
- h = 25 cm
- d = 20 cm
- f'c = 281 kg/cm²
- Fy = 4200 kg/cm²
- φ = 0.9
- β₁ = 0.85

Sección de acero requerido

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] = \frac{0.85(281 \text{ kg/cm}^2)(130 \text{ cm})(20 \text{ cm})}{4,200 \text{ kg/cm}^2}$$
$$\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(714,969.9 \text{ kg} \cdot \text{cm})}{0.85(0.9)(281 \text{ kg/cm}^2)(130 \text{ cm})(20 \text{ cm})^2}} \right] = 9.781 \text{ cm}^2$$

Factor de resistencia

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{714,969.9 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0.9(130 \text{ cm})(20 \text{ cm})^2} = 15.277 \text{ kg/cm}^2$$

Cuantía de acero requerido

$$\rho = \frac{0.85 \cdot f'c}{F_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \cdot f'c}} \right) = \frac{0.85(281 \text{ kg/cm}^2)}{4,200 \text{ kg/cm}^2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(15.277 \text{ kg/cm}^2)}{0.85(281 \text{ kg/cm}^2)}} \right]$$
$$= 0.00376$$

Cuantía de acero balanceada

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{F_y} \left[\frac{6300}{F_y + 6300} \right] = \frac{0.85(281 \text{ kg/cm}^2)(0.85)}{4,200 \text{ kg/cm}^2} \left[\frac{6300}{4,200 \text{ kg/cm}^2 + 6300} \right] = 0.029$$

Cuantía mínima a flexión

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4,200 \text{ kg/cm}^2} = 0.0033 \quad \mathbf{OK!} \quad \rho = 0.00376 > \rho_{min} = 0.0033$$

$$\rho_{min} = \frac{0.79\sqrt{f'c}}{F_y} = \frac{0.79\sqrt{281 \text{ kg/cm}^2}}{4,200 \text{ kg/cm}^2} = 0.00315 \quad \mathbf{OK!} \quad \rho = 0.00376 > \rho_{min} = 0.00315$$

Cuantía máxima a flexión

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75(0.029) = 0.02175$$

Cuantía de diseño propuesta

La cuantía requerida para el diseño a flexión (0.00376) está dentro de los límites permitidos ($\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$), por lo tanto el área de acero requerida a flexión estará determinada por el porcentaje de acero requerido (0.00376).

$$\rho = 0.00376$$

Área de acero inferior

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = (0.00376)(130 \text{ cm})(20 \text{ cm}) = 9.776 \text{ cm}^2$$

Cantidad	No	\emptyset		As cm ²
		mm	cm	
5	16	15.9	1.5875	9.897

Se puede colocar **9 varillas # 16**, proporcionándose un armado de (9.897 cm²) que es ligeramente superior al refuerzo requerido en la sección (9.776 cm²), las cuales estarán distribuidas en un ancho de la franja A de 130 cm.

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{(9.897 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2)}{0.85(281 \text{ kg/cm}^2)(130 \text{ cm})} = 1.339 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.339 \text{ cm}}{0.85} = 1.575 \text{ cm}$$

$$C = 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = 0.85(281 \text{ kg/cm}^2)(1.339 \text{ cm})(130 \text{ cm}) = 41,567.6 \text{ kg}$$

$$T = A_s \cdot F_y = (9.897 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2) = 41,567.4 \text{ kg}$$

$$\phi Mn = \phi \cdot C(d - a/2) = 0.9(41,567.6 \text{ kg})(20 \text{ cm} - 1.575 \text{ cm}/2) = 723,327.159 \text{ kg.cm}$$

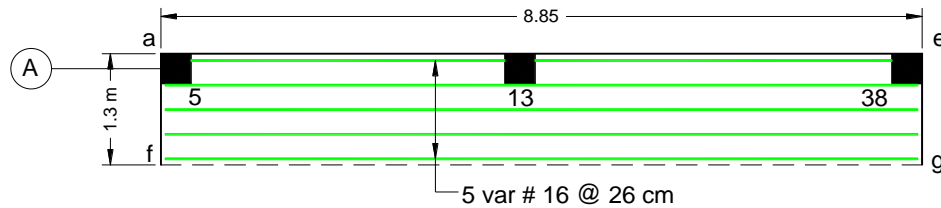
$$\phi Mn > Mu = 714,969.9 \text{ kg.cm} \quad \mathbf{OK!}$$

El momento nominal resistente (723,327.159 kg.cm) es superior al momento ultimo actuante (714,969.9 kg.cm), por lo tanto el diseño para la franja de losa de cimentación (A) es adecuado.

Separación de varillas

Cantidad	Ø mm	S cm
5	15.9	26

En la figura se muestra la distribución del refuerzo inferior requerido a flexión (9.897 cm^2) en la franja de losa A, el cual está distribuido en un ancho de 130 cm, lo que equivale a colocar **5 varillas # 16 separadas a 26 cm** entre cada varilla.



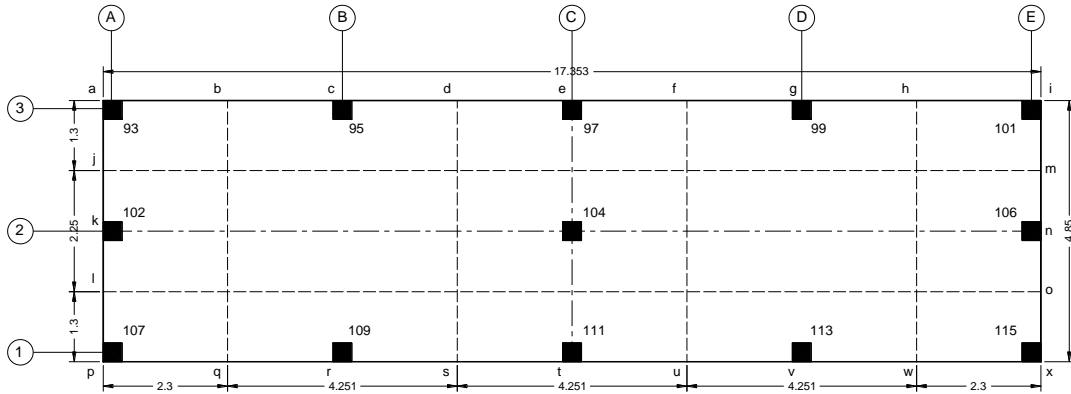
A continuación en las tablas se muestran los correspondientes diseños del refuerzo superior para todas las franjas de la losa de cimentación.

Franja	b cm	L m	d cm	(+) M_u kg-m	Cantidad	Ø mm	ϕM_n kg-m	S cm
A	130	8.85	20	7,149.70	5	15.9	7,233.27	26
B	225	8.85	20	6,432.48	8	15.9	11,605.05	28.13
C	130	8.85	20	5,556.74	5	15.9	7,233.27	26
1	217.5	4.85	20	1,265.89	8	15.9	11,586.24	27.19
2	425	4.85	20	2,018.63	15	15.9	21,749.20	28.33
3	242.5	4.85	20	2,518.82	9	15.9	13,035.05	26.94

Diseño para momento negativo (- M) Acero superior

Franja	b cm	L m	d cm	(-) M_u kg-m	Cantidad	Ø in	ϕM_n kg-m	S cm
A	130	8.85	20	3,154.77	5	15.9	7,233.27	26
B	225	8.85	20	23,392.13	17	15.9	23,768.36	13.24
C	130	8.85	20	6,094.53	5	15.9	7,233.27	26
1	217.5	4.85	20	1,797.26	8	15.9	11,586.24	27.19
2	425	4.85	20	16,090.97	15	15.9	21,749.20	28.33
3	242.5	4.85	20	1,468.98	9	15.9	13,035.05	26.94

Diseño de losa cimentación 2



Diseño para momento positivo (+ M) Acero inferior

Franja	b cm	L m	d cm	(+)Mu kg-m	Cantidad	Ø mm	φMn kg-m	S cm
A	230	4.85	24	1,259.29	10	15.9	17,387.46	23
B	425.1	4.85	24	102.00	18	15.9	31,334.45	23.62
C	425.1	4.85	24	2,876.93	18	15.9	31,334.45	23.62
D	425.1	4.85	24	98.24	18	15.9	31,334.45	23.62
E	230	4.85	24	565.44	10	15.9	17,387.46	23
1	130	17.353	24	7,398.47	6	15.9	10,410.91	21.67
2	225	17.353	24	42.92	10	15.9	17,378.98	22.5
3	130	17.353	24	7,398.47	6	15.9	10,410.91	21.67

Diseño para momento negativo (- M) Acero superior

Franja	b cm	L m	d cm	(-)Mu kg-m	Cantidad	Ø mm	φMn kg-m	S cm
A	230	4.85	24	1,730.77	10	15.9	17,387.46	23
B	425.1	4.85	24	16,758.87	18	15.9	31,334.45	23.62
C	425.1	4.85	24	3,166.34	18	15.9	31,334.45	23.62
D	425.1	4.85	24	16,141.80	18	15.9	31,334.45	23.62
E	230	4.85	24	2,115.24	10	15.9	17,387.46	23
1	130	17.353	24	7,362.00	6	15.9	10,410.91	21.67
2	225	17.353	24	30,170.16	18	15.9	30,442.59	12.5
3	130	17.353	24	7,362.00	6	15.9	10,410.91	21.67

Anexo H. Diseño de zapata aislada

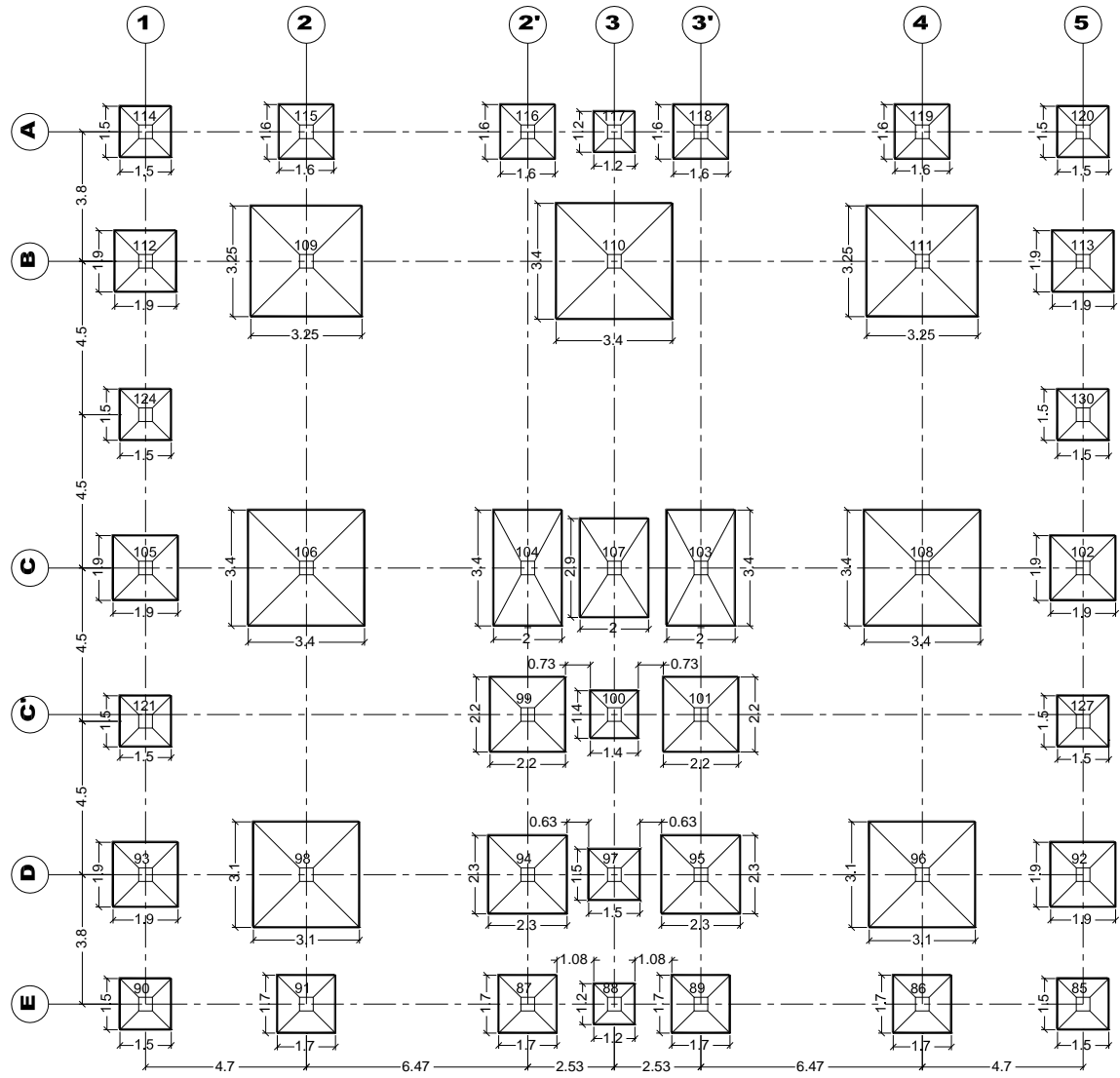
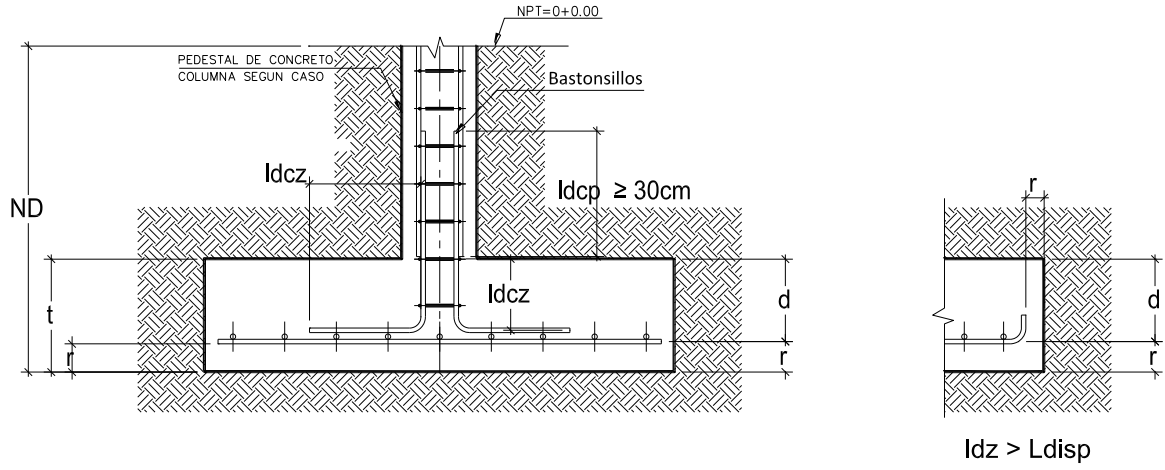
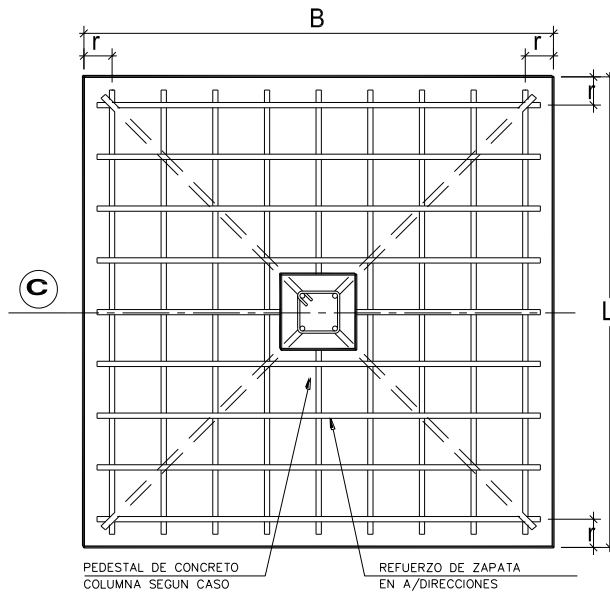


Figura Anexo - 0-28. Planta de fundaciones



SECCION TIPICA ZAPATA AISLADA



PLANTA DE ZAPATA

Figura Anexo - 0-29. Detalle estructurales de zapata aislada

Cargas solicitantes para cada zapata

Joint	CARGAS DE SERVICIO			CARGAS DE SERVICIO ULTIMA				
	P	Mx	My	Vx	Vy	Pu	Mux	Muy
	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m
85	24455.44	-519.83	-866.53	-957.4	599.47	29810.75	-637.68	-1070.48
86	38192.24	-27.75	-602.18	-684.76	36.99	46859.07	-7.02	-764.92
87	35278	30.25	-1133.49	-1268.53	-4.5	43492.69	40.11	-1419.19
88	21643.95	-72.69	11.53	10.48	103.71	26501.32	-81.3	14.29
89	35030.03	30.04	1088.96	1213.73	-4.5	43170.88	39.84	1362.85
90	24383.49	-516.35	860.96	946.51	596.96	29723.59	-633.38	1063.36
91	38402.73	-44.42	641.17	724.38	56.59	47126.52	-28	814.4
92	45192.37	-123	-1640.78	-1854.13	167.6	55591.13	-153.65	-2075.72
93	45155.84	-125	1683.51	1898.32	171.21	55556.61	-156.21	2129.91
94	77435.97	-1775.87	-2236.1	-2535.85	2031.51	95969.21	-2241.78	-2839.77
95	70013.38	-548.68	2721.09	3073.29	635.67	86689.99	-677.65	3446.79
96	132169.67	-5572.33	-1506.38	-1710.12	6344.89	164286.59	-7076.71	-1914.32
97	33902.1	-388.12	-252.17	-279.67	454.75	41430.37	-474.74	-311.11
98	130835.55	-5429.78	1271.28	1439.59	6184.09	162591.81	-6895.52	1615.78
99	72630.76	990.1	-1002.21	-1143.44	-1085.51	89968.77	1251.67	-1279.45
100	29310.77	704.63	-69.27	-80.07	-764.03	35595.62	891.23	-87.67
101	65582.32	-194.12	1117.19	1269.74	257.16	81013.19	-253.42	1425.16
102	46013.61	65.93	-1758.58	-1980.99	-46.63	56624.84	86.44	-2218.39
103	99930.55	-141.54	3211.91	3632.64	198.59	124169.34	-187.78	4073.2
104	99610.48	-291.04	-3202.36	-3625.22	368.25	123763.08	-377.66	-4061.19
105	45878.45	71.86	1758.73	1977.84	-52.07	56465.15	94.04	2218.54
106	184325.5	-768.05	2300.71	2604.34	906.4	229262.27	-980.45	2920.71
107	81388.12	-6879.49	2.29	0.9	7840.63	100983.09	-8752.6	2.85
108	184768.27	-611.91	-2324.94	-2635.26	728.49	229823.57	-782.02	-2951.68
109	158775.23	6369.83	4556.41	5170.04	-7193.18	197504.73	8097.31	5795.77
110	196773.72	8018.94	-4.07	-5.86	-9074.01	245052.38	10204.8	-5.21
111	158736.28	6349.16	-4553.32	-5169.14	-7170.57	197453.78	8070.99	-5792.06
112	39290.8	29.68	1362.66	1525.33	-13.26	48315.07	50.54	1710.9
113	39467.42	28.27	-1369.79	-1535.9	-12.86	48527.86	48.6	-1720.04
114	25033.72	623.82	891.53	981.6	-657.53	30518.2	772.61	1101.3
115	37652.71	209.24	522.33	591.21	-178.43	46165.74	235.4	663.76
116	31406.66	30.25	-1090.95	-1218.03	-4.5	38644.89	40.11	-1363.98
117	15253.72	125.75	0.3	-0.76	-70.28	18509.73	113.7	0.3
118	31400.65	30.04	1091.41	1216.36	-4.5	38637.48	39.84	1364.41
119	37653.07	208.47	-524.66	-596.06	-178.57	46166.52	234.57	-666.9
120	25083.81	623.33	-894.68	-987.34	-658.1	30577.51	771.77	-1105.43
121	37018.98	72.54	-0.06842	-1.95	-51.79	45510.73	93.72	-0.09959
124	33281.94	217.12	-0.44	-1.95	-204.75	40922.7	265.15	-0.59
127	37082.97	69.26	-0.06842	-1.95	-49.35	45579.92	89.49	-0.09959
130	33464.03	215.33	-0.44	-1.95	-204.02	41142.13	262.85	-0.59

Dimensiones propuestas para cada zapata

Joint	ND	Pedestal			Dimensiones		
		c1	c2	h	B	L	t
	m	cm	cm	cm	cm	cm	cm
85	1.2	60	60	82	150	150	38
86	1.2	60	60	82	170	170	38
87	1.2	60	60	82	170	170	38
88	1.2	60	60	82	120	120	38
89	1.2	60	60	82	170	170	38
90	1.2	60	60	82	150	150	38
91	1.2	60	60	82	170	170	38
92	1.2	60	60	82	190	190	38
93	1.2	60	60	82	190	190	38
94	1.1	60	60	70	230	230	40
95	1.1	60	60	70	230	230	40
96	1.2	60	60	70	310	310	50
97	1.2	60	60	82	150	150	38
98	1.2	60	60	70	310	310	50
99	1.2	60	60	80	220	220	40
100	1.2	60	60	82	140	140	38
101	1.2	60	60	80	220	220	40
102	1.2	60	60	82	190	190	38
103	0.9	60	60	45	200	340	45
104	0.9	60	60	45	200	340	45
105	1.2	60	60	82	190	190	38
106	1.1	60	60	55	340	340	55
107	0.9	60	60	45	200	290	45
108	1.1	60	60	55	340	340	55
109	1.1	60	60	65	325	325	45
110	1.1	60	60	55	340	340	55
111	1.1	60	60	65	325	325	45
112	1.2	60	60	82	190	190	38
113	1.2	60	60	82	190	190	38
114	1.2	60	60	82	150	150	38
115	1.2	60	60	82	160	160	38
116	1.2	60	60	82	160	160	38
117	1.2	60	60	82	120	120	38
118	1.2	60	60	82	160	160	38
119	1.2	60	60	82	160	160	38
120	1.2	60	60	82	150	150	38
121	1.2	60	60	82	150	150	38
124	1.2	60	60	82	150	150	38
127	1.2	60	60	82	150	150	38
130	1.2	60	60	82	150	150	38

Distribución de aceros en cada dirección ortogonal

Joint	As requerido por flexión en dirección x			As requerido por flexión en dirección y						
	Cant	No	As2	As1	As2	Cant	No	As2	As1	As2
			cm					cm		
85	7	13		7 @ 22.33		7	13		7 @ 22.33	
86	8	13		8 @ 22		7	13		7 @ 25.67	
87	8	13		8 @ 22		7	13		7 @ 25.67	
88	6	13		6 @ 20.8		5	13		5 @ 26	
89	8	13		8 @ 22		7	13		7 @ 25.67	
90	7	13		7 @ 22.33		7	13		7 @ 22.33	
91	8	13		8 @ 22		7	13		7 @ 25.67	
92	9	13		9 @ 21.75		8	13		8 @ 24.86	
93	9	13		9 @ 21.75		8	13		8 @ 24.86	
94	6	19		6 @ 42.8		6	19		6 @ 42.8	
95	6	19		6 @ 42.8		6	19		6 @ 42.8	
96	11	19		11 @ 29.4		11	19		11 @ 29.4	
97	7	13		7 @ 22.33		7	13		7 @ 22.33	
98	11	19		11 @ 29.4		11	19		11 @ 29.4	
99	7	16		7 @ 34		7	19		7 @ 34	
100	6	13		6 @ 24.8		6	13		6 @ 24.8	
101	7	16		7 @ 34		7	19		7 @ 34	
102	9	13		9 @ 21.75		8	13		8 @ 24.86	
103	15	16	3 @ 41.33	9 @ 42.5	3 @ 41.33	17	16		17 @ 11.5	
104	15	16	3 @ 41.33	9 @ 42.5	3 @ 41.33	17	16		17 @ 11.5	
105	9	13		9 @ 21.75		8	13		8 @ 24.86	
106	15	19		15 @ 23.14		16	19		16 @ 21.6	
107	12	16	2 @ 37	8 @ 41.43	2 @ 37	10	16		10 @ 20.44	
108	15	19		15 @ 23.14		16	19		16 @ 21.6	
109	15	19		15 @ 22.07		17	13		17 @ 19.31	
110	15	19		15 @ 23.14		16	19		16 @ 21.6	
111	15	19		15 @ 22.07		17	13		17 @ 19.31	
112	9	13		9 @ 21.75		8	13		8 @ 24.86	
113	9	13		9 @ 21.75		8	13		8 @ 24.86	
114	7	13		7 @ 22.33		7	13		7 @ 22.33	
115	7	13		7 @ 24		7	13		7 @ 24	
116	7	13		7 @ 24		7	13		7 @ 24	
117	6	13		6 @ 20.8		5	13		5 @ 26	
118	7	13		7 @ 24		7	13		7 @ 24	
119	7	13		7 @ 24		7	13		7 @ 24	
120	7	13		7 @ 22.33		7	13		7 @ 22.33	
121	7	13		7 @ 22.33		7	13		7 @ 22.33	
124	7	13		7 @ 22.33		7	13		7 @ 22.33	
127	7	13		7 @ 22.33		7	13		7 @ 22.33	
130	7	13		7 @ 22.33		7	13		7 @ 22.33	

Longitud de desarrollo permisible del acero en zapata y pedestal

Joint	Aplastamiento		Ld de refuerzo en compresión		Ld de refuerzo en tensión
	As entre Pedestal y Zapata Cant.	No	Pedestal ldp cm	Zapata ldz cm	Zapata ldz cm
85	16	13	23.86	23.86	30
86	16	13	23.86	23.86	30
87	16	13	23.86	23.86	30
88	16	13	23.86	23.86	30
89	16	13	23.86	23.86	30
90	16	13	23.86	23.86	30
91	16	13	23.86	23.86	30
92	16	13	23.86	23.86	30
93	16	13	23.86	23.86	30
94	16	13	23.86	23.86	30
95	16	13	23.86	23.86	30
96	8	19	35.8	35.8	43.64
97	16	13	23.86	23.86	30
98	8	19	35.8	35.8	43.64
99	16	13	23.86	23.86	30
100	16	13	23.86	23.86	30
101	16	13	23.86	23.86	30
102	16	13	23.86	23.86	30
103	16	13	23.86	23.86	30
104	16	13	23.86	23.86	30
105	16	13	23.86	23.86	30
106	8	19	35.8	35.8	43.64
107	16	13	23.86	23.86	30
108	8	19	35.8	35.8	43.64
109	16	13	23.86	23.86	30
110	8	19	35.8	35.8	43.64
111	16	13	23.86	23.86	30
112	16	13	23.86	23.86	30
113	16	13	23.86	23.86	30
114	16	13	23.86	23.86	30
115	16	13	23.86	23.86	30
116	16	13	23.86	23.86	30
117	16	13	23.86	23.86	30
118	16	13	23.86	23.86	30
119	16	13	23.86	23.86	30
120	16	13	23.86	23.86	30
121	16	13	23.86	23.86	30
124	16	13	23.86	23.86	30
127	16	13	23.86	23.86	30
130	16	13	23.86	23.86	30

Anexo I. Datos de entrada de planta y elevación en programa SAP2000

Define Grid System Data

System Name: GLOBAL Units: Kgf, m, C

Grid Lines: Quick Start...

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Bubble Loc.
1	1	0,	Primary	Show	End	
2	2	4,7	Primary	Show	End	
3	2'	11,17	Primary	Show	End	
4	3	13,7	Primary	Show	End	
5	3'	16,23	Primary	Show	End	
6	4	22,7	Primary	Show	End	
7	5	27,4	Primary	Show	End	
8						

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Bubble Loc.
1	E	0,	Primary	Show	Start	
2	D	3,8	Primary	Show	Start	
3	C'	8,5	Primary	Show	Start	
4	C	12,8	Primary	Show	Start	
5	B	21,8	Primary	Show	Start	
6	A	25,6	Primary	Show	Start	
7						
8						

Z Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Bubble Loc.
1	Z1	0,	Primary	Show	End	
2	Z2	3,51	Primary	Show	End	
3	Z3	7,18	Primary	Show	End	
4						
5						
6						
7						
8						

Display Grids as: Ordinates Spacing

Hide All Grid Lines
 Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,

Reset to Default Color
Reorder Ordinates

OK Cancel

Definición de los materiales

Concreto de 4000Psi

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: CON4000PSI

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2400 Units: Kgf, m, C

Mass per Unit Volume: 244,7319

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2,535E+09

Poisson's Ratio, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 1,056E+09

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, Fc: 2812278,5

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Secciones de elementos a usar en el modelo

Sección de columnas C1 y C2
(60cm x 60cm)

Rectangular Section

Section Name: C1

Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: + CON4000PSI

Dimensions:

Depth (t3): 0.6

Width (t2): 0.6

Display Color: [Blue]

Concrete Reinforcement...

OK Cancel

Sección de vigas V1 y V2
(40cm x 60cm)

Rectangular Section

Section Name: V1

Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: + CON4000PSI

Dimensions:

Depth (t3): 0.6

Width (t2): 0.4

Display Color: [Green]

Concrete Reinforcement...

OK Cancel

Nervio de losa aligerada (15cm x
27.5cm)

Rectangular Section

Section Name: NERVID

Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: + CON4000PSI

Dimensions:

Depth (t3): 0.275

Width (t2): 0.15

Display Color: [Yellow]

Concrete Reinforcement...

OK Cancel

Loseta de compresión (7.5 cm)

Shell Section Data

Section Name: LOSA

Section Notes: Modify/Show...

Display Color: [Green]

Type:

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

Material:

Material Name: + CON4000PSI

Material Angle: 0.

Thickness:

Membrane: 0.075

Bending: 0.075

Concrete Shell Section Design Parameters:

Modify/Show Shell Design Parameters...

Stiffness Modifiers: Set Modifiers...

Temp Dependent Properties: Thermal Properties...

OK Cancel

Definición de los patrones de cargas

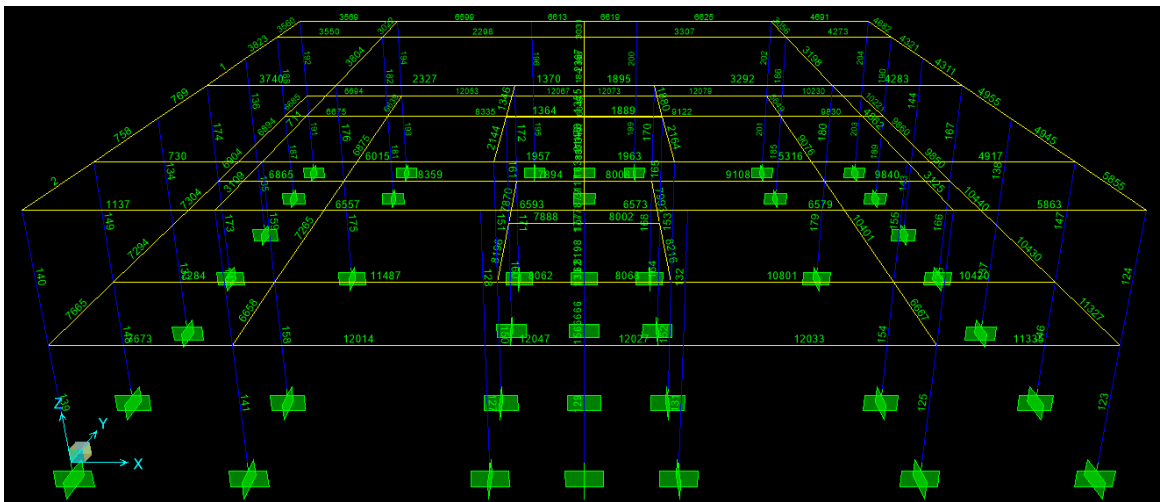
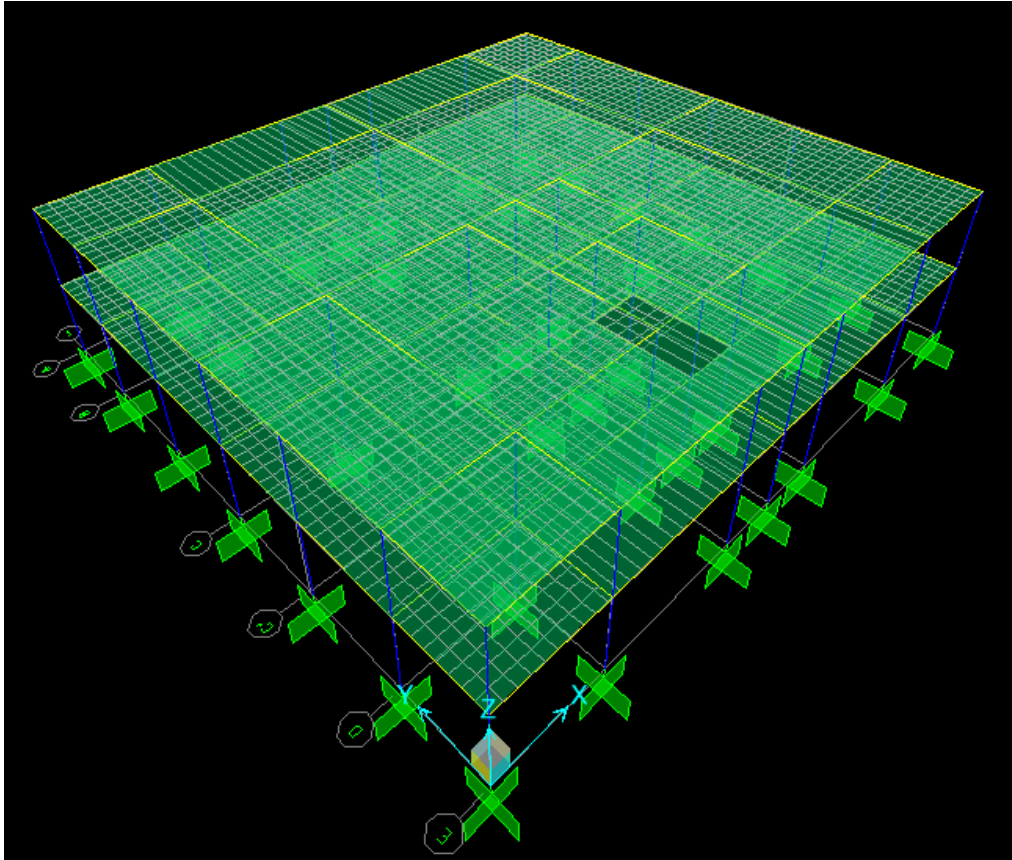
Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DEAD	DEAD	1	
CV	LIVE	0	
CM	SUPER DEAD	0	
CVR	REDUCIBLE LIVE	0	
SX	QUAKE	0	User Coefficient
SY	QUAKE	0	User Coefficient

- DEAD = En este se considera el peso propio de cada elemento.
 CV = Carga viva sobre la estructura definida de acuerdo al RNC-07.
 CVR = Carga viva reducida.
 Sx = Fuerza sísmica en cada nivel de la estructura en dirección x.
 Sy = Fuerza sísmica en cada nivel de la estructura en dirección y.

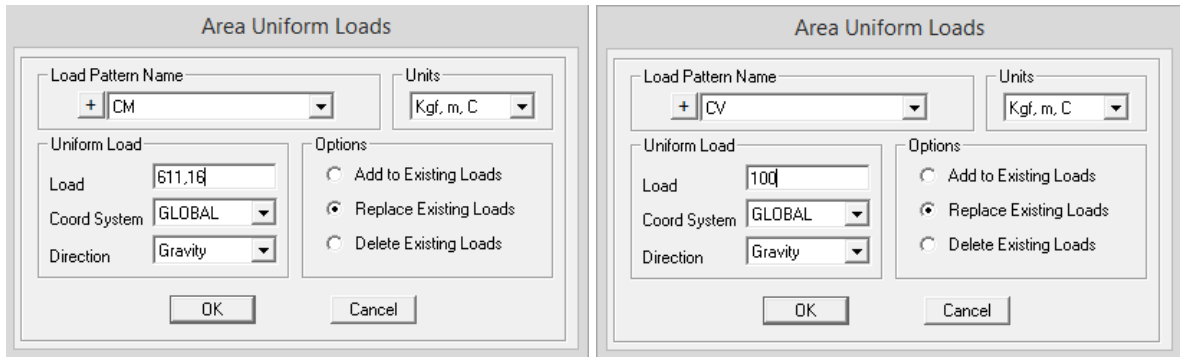
Dirección de la fuerza sísmica y coeficiente sísmico

Tal como se observa en la figura, primeramente se considera un coeficiente sísmico de 0.45 para un análisis previo y obtener con este los desplazamientos críticos, con los cuales se determina el periodo fundamental de la estructura para conocer el coeficiente sísmico definitivo que dará resultado a nuevas fuerzas laterales con las cuales se hará el análisis final con el cual se diseñara cada elemento.

Idealización de la estructura

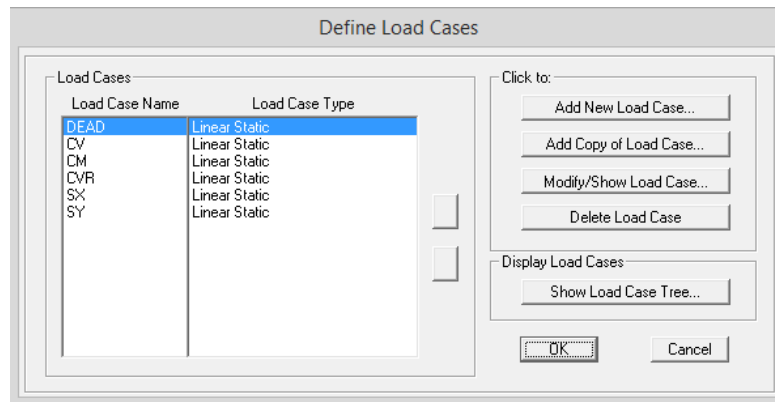


Asignación de cargas a la losa

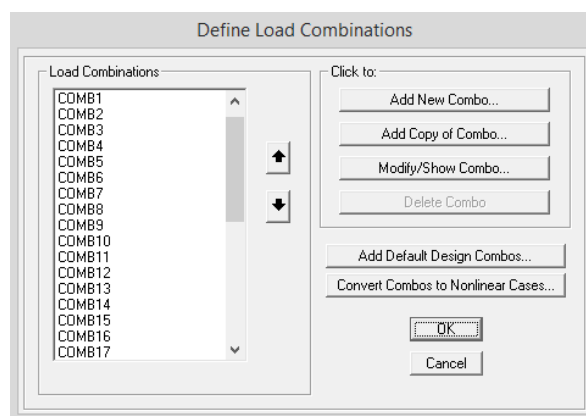


En la figuras se muestran los valores de cargas distribuidos sobre area del segundo nivel.

Definicion de los casos de carga y combinaciones



CM : Se incluye la sobrecarga que provocan las paredes, los acabados de piso y los elementos no estructurales de cada entrepiso.



Modelo 3D del edificio



Vista en perspectiva frontal

