

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727-15

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela de Ingeniería Civil

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN TEATRO EN LA COLONIA LA MORA DE LA CIUDAD DE URUAPAN, MICHOACÁN.

Tesis

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

Presenta:

Raúl Vargas Jurado

Asesor:

M.I. Enrique Omar Navarro Caballero

Uruapan, Michoacán, 25 Enero 2012



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

La presente tesis es una parte muy importante de mi vida, puesto que es el comienzo de otra etapa de la misma, es por ello que agradezco:

A Dios, por darme la vida y permitirme poder concluir con la carrera de
Ingeniero Civil.

A mis padres, Raúl Vargas Sánchez y Alejandra Jurado Rodríguez, por
brindarme todo su apoyo, tanto moral como económico a lo largo de la carrera.

A mis hermanos, por todo su apoyo moral.

A mi asesor, el M.I. Enrique Omar Navarro Caballero por su apoyo y ayuda en
la elaboración del presente trabajo de investigación.

A los ingenieros Sandra Natalia Parra Macías y Anastasio Blanco Simiano, por
su ayuda incondicional a lo largo de toda la carrera.

Así como también a todas aquellas personas que de alguna manera u otra
colaboraron o participaron en la realización de esta investigación.

ÍNDICE

Introducción

Antecedentes.1
Planteamiento del problema.3
Objetivos.3
Pregunta de investigación.4
Justificación.4
Marco de referencia.6

Capítulo 1.- Diseño estructural

1.1 Proceso de diseño estructural.8
1.1.1 Estructuración.9
1.1.2 Análisis.9
1.1.3 Dimensionamiento.10
1.2 Seguridad estructural.10
1.3 Criterios de diseño.11
1.4 Reglamentos de diseño.12
1.4.1 Reglamentos funcionales.13
1.4.2 Reglamentos prescriptivos.13
1.5 Reglamento de construcciones para el Distrito Federal.14
1.6 Acciones estructurales.14
1.6.1 Acciones permanentes.15
1.6.1.1 Cargas muertas.15
1.6.1.2 Empujes estáticos de suelos y líquidos.18
1.6.2 Acciones variables.18

1.6.2.1 Cargas vivas.	.19
1.6.2.2 Cambios de temperatura.	.21
1.6.2.3 Deformaciones impuestas.	.21
1.6.2.4 Vibraciones de maquinaria.	.22
1.6.3 Acciones accidentales.	.22
1.6.3.1 Sismo.	.23
1.6.3.2 Viento.	.23
1.6.4 Combinación de acciones.	.24
1.6.5 Acciones últimas.	.25
1.7 Principales materiales estructurales.	.25
1.7.1 Materiales pétreos.	.26
1.7.2 Concreto reforzado.	.26
1.7.3 Madera.	.27
1.7.4 Acero.	.28
1.8 Sistemas estructurales.	.28
1.8.1 Sistemas formados por barras.	.29
1.8.2 Sistemas a base de placas.	.29
1.8.3 Sistemas combinados.	.29

Capítulo 2.- Concreto reforzado

2.1 Historia del concreto.	.30
2.2 Definición de concreto y concreto reforzado.	.31
2.3 Ventajas del concreto reforzado.	.32
2.4 Desventajas del concreto reforzado.	.33
2.5 Elaboración de concreto.	.34

2.5.1 Elaboración del concreto.	.34
2.5.2 Cemento.	.35
2.5.3 Agua.	.35
2.5.4 Aditivos.	.35
2.5 Revenimiento.	.37
2.7 Vibrado del concreto.	.38
2.8 Fraguado del concreto.	.39
2.9 Curado del concreto.	.40
2.10 Compatibilidad del concreto y el acero.	.40
2.11 Resistencia a la compresión del concreto.	.41
2.12 Curva esfuerzo-deformación del concreto.	.42
2.13 Módulo de elasticidad.	.43
2.14 Acero de refuerzo.	.45

Capítulo 3.- Acero estructural

3.1 Acero como material estructural.	.47
3.2 Ventajas del acero como material estructural.	.48
3.3 Desventajas del acero como material estructural.	.50
3.4 Perfiles de acero.	.51
3.4.1 Selección de perfiles.	.53
3.5 Curva esfuerzo-deformación del acero estructural y aceros modernos.	.54
3.6 Diseño de elementos de acero.	.62

Capítulo 4.- Resumen ejecutivo de macro y microlocalización

4.1 Objetivo.	.64
---------------	-----

4.2 Alcance de proyecto.64
4.3 Resumen ejecutivo.65
4.4 Macrolocalización y microlocalización.65
4.5 Clima.68
4.6 Actividad económica.68
4.7 Informe fotográfico.69

Capítulo 5.- Metodología

5.1 Método empleado.71
5.1.1 Método matemático.72
5.2 Enfoque de la investigación.72
5.2.1 Alcance.73
5.3 Diseño de la investigación.74
5.4 Instrumentos y recopilación de datos.74

Capítulo 6.- Análisis e interpretación de resultados

6.1 Proyecto arquitectónico y estructuración.76
6.2 Diseño de losas de concreto.80
6.3 Diseño de trabes.99
6.3.1 Diseño de trabes de entrepiso.99
6.3.2 Diseño de trabes de azotea.116
6.3.3 Armado de trabes.124
6.4 Diseño de columnas.125
6.5 Diseño de cimentación.131
6.6 Diseño estructura 2 (Nave industrial).137

6.6.1	Diseño de los largueros utilizando el Reglamento de Michoacán.	.138
6.6.2	Diseño de las barras a tensión.	.145
6.6.3	Diseño de las barras a compresión.	.146
6.6.4	Diseño de la placa.	.148
6.6.5	Calculo de la longitud de soldadura.	.149
6.6.6	Diseño de trabe.	.150
6.6.7	Diseño columna.	.151
6.6.8	Diseño cimentación..	.153
	Conclusiones.	.154
	Bibliografía..	.156
	Anexos	

RESUMEN

El presente trabajo de investigación que se titula “Diseño estructural de un teatro en la colonia la mora de la ciudad de Uruapan, Michoacán”, tiene como objetivo diseñar la estructura optima de un teatro, con la finalidad de construir una estructura segura estética y económica.

En el primer capitulo se habla sobre el proceso del diseño estructural y sus etapas las cuales son estructuración, análisis y dimensionamiento. Se menciona también la seguridad estructural con la que se debe realizar un proyecto en base a criterios de diseño estructural y reglamentos de construcción.

En el segundo capitulo se estudia el concreto reforzado, sus ventajas y desventajas que tiene como material estructural y la compatibilidad que tiene con el acero. También se menciona la resistencia a la compresión del concreto, su modulo de elasticidad y su curva esfuerzo deformación.

En el tercer capitulo se habla del acero como material estructural y de sus ventajas y desventajas. Se hace una breve descripción de los diferentes tipos de perfiles estructurales y se estudian los diferentes tipos de acero de acuerdo con la clasificación ASTM.

Como conclusión se tiene que los resultados obtenidos cumplen satisfactoriamente con los objetivos propuestos en la investigación ya que se lograron determinar las dimensiones óptimas de los elementos estructurales del teatro y al mismo tiempo se logro demostrar la importancia que tiene el cálculo estructural dentro de la construcción.

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

Desde su aparición, el hombre se ha visto en la necesidad de construir estructuras con la finalidad de cubrir sus necesidades, tales como presas, viviendas, carreteras, puentes, estadios, centros culturales, etc., dichas estructuras deben ser económicas y estéticas pero sobre todo deberán resistir las cargas que se le presenten durante su vida útil, para esto el hombre ha tenido que recurrir a un proceso de diseño estructural el cual se divide en estructuración, análisis estructural y dimensionamiento.

El diseño estructural de acuerdo con Meli (2004), es el conjunto de actividades que se desarrollan para determinar las dimensiones y características de una estructura, teniendo como objetivo proporcionar soluciones que por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales, las técnicas de construcción y cumpliendo con las restricciones impuestas por otros aspectos del proyecto, se construya una estructura con un buen comportamiento en condiciones normales de funcionamiento y una seguridad adecuada contra la ocurrencia de alguna falla.

Existen diversas investigaciones relacionadas con el diseño estructural enfocadas a diferentes estructuras pero con un objetivo similar, por ejemplo, la tesis titulada análisis y diseño estructural de una casa habitación para la colonia ampliación revolución presentada por Hugo Alberto Damian Aguayo en el 2008, el cual tuvo como objetivo realizar el cálculo estructural de una casa habitación de tal manera que el resultado fuera satisfactorio, dando la seguridad de no tener fallas,

concluyendo y rompiendo con la creencia de que para una casa habitación no es necesario un cálculo estructural. Otra de las investigaciones relacionadas con el tema es la tesis con el título diseño estructural del hotel victoria ubicado en la ciudad de Tepic, Nayarit presentada por Vianey Cristina Castellanos de la Cruz y Rafael Paz Sánchez en el 2008, con el objetivo de proponer y diseñar un sistema estructural para un edificio de 5 niveles que resista las fuerzas a que se someterá durante su vida útil sin llegar al colapso o mal comportamiento del mismo, sin que esto signifique un costo excesivo, llegando a un resultado final de las dimensiones optimas de cada uno de los elementos estructurales, proponiendo una solución segura, funcional y económica, resaltando la importancia de la realización de un diseño estructural en cualquier obra civil.

Planteamiento del problema.

En la actualidad es muy común omitir el Diseño estructural o en su defecto realizarlo sin darle la importancia que en realidad este tiene, el diseño estructural es de suma importancia para la construcción y aunque éste genera un gasto, si se realiza adecuadamente se pueden evitar las fallas en la construcción, entendiendo por falla no sólo el colapso total o parcial de una estructura, sino todas las diferencias que se presentan entre lo que se espera de una estructura y lo que se tiene en realidad como pueden ser grietas, losas flechadas, muros desplomados etc., y aunque en ocasiones estas fallas pueden deberse a los errores del proceso constructivo, muchas veces son por un mal diseño estructural o la omisión del mismo.

Por otro lado, al realizar un buen diseño estructural se pueden determinar las dimensiones óptimas de los elementos estructurales, lo cual muchas veces genera un ahorro considerable, aún tomando en cuenta el costo del diseño estructural.

Objetivos.

En la presente investigación se tienen los objetivos que se presentan a continuación.

Objetivo general:

Diseñar la estructura óptima de un teatro en la ciudad de Uruapan Mich., con la finalidad de construir una estructura segura, económica y estética.

Objetivos particulares:

- a) Definir los métodos de diseño estructural.
- b) Conocer los métodos de análisis y diseño estructural.

- c) Determinar las características geométricas y mecánicas de los elementos estructurales del teatro.
- d) Proponer una estructura segura y económica.
- e) Demostrar la importancia de un cálculo estructural.

Pregunta de investigación.

Con la presente investigación habrá de darse la respuesta a la pregunta ¿Cuál es el diseño óptimo para una estructura de un teatro en la ciudad de Uruapan?, con el fin de conocer más sobre el diseño estructural y hacer conciencia de la importancia que tiene el mismo.

Justificación.

El presente trabajo de investigación es de suma y relevante importancia, ya que además de conocer el proceso que se lleva a cabo en un diseño estructural, se demostrara la importancia que tiene realizarlo.

Con esta investigación el principal beneficiado será el investigador al resolver la duda que lo llevo a la misma, además de conocer un poco más sobre el tema. También se beneficiaran las personas que tengan duda o inquietud por conocer sobre el tema del diseño estructural. Los alumnos de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco podrán consultarla de manera fácil y rápida lo cual les permitirá resolver algunas dudas sobre el tema e incluso guiarlos en la elaboración de una investigación relacionada con el tema de estructuras.

Por último, con esta investigación se pretende demostrar la importancia del diseño estructural, y quitar la idea de que el cálculo estructural no es necesario, lo

cual de alguna manera nos beneficiara a todos, al rodearnos de obras más seguras y de mejor calidad.

Marco de referencia.

El proyecto se llevará a cabo en el estado de Michoacán en la Ciudad de Uruapan Michoacán, este estado se encuentra en la parte sur del país, y colinda con los estados de Colima y Jalisco al noroeste, al norte con Guanajuato y Querétaro, al este con el Estado de México, al sureste con el estado de Guerrero, y al suroeste con el Océano Pacífico. Michoacán se encuentra entre las coordenadas $17^{\circ}54'34''$ y $20^{\circ}23'37''$ de latitud Norte y los $100^{\circ}03'23''$ y $103^{\circ}44'09''$ de longitud Oeste, tiene una superficie de $59,928 \text{ km}^2$.



Ubicación del estado de Michoacán.

Fuente: <http://maps.google.com.mx>.

Por su parte Uruapan se localiza en la porción oeste del estado de Michoacán, entre los paralelos $19^{\circ} 38' 00''$ de latitud norte y los meridianos $101^{\circ}56' 00''$ al $102^{\circ}22'00''$ de longitud oeste, y una altitud de 1620 metros sobre el nivel del mar.



Ubicación de la Ciudad de Uruapan en el estado de Michoacán.

Fuente: <http://maps.google.com.mx>.

El proyecto se ubica en La colonia a Mora, en la calle Dalia entre las calles Tulipán y Hortencia, en la imagen siguiente se muestra la su ubicación.



Ubicación del teatro en la ciudad de Uruapan.

Fuente: <http://maps.google.com.mx>.

CAPÍTULO 1

DISEÑO ESTRUCTURAL

En el presente capítulo se estudia el proceso del diseño estructural y sus etapas como son la estructuración, análisis y dimensionamiento. Así mismo la seguridad estructural con la cual se elabora un proyecto en base a los criterios de diseño. También se describirán los diferentes tipos de reglamentos que existen haciendo énfasis en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal el cual se utilizará para el desarrollo del proyecto de esta investigación. Por otra parte, se estudiarán las diferentes tipos de acciones que actúan sobre las estructuras tales como las permanentes, variables y accidentales. Se mencionará y describirán brevemente los materiales estructurales más utilizados en la construcción, así como los sistemas estructurales que se forman con los mismos.

1.1 Proceso del diseño estructural.

Según Meli (2004), el diseño estructural es un proceso en el cual se definen las características óptimas de un sistema estructural para cumplir con su objetivo, el cual es resistir las fuerzas que se le aplicarán o presentarán, sin que éste tenga un mal comportamiento o llegue al colapso. El diseño de las estructuras está sujeto a diferentes aspectos del proyecto, al tiempo de ejecución y a la limitación del costo es por esto que se considera útil dividir el proceso de diseño en tres etapas las cuales son estructuración, análisis y dimensionamiento.

1.1.1 Estructuración.

De acuerdo con Meli (2004), la estructuración es la etapa del proceso en el cual se determinan los materiales con los que se construirá la estructura, la forma que tendrá, el acomodo de sus elementos y el pre dimensionamiento de los mismos, este último se facilita cuando el calculista tiene cierta experiencia.

1.1.2 Análisis.

El análisis es la etapa en la que se determina la respuesta de la estructura propuesta, ante las cargas que se le presentan durante su vida útil. Esta etapa se subdivide en modelación, determinación de las acciones de diseño y obtención de los elementos mecánicos.

En la modelación se idealiza la estructura por medio de un modelo teórico, el cual se deberá analizar mediante procedimientos y métodos de análisis estructural o bien en la actualidad con algún programa de cómputo.

La determinación de las acciones de diseño es la parte del análisis en la que se determinan las cargas que actuarán sobre la estructura, tomando en cuenta la ubicación de la estructura y las solicitaciones que puedan actuar sobre ella, con el fin de obtener el mayor grado de aproximación en la determinación de las acciones, cabe señalar que para esta parte será necesario recurrir a los reglamentos de construcción y códigos existentes.

En la determinación de los elementos mecánicos se aplican los diferentes métodos de cálculo para determinar las fuerzas internas como los momentos flexionantes, fuerzas axiales, y fuerzas contantes, además de determinar las deformaciones de los elementos estructurales.

1.1.3 Dimensionamiento.

El dimensionamiento es la etapa en la que se definen las dimensiones de los elementos estructurales y se revisa si cumple con los requisitos de seguridad establecidos en los reglamentos, De lo contrario implica regresar a la etapa de la estructuración y pasar varias veces por cada una de las etapas para poder llegar a las dimensiones adecuadas para los elementos que forman la estructura, esto según Meli (2004).

Los resultados obtenidos en esta etapa se representan en los planos estructurales junto con las especificaciones necesarias para que el constructor pueda interpretarlos de manera sencilla.

Es importante que durante la ejecución de la obra exista una adecuada supervisión con el fin de que se lleve a cabo lo especificado en los planos.

1.2 Seguridad estructural.

Como ya se mencionó anteriormente el diseño estructural tiene como objetivo proporcionar soluciones para que las estructuras tengan un buen comportamiento en condiciones normales de funcionamiento, por lo que es indispensable que éstas tengan seguridad ante la posible ocurrencia de alguna falla.

Para que la construcción cumpla con las funciones del proyecto, es indispensable que la respuesta de la estructura ante las acciones, se mantenga dentro de límites que no afecten su funcionamiento ni su estabilidad, estos límites dependen del tipo de construcción y al uso que se les dé, y se encuentran en códigos de los reglamentos de construcción.

Las acciones sobre una estructura son todos los agentes externos que provocan en la estructura fuerzas internas, deformaciones y esfuerzos. Por lo tanto, en las acciones se incluyen las cargas vivas, cargas muertas, hundimientos, sismos así como efectos ambientales de viento, temperatura, corrosión etcétera.

La respuesta de la estructura está constituida por el conjunto de parámetros físicos que describen el comportamiento de la misma ante las acciones que se le aplican.

Los estado límite de una estructura son cuando el comportamiento de la misma se considera inaceptable de acuerdo a los reglamentos, se consideran dos tipos de estados límite. Los estados límite de falla son los relacionados con la seguridad, y corresponden a situaciones de inestabilidad, fatiga o colapso de la estructura. Por otra parte los estados límite de servicio se relacionan con las situaciones que no ponen riesgo la seguridad, pero afectan el correcto funcionamiento de la estructura además de dar un mal aspecto a la misma, al presentar desplazamientos horizontales, losas flechadas, vibraciones y agrietamientos en elementos no estructurales.

1.3 Criterios de diseño.

Meli (2004) plantea que para tener una seguridad adecuada en las estructuras es importante primero plantear claramente contra qué se quiere tener seguridad, para así después aplicar factores de seguridad adecuados. El planteamiento de estado límite es el más apropiado en este caso ya que se puede comparar la resistencia de cada estado límite contra la acción respectiva. La forma más conveniente de operar sería por medio de un sólo factor de seguridad que

relacionara la estimación de la resistencia (R), con la estimación de la acción (S), el cual se expresa de la siguiente manera $FS= R/S$.

Sin embargo, la forma anterior presenta varios inconvenientes prácticos, ya que en cada caso particular la magnitud de las incertidumbres que existen en las variables y aspectos del diseño es muy extensa, y el factor de seguridad necesitaría tomar valores distintos según las condiciones de cada caso. Es por esto que los reglamentos, para facilitar las cosas, toman en cuenta todas las incertidumbres mediante factores de seguridad parciales, y llegan a un factor de seguridad final en lugar de acumularlos.

Cabe señalar que el procedimiento anterior no lleva a un factor de seguridad global con mucha precisión, por lo que los reglamentos manejan de igual manera incertidumbres en la resistencia por medio de factores de reducción aplicados a los esfuerzos de los materiales, y factores de seguridad a las incertidumbres en las acciones llamados factores de carga.

Con lo anterior se puede ya plantear el criterio de diseño por resistencia última el cual consiste en cumplir con $F_R(R) > F_C(S)$.

1.4 Reglamentos de diseño.

Los reglamentos de diseño de acuerdo con el autor mencionado anteriormente son un conjunto de normas que establecen una serie de disposiciones legales, con el fin de proteger a la sociedad contra un colapso o mal funcionamiento estructural de las obras.

Los reglamentos por lo regular son elaborados por un grupo de especialistas en la materia, y posteriormente revisados por instituciones interesadas, como pueden

ser los representantes de los productores de materiales de construcción, de las asociaciones de profesionales, de centros de investigación y de las autoridades competentes.

Existe controversia sobre si un reglamento debe limitarse a fijar los requisitos de seguridad y de funcionamiento, dejando al calculista libertad en la manera de cumplir con los requisitos, o bien, por el contrario dar una serie de procedimientos a seguir para llegar a obtener una seguridad adecuada en el proyecto. Es por lo anterior que existen dos tipos de reglamentos, reglamentos funcionales y reglamentos prescriptivos los cuales serán descritos a continuación.

1.4.1 Reglamentos funcionales.

Los reglamentos funcionales son los que sólo establecen los requisitos de seguridad y funcionalidad dándole al proyectista la libertad para cumplir dichos requisitos en base a su criterio y experiencia.

1.4.2 Reglamentos prescriptivos.

Los reglamentos prescriptivos son los que describen los procedimientos que deben seguirse para lograr el estado de seguridad. Este tipo de reglamentos son los más usados, ejemplo de estos reglamentos son el código ACI (para estructuras de concreto), código AISC (para estructuras de acero), código AASHTO (diseño estructural de puentes), código UBC (proyecto de edificios en general), y código CBE (estructuras de concreto).

1.5 Reglamento de construcciones para el Distrito Federal.

En México existen diversos códigos que reglamentan aspectos del diseño estructural, por ejemplo la edición en español del código ACI, el Manual de Obras Civiles editado por la CFE y Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), este último es el más utilizado para las construcciones urbanas dentro del interior de la Republica Mexicana. Al RCDF le fueron agregadas las Normas Técnicas Complementarias (NTC) de fácil actualización desde el punto de vista legal, con el fin de abarcar los diversos materiales estructurales, estas normas se dividen en NTC concreto reforzado, NTC madera, NTC cimentaciones, NTC viento, NTC acero, NTC mampostería, NTC sismo y NTC prevención de incendios.

1.6 Acciones en las estructuras.

El calculista deberá hacer un estudio cuidadoso de su caso particular para determinar cuáles serán las acciones que actuarán sobre la estructura, las cuales estarán definidas por un código, sin embargo, en ocasiones se tienen que utilizar algunos criterios que no son tan comunes y que no se encuentran en las normas. Para evaluar las acciones se usan modelos simplificados que consisten en representar las acciones como sistemas de fuerzas concentradas, distribuidas o lineales, aplicadas sobre los diferentes elementos estructurales.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal considera tres tipos de acciones de acuerdo con la duración en que actúan sobre la estructura con su intensidad máxima.

1.6.1 Acciones permanentes.

Las acciones permanentes son las que actúan en la estructura en forma continua y se puede considerar que su intensidad no cambia respecto al tiempo. En las acciones permanentes se encuentran las cargas muertas, el empuje estático de suelos y líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura debido a movimientos diferenciales en los apoyos o al presfuerzo. Las acciones permanentes son representadas en la figura siguiente:

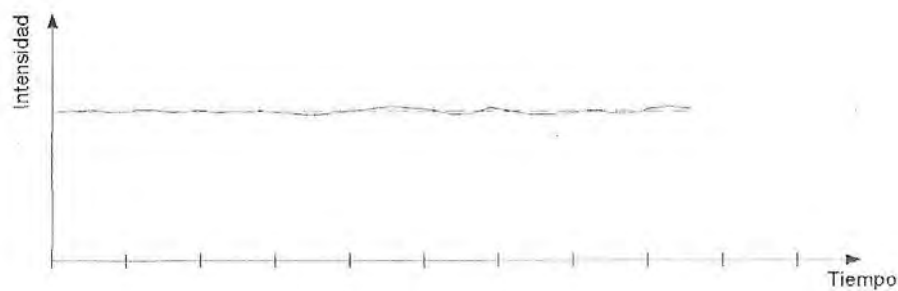


Figura 1.1, Acción permanente (Meli; 2004: 79).

1.6.1.1 Cargas Muertas.

De acuerdo con Meli (2004), se llama carga muerta todas las acciones que se producen por el peso propio de la estructura incluyendo los elementos no estructurales tales como puertas, ventanas, muros divisorios, revestimientos, instalaciones y todos los elementos que ocupen una posición fija en la construcción. El cálculo de la carga muerta es fácil, puesto que sólo se requiere la determinación de los volúmenes de los elementos de construcción y multiplicarlos por el peso específico de los materiales. Las cargas muertas se representan por lo general mediante cargas uniformemente distribuidas sobre las diferentes áreas de la

construcción, sin embargo, existen casos de cargas lineales y cargas concentradas, como muros divisorios y equipos fijos respectivamente.

Las cargas muertas son las acciones que presentan menor grado de incertidumbre, sin embargo, existen diferencias entre los valores del cálculo y los reales debido a las diferencias entre las dimensiones especificadas en el proyecto y las reales en la construcción, a las modificaciones e implementos de elementos no estructurales y a los pesos volumétricos.

En ciertos casos como en la revisión por volteo o empujes del suelo el peso muerto es favorable a la estabilidad de la estructura, lo cual es muy importante considerar a la hora de realizar el cálculo, para esto el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal especifica dos valores de pesos volumétricos para cada material de construcción, uno máximo, para tomarlo cuando el efecto de la carga muerta es desfavorable y uno mínimo, cuando sea desfavorable.

Los pesos volumétricos para algunos materiales de construcción se encuentran especificados en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en el primer apartado en la página 135 los cuales son:

Materiales	Peso volumétrico en ton/m3	
	Mínimo	Máximo
I. Piedras naturales		
Arenísticas	2.5	2.45
Basaltos	2.6	2.5
Caliza (seca)	2.8	2.6
Granito	2.6	3.2
Mármol	2.8	2.6
Pizarras	2.8	2.8
Tepetate (seco)	1.6	1.6
Tepetate (saturado)	1.9	1.95
Tezontle (seco)	1.2	1.25
Tezontle (saturado)	1.6	1.55

II. Suelos		
Arena de mina (seca)	1.4	1.75
Arena de mina (saturada)	1.85	2.1
Grava	1.4	1.6
Arcilla típica del Valle de México	1.2	1.5
Cemento	1.5	1.6
Mortero	1	1
III. Piedras artificiales y concretos		
Concreto simple y agregado normal	2	2.2
Concreto reforzado	2.2	2.4
Mortero cal y arena	1.4	1.5
Mortero cemento y arena	1.9	2.1
Yeso	1.1	1.5
Tabique de barro macizo recocido	1.3	1.5
Tabique de barro prensado	1.6	2.2
Bloque hueco de concreto (ligero)	0.9	1.3
Bloque hueco de concreto (intermedio)	1.3	1.7
Bloque hueco de concreto (pesado)	2	2.2
IV. Varios		
Caoba (seca)	0.55	0.65
Caoba (mojada)	0.7	1
Cedro (seco)	0.4	0.55
Cedro (saturado)	0.5	0.7
Oyamel (seco)	0.3	0.4
Oyamel (saturado)	0.55	0.65
Pino (seco)	0.45	0.65
Pino (saturado)	0.8	1
Encino (seco)	0.8	0.9
Encino (saturado)	0.8	1
Vidrio plano	0.8	3.1
	Peso en Kg/m ²	
V Azulejo	10	15
Mosaico de pasta	25	35
Mosaico de terrazo (20x20)	35	45
Mosaico de terrazo (30x30)	45	55
Granito de Terrazo (40x40)	55	65
Loseta asfáltica o Vínilica	5	10
Falso plafón de aplanado (incluye malla)	40	
Mármol de 2.5 cm de espesor	52.5	
Cancelería metálica para oficina	35	
Tabla roca de 1.25 cm	8.5	

Tabla 1.1, Tabla de pesos de algunos materiales (RCDF; 2005: 135).

El RCDF en el apartado de edificaciones, especifica que se tiene que aumentar 20 kg/m² al peso muerto de las losas de concreto de peso normal coladas en el lugar, así mismo cuando sobre la losa colada en el lugar, se coloque una capa de mortero de peso normal se aumentara también 20kg/m², de tal manera que el aumento total será de 40kg/m², mas sin embargo cuando esta carga muerta sea favorable para efectos de estabilidad de la estructura no se deberán tomar en cuenta en el cálculo.

1.6.1.2 Empujes estáticos de suelos y líquidos.

Para determinar las fuerzas debidas al empuje estático de los suelos se puede recurrir al RCDF en el apartado de cimentaciones. El cual para determinar el empuje de un líquido sobre la superficie de contacto con el recipiente se considerará que la presión normal por unidad de área sobre cualquier punto de la superficie será igual a la multiplicación de la profundidad de dicho punto con respecto a la superficie libre del líquido por su peso volumétrico.

1.6.2 Acciones variables.

Las acciones variables son las que actúan en la estructura con una intensidad variable con el tiempo. Las principales acciones variables son las cargas vivas, los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas a los efectos dinámicos que puedan provocar el funcionamiento de maquinaria y equipo.

1.6.2.1 Cargas vivas.

Según Meli (2004), las cargas vivas son las que se deben a la operación y uso de la edificación, incluyendo todo lo que no tiene posición fija en la construcción por lo cual no se puede considerar una carga muerta. La carga viva comprende del peso de los muebles, equipos, mercancías y personas que se encuentren dentro de la construcción. Como se una persona no ocupa un lugar determinado dentro de una edificación, así mismo los muebles u objetos que se encuentren en ella no ocuparan siempre la misma posición durante la vida útil de la construcción, por lo cual es imposible determinar con exactitud cargas vivas aplicadas, es por esto que los reglamentos de construcción utilizan métodos de probabilidad para considerar las cargas vivas como una carga uniforme con ciertos márgenes de seguridad. Las acciones variables (cargas vivas) se comportan de la manera que se muestra en la figura siguiente:

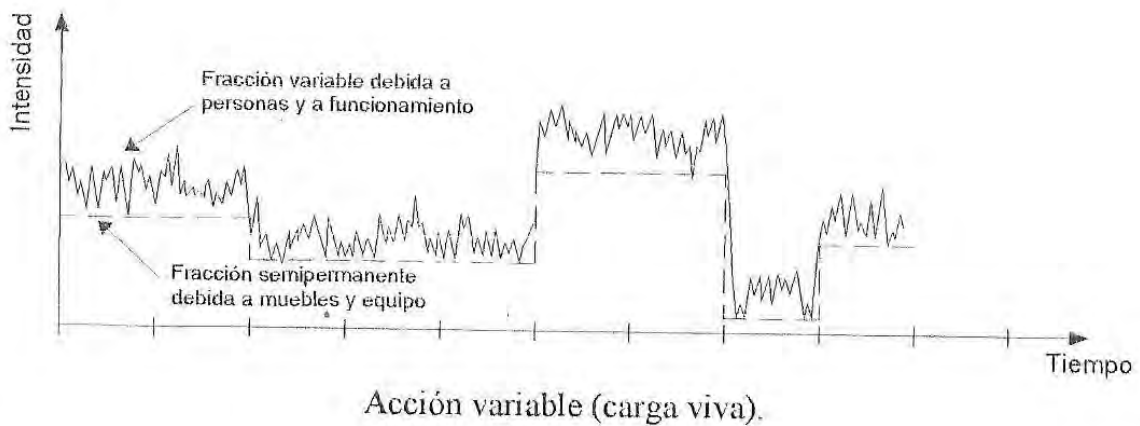


Figura 1.2, Acción variable (Meli; 2004: 79).

Por lógica se puede saber que la carga viva depende del destino que tendrá la construcción. Es por esto que el RCDF clasifica las cargas vivas de acuerdo al destino de la construcción, además de manejar tres valores de carga viva las cuales

son carga viva máxima (W_m), la carga instantánea (W_a) y la carga media (W), las cuales serán definidas a continuación según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

La carga viva máxima W_m es la que se utiliza para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular los asentamientos inmediatos en el suelo. También se utilizan para el diseño de la cimentación ante las cargas gravitacionales.

La Carga instantánea W_a se utiliza para diseñar por sismo y por viento. Así como cuando se revise distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida.

La carga media W se deberá utilizar en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas.

Es importante considerar que cuando el efecto de la carga viva es favorable para la estabilidad de la estructura, como es el caso de problemas de volteo, flotación y succión por viento, se tomara la carga viva igual a cero sobre toda la estructura.

El reglamento de Construcciones del Distrito Federal propone algunas cargas uniformes distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento para diferentes construcciones según su destino, las cuales especifica en una tabla en el apartado de edificaciones de la pagina 878.

Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170

b) Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
c) Aulas	100	180	250
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350
e) Estadio y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juegos y similares)	40	250	350
g) Comercios y fábricas y bodegas	.8Wm	.9Wm	Wm
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100
i) Azoteas con pendiente mayor de 5%; otras cubiertas, cualquier pendiente	5	20	40
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	40	100	250

Tabla 1.2, Cargas vivas unitarias (RCDF; 2005: 878).

1.6.2.2 Cambios de Temperatura.

El RCDF especifica que en los casos en que los elementos de una construcción estén sujetos a cambios de temperatura que provoquen esfuerzos significativos en la estructura, deberán considerarse al revisar las condiciones de seguridad ante los estados límite de falla y de servicio.

1.6.2.3 Deformaciones impuestas.

Los efectos de las deformaciones impuestas a las que está expuesta una estructura, como son las causadas por los asentamientos diferenciales de los apoyos

o alguna acción similar, se obtienen mediante un método de análisis estructural, en el cual se determinan los estados de esfuerzos y deformaciones que aparecen en los miembros de la estructura cuando se aplican en los apoyos las fuerzas indispensables para mantener las deformaciones impuestas, mientras que los demás grados de libertad del sistema pueden desplazarse.

1.6.2.4 Vibraciones de maquinaria.

En el diseño las estructuras podrán verse sujetas a efectos significativos por la vibración de las maquinas, ya sea que ésta se encuentre apoyada directamente sobre la estructura o actué sobre ella por media de la cimentación, los esfuerzos y deformaciones que estas maquinas causen serán determinados por medio de dinámica estructural, las amplitudes tolerables de los desplazamientos que éstas provoquen se encuentran establecidas en el RCDF.

1.6.3 Acciones accidentales.

El RCDF define las acciones accidentales como las cargas que no se deben al funcionamiento normal de la edificación, mas sin embargo se presentan por cortos periodos de tiempo. Éstas se deben principalmente a la acción de los efectos sismos sobres las estructuras y a la acción del viento. Es por esto que es importante tomar precauciones ante estas acciones durante el diseño tanto de la estructura como de la cimentación, con el fin de evitar una catástrofe si se llegan a presentar estas acciones. Las acciones accidentales se comportan de la manera que se muestra en la figura siguiente.

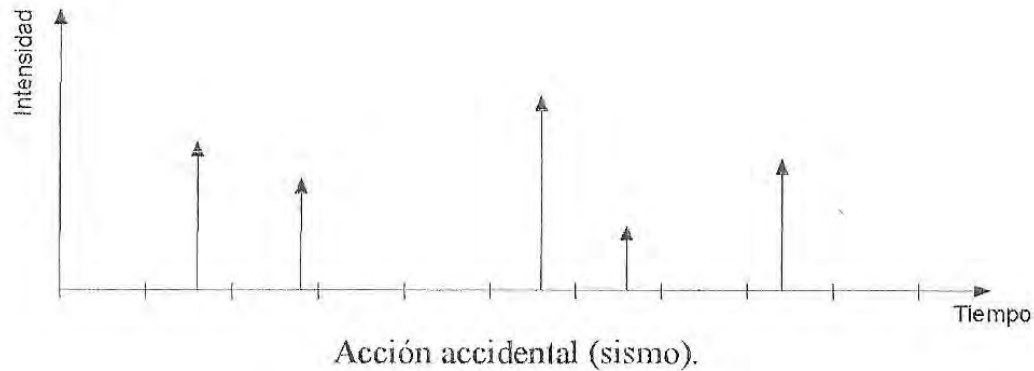


Figura 1.3, Acción accidental (Meli; 2004: 79).

1.6.3.1 Sismo.

El objetivo del diseño sísmico es lograr tres características para que la estructura tenga un buen comportamiento las cuales son: resistencia, rigidez y ductilidad, es por esto que en el diseño por sismo se debe establecer el valor de las acciones sísmicas producidas por el movimiento del terreno.

1.6.3.2 Viento.

De acuerdo con Meli (2004), los vientos son movimientos horizontales de masas de aire originados por las diferencias de presión en diferentes zonas de la atmosfera y al movimiento de rotación de la tierra. Dichos movimientos ocurren constantemente, sin embargo, al diseño estructural solo le interesan los vientos con velocidades muy grandes, y que son debidos a fenómenos atmosféricos.

1.6.4 Combinación de acciones.

Anteriormente se clasificaron las acciones considerándolas de forma independiente, sin embargo, se debe tomar en cuenta que en algún momento estas, pueden llegar a presentarse al mismo tiempo. Es por esto que los reglamentos especifican que se debe revisar la seguridad de la estructura para el efecto combinado de las acciones, con una probabilidad no despreciable que puedan ocurrir al mismo tiempo todas las acciones.

Según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, en la combinación común de las acciones, se deberán considerar todas las acciones permanentes, una acción variable con su valor máximo o varias que puedan llegar a ocurrir en el mismo momento. En resumen, según el reglamento se usaría la siguiente fórmula para la combinación común: Carga muerta+ Carga viva, utilizando los valores máximos de CM y CV.

En la combinación excepcional se deberá tomar en cuenta las acciones permanentes, una acción accidental y las acciones variables que tengan probabilidad significativa de ocurrir al mismo tiempo que la accidental. Por lo tanto, para la combinación excepcional según el RCDF se obtendrá la siguiente manera. Carga muerta+ Carga viva+ Sismo o viento. Utilizando el valor reducido de la carga muerta y carga viva.

Cada caso de combinación de acciones se utilizará para analizar la estructura y dimensionar sus elementos estructurales en base a las condiciones más desfavorables.

1.6.5 Acciones últimas.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal establece el uso de unos factores, los cuales son denominados factores de carga (F_c), dichos factores deberán ser multiplicados a las combinaciones de las acciones calculadas, dando como resultado las acciones últimas, las cuales deberán ser utilizadas en el diseño estructural.

Los factores de carga toman un valor de 1.4 y 1.5 para las estructuras del grupo B y grupo A respectivamente. Y 1.1 para la combinación de las acciones que incluyan cargas vivas, cargas muertas y cargas accidentales.

1.7 Principales materiales estructurales.

De acuerdo con Meli (2004), las características que hacen que un material sea el apropiado para cumplir con sus funciones estructurales está directamente relacionado con las propiedades mecánicas y costo del mismo. Como se sabe las estructuras civiles ocupan grandes volúmenes, por lo cual el Ingeniero no se puede dar el lujo de proponer materiales de resistencia extraordinariamente alta pero costo excesivo, ya que el objetivo del diseño estructural como ya se mencionó en este mismo capítulo es el proponer la estructura más óptima para la construcción.

Es de suma importancia conocer las características de los materiales estructurales, con el fin de saber si estos serán capaces de soportar las cargas que se les aplicara. Los materiales más utilizados en las construcciones son el acero, la madera, el concreto, Materiales pétreos y tabiques. Los cuales serán descritos a continuación.

1.7.1 Materiales pétreos.

Según Meli (2004), los materiales pétreos junto con la madera fueron los primeros materiales utilizados para las construcciones. Los materiales pétreos se caracterizan por tener resistencia y modulo de elasticidad altos ante la compresión y baja resistencia a la tensión. La falla que estos llegan a presentar es frágil. Se denomina mampostería al material compuesto por un conjunto de piedras naturales o artificiales unidas generalmente por mortero. Se les conoce como piedras artificiales a las piezas de tamaño pequeño con relación a las dimensiones de la construcción que estas integraran, las más comunes de estas piezas son el ladrillo macizo, el bloque de concreto, de barro, etcétera. Las propiedades estructurales de la mampostería varían mucho debido a que no existe un control en su elaboración, por lo cual puede llegar a variar mucho la resistencia a la compresión entre una pieza y otra, es por esto que los reglamentos fijan factores de seguridad a la mampostería mayores a los de otros materiales.

La mampostería no resiste esfuerzos de tensión, sin embargo, se puede reforzar en zonas donde se presenten tensiones, mediante el uso de barras de acero combinadas con la mampostería.

1.7.2 Concreto reforzado.

El concreto reforzado es un material que aprovecha la resistencia a la compresión, durabilidad, resistencia al fuego y moldeabilidad del concreto y la ductilidad y gran resistencia del el acero, formando así un material compuesto muy eficiente, el cual se describirá con ampliamente en el próximo capítulo de esta

investigación, así como los elementos estructurales utilizados en la construcción elaborados con dicho material.

1.7.3 Madera.

La madera es un material con características muy útiles en las funciones estructurales, es por esto que el hombre la ha utilizado desde su aparición para las construcciones, pues ofrece buena resistencia tanto a compresión como a tensión, sin embargo la resistencia a tensión es superior a la de la compresión como se muestra en la figura siguiente.

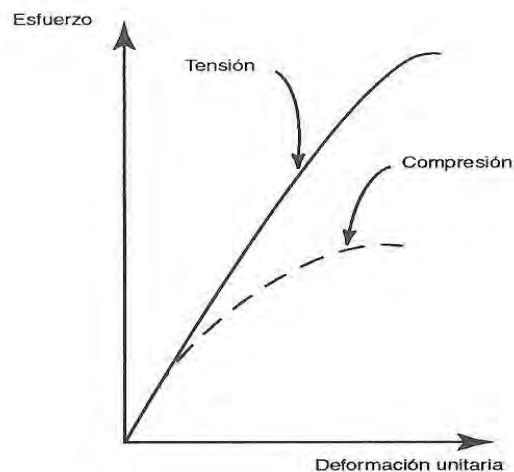


Figura 1.4, Relaciones típicas esfuerzo-deformación para la madera

(Meli; 2004: 278).

Las principales características que hacen que la madera sea considerada como uno de los mejores materiales estructurales son su buena resistencia, su peso, y el ser un material renovable. El comportamiento de la madera es relativamente frágil en tensión y dúctil en compresión, debiéndose la falla al pandeo progresivo que presentan las fibras que aportan la resistencia. Los inconvenientes de la madera

como material estructural son la susceptibilidad al fuego y su poca durabilidad en ambientes agresivos, sin embargo estos inconvenientes pueden ser evitados aplicando recubrimientos incombustibles y aplicando tratamientos adecuados respectivamente, esto según Meli (2004).

1.7.4 Acero.

El acero es uno de los materiales utilizados más frecuentemente en la construcción, ya que éste es el que posee las mejores propiedades de resistencia, ductilidad y rigidez. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que en el proceso de fabricación del acero entre más se incremente su resistencia mas se reducirá su ductilidad. Este material se estudiara más a fondo dentro del capítulo tres de esta investigación.

1.8 Sistemas estructurales.

De acuerdo con Meli (2004), una estructura está formada por un arreglo de elementos básicos, que aprovechan las características de cada elemento para lograr la forma más eficiente del sistema estructural en conjunto, sin afectar el correcto funcionamiento de la construcción y ofreciendo las características estructurales más importantes las cuales son resistencia, rigidez y ductilidad.

Los sistemas estructurales más utilizados son sistemas formados por barras, sistemas a base de placas y los sistemas combinados los cuales se estudiarán a continuación.

1.8.1 Sistemas formados por barras.

Meli (2004) señala que con los sistemas formados por barras, pueden formarse diversos esquemas estructurales como son triangulares, tipo armadura, y arreglos tipo marco. Los sistemas tipo armadura son muy utilizados y convenientes para cubrir grandes claros, permitiendo así un gran ahorro en cuanto a materia, estos sistemas resisten principalmente cargas axiales. Por otro lado los marcos son sistemas elementales para transmitir de un techo a un piso por medio de trabes y columnas.

1.8.2 Sistemas a base de placas.

Es un sistema formado por placas verticales y horizontales es decir muros y losas respectivamente, en estos sistemas las cargas verticales son transmitidas a la cimentación como fuerzas axiales en los muros y los momentos flexionantes son considerados pequeños debido a que comúnmente se tienen claros pequeños y losas en dos direcciones. La desventaja de este sistema es la falta de continuidad en los apoyos expone fácilmente la estructura a los efectos de las acciones accidentales.

1.8.3 Sistemas Combinados.

Los sistemas combinados son los que se forman al unir elementos barra con elementos placa, pudiendo ser estas planas o curvas, buscando sacar el mayor provecho posible de las ventajas que tendrán estos elementos al hacerlos trabajar juntos. El ejemplo más claro de un sistema combinado es el de una losa apoyada sobre columnas.

CAPÍTULO 2

CONCRETO REFORZADO.

En el presente capítulo se dará la definición del concreto y el concreto reforzado, así mismo se realizará una pequeña reseña histórica del mismo, se mencionarán las ventajas y desventajas que tiene como material estructural. Se citan los elementos necesarios para realizar un concreto con buena calidad así como algunos aspectos importantes en el proceso constructivo como lo son el vibrado, revenimiento, curado, etcétera, ya que de nada serviría un buen diseño estructural si no se lleva a cabo con las especificaciones requeridas. También se hablará de la compatibilidad que tiene el acero con el concreto, de la resistencia que este presenta a la compresión, de su módulo de elasticidad y de su curva esfuerzo deformación.

2.1 Historia del concreto.

Según Nawy (1988), desde los griegos, los romanos e incluso quizás civilizaciones más antiguas se ha usado el concreto como material de construcción. No obstante, es a partir del siglo diecinueve que se marca el comienzo de mayor uso del concreto como material.

En el año de 1801, F. Coignet publicó su tratado donde se reconocía la debilidad del concreto a la tensión. En el año de 1867 J. Monier, jardinero francés, colocó marcos metálicos como refuerzo de recipientes de concreto, en 1886 Koenen publicó el primer escrito sobre la teoría y diseño de las estructuras de concreto,

Turner en 1906 presentó la primera losa plana sin vigas, donde a partir de esto se obtuvieron progresos muy importantes en el desarrollo del concreto como material de construcción.

El mismo autor mencionado anteriormente, establece que en el año de 1910 ya se había establecido el Comité Alemán del Concreto Reforzado, el Comité Austriaco del Concreto, el Instituto Norteamericano del Concreto y el Instituto Británico del Concreto. Para el año de 1920 ya existían varios edificios, puentes y recipientes de líquido contruidos de concreto reforzado, y es a partir de aquí que el arte arquitectónica y la ciencia del análisis, diseño y construcción del concreto reforzado avanzaron muy rápidamente, dando como resultado sistemas estructurales únicos como lo son el Kresge Auditorium en Boston, entre otros.

2.2 Definición de concreto y concreto reforzado.

Según McCormac (2006), el concreto es una mezcla de grava y arena, unidos mediante una pasta de cemento y agua, con el fin de formar una masa rocosa. Algunas veces se le agregan algunos aditivos al concreto, para cambiar algunas características como son la ductilidad, el tiempo de fraguado y la durabilidad.

De acuerdo con el mismo el autor, el concreto tiene una alta resistencia a la compresión y muy baja resistencia a la tensión, es por esto que se ha recurrido al empleo del concreto reforzado el cual es una combinación de concreto y acero, este último para darle la resistencia de tensión al concreto. Al proporcionarle tanto resistencia en compresión como resistencia en tensión, el concreto reforzado es considerado uno de los materiales más óptimos para la construcción de elementos estructurales.

2.3 Ventajas del concreto reforzado.

McCormac (2006), considera que el concreto es quizás el material disponible de mayor importancia para la construcción, ya que se usa de varias formas en la mayoría de las estructuras, sin importar su magnitud, es decir, en instalaciones de drenaje, tanques de almacenamiento, edificios, puentes pavimentos, presas, muros de retención, túneles, etcétera.

A continuación se mencionarán algunas de las ventajas al utilizar el concreto reforzado como material:

- a) Tiene una resistencia grande a compresión en comparación a otros materiales.
- b) Es susceptible al fuego, y es considerado el mejor material estructural para contenedores de agua o donde ésta se halle presente. Ante los incendios de intensidad media sufre sólo daños superficiales, siempre y cuando las barras de acero tengan el recubrimiento adecuado.
- c) Es un material muy rígido.
- d) Casi no requiere mantenimiento.
- e) Las construcciones de este material tienen una larga vida de servicio, y su capacidad de carga no disminuye con el tiempo, sino por el contrario aumenta.
- f) Es un material económico.
- g) Es moldeable, es decir, se puede colar en diversas formas, ya sea desde elementos estructurales simples como vigas, losas, columnas hasta más complejas como son los arcos.

- h) Se puede aprovechar que en bastantes regiones existen los materiales locales como son la grava, arena y agua, utilizando sólo cantidades relativamente bajas de cemento y acero.
- i) No se requiere mano de obra muy calificada, como lo es en el caso del acero estructural.

2.4 Desventajas del concreto reforzado.

El concreto reforzado también tiene algunas desventajas, por lo cual el proyectista deberá estar familiarizado con sus puntos débiles, a continuación se mencionarán algunas de sus desventajas:

- a) El concreto por sí sólo tiene una resistencia muy baja a la tensión, por lo cual requiere de la combinación con acero.
- b) Se requieren cimbras por tiempos prolongados para mantener el concreto en una posición, hasta que éste endurezca lo suficiente para que mantenga la posición por sí solo. Se puede llegar a requerir de apuntalamientos y de obra falsa, lo cual es muy costoso.
- c) Los elementos elaborados con este material son muy pesados debido a su poca resistencia por unidad de peso.
- d) Los elementos estructurales son relativamente grandes.
- e) Sus propiedades varían enormemente, causa de las variaciones de la dosificación y el mezclado.
- f) El colado y curado del concreto no se realiza de una manera cuidadosa y controlada en comparación con otros materiales.

2.5 Elaboración del concreto.

De acuerdo con Pérez (1993), para tener como resultado un buen concreto es necesario que los agregados, finos y gruesos, tengan una graduación y un contenido de humedad uniforme de acuerdo con las especificaciones adecuadas y efectivas en su selección.

El concreto como material de construcción y con fines estructurales se clasifica en 2 clases:

- a) Clase 1. Su peso específico en estado fresco es 2.2 Ton/m^3 , su $f'c$ es igual o mayor a 250 Kg/cm^2 y su modulo de elasticidad E_c igual a $14000 \sqrt{f'c}$, en Kg/cm^2 .
- b) Clase 2. Su peso específico en estado fresco es entre 1.9 y 2.2 Ton/m^3 , su $f'c$ es menor a 250 Kg/cm^2 y su modulo de elasticidad E_c igual a $8000 \sqrt{f'c}$, en Kg/cm^2 .

2.5.1 Agregados finos y gruesos.

De acuerdo con Pérez (1993), para que los agregados finos y gruesos sean los adecuados para la elaboración de un buen concreto deben tener una determinada graduación y adecuado contenido de humedad, además de estar compuestos por partículas de rocas durables, redondas, limpias, y resistentes.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal especifica los tamaños máximos de los agregados gruesos.

- a) $1/3$ del espesor de losas;
- b) $1/5$ de la separación horizontal menor entre caras de los moldes;

- c) $\frac{3}{4}$ del espaciamiento mínimo libre entre varillas individuales o paquetes de varillas de refuerzo.

2.5.2 Cemento.

El cemento es el elemento de mayor importancia en la elaboración del concreto, el más utilizado es el cemento Portland, el cual se define como “el producto obtenido de la pulverización fina por la calcinación a fusión incipiente de materiales arcillosos y calizos que contengan óxidos de calcio, aluminio, silicio y fierro, en cantidades adecuadamente calculadas, sin más adición posterior a la calcinación que yeso natural.” (Pérez; 1993: 14).

2.5.3 Agua.

Para fabricar cualquier concreto se deberá utilizar agua limpia, y por ninguna razón deberá contener materias nocivas al acero o a los agregados finos y gruesos, dichas materias pueden ser aceites, materias orgánicas, álcalis, ácidos o sales, por esta razón jamás se deberá utilizar agua de mar en la elaboración de un concreto.

2.5.4 Aditivos.

De acuerdo con McCormac (2006), los aditivos son materiales que se le agregan al concreto antes o durante el mezclado, con el fin de mejorar el comportamiento del concreto en algunas situaciones, o disminuir el su costo en el proceso constructivo. A continuación se describirán algunos de los tipos de aditivos para el concreto:

- 1) Aditivos inclusores de aire, estos se usan la mayor de las ocasiones para incrementar la resistencia del concreto al derretimiento y congelamiento, además de proporcionar resistencia al deterioro causado por las sales descongelantes. Con este aditivo se da un menor agrietamiento al momento de descongelarse el concreto.
- 2) Aditivos acelerantes, estos se utilizan para acelerar el desarrollo de la temprana resistencia del concreto, estos aditivos son principalmente convenientes en climas fríos. Estos aditivos son cloruro de calcio y los resultados son los tiempos reducidos requeridos para curar el concreto, además de que permitirá el retiro rápido de la cimbra, lo cual es considerable en el costo del proceso constructivo.
- 3) Aditivos retardadores, estos se utilizan para retrasar tanto el tiempo de fraguado como el aumento temperatura. Estos aditivos están formados por varios ácidos o azúcares y son especialmente utilizados para colados muy grandes en donde pueden presentarse incrementos de temperatura muy notables. Los aditivos retardadores también alargan la plasticidad del concreto, lo que permite durante el proceso constructivo mejorar el mezclado así como adherirlo con colados posteriores.
- 4) Aditivos superplastificantes, estos aditivos están hechos a partir de sulfonatos orgánicos. Son utilizados para aumentar los revenimientos del concreto. los superplastificantes se pueden usar para mantener proporciones de agua cemento constantes usando menor cantidad de cemento, sin embargo son más utilizados para elaborar concretos

manejables con resistencias considerablemente superiores, utilizando la misma cantidad de cemento.

- 5) Materiales impermeables al agua, estos por lo regular se aplican una vez que el concreto endurece, sin embargo también se pueden agregar a las mezclas de concreto. Estos aditivos están hechos con productos derivados del petróleo, por ejemplo las emulsiones asfálticas. Ayudan a retardar la penetración del agua en los concretos porosos, pero posiblemente no mucho en concretos densos.

2.6 Revenimiento.

Según Pérez (1993), el revenimiento es una prueba que se realiza para medir la plasticidad de las mezclas de concreto. La cual se realiza en un molde en forma de un troco cónico, en el cual se vacía la mezcla para conocer la altura de revenimiento. El molde se deberá llenar por partes y se va picando con el fin de apisonarla adecuadamente hasta que quede enrasada en el molde, posteriormente se retira el molde de manera cuidadosa.

Una vez retirado el molde, la mezcla se deformará según sea la plasticidad de esta, el revenimiento lo marcará la diferencia entre la altura del molde y la de la mezcla de fresca. Como se muestra en la figura 2.1.



Fig. 2.1, Revenimiento del concreto. (Pérez; 1993: 16).

Las especificaciones de revenimientos requeridos para los diferentes elementos estructurales se encontraran en los reglamentos de construcción.

2.7 Vibrado del concreto.

El vibrado del concreto se realiza con el fin de obtener una buena consolidación en las mezclas recién coladas en los moldes, la vibración mas efectiva es la interna, esta se logra poniendo el vibrador en posición vertical de manera que penetre unos centímetros en el concreto. Los vibradores de deberán insertar y extraer en varios puntos a distancias pequeñas para que no queden lugares sin vibrar, el vibrado se debe realizar solo por pequeños periodos de tiempo, esto según Pérez (1993).

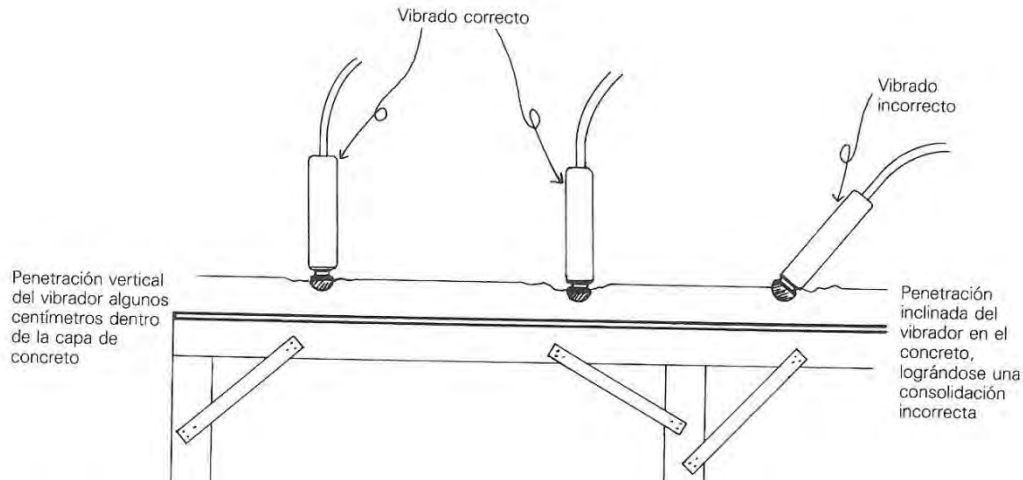


Fig. 2.2, Vibrado del concreto. (Pérez; 1993: 16).

2.8 Fraguado del concreto.

De acuerdo con Pérez (1993), cuando se mezcla el cemento con el agua se provoca una reacción química, la cual va endureciendo lentamente la mezcla. Antes de que la mezcla endurezca por completo, ésta experimenta dos etapas las cuales son: fraguado inicial y fraguado final.

El fraguado inicial se presenta cuando el concreto es difícilmente trabajable, es decir, cuando pierde su plasticidad, éste es aproximadamente entre los 50 y 60 minutos, cuando la mezcla sigue endureciendo y llega a una determinada dureza se presenta el fraguado final, el cual es aproximadamente en un periodo de tiempo de 9 a 10 horas, cabe señalar que estos periodos de tiempo es sin la utilización de ningún tipo de aditivo.

Al realizar la mezcla, ésta deberá ser colocada lo más pronto posible en los moldes, para evitar la segregación que se provoca por el remanejo, además de que

en el estado plástico la mezcla fluye con más facilidad entre los espacios del acero de refuerzo.

2.9 Curado del concreto.

El curado del concreto es el cuidado que se le da para impedir que éste pierda el agua o reponer la que pierda, en el proceso constructivo el curado es de suma importancia ya que de éste dependerá la resistencia que el concreto pueda alcanzar. El curado puede variar en la forma de realizarse, sin embargo, la manera más común de realizarlo consiste en regar frecuentemente la superficie colada, de tal manera que el concreto tome el agua necesaria. Otra manera de curarlo es cubrir la superficie con una película impermeable a base de asfalto, alquitrán silicato de sodio, etcétera.

El concreto sin ningún tipo de aditivo deberá mantener una temperatura por encima de los diez grados centígrados y deberá ser curado durante los primeros siete días después del colado, mientras que el concreto de rápida resistencia a corta edad sólo se deberá curar durante los primeros tres días después de realizado el colado.

El curado acelerado con vapor de alta presión, es utilizado para acelerar la resistencia del concreto y recortar el tiempo de curado.

2.10 Compatibilidad del concreto y el acero.

De acuerdo con McCormac (2006), el concreto y el acero de refuerzo, en conjunto trabajan de manera excelente en las estructuras de concreto reforzado, ya que las ventajas de un material compensan las desventajas del otro material. Un

ejemplo claro es la baja resistencia a tensión del concreto, la compensa una de las ventajas más grandes del acero, la cual es su gran resistencia a la tensión que es aproximadamente 100 veces mayor a la del concreto.

Los dos materiales funcionan de manera conjunta para resistir las fuerzas que se le apliquen, ya que se adhieren bastante bien entre sí y no hay deslizamiento entre ellos. La buena fusión entre estos materiales se debe a la adherencia química entre ambos, a la rugosidad de las barras de refuerzo y a las pequeñas separaciones de las corrugaciones en las barras.

El acero está expuesto a la corrosión, sin embargo, el concreto que lo rodea le proporciona la protección necesaria. El acero no resiste las temperaturas que se alcanzan en los incendios, no obstante el recubrimiento que se le da con concreto a demostrado comportamiento muy satisfactorio a prueba de fuego en el concreto reforzado.

Por último, el acero y el concreto trabajan de manera excelente juntos respecto a los cambios de temperatura ya que sus coeficientes de dilatación térmica son semejantes. El coeficiente de dilatación del acero es de .0000065, y el del concreto varía entre .000004 y .000007 dando como promedio .0000055.

2.11 Resistencia a la compresión del concreto.

Según McCormac (2006), la resistencia a la compresión del concreto (f'_c) es determinada por medio de pruebas de laboratorio, las cuales consisten en hacer fallar cilindros de 6x12 pulgadas de concreto después de 28 días de ser colados, tiempo durante el cual los cilindros tendrán que estar sumergidos en agua para mantener una humedad adecuada.

Existen concretos con resistencias últimas a los 28 días con un $f'c$ desde los 2500 lb/pulg² (175.93 kg/cm²) hasta los 10000 (703.70 kg/cm²) a 20000 lb/pulg² (1407.40 kg/cm²), sin embargo los concretos utilizados en la práctica son de resistencia que van desde los 3000 (211.11 kg/cm²) a 7000 lb/pulg² (492.59 kg/cm²). Para construcciones comunes se usan concretos de 3000 (211.11 kg/cm²) a 4000 lb/pulg² (281.48 kg/cm²), mientras que en la construcción preesforzada se usan concretos de resistencia a la compresión entre los 5000 (351.85 kg/cm²) y 6000 lb/pulg² (422.22 kg/cm²).

Para aumentar un concreto de $f'c$ de 3000 lb/pulg² a uno de 5000 lb/pulg² el incremento en el costo se encuentra entre el 15% y 20%, por otro lado elaborar un concreto con resistencia mayor a los 6000 lb/pulg², se incrementa considerablemente su costo y además se requiere un diseño muy cuidadoso de la mezcla, una supervisión adecuada en el proceso constructivo.

De acuerdo con Pérez (1993), se sabe que un concreto hecho en obra no desarrolla la misma resistencia de las pruebas de laboratorio, es por esto que al realizar los cálculos se deberá tomar sólo un porcentaje del $f'c$ obtenido de los cilindros de concreto.

2.12 Curva esfuerzo deformación del concreto.

Según González (2005), las curvas esfuerzo-deformación se realizan a partir del ensaye de cilindros sometidos a carga axial uniformemente distribuida en la sección transversal por medio de una placa rígida. Los valores del esfuerzo son el resultado de dividir la carga aplicada entre el área de la sección transversal, los valores obtenidos representan valores promedio bajo la hipótesis de que la

distribución de deformaciones es uniforme y que su comportamiento esfuerzo deformación es constante en toda la masa. A la relación entre el acortamiento total y la longitud de medición se le conoce como deformación unitaria y es expresada en %, a continuación se muestra la figura de la curva esfuerzo-deformación del concreto:

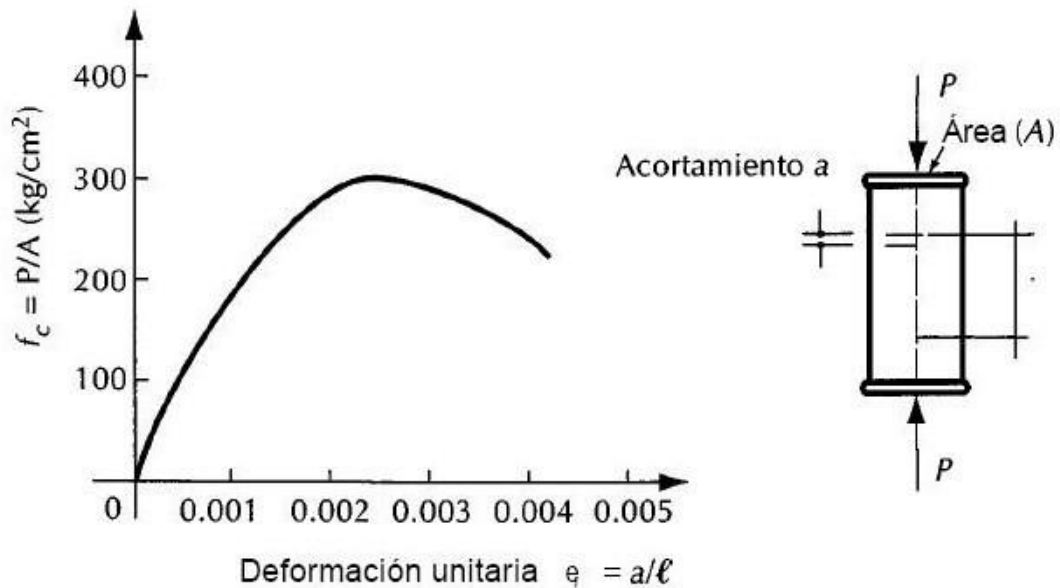


Fig. 2.3, Curva esfuerzo-deformación en compresión axial de un espécimen sujeto a carga de corta duración (González; 2005: 34).

2.13 Módulo de elasticidad.

De acuerdo con González (2005), para determinar las deformaciones ocasionadas por cargas de corta duración, es decir donde se puede considerar que el material presenta un comportamiento elástico sin mostrar errores considerables, es necesario considerar un valor para el módulo de elasticidad.

El módulo de elasticidad se encuentra en función de la resistencia del concreto y de su peso volumétrico, es por esto que a partir de estas características del concreto se han propuesto diferentes ecuaciones para determinar el modulo su elasticidad, un ejemplo de ello es la expresión que utiliza el reglamento ACI la cual se presenta a continuación:

$$E_c = w^{1.5} 4000 \sqrt{f'_c}$$

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad kg/cm^2 .

W = Peso volumétrico del concreto ton/m^3 .

F'_c = Resistencia del concreto kg/cm^2 .

El reglamento del Distrito Federal propone ecuaciones para calcular el modulo de elasticidad tanto del concreto clase 1 como el concreto del clase 2.

Concreto clase 1:

$$E_c = 14000 \sqrt{f'_c}, \text{ en } \text{kg/cm}^2$$

Concreto clase 1 con agregado grueso calizo:

$$E_c = 11000 \sqrt{f'_c}, \text{ en } \text{kg/cm}^2$$

Concreto clase 2 con agregado grueso basáltico:

$$E_c = 8000 \sqrt{f'_c}, \text{ en } \text{kg/cm}^2$$

2.14 Acero de refuerzo.

La forma más común de utilizar el acero para reforzar el concreto es utilizando barras o varillas que se elaboran tanto de acero laminado en caliente como en frío. Los diámetros más usados de las varillas van desde $\frac{1}{4}$ de pulgada hasta $1 \frac{1}{2}$ de pulgada, todas las varillas tienen corrugaciones en su superficie a excepción del alambrión de $\frac{1}{4}$ de pulgada que por lo general es liso, la corrugación de las varillas es con el fin de lograr una buena adherencia entre las varillas y el concreto. En la tabla 2.1 se presenta una tabla realizada en Excel donde se proporciona el número de varilla, las áreas para los distintos diámetros de las varillas así como el área que forman varias del mismo diámetro, esto con el fin de agilizar el proceso de la parte del diseño donde se determina el armado del concreto.

Numero	Diámetro (cm)	Área (cm ²)	2 varillas	3 varillas	4 varillas	5 varillas	6 varillas
2	0.64	0.3167	0.6334	0.9501	1.2668	1.5835	1.9002
2.5	0.79	0.4948	0.9897	1.4845	1.9793	2.4742	2.9690
3	0.95	0.7126	1.4251	2.1377	2.8502	3.5628	4.2753
4	1.27	1.2668	2.5335	3.8003	5.0671	6.3338	7.6006
5	1.59	1.9793	3.9587	5.9380	7.9173	9.8966	11.8760
6	1.91	2.8502	5.7005	8.5507	11.4009	14.2511	17.1014
7	2.22	3.8795	7.7590	11.6384	15.5179	19.3974	23.2769
8	2.54	5.0671	10.1341	15.2012	20.2683	25.3354	30.4024
9	2.86	6.4130	12.8260	19.2390	25.6521	32.0651	38.4781
10	3.18	7.9173	15.8346	23.7519	31.6692	39.5865	47.5038
11	3.49	9.5799	19.1599	28.7398	38.3198	47.8997	57.4796
12	3.81	11.4009	22.8018	34.2028	45.6037	57.0046	68.4055

Tabla 2.1 diámetros y áreas de las varillas comerciales

De acuerdo con González (2005), existen diferentes tipos de acero los cuales se distinguen por su límite de fluencia. En la siguiente figura se puede apreciar

claramente en las curvas esfuerzo-deformación el límite de fluencia para aceros laminados en caliente para varillas de refuerzo hechas en Europa.

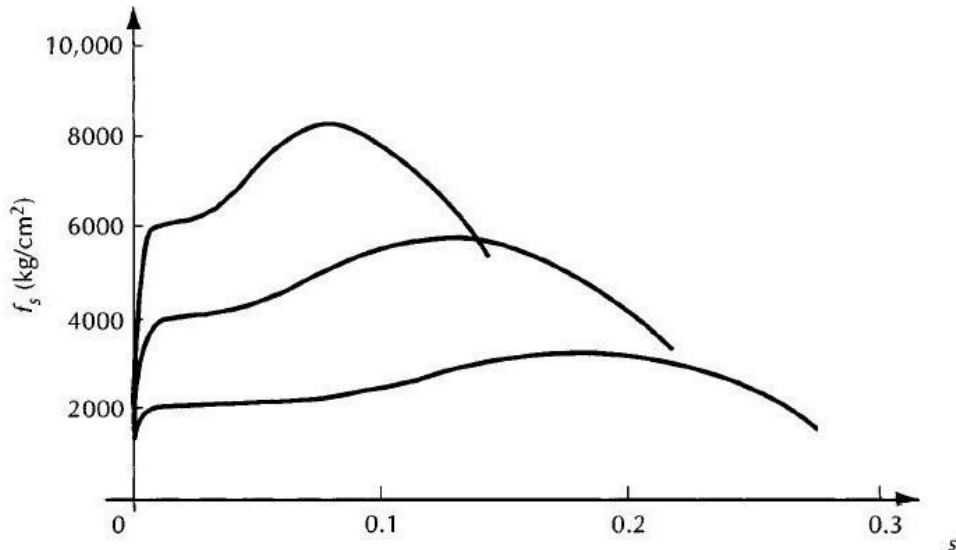


Fig. 2.4, Curvas esfuerzo-deformación de aceros laminados en caliente para barras de refuerzo de fabricación europea (González; 2005: 49).

En México se tiene una gran variedad de aceros de refuerzo, las varillas laminadas en caliente tienen un límite de fluencia que va desde 2300 hasta 4200 kg/cm^2 , mientras que el acero trabajado en frío alcanza límites de fluencia desde 4000 hasta 6000 kg/cm^2 .

CAPÍTULO 3

ACERO ESTRUCTURAL.

En el presente capítulo se hablará del acero como material estructural, así como las ventajas y desventajas que éste presenta. Se realizará una breve descripción de los perfiles estructurales y se darán algunas recomendaciones para seleccionar los más adecuados de acuerdo al tipo de conexión que se utilice. También se estudiara la curva esfuerzo deformación del acero con bajo contenido de carbono, se describirán los diferentes tipos de aceros de acuerdo con la clasificación de la ASTM y se mencionaran algunos de los factores a considerar durante el diseño de los elementos de acero.

3.1 Acero como material estructural.

De acuerdo con Bowles, el acero es uno de los materiales más importantes en la construcción de las estructuras, las propiedades más importantes del acero como material estructural son la ductilidad y la gran resistencia que tiene en comparación con otros materiales. La ductilidad es la capacidad que tiene un material de deformarse antes de que se presente la falla. Otras de las principales ventajas que se tienen al usar el acero, es que existe una disponibilidad extensa en el mercado, además de ser un material durable siempre y cuando se le dé la respectiva protección contra el intemperismo.

De acuerdo con el autor mencionado anteriormente, el acero es producto de la refinación del mineral de hierro y metales de desecho, junto con agentes fundentes

adecuados, carbono y oxígeno sometidos a grandes temperaturas en hornos, para dar como resultado grandes masas de hierro conocidas como arrabio de primera fusión, este es refinado aún más con el fin de remover el exceso de carbono y otras impurezas, y posteriormente se pueden hacer aleaciones con otros metales tales como el cobre, níquel, cromo, manganeso, molibdeno, fósforo, sílice, azufre, titanio, columbio, y vanadio esto con el propósito de producir las características deseadas de resistencia, ductilidad, soldadura y resistencia a la corrosión.

El acero obtenido del proceso definido anteriormente, pasa entre dos rodillos que dan vuelta a la misma velocidad pero en direcciones opuestas, con esto se logra producir un producto semiterminado el cual es largo y de forma rectangular y es conocido como plancha o lingote, esto depende de la sección transversal que tenga.

Por último, se pasa el producto por otros molinos laminadores para obtener el perfil geométrico de la sección final, incluyendo barras, alambres, tiras, placas y tubos. El proceso de laminado además de servir para producir el perfil geométrico final, mejora las propiedades del acero como la tenacidad, maleabilidad y resistencia.

3.2 Ventajas del acero como material estructural.

De acuerdo con McCormac (1999), la perfección del acero es tal vez la más versátil de todos los materiales estructurales ya que su resistencia es grande en comparación con otros materiales, su peso es relativamente bajo, es fácil de fabricar, además de muchas otras propiedades, a continuación se definirán éstas y otras ventajas del acero estructural.

De acuerdo con el autor mencionado anteriormente el acero posee gran resistencia por unidad de peso lo que da como resultado que las estructuras sean

más ligeras, esto es muy conveniente sobre todo en la construcción de puentes con grandes claros, edificios altos y en estructuras donde la capacidad de carga del suelo es muy baja.

La uniformidad es la propiedad del acero que hace que no cambie apreciablemente con el tiempo como en el caso de otros materiales estructurales un ejemplo de ello es el concreto.

La elasticidad es la propiedad que hace que el acero se acerque mas en su comportamiento a las hipótesis de diseño que los otros materiales, esto es debido a que sigue la Ley de Hooke hasta esfuerzos muy grandes. Los momentos de inercia de una estructura de acero se pueden calcular con más precisión que los de una estructura de concreto reforzado.

La durabilidad es otra de las propiedades más importantes del acero ya que si se les da el mantenimiento adecuado durarán indefinidamente. Existen investigaciones sobre el acero que han mostrado que bajo ciertas condiciones no se necesita de ningún mantenimiento a base de pintura.

La ductilidad es la propiedad que tiene el acero de resistir grandes deformaciones sin que ocurra la falla bajo esfuerzos de tensión. Cuando se le aplican esfuerzos de tensión a un acero con bajo contenido de carbono, se reduce la sección transversal y se alarga el punto de falla, antes de que este se fracture. Por el contrario un acero con alto contenido de carbono se vuelve probablemente más duro pero a la vez más frágil. Otra ventaja de la ductilidad del acero es que al presentarse una sobrecarga, las grandes deflexiones permiten tomar las medidas necesarias ante la falla que pudiese ocurrir.

La tenacidad es la propiedad que tiene un material de tener resistencia y ductilidad, es decir un elemento de acero al ser cargado y presentar grandes deformaciones sigue siendo capaz de soportar las cargas. Esta propiedad es muy importante para el acero ya que soporta las grandes deformaciones a la que es sometido durante su fabricación, y montaje sin fracturarse. Esta propiedad se define como la capacidad que tiene el material de absorber grandes cantidades de energía.

Las estructuras de acero pueden ser fácilmente ampliadas, ya que se pueden unir de manera muy sencilla por medio de diversos tipos de conectores como son la soldadura, los remaches y los tornillos.

Otras de las ventajas significativas que tiene el acero estructural son la posibilidad de prefabricar los miembros, la rapidez de montaje, la facilidad de laminarse en diferentes tamaños y formas, la resistencia a la fatiga, la posibilidad de reuso al desmontar una estructura y la facilidad de venderlo como chatarra.

3.3 Desventajas del acero estructural como material estructural.

Según McCormac (1999), el costo por mantenimiento es una de las desventajas más grandes del acero, debido a que la mayoría de los aceros son susceptibles a la corrosión, ya que están expuestos al agua y al aire y, por lo tanto deben pintarse cada periodo de tiempo determinado.

Otra de las desventajas que se deben tomar en cuenta al emplear el acero, es el costo que implica protegerlo contra el fuego, pues aunque ciertos miembros estructurales no son combustibles, sus resistencias se reducen considerablemente al exponerlos al fuego. El acero es muy buen conductor de calor, por lo que los elementos de una estructura de acero sin protección pueden transferir suficiente

calor de una sección de la construcción a secciones adyacentes de la misma construcción, pudiéndose así expandir el incendio fácilmente en las estructuras de concreto. Es por esto que las estructuras de acero deben ser protegidas con materiales con características aislantes o utilizar algún tipo de rociador que cumpla con los requisitos especificados en el código de construcción de su localidad.

El acero es susceptible al pandeo, ya que entre más largos y esbeltos son los elementos de la estructura que están sometidos a compresión, corren mayor peligro de pandearse, la razón por la que en general los elementos de acero, empleados en las estructuras son esbeltos es por que como ya se indico anteriormente el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, es por esto que en elementos de acero sometidos a compresión no resultan ser muy económico ya que es necesario emplear mucho material para evitar el pandeo.

La fatiga es otra desventaja característica del acero, puesto que su resistencia puede reducirse considerablemente si se invierte varias veces la magnitud del esfuerzo de tensión aplicado. Actualmente en la práctica se consideran resistencias menores a las estimadas de los elementos estructurales, cuando se sabe que estos estarán sometidos a un numero más grande de ciclos de esfuerzos variables que el numero que se considera limite.

3.4 Perfiles de acero.

Los perfiles estructurales que se utilizaron por primera vez fueron ángulos de hierro laminados y fabricados en Estados Unidos en el año de 1819. las vigas I de acero fueron hechas por primera vez en el año de 1844 en Estados Unidos, en ese mismo año fue montada la primera estructura reticular.

El acero estructural puede laminarse en diversas formas y tamaños, de manera económica y sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Por lo general los miembros estructurales más adecuados en las estructurales son los que presentan grandes momentos de inercia en relación con su área, un ejemplo de esto son los perfiles I, Y T.

Por lo regular los perfiles de acero se les designa por la forma que presenta su sección transversal, un ejemplo de ello son los perfiles en ángulo, perfiles T, perfiles Z, y placas, no obstante, es necesario distinguir las vigas estándar americanas, conocidas como vigas S y las vigas de patín ancho llamadas vigas W, ya que las dos presentan forma de I.

Las vigas W, tienen la superficie interna del patín paralela o casi paralela a la externa, lo cual permite facilitar las conexiones ya que presentan espesores constantes o casi constantes lo contrario de los patines de las vigas S. En la siguiente figura se muestra la diferencia entre los perfiles S y W además de otros perfiles utilizados comúnmente en las estructuras de acero.

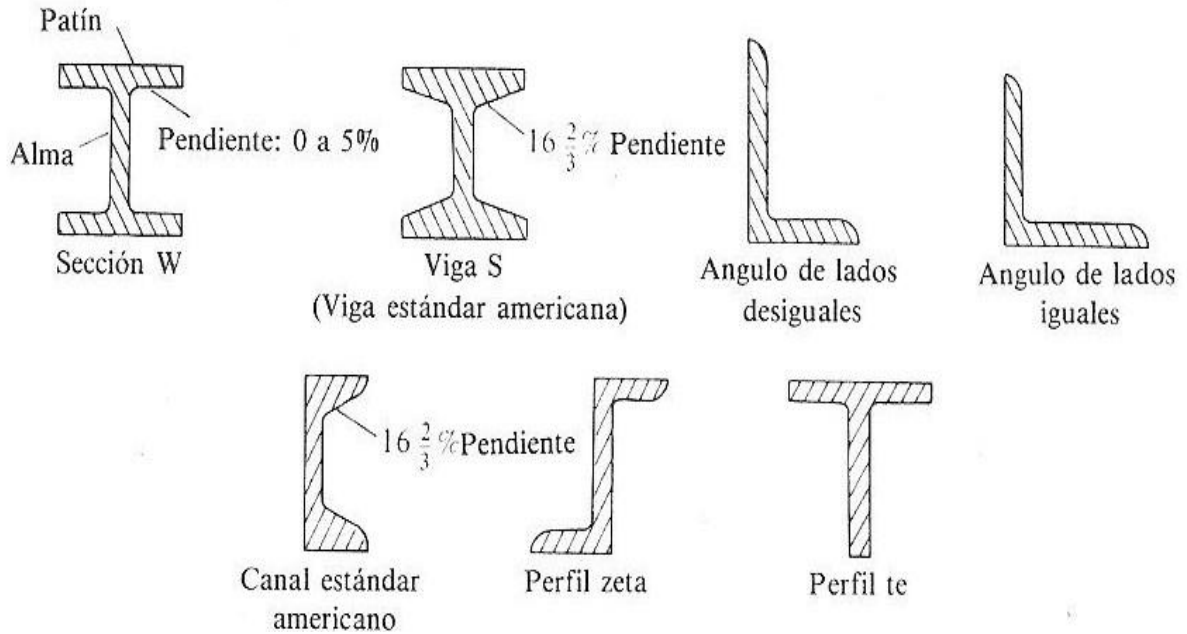


Fig. 3.1, Perfiles laminados de acero (McCormac; 1999: 8).

3.4.1 Selección de perfiles.

De acuerdo con McCormac (1999), el proyectista puede escoger los perfiles que considere adecuados, sin embargo debe cuidar que cumpla con una serie de propiedades, como son el ser compactos, tener dimensiones que se ajusten en la estructura con una relación apropiada a las dimensiones de los otros elementos estructurales y tener conexiones en múltiples partes de las secciones con el fin de evitar problemas por cortante.

Según el autor mencionado anteriormente, en la selección del tipo de miembro se deberá tomar en cuenta el tipo de conexión que será utilizado en la estructura. Por ejemplo ciertas secciones de acero son inadecuadas para las conexiones con tornillos y placas, por consiguiente en ese tipo de secciones se deberá utilizar otro

tipo de conexión como la soldadura. Los miembros a tensión formados por canales, ángulos o secciones W o S, por lo regular se utilizan cuando las conexiones son atornilladas, mientras que las placas, canales y tes estructurales se utilizan cuando se emplea la conexión con soldadura.

3.5 Curva esfuerzo-deformación del acero estructural y aceros modernos.

Según McCormac (1999), la curva esfuerzo deformación es muy útil para el calculista ya que proporciona la información necesaria para poder entender el comportamiento del acero con ciertas características. Al someter una pieza de acero a una fuerza de tensión, la pieza comenzara a alargarse, si la fuerza se aumenta a razón constante de igual manera el alargamiento aumentara de manera constante dentro de ciertos límites. Cuando el esfuerzo de tensión llega a un valor aproximadamente a la mitad de la resistencia ultima del acero, el aumento del alargamiento comienza a aumentar considerablemente sin la necesidad de incrementar el esfuerzo.

El esfuerzo más grande en el que aun se considera válida la ley de Hooke, es denominado limite proporcional, y éste es el punto más alto de la parte recta del diagrama esfuerzo-deformación figura (3.2). El límite elástico es el mayor esfuerzo que puede resistir un material antes que este se deforme de manera permanente, este límite por lo regular no se mide, y para la mayoría de los materiales estructurales como lo es el acero se toma el límite proporcional igual al límite elástico, es por esto que en ocasiones se utiliza el término límite proporcional elástico.

El esfuerzo de fluencia, es el que se le puede aplicar al acero antes de que esté presente un incremento brusco en la deformación sin el incremento correspondiente en el esfuerzo aplicado, el esfuerzo de fluencia pertenece al primer punto del diagrama esfuerzo-deformación en el que la tangente a la curva es horizontal.

El esfuerzo de fluencia es la propiedad del acero con mayor importancia para el calculista, debido a que la mayor parte de los procedimientos de diseño utilizan dicho valor. La deformación elástica es la que ocurre antes del esfuerzo de fluencia y a la deformación que se presenta después del esfuerzo de fluencia sin incremento de esfuerzo, es llamada deformación plástica, la cual es de magnitud equivalente de 10 a 15 veces la deformación elástica.

Aunque pueda parecer que la fluencia del acero es una desventaja, no lo es ya que por el contrario es de gran utilidad pues con frecuencia anticipa cuando va a ocurrir la falla de una estructura.

El endurecimiento por deformación es la zona que se presenta después de la región plástica del diagrama esfuerzo-deformación figura (3.2), y esta zona requiere de esfuerzos adicionales para provocar deformaciones más grandes. La zona del endurecimiento por deformación no es parte importante del comportamiento del acero para el calculista.

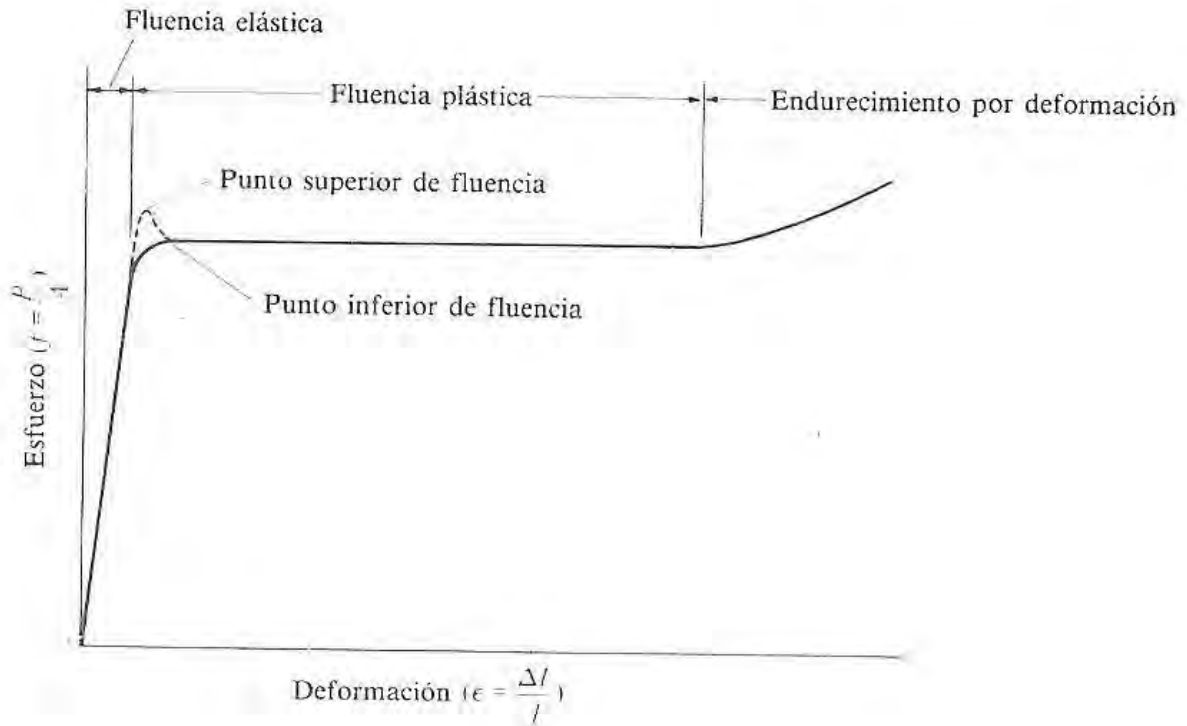


Fig. 3.2, Diagrama esfuerzo-deformación característico de un acero estructural con bajo contenido de carbono (McCormac; 1999: 12).

La figura anterior (3.2), representa la curva esfuerzo-deformación del comportamiento de un acero estructural dúctil. La forma de esta curva varía con la velocidad de carga que se le aplique en la prueba, el tipo de acero, y con la temperatura, es por esto que en la figura (3.2) se muestra con una línea punteada cuando el acero es cargado rápidamente (punto superior de fluencia), mientras que el punto inferior de fluencia muestra cuando se le aplica una carga lenta.

Cuando una estructura no sobrepasa el esfuerzo de fluencia, esta recupera su longitud inicial cuando se le retiran las cargas, siendo esta una de las propiedades más importantes y útiles del acero. Por el contrario si el esfuerzo aplicado sobrepasa el punto de fluencia, el acero recuperar solo parte de su longitud inicial, con esto se

da la posibilidad de ensayar en una estructura ya existente aplicando cargas y retirándolas, y si posteriormente la estructura no recupera sus medidas originales significa que el esfuerzo aplicado rebaso su punto de fluencia.

El carbono es el elemento principal que influye en las propiedades del acero, ya que entre mayor sea el porcentaje contenido de carbono mayor será la dureza y resistencia, sin embargo, desafortunadamente el resultado de un acero con alto contenido de carbono da como resultado un acero más frágil y más difícil de soldar. A continuación se muestra el diagrama esfuerzo-deformación típico de un acero frágil.

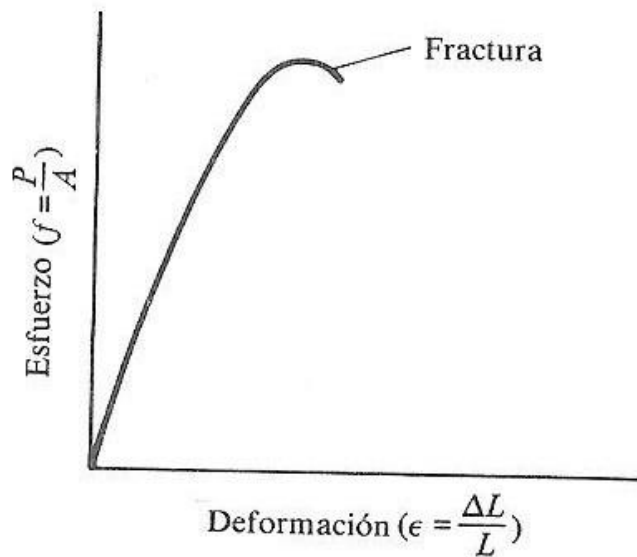


Fig. 3.3, Diagrama esfuerzo-deformación característico de un acero frágil

(McCormac; 1999: 14).

Existe en la actualidad aceros con resistencias mucho mayores respecto a los aceros comunes, esto se logra agregando elementos cromo, silicio y níquel, sin embargo cabe mencionar que la adición de estos elementos y la dificultad para fabricarlos incrementa apreciablemente el costo.

La ASTM, especifica cuáles deben ser los porcentajes máximos de carbono, silicio, manganeso etcétera, que se aceptan en los aceros estructurales. La ASTM agrupa y clasifica los aceros estructurales de acuerdo con sus propiedades, a continuación se mencionaran las clasificaciones existentes junto a su característica principal según la ASTM.

- A) A36, son los aceros más utilizados ya que su propiedades cumplen con los propósitos generales de las estructuras.
- B) A529, aceros estructurales de carbono.
- C) A441 y A572, son aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación, el acero A572 se utiliza actualmente de igual manera que el A36.
- D) A242 y A588, son aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión.
- E) A514, es una placa de acero templada y revenida.

En la siguiente tabla se muestran los 7 aceros clasificados por la ASTM, acompañados de ciertas observaciones sobre sus características, recomendaciones de uso, esfuerzo mínimo de fluencia y la resistencia especificada mínima a la tensión.

Designación de la ASTM	Tipo de acero	Formas	Usos recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia ^a Fy en klb/pulg2	Resistencia especificada mínima a la tensión ^b , Fu= en Klb/pulg2
A36	Al carbono	Perfiles barras y placas	Puentes, edificios y otras estructuras atornilladas, soldadas o remachadas	36 pero 32 si el espesor es mayor de 8 pulgadas	58-80
A529	Al carbono	Perfiles placas hasta 1/2 pulg.	Similar al A36	42	60-85
A441	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles placas y barras hasta 8 pulg.	Similar al A36	40-50	60-70
A572	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles placas y barras hasta 6 pulg.	Construcciones atornilladas soldadas o remachada. no para puentes soldados de los Fy>55	42-65	60-80
A242	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Perfiles placas y barras hasta 4 pulg.	Construcciones atornilladas soldadas o remachada; técnica de soldado muy importante	42-50	63-70
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	placas y barras	Construcciones atornilladas y remachadas	42-50	63-70
A514	Templado y revenido	Placas solo hasta 4 pulgas	Estructuras soldadas con mucha atención a la técnica empleada; no se use si la ductilidad es importante	90-100	100-130

^a Los valores Fy varían con el espesor y el grupo.

^b Los valores Fu varían con el grado y el tipo.

Tabla 3.1, Propiedades de aceros estructurales (McCormac; 1999: 16).

Los elementos principales que le proporcionan resistencia al acero estructural son el carbono seguido del manganeso, obviamente en cantidades dosificadas. Los aceros al carbono tienen cantidades máximas de los elementos, 1.7% de carbono,

1.65% de manganeso, 0.60% de silicio y 0.60 de cobre. Los aceros al carbono se dividen en cuatro categorías, de acuerdo al porcentaje de carbono que estos contengan, a continuación se muestran las cuatro categorías.

- A) El acero con bajo contenido de carbono (su contenido de carbono no excede de .15%).
- B) Acero dulce al carbono (su contenido de carbono se encuentra entre el .15 y el .28%) en esta categoría entra el acero estructural al carbono).
- C) Acero medio al carbón (su contenido de carbono se encuentra entre el .30 y el .59%).
- D) Acero con alto contenido de carbono (su contenido de carbono se encuentra entre el .60 y el 1.70%).

De acuerdo con McCormac (1999), los aceros de alta resistencia y baja aleación, se fabrican agregando además del carbono y manganeso, algunos agentes aleantes como el columbio, vanadio, cromo, silicio, cobre, níquel etcétera, por lo regular dichos aceros tienen mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros de carbono. Se usa el termino baja aleación para referirse a que el total de agentes aleantes no excede del 5% de la composición total.

Los aceros templados y revenidos, son aquellos que tienen agentes aleantes en exceso comparado con los aceros al carbono, ocupando un tratamiento térmico el cual consiste en templar y revenir el acero, con el fin de darle dureza y resistencia que alcanza esfuerzos de fluencia entre los 80,000 y 11,000 lb/pulg².

El tratamiento de revenido consiste en enfriar con agua o aceite de manera rápida el acero, cambiando su temperatura aproximadamente de 1650 °F a 300 o 400 ° F. La otra parte del tratamiento que es el térmico consiste en volver a calentar el acero a una temperatura de 1150°F.

En la figura siguiente se muestran las curvas esfuerzo-deformación para los aceros que se definieron anteriormente los cuales son al carbono, de alta resistencia y aleación, y los templados y revenidos.

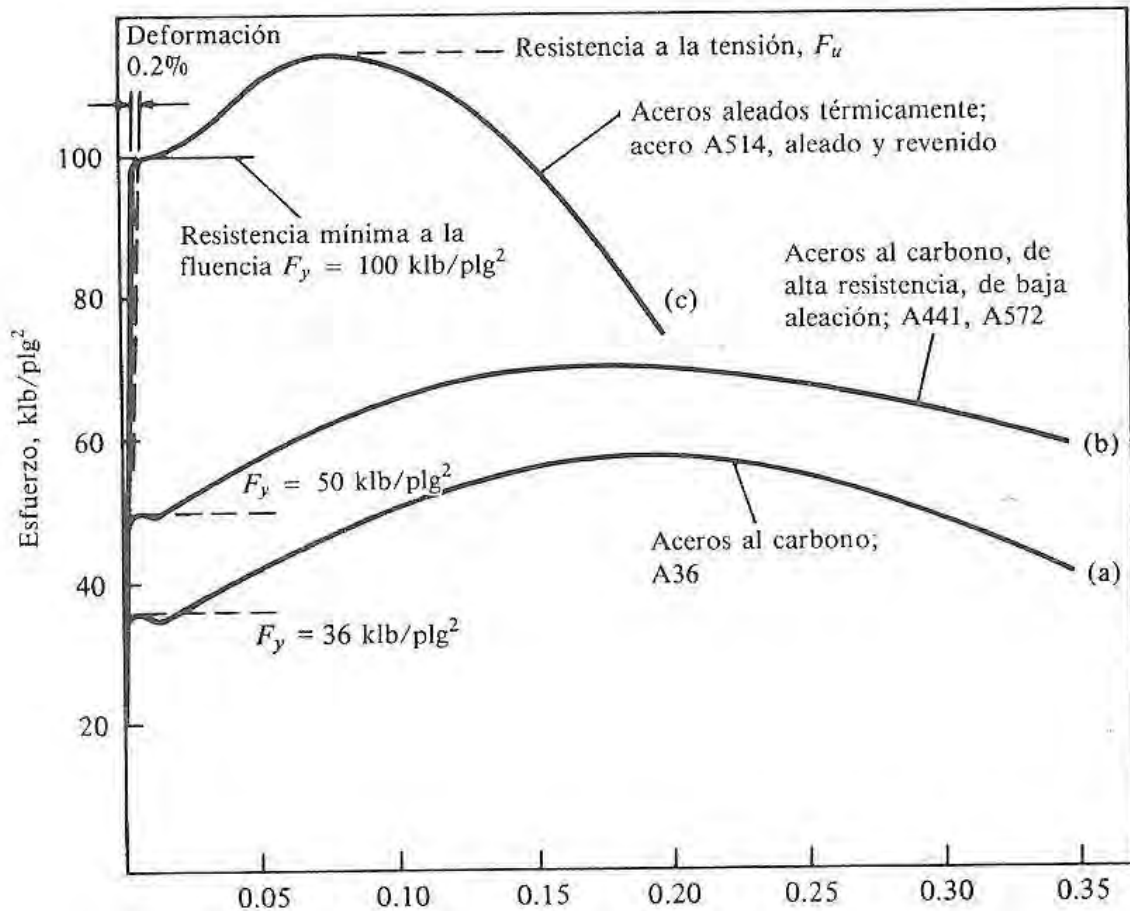


Fig. 3.4, Curvas esfuerzo-deformación. (Tomada del libro Steel Structures de C.G. Salomon y J.E. Johnson, 2ª edición, publicado por Harper y Row, 1980.)

(McCormac; 1999: 19).

3.6 Diseño de elementos de acero.

Según McCormac (1999), es importante que el proyectista tenga en cuenta que para el diseño de un miembro estructural de acero, no solo se ocupa realizar el cálculo de las propiedades requeridas para resistir con las cargas aplicadas y la elección del perfil más ligero que cumpla con dichas propiedades, sino que debe considerar diversos factores que se enunciarán a continuación.

- a) El proyectista deberá tener cuidado al determinar las dimensiones de los perfiles estructurales, por lo que se recomienda apearse a los tamaños en que se fabrican los perfiles comúnmente, de caso contrario se dificultara conseguir los perfiles además de que estos tendrán un costo elevado.
- b) Es erróneo creer que el perfil más ligero es el más económico, ya que una estructura basada bajo el criterio de secciones ligeras terminaría siendo una serie de perfiles de diferente forma y tamaño. Por consecuente el unir perfiles de diferente y tamaño resulta algo complicado y a la vez costoso, por lo que es más recomendable uniformizar el mayor número de perfiles posible.
- c) Debe considerar el transporte de los perfiles al lugar de la edificación, sobre todo si estos son perfiles muy grandes, en este caso deberá hacer un estudio previo sobre los problemas que se le pueden presentar en el transporte y el montaje.
- d) De preferencia se deberá elegir perfiles con secciones fáciles de montar y mantener contra la corrosión, o en su defecto emplear un acero resistente a la corrosión.

- e) Se debe elegir elementos estructurales cuya sección sea compatible con las instalaciones de las edificaciones tales como tuberías, conductos etcétera.
- f) En ocasiones los elementos de una estructura de acero son expuestos a la vista, como es el caso de puentes y auditorios, por lo que en estos casos la apariencia de las estructuras puede llegar a ser el factor principal en la elección del perfil.

CAPÍTULO 4

RESUMEN EJECUTIVO DE MACRO Y MICROLOCALIZACIÓN.

En el presente capítulo se presenta una referencia del marco geográfico en el que se desarrollará el proyecto, se dejará en claro el objetivo de la investigación, así como el alcance que tendrá el proyecto. Se efectuará un estudio de macrolocalización y microlocalización, con el fin de otorgar al lector la información necesaria para ubicar de manera fácil y rápida el lugar donde se ejecutará el proyecto.

4.1 Objetivo.

La presente investigación tiene como objetivo realizar el diseño estructural de un teatro en la Ciudad de Uruapan, para después poder llevar a cabo la ejecución de dicha obra, la cual tiene como propósito promover la cultura en la Ciudad de Uruapan.

4.2 Alcance del proyecto.

La presente investigación comprende tanto el diseño estructural de la superestructura como el de la subestructura del teatro. En la superestructura se incluye el diseño de las losas, trabes, columnas, y cubiertas necesarias para llevar a cabo la ejecución del proyecto, mientras que en la subestructura se determinara y diseñara el tipo de cimentación más optima para el proyecto. Por último, los

resultados obtenidos del diseño serán plasmados en planos estructurales con las especificaciones necesarias para así facilitar la ejecución de la obra.

4.3 Resumen ejecutivo.

Con el proyecto del teatro que se presenta en esta investigación se pretende promover la cultura en la sociedad de Uruapan. Es de suma importancia poder llevar a cabo la ejecución de dicho teatro en la Ciudad, ya que en Uruapan no se cuenta con muchos lugares en los cuales se puedan llevar a cabo eventos culturales. Sin embargo, es importante mencionar que la presente investigación se encuentra delimitada solo al diseño estructural del teatro, por lo que el principal objetivo de esta es determinar los elementos estructurales óptimos para la construcción de la obra, respetando el proyecto arquitectónico y siguiendo los reglamentos de diseño vigentes de la zona donde se llevará a cabo el proyecto, con el fin de darle la seguridad adecuada.

4.4 Macrolocalización y microlocalización.

El proyecto se desarrollará en el estado de Michoacán en la Ciudad de Uruapan, el estado se encuentra en la parte sur del país, y colinda con los estados de Colima y Jalisco al noroeste, al norte con Guanajuato y Querétaro, al este con el Estado de México, al sureste con el estado de Guerrero, y al suroeste con el Océano Pacífico. Michoacán se encuentra entre las coordenadas $17^{\circ}54'34''$ y $20^{\circ}23'37''$ de latitud Norte y los $100^{\circ}03'23''$ y $103^{\circ}44'09''$ de longitud Oeste, tiene una superficie de 59,928 kilómetros cuadrados, cuenta con 113 municipios y su capital es Morelia.



Imagen 4.1, Ubicación del estado de Michoacán en el país

Fuente: <http://maps.google.com.mx>.

La ciudad de Uruapan se localiza en la porción oeste del estado de Michoacán, entre los paralelos $19^{\circ} 38' 00''$ de latitud norte y los meridianos $101^{\circ} 56' 00''$ al $102^{\circ} 22' 00''$ de longitud oeste, y una altitud de 1620 metros sobre el nivel del mar.

El municipio de Uruapan cuenta con una extensión territorial de 954.17 Km^2 , colinda al norte con los municipios de Paracho, Charapan y Nahuatzen, al este con Zitácuaro y Taretan, al sur con Gabriel Zamora, al oeste con Tancítaro, San Juan Parangaricutiro, Periban y Los Reyes.



Imagen 4.2, Ubicación de la Ciudad de Uruapan en el estado de Michoacán

Fuente <http://maps.google.com.mx>.

El proyecto se ubica en la colonia La Mora, en la calle Dalia entre las calles Tulipán y Hortencia, en la imagen siguiente se muestra su ubicación.



Imagen 4.3, Ubicación del teatro en la ciudad de Uruapan

Fuente <http://maps.google.com.mx>.

4.5 Clima.

El clima en la ciudad de Uruapan varía respecto a la altitud de las diferentes zonas del municipio, en la zona donde se llevará a cabo el proyecto se tiene un promedio entre los 18 y 27°C, registra un promedio pluvial superior a 1,500 mm al año y de según el Manual de Diseño del Estado de Michoacán la velocidad del viento en la zona es de 80 km/hr.

4.6 Actividad económica.

En el 2005 la población activa en la ciudad de Uruapan fue de 33.1% y el desempleo fue de 1.17%, la mayor parte de la población activa se encuentra en el sector terciario con 62.7% del total, seguido del sector secundario con el 24.56%, el ingreso promedio del municipio son 3.5 salarios mínimos.

La actividad económica principal en la ciudad de Uruapan es la agrícola, seguida del turismo y el comercio. El cultivo del aguacate sin duda ha sido un factor clave en la economía de Uruapan, ya que a partir del año 1997 el municipio ha exportado aguacate a los Estados Unidos de América, siendo este el mayor consumidor de Uruapan, pues de las 300 mil toneladas que se exportan a Estados Unidos, 200 mil son del municipio mencionado. Otras de las actividades agrícolas de la ciudad son el cultivo de la caña de azúcar, maíz, café, guayaba y hortalizas como jitomate, chile y calabaza, además de otras actividades como la pecuaria, la cría de bovino, porcino, caprino, equino y avícola.

En el municipio la actividad industrial no aporta mucho a la economía, sin embargo, existen empresas dedicadas a fabricar plásticos, productos a base del chocolate y empaques de aguacate.

Otro sector importante para la economía del municipio es el del comercio y los servicios que ofrece la actividad hotelera y restaurantes, además de centros comerciales en los cuales se encuentran Soriana, Comercial Mexicana, Walmart, Sam's Club y Bodega Aurrera.

En el sector del turismo Uruapan cuenta con diferentes atracciones turísticas entre las que se encuentran el Parque Nacional, la Tzaráracua, el Tianguis Artesanal del Domingo de Ramos, el Mercado de Antojitos, la Huatapera, la Plaza de los Mártires, entre otros.

4.7 Informe fotográfico.

A continuación se muestra una fotografía de una construcción vecina al terreno en el cual se ejecutará el proyecto de la presente investigación.



Imagen 4.4, Construcción vecina al terreno del proyecto

(<http://maps.google.com.mx>)

Las siguientes fotografías fueron tomadas en el terreno donde se llevará a cabo la construcción de la estructura que se calculará en esta investigación.



Imagen 4.5, Cara longitudinal sobre la calle Dalia, donde se construirá el teatro
(Fuente Propia)



Imagen 4.6, Estado actual del terreno donde se construirá el teatro
(Fuente Propia).

CAPÍTULO 5

METODOLOGÍA.

En el presente capítulo se describirá el método empleado para realizar la investigación, se definirán los tipos de enfoque que existen y el que se seguirá para llevar a cabo la misma. Además se definirá el alcance de la investigación y su diseño, así mismo se mencionaran los instrumentos utilizados en la recopilación de datos y se describirá el proceso que se llevara a cabo para realizar la investigación.

5.1 Método empleado.

Los trabajos de investigación siguen una serie de pasos o una guía que orienta para cumplir con sus objetivos, dichos pasos o guía a seguir son conocidos como métodos de investigación, los cuales son utilizados con el fin de facilitar la investigación. En esta investigación se usara el método científico, el cual se define como un procedimiento para revelar la forma en que se presenta un hecho específico. Este método se caracteriza generalmente por ser verificable, tentativo, de observación empírica y de razonamiento riguroso. También se dice que “el método de trabajo científico es la sucesión de pasos que debemos dar para descubrir nuevos conocimientos o, en otras palabras, para comprobar o disprobar hipótesis que implican o predicen conductas de fenómenos, desconocidos hasta el momento.” (Tamayo y Tamayo; 2000: 26).

La razón por la cual en esta investigación se utilizará el método científico, es porque se requiere lograr objetivos para determinar las dimensiones y características óptimas de la estructura de un teatro en la ciudad de Uruapan, dichas características

deberán ser verificadas a base de razonamientos matemáticos para ver si cumplen con las condiciones de diseño solicitadas, obviamente previo a esto se deberá contar con una serie investigación teórica sobre el tema.

5.1.1 Método matemático.

De acuerdo con Mendieta (2005), el método matemático es el que se sigue mediante la utilización de números para llegar a un resultado, por lo que sin darnos cuenta al utilizar el método matemático se aplica un procedimiento científico y se comparan cantidades con el fin de adquirir nociones derivadas de importancia.

En la presente investigación también se aplica el método cuantitativo, ya que existen números de relaciones constantes, diversidad de hipótesis, variedad de comprobaciones y estas determinan la negación o afirmación de algún problema. El método comparativo es otro método aplicado en esta investigación pues en algunos casos se tendrá que realizar análisis entre un factor y otro.

5.2 Enfoque de la investigación.

Según Hernández y Cols (2005), las investigaciones pueden ser tanto de enfoque cuantitativo como de enfoque cualitativo y en casos especiales puede llegar a presentarse una investigación con enfoque mixto.

De acuerdo con el autor mencionado anteriormente, la investigación cuantitativa ofrece la posibilidad de tomar el control sobre los fenómenos para así analizar el conteo y su magnitud, además de permitir realizar comparaciones sobre estudios semejantes, o aplicaciones de un método u otro. El enfoque cuantitativo ha

sido el más utilizado en las investigaciones de las ciencias exactas tales como las matemáticas, física y química.

Por otra parte la investigación con enfoque cualitativo, deberá analizar más a fondo los datos, la dispersión, la riqueza interpretativa, la contextualización del ambiente o entorno, los detalles y las experiencias únicas, para poder así proporcionar un punto de vista.

Esta investigación se realizara por medio de un enfoque cuantitativo, ya que será necesario emplear estudios cuantitativos y cálculos matemáticos para realizar el diseño estructural de un teatro, de igual manera se deberá de analizar datos estadísticos tanto de la resistencia que tendrán los materiales, como las cargas que se le presentaran a la estructura.

5.2.1 Alcance.

Una vez determinado el tipo de enfoque que se seguirá en la investigación se tendrá que establecer el alcance de la misma, en la presente investigación presentara un alcance descriptivo. De acuerdo con Danhke (1989), los estudios descriptivos tienen como objetivo especificar las propiedades, características y perfiles importantes de grupos, personas, comunidades o algún otro fenómeno que se someta a la investigación.

En esta investigación se usara el estudio descriptivo ya que será necesario, medir, evaluar o la recolectar datos de diferentes aspectos, dimensiones o componentes del fenómeno a estudiar.

5.3 Diseño de la investigación.

La presente investigación presentará un diseño no experimental ya que no se realizarán ningún tipo de experimentos. El diseño de la investigación no experimental se clasifica en dos tipos los cuales son diseños transeccionales y diseños longitudinales.

La investigación transeccional, que es la que se utilizará en esta investigación, se ubica en un solo momento o tiempo único. La investigación transeccional tiene el propósito de describir variables y analizarlas e interrelacionarlas en un cierto momento.

5.4 Instrumentos y recopilación de datos.

Para la elaboración del presente proyecto se llevo a cabo el siguiente procedimiento:

La recopilación de los datos necesarios para llevar a cabo el proyecto tales como los planos arquitectónicos, la capacidad del suelo donde se desplantara el proyecto, y los reglamentos de construcción necesarios para el diseño del mismo.

Posteriormente se estudiaron los planos arquitectónicos para analizar las diferentes alternativas de diseño estructural, tales como realizar una estructura de acero, concreto reforzado, mampostería o alguna combinación. Se logro llegar a la opción más viable la cual fue dividir la estructura en dos, la primera con un sistema de marcos rígidos elaborados de concreto reforzado, y la segunda una estructura hibrida integrada por una cubierta de acero descargada sobre columnas de concreto.

Se procedió a realizar el análisis y diseño de la estructura con la ayuda de herramientas de cómputo, como son Microsoft Office Excel 2007, SAP 2000 versión 9 y Auto CAD 2007.

CAPÍTULO 6

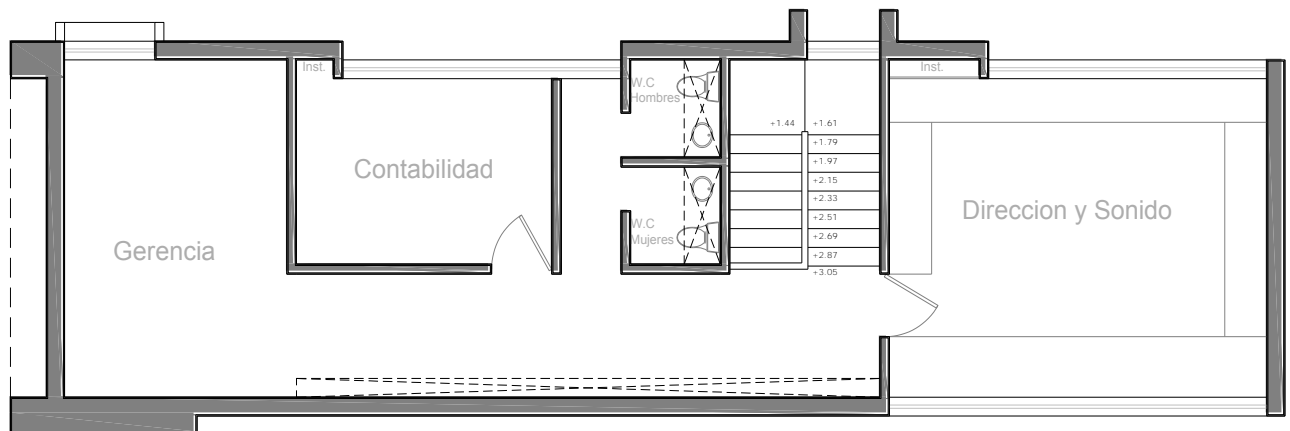
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

En el presente capítulo se llevarán a cabo los cálculos necesarios para obtener las dimensiones optimas de los elementos estructurales del teatro tales como trabes, columnas, losas etc. Se describirán los procedimientos y reglamentos a seguir con el fin de ejemplificar de manera sencilla los pasos para realizar el calculo estructural.

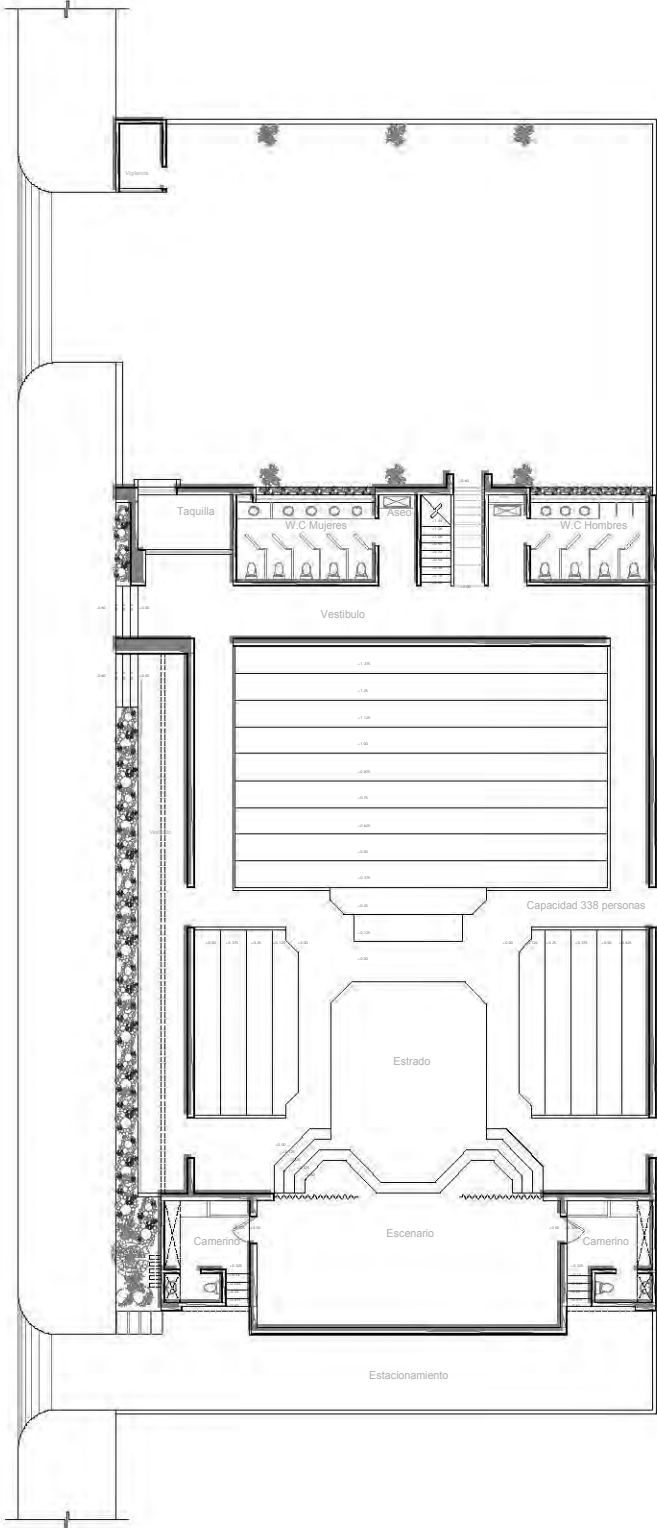
6.1 Proyecto arquitectónico y estructuración.

El proyecto arquitectónico del teatro cuenta con una a área total de 1034 m² de los cuales son 600m² de edificación y el resto de estacionamiento y área verde. El proyecto cuenta con un escenario, camerinos, taquilla, oficinas y una capacidad de 340 personas como espectadores.

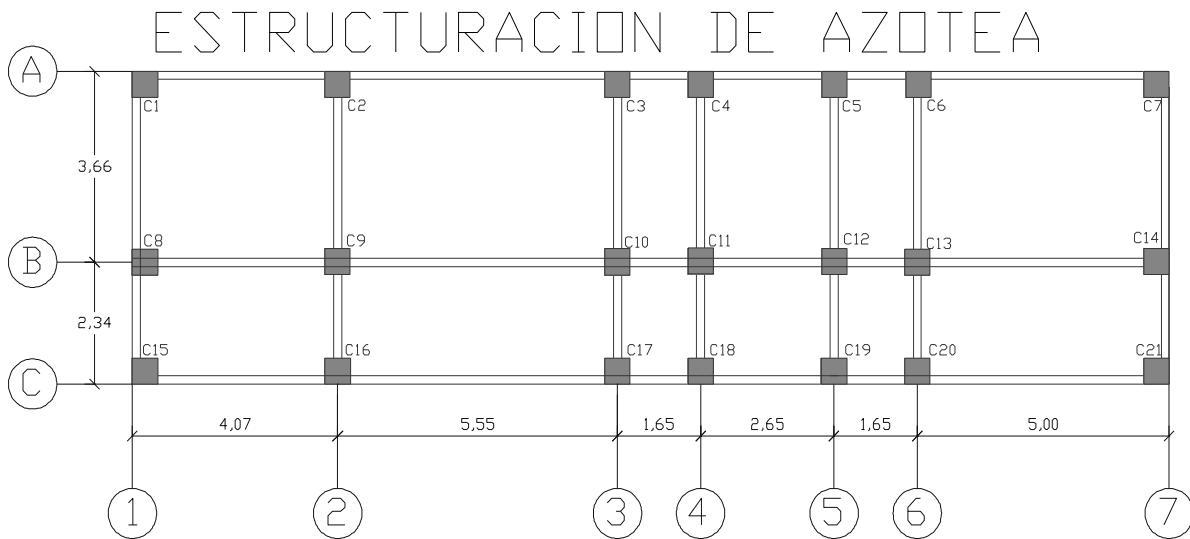
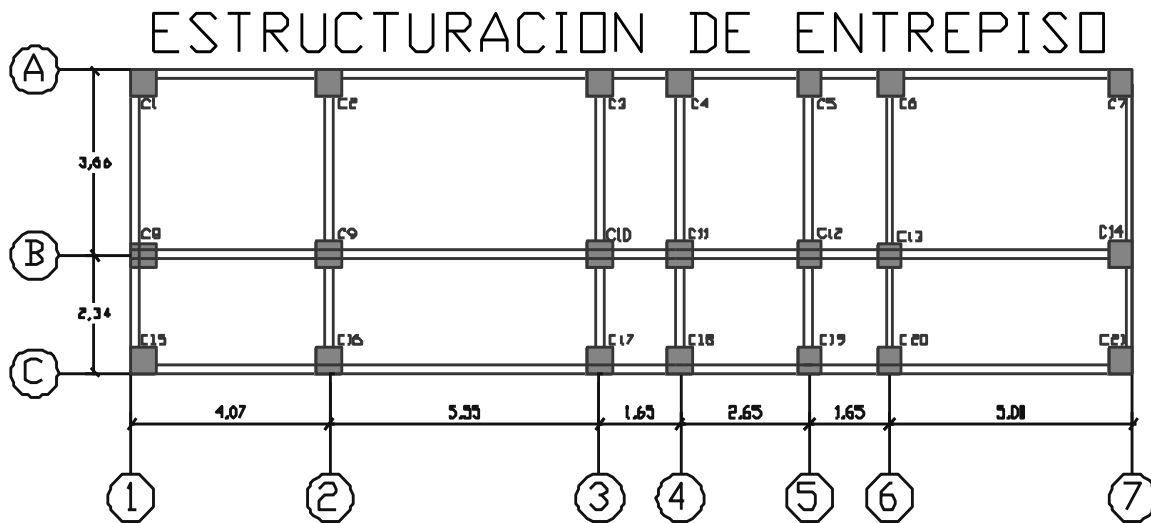
Planta arquitectónica planta alta.



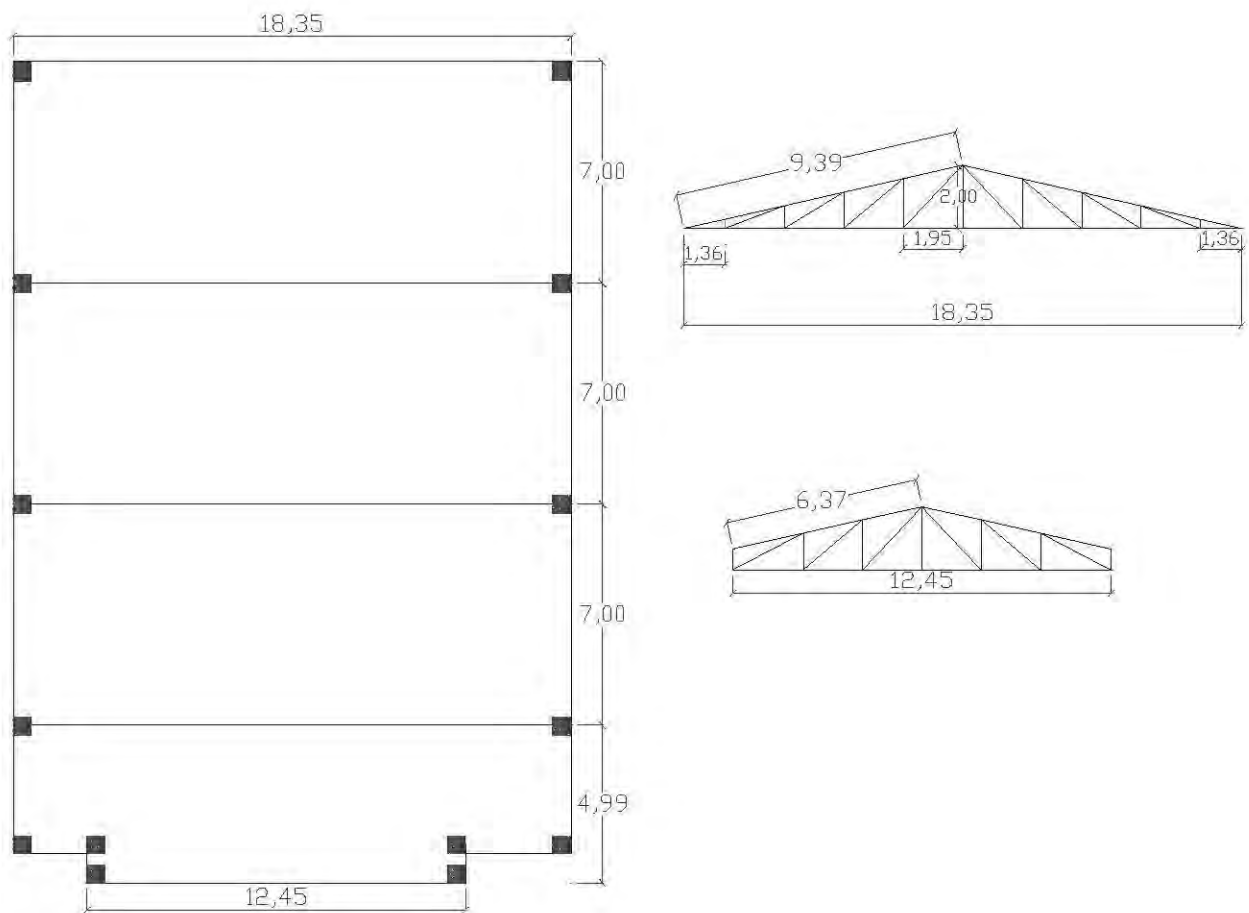
Planta arquitectónica planta baja.



Para el diseño estructural se propuso dividir la estructura en 2 partes, la primera en marcos rígidos formados por un sistema de trabes y columnas cubiertos por una losa maciza, y será diseñado mediante el Reglamento de Construcciones del Distrito federal.



La segunda parte de la estructura, la integra una cubierta de acero a dos aguas la cual será diseñada mediante el Reglamentos de construcción del Estado de Michoacán, y será descargada en traveses y columnas de concreto.



6.2 Diseño de losas de concreto.

El primer paso es realizar un análisis de cargas sobre las losas.

LOSA DE AZOTEA			
MATERIAL	ESPESOR	PESO VOL.	PESO TOTAL
	(m)	(ton/m ³)	(ton/m ²)
ENLADRILLADO	0.02	1.5	0.03
MORTERO	0.02	2.1	0.042
RELLENO DE TEPETATE	0.15	1.6	0.24
LOSA DE CONCRETO	0.12	2.4	0.288
PLAFÓN DE YESO	0.02	1.5	0.03
		CM=	0.630

Cargas permanentes		
CM	0.630	ton/m ²
Cad	0.04	ton/m ²
CV	0.1	ton/m ²
CT=	0.77	ton/m²

LOZA DE ENTREPISO			
MATERIAL	ESPESOR	PESO VOL.	PESO TOTAL
	(m)	(ton/m ³)	(ton/m ²)
MOZAICO	-	-	0.04
MORTERO	0.02	2.1	0.042
LOSA DE CONCRETO	0.12	2.4	0.288
PLAFÓN DE YESO	0.02	1.5	0.03
		1.5	0
		CM=	0.400

Cargas permanentes		
CM	0.400	ton/m ²
Cad	0.04	ton/m ²
CV	0.25	ton/m ²
CT=	0.69	ton/m²

Para el diseño de las losas se utilizó el método de los coeficientes. Se deberá revisar si el peralte propuesto en el análisis de cargas es mayor al peralte mínimo, con el fin de garantizar que no se presenten deflexiones excesivas, para lo cual las NTC proponen utilizar la siguiente ecuación:

$$d_{min} = \frac{\text{perimetro}}{250} \quad \text{Para concreto clase I}$$

$$d_{min} = \frac{\text{perimetro}}{170} \quad \text{Para concreto clase II}$$

Sin embargo para que estas ecuaciones sean aplicables se deberán cumplir con las siguientes limitaciones:

$$f_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad w \leq 380 \text{ kg/m}^2 \quad \text{donde } f_s = 0.6f_y$$

En el análisis de cargas se observa que no cumple con una de las limitaciones, ya que la w resulta mayor 380 kg/m^2 . En este caso las NTC especifican multiplicar por:

$$0.0032 \sqrt[4]{f_s w}, \quad \text{donde; } f_s \text{ en } \text{kg/cm}^2 \text{ y } w \text{ en } \text{kg/m}^2.$$

En el cálculo del perímetro la longitud de los lados discontinuos deberá incrementarse 25% cuando los apoyos de la losa son monolíticos con ella y 50% cuando no lo sean. En este caso se propuso colar la losa monolíticamente con las trabes por lo que a los lados discontinuos se les incremento un 25%.

Losa de entrepiso

A continuación se revisara el peralte mínimo para el tablero más desfavorable (tablero II) de la losa de entrepiso utilizando concreto con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

LADO	CONTINUO m	DISCONTINUO M	1.25(DISCONTINUO) m
L1=		5.55	6.94
L2=	3.66		0
L3=	5.55		0
L4=	3.66		0

fy=	4200	Kg/cm ²
w=	690	kg/m ²
fs=	2520	Kg/cm ²
P=	1980.75	cm

$$d_{min} = \frac{\text{perimetro}}{250} (0.0032 \sqrt[4]{fs w})$$

d min ≥	9.21	cm	
H min ≥	11.21	cm	< 12cm

Se acepta

Se procede a determinar los coeficientes los cuales se obtienen de la tabla 6.1 de las NTC-RCDF en el apartado de concreto, para lo cual se requiere conocer:

- La relación entre los lados del tablero $m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{\text{lado corto}}{\text{lado largo}}$
- Saber si el apoyo es monolítico con el tablero (caso I) o no monolítico (caso II).
- Condiciones de continuidad en los bordes.

Para obtener los coeficientes se entra a la tabla con el valor m , el tipo de apoyo y las condiciones de continuidad del tablero. Sin embargo es común que el valor de m no se encuentre de manera directa en la tabla por lo que se recurre a realizar interpolaciones.

Con los coeficientes obtenidos se calcula el valor del momento por unidad de ancho en la franja central del tablero, mediante la siguiente expresión según las NTC.

$$Mu = 1.4 \text{ Coef} \times 10^{-4} w a_1^2$$

Cuando los momentos obtenidos en el borde de dos tableros adyacentes son distintos se deberá realizar una distribución de momentos.

Para la distribución de momentos se supondrá que la rigidez del tablero es: $k = \frac{d^3}{a_1}$

y el factor de distribución se obtiene como $f_d = \frac{ki}{\sum ki}$.

Con el momento último obtenido se calcula el área de acero, la cual deberá ser mayor o igual al área de acero requerida por temperatura.

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{Fr f'c b d^2}} \right]$$

$$As = \rho b d$$

$$A_{St} = \frac{660 x_1}{fy(x_1 + 100)}$$

Para calcular la separación de las barras se puede aplicar la siguiente expresión:

$$s = \frac{100 a_0}{As}$$

La separación no excederá de 50cm ni de $3.5 x_1$.

Se deberá revisar si la losa resiste la fuerza cortante verificando que V_{CR} sea mayor o igual al cortante último V_u .

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f' * c} \geq V_u = F_c \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left[0.95 \frac{a_1}{a_2} \right] w$$

$$V_{CR} = 5656.85 \text{ kg} \geq V_u = 1036.58 \text{ kg} \text{ Resiste la carga cortante.}$$

Cálculo de momentos de diseño y del acero de refuerzo de la losa de entrepiso.

Tablero				Momento	Claro	K	Mu (Kg-m)	Mu ajustado	ρ	As cm ²	Ast cm ²	As rige	Var# 3	S cm	Smax cm	Srige cm
I				Neg. En bordes	corto	371.48	480.70	406.07	0.0011	1.09	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				Interiores	largo	360.34	466.29	507.29	0.0014	1.37	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De esquina dos lados				Neg. En bordes	corto	219.31	283.79	283.79	0.0008	0.76	1.43	1.43	0.71	45	35	35
adyacentes discontinuos				Discontinuos	largo	206.16	266.77	266.77	0.0007	0.71	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	366	m=	0.8993	Positivo	corto	176.40	228.26	228.26	0.0006	0.61	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	407				largo	138.02	178.60	178.60	0.0005	0.48	1.43	1.43	0.71	45	35	35
II				Neg. En bordes	corto	478.01	618.55	512.93	0.0014	1.38	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				Interiores	largo	423.71	548.29	507.29	0.0014	1.37	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De borde un lado largo				Neg. En bordes	corto	298.58	386.37	386.37	0.0010	1.04	1.43	1.43	0.71	45	35	35
discontinuo				Discontinuos							1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	366	m=	0.6595	Positivo	corto	259.04	335.20	335.20	0.0009	0.90	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	555				largo	139.64	180.70	180.70	0.0005	0.48	1.43	1.43	0.71	45	35	35
III				Neg. En bordes	corto	643.28	169.18	430.48	0.0012	1.16	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				Interiores	largo	487.25	128.14	112.84	0.0003	0.30	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De esquina dos lados				Neg. En bordes	corto	390.32	102.65	102.65	0.0003	0.27	1.43	1.43	0.71	45	35	35
adyacentes discontinuos				Discontinuos	largo	264.66	69.60	69.60	0.0002	0.18	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	165	m=	0.4508	Positivo	corto	396.51	104.28	104.28	0.0003	0.28	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	366				largo	155.82	40.98	40.98	0.0001	0.11	1.43	1.43	0.71	45	35	35
IV				Neg. En bordes	corto	643.28	169.18	425.21	0.0011	1.14	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				Interiores	largo	487.25	128.14	112.84	0.0003	0.30	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De esquina dos lados				Neg. En bordes	corto	390.32	102.65	102.65	0.0003	0.27	1.43	1.43	0.71	45	35	35
adyacentes discontinuos				Discontinuos	largo	264.66	69.60	69.60	0.0002	0.18	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	165	m=	0.4508	Positivo	corto	396.51	104.28	104.28	0.0003	0.28	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	366				largo	155.82	40.98	40.98	0.0001	0.11	1.43	1.43	0.71	45	35	35

Tablero				Momento	Claro	K	Mu (Kg-m)	Mu ajustado	ρ	As cm ²	Ast cm ²	As rige	Var# 3	S cm	Smax cm	Srige cm
V				Neg. En bordes	corto	454.36	587.95	488.11	0.0013	1.31	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				interiores	largo	417.80	540.64	425.21	0.0011	1.14	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De esquina dos lados				Neg. En bordes	corto	268.36	347.26	347.26	0.0009	0.93	1.43	1.43	0.71	45	35	35
adyacentes discontinuos				discontinuos	largo	231.52	299.59	299.59	0.0008	0.80	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	366	m=	0.7320	Positivo	corto	245.24	317.34	317.34	0.0008	0.85	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	500				largo	141.36	182.92	182.92	0.0005	0.49	1.43	1.43	0.71	45	35	35
VI				Neg. En bordes	corto	547.00	289.33	406.07	0.0011	1.09	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				interiores	largo	460.00	243.31	249.67	0.0007	0.67	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De esquina dos lados				Neg. En bordes	corto	331.25	175.21	175.21	0.0005	0.47	1.43	1.43	0.71	45	35	35
adyacentes discontinuos				discontinuos	largo	250.50	132.50	132.50	0.0004	0.35	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	234	m=	0.5749	Positivo	corto	319.00	168.73	168.73	0.0004	0.45	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	407				largo	147.50	78.02	78.02	0.0002	0.21	1.43	1.43	0.71	45	35	35
VII				Neg. En bordes	corto	657.41	347.73	512.93	0.0014	1.38	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				interiores	largo	484.03	256.03	249.67	0.0007	0.67	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De borde un lado largo				Neg. En bordes	corto	407.08	215.32	215.32	0.0006	0.57	1.43	1.43	0.71	45	35	35
discontinuo				discontinuos							1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	234	m=	0.4216	Positivo	corto	399.05	211.08	211.08	0.0006	0.56	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	555				largo	152.93	80.89	80.89	0.0002	0.21	1.43	1.43	0.71	45	35	35
VIII				Neg. En bordes	corto	448.60	117.98	198.94	0.0005	0.53	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				interiores	largo	370.90	97.54	112.84	0.0003	0.30	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De borde un lado corto				Neg. En bordes							1.43	1.43	0.71	45	35	35
discontinuo				discontinuos	largo	235.30	61.88	61.88	0.0002	0.16	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	165	m=	0.7051	Positivo	corto	238.10	62.62	62.62	0.0002	0.17	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	234				largo	132.90	34.95	34.95	0.0001	0.09	1.43	1.43	0.71	45	35	35

Tablero				Momento	Claro	K	Mu (Kg-m)	Mu ajustado	ρ	As cm ²	Ast cm ²	As rige	Var# 3	S cm	Smax cm	Srige cm
IX				Neg. En bordes	corto		0.00	0.00	0.0000	0.00	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				interiores	largo		75.46	93.04	0.0002	0.25	1.43	1.43	0.71	45	35	35
Método igualación de				Neg. En bordes	corto		461.16	461.16	0.0012	1.24	1.43	1.43	0.71	45	35	35
Flechas				discontinuos	largo		0.00	0.00	0.0000	0.00	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	234	m=	0.8830	Positivo	corto		230.58	230.58	0.0006	0.61	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	265				largo		37.66	37.66	0.0001	0.10	1.43	1.43	0.71	45	35	35
X				Neg. En bordes	corto	448.60	117.98	198.62	0.0005	0.53	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				interiores	largo	370.90	97.54	112.84	0.0003	0.30	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De borde un lado corto				Neg. En bordes							1.43	1.43	0.71	45	35	35
discontinuo				discontinuos	largo	235.30	61.88	61.88	0.0002	0.16	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	165	m=	0.7051	Positivo	corto	238.10	62.62	62.62	0.0002	0.17	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	234				largo	132.90	34.95	34.95	0.0001	0.09	1.43	1.43	0.71	45	35	35
XI				Neg. En bordes	corto	627.57	331.95	488.11	0.0013	1.31	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				interiores	largo	483.00	255.48	198.62	0.0005	0.53	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De esquina dos lados				Neg. En bordes	corto	380.50	201.26	201.26	0.0005	0.54	1.43	1.43	0.71	45	35	35
adyacentes discontinuos				discontinuos	largo	262.35	138.77	138.77	0.0004	0.37	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	234	m=	0.4680	Positivo	corto	383.15	202.67	202.67	0.0005	0.54	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	500				largo	154.50	81.72	81.72	0.0002	0.22	1.43	1.43	0.71	45	35	35

Ajuste de momentos

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust(kg-m)
I	10	366	2.73	-0.50	466.29	-82.00	41.00	507.29
II	10	366	2.73	-0.50	-548.29		41.00	-507.29

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
II	10	366	2.73	-0.31	548.29	379.11	-117.80	430.48
III	10	165	6.06	-0.69	-169.18		-261.31	-430.48

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
IV	10	165	6.06	-0.69	169.18	-371.46	256.04	425.21
V	10	366	2.73	-0.31	-540.64		115.43	-425.21

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
I	10	366	2.73	-0.39	480.70	191.37	-74.63	406.07
VI	10	234	4.27	-0.61	-289.33		-116.74	-406.07

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
VI	10	234	4.27	-0.50	243.31	-12.71	6.36	249.67
VII	10	234	4.27	-0.50	-256.03		6.36	-249.67

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
II	10	366	2.73	-0.39	618.55	270.82	-105.62	512.93
VII	10	234	4.27	-0.61	-347.73		-165.20	-512.93

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
VII	10	234	4.27	-0.41	256.03	138.05	-57.09	198.94
VIII	10	165	6.06	-0.59	-117.98		-80.96	-198.94

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
III	10	165	6.06	-0.50	128.14	30.60	-15.30	112.84
VIII	10	165	6.06	-0.50	-97.54		-15.30	-112.84

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
VIII	10	165	6.06	-0.59	117.98	42.52	-24.94	93.04
IX	10	234	4.27	-0.41	-75.46		-17.58	-93.04

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
IX	10	234	4.27	-0.41	75.46	-42.52	17.58	93.04
X	10	165	6.06	-0.59	-117.98		24.94	-93.04

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
IV	10	165	6.06	-0.50	128.14	30.60	-15.30	112.84
X	10	165	6.06	-0.50	-97.54		-15.30	-112.84

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
X	10	165	6.06	-0.59	117.98	-137.50	80.64	198.62
XI	10	234	4.27	-0.41	-255.48		56.86	-198.62

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
V	10	366	2.73	-0.39	587.95	256.00	-99.84	488.11
XI	10	234	4.27	-0.61	-331.95		-156.16	-488.11

Losa de azotea.

Revisión peralte mínimo de losa de azotea.

Lado	CONTINUO m	DISCONTINUO m	1.25(DISCONTINUO) m
L1=		5.55	6.94
L2=	3.66		0
L3=	5.55		0
L4=	3.66		0

P=	1980.75	cm
fy=	4200	kg/cm ²
w=	770	kg/m ²
fs=	2520	kg/cm ²

dmin ≥	9.46	cm	
Hmin ≥	11.46	cm	< 12 cm

Se acepta

Revisión por cortante.

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f * c} \geq V_u = Fc \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left[0.95 \frac{a_1}{a_2} \right] w$$

$$V_{CR} = 5656.85 \text{ kg} \geq V_u = 1156.77 \text{ kg} \text{ Resiste la carga cortante.}$$

Cálculo de momentos de diseño y del acero de refuerzo de la losa de azotea.

Tablero				Momento	Claro	K	Mu (Kg-m)	Mu ajustado	ρ	As cm ²	Ast cm ²	As rige	Var# 3	S cm	Smax cm	Srige cm
I				Neg. En bordes	corto	371.48	536.43	453.15	0.0012	1.22	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				interiores	largo	360.34	520.35	566.10	0.0015	1.53	1.43	1.53	0.71	45	35	35
De esquina dos lados				Neg. En bordes	corto	219.31	316.69	316.69	0.0008	0.85	1.43	1.43	0.71	45	35	35
adyacentes discontinuos				discontinuos	largo	206.16	297.70	297.70	0.0008	0.80	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	366	m=	0.8992629	Positivo	corto	176.4	254.73	254.73	0.0007	0.68	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	407				largo	138.02	199.31	199.31	0.0005	0.53	1.43	1.43	0.71	45	35	35
II				Neg. En bordes	corto	478.01	690.27	572.40	0.0015	1.54	1.43	1.54	0.71	45	35	35
				interiores	largo	423.71	611.86	566.10	0.0015	1.53	1.43	1.53	0.71	45	35	35
De borde un lado largo				Neg. En bordes	corto	298.58	431.16	431.16	0.0012	1.16	1.43	1.43	0.71	45	35	35
discontinuo				discontinuos							1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	366	m=	0.6594595	Positivo	corto	259.04	374.07	374.07	0.0010	1.00	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	555				largo	139.64	201.65	201.65	0.0005	0.54	1.43	1.43	0.71	45	35	35
III				Neg. En bordes	corto	610.14	179.07	477.37	0.0013	1.28	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				interiores	largo	419.49	123.11	115.98	0.0003	0.31	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De borde un lado corto				Neg. En bordes							1.43	1.43	0.71	45	35	35
discontinuo				discontinuos	largo	264.66	77.68	77.68	0.0002	0.21	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	165	m=	0.4508197	Positivo	corto	358.5	105.21	105.21	0.0003	0.28	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	366				largo	145.63	42.74	42.74	0.0001	0.11	1.43	1.43	0.71	45	35	35
IV				Neg. En bordes	corto	439.48	128.98	148.20	0.0004	0.39	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				interiores	largo	366.72	107.63	155.33	0.0004	0.41	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De borde un lado corto				Neg. En bordes							1.43	1.43	0.71	45	35	35
discontinuo				discontinuos	largo	232.64	68.28	68.28	0.0002	0.18	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	265	m=	0.7240437	Positivo	corto	230.88	67.76	67.76	0.0002	0.18	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	366				largo	132.52	38.89	38.89	0.0001	0.10	1.43	1.43	0.71	45	35	35

Tablero				Momento	Claro	K	Mu (Kg-m)	Mu ajustado	ρ	As cm ²	Ast cm ²	As rige	Var# 3	S cm	Smax cm	Srige cm
V				Neg. En bordes	corto	610.14	179.07	471.49	0.0013	1.27	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				interiores	largo	419.49	123.11	115.98	0.0003	0.31	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De borde un lado corto				Neg. En bordes						1.43	1.43	0.71	45	35	35	
discontinuo				discontinuos	largo	264.66	77.68	77.68	0.0002	0.21	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	165	m=	0.4508197	Positivo	corto	358.5	105.21	105.21	0.0003	0.28	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	366				largo	145.63	42.74	42.74	0.0001	0.11	1.43	1.43	0.71	45	35	35
VI				Neg. En bordes	corto	454.36	656.12	544.70	0.0015	1.47	1.43	1.47	0.71	45	35	35
				interiores	largo	417.8	603.32	471.49	0.0013	1.27	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De esquina dos lados				Neg. En bordes	corto	268.36	387.52	387.52	0.0010	1.04	1.43	1.43	0.71	45	35	35
adyacentes discontinuos				discontinuos	largo	231.52	334.33	334.33	0.0009	0.89	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	366	m=	0.732	Positivo	corto	245.24	354.14	354.14	0.0009	0.95	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	500				largo	141.36	204.13	204.13	0.0005	0.54	1.43	1.43	0.71	45	35	35
VII				Neg. En bordes	corto	547	322.88	453.15	0.0012	1.22	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				interiores	largo	460	271.52	278.62	0.0007	0.74	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De esquina dos lados				Neg. En bordes	corto	331.25	195.53	195.53	0.0005	0.52	1.43	1.43	0.71	45	35	35
adyacentes discontinuos				discontinuos	largo	250.5	147.86	147.86	0.0004	0.39	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	234	m=	0.5749386	Positivo	corto	319	188.30	188.30	0.0005	0.50	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	407				largo	147.5	87.06	87.06	0.0002	0.23	1.43	1.43	0.71	45	35	35
VIII				Neg. En bordes	corto	657.41	388.05	572.40	0.0015	1.54	1.43	1.54	0.71	45	35	35
				interiores	largo	484.03	285.71	278.62	0.0007	0.74	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De borde un lado largo				Neg. En bordes	corto	407.08	240.29	240.29	0.0006	0.64	1.43	1.43	0.71	45	35	35
discontinuo				discontinuos							1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	234	m=	0.4216216	Positivo	corto	399.05	235.55	235.55	0.0006	0.63	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	555				largo	152.93	90.27	90.27	0.0002	0.24	1.43	1.43	0.71	45	35	35

Tablero				Momento	Claro	K	Mu (Kg-m)	Mu ajustado	ρ	As cm ²	Ast cm ²	As rige	Var# 3	S cm	Smax cm	Srige cm
IX				Neg. En bordes	corto	448.6	131.66	222.00	0.0006	0.59	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				interiores	largo	370.9	108.85	115.98	0.0003	0.31	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De borde un lado corto				Neg. En bordes						1.43	1.43	0.71	45	35	35	
discontinuo				discontinuos	largo	235.3	69.06	69.06	0.0002	0.18	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	165	m=	0.7051282	Positivo	corto	238.1	69.88	69.88	0.0002	0.19	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	234				largo	132.9	39.00	39.00	0.0001	0.10	1.43	1.43	0.71	45	35	35
X				Neg. En bordes	corto	354.67	209.35	155.33	0.0004	0.41	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				interiores	largo	352.44	208.03	176.45	0.0005	0.47	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De borde un lado largo				Neg. En bordes	corto	224.27	132.38	132.38	0.0004	0.35	1.43	1.43	0.71	45	35	35
discontinuo				discontinuos							1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	234	m=	0.8830189	Positivo	corto	170.46	100.62	100.62	0.0003	0.27	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	265				largo	134.17	79.20	79.20	0.0002	0.21	1.43	1.43	0.71	45	35	35
XI				Neg. En bordes	corto	448.6	131.66	221.65	0.0006	0.59	1.43	1.43	0.71	45	35	35
				interiores	largo	370.9	108.85	115.98	0.0003	0.31	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De borde un lado corto				Neg. En bordes						1.43	1.43	0.71	45	35	35	
discontinuo				discontinuos	largo	235.3	69.06	69.06	0.0002	0.18	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	165	m=	0.7051282	Positivo	corto	238.1	69.88	69.88	0.0002	0.19	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	234				largo	132.9	39.00	39.00	0.0001	0.10	1.43	1.43	0.71	45	35	35
XII				Neg. En bordes	corto	627.57	370.43	544.70	0.0015	1.47	1.43	1.47	0.71	45	35	35
				interiores	largo	483	285.10	221.65	0.0006	0.59	1.43	1.43	0.71	45	35	35
De esquina dos lados				Neg. En bordes	corto	380.5	224.60	224.60	0.0006	0.60	1.43	1.43	0.71	45	35	35
adyacentes discontinuos				discontinuos	largo	262.35	154.86	154.86	0.0004	0.41	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₁ =	234	m=	0.468	Positivo	corto	383.15	226.16	226.16	0.0006	0.60	1.43	1.43	0.71	45	35	35
a ₂ =	500				largo	154.5	91.19	91.19	0.0002	0.24	1.43	1.43	0.71	45	35	35

Ajuste de momentos

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
I	10	366	2.73	-0.50	520.35	-91.51	45.75	566.10
II	10	366	2.73	-0.50	-611.86		45.75	-566.10

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
II	10	366	2.73	-0.31	611.86	432.79	-134.48	477.37
III	10	165	6.06	-0.69	-179.07		-298.31	-477.37

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
III	10	165	6.06	-0.62	179.07	50.09	-30.87	148.20
IV	10	265	3.77	-0.38	-128.98		-19.22	-148.20

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
IV	10	265	3.77	-0.38	128.98	-50.09	19.22	148.20
V	10	165	6.06	-0.62	-179.07		30.87	-148.20

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
V	10	165	6.06	-0.69	179.07	-424.26	292.42	471.49
VI	10	366	2.73	-0.31	-603.32		131.83	-471.49

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
I	10	366	2.73	-0.39	536.43	213.56	-83.29	453.15
VII	10	234	4.27	-0.61	-322.88		-130.27	-453.15

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
VII	10	234	4.27	-0.50	271.52	-14.19	7.09	278.62
VIII	10	234	4.27	-0.50	-285.71		7.09	-278.62

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
II	10	366	2.73	-0.39	690.27	302.22	-117.86	572.40
VIII	10	234	4.27	-0.61	-388.05		-184.35	-572.40

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
VIII	10	234	4.27	-0.41	285.71	154.05	-63.71	222.00
IX	10	165	6.06	-0.59	-131.66		-90.35	-222.00

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
III	10	165	6.06	-0.50	123.11	14.26	-7.13	115.98
IX	10	165	6.06	-0.50	-108.85		-7.13	-115.98

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
IX	10	165	6.06	-0.59	131.66	-76.38	44.79	176.45
X	10	234	4.27	-0.41	-208.03		31.58	-176.45

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
IV	10	265	3.77	-0.47	107.63	-101.72	47.70	155.33
X	10	234	4.27	-0.53	-209.35		54.02	-155.33

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
X	10	234	4.27	-0.41	208.03	76.38	-31.58	176.45
XI	10	165	6.06	-0.59	-131.66		-44.79	-176.45

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
V	10	165	6.06	-0.50	123.11	14.26	-7.13	115.98
XI	10	165	6.06	-0.50	-108.85		-7.13	-115.98

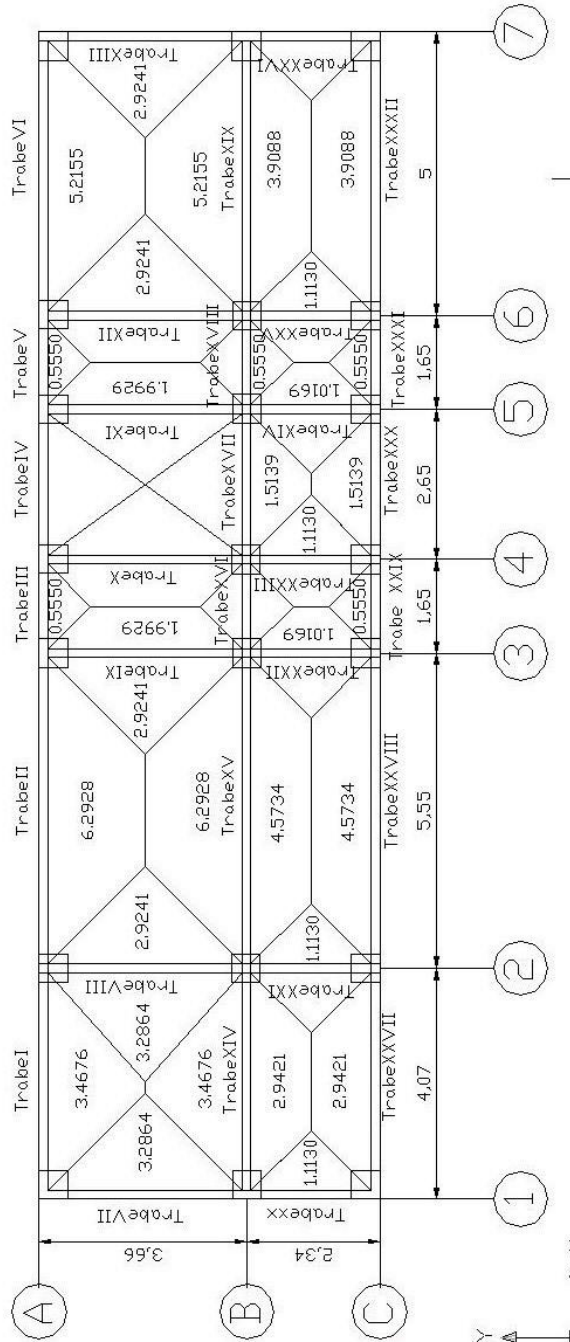
Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
XI	10	165	6.06	-0.59	131.66	-153.44	89.99	221.65
XII	10	234	4.27	-0.41	-285.10		63.45	-221.65

Ajuste de momentos								
Tablero	d(cm)	a1(cm)	k	fd	Me	Md	Mdist	Majust
VI	10	366	2.73	-0.39	656.12	285.68	-111.42	544.70
XII	10	234	4.27	-0.61	-370.43		-174.27	-544.70

6.3 Diseño de traves.

El primer paso es realizar un análisis de cargas para determinar las cargas distribuidas sobre las traves. Para esto es necesario trazar las áreas tributarias en los tableros.

6.3.1 Diseño traves de entrespiso:



Análisis de Cargas en traves de entepiso

W losa=	0.69	ton/m ²
W muro=	0.3	ton/m ²
altura muro=	3.5	m

Para el peso propio del muro				
Material	espesor (m)	P.vol(ton/m ³)	P.total	unidades
Tabique	0.12	1.8	0.216	ton/m ²
Mortero	0.04	2.1	0.084	ton/m ²
W muro=			0.3	ton/m ²

Trabe	Área Tributaria	Carga	Longitud Trabe	Carga dist. de la losa	Carga dist. del muro	Carga dist. Total
	(m ²)	(ton)	(m)	(ton/m)	(ton/m)	(ton/m)
I	3.47	2.39	4.07	0.59	1.05	1.64
II	6.29	4.34	5.55	0.78	1.05	1.83
III	0.56	0.38	1.65	0.23	1.05	1.28
IV	0.00	0.00	2.65	0.00	1.05	1.05
V	0.56	0.38	1.65	0.23	1.05	1.28
VI	5.22	3.60	5.00	0.72	1.05	1.77
VII	3.29	2.27	3.66	0.62	1.05	1.67
VIII	6.21	4.29	3.66	1.17	1.05	2.22
IX	4.92	3.39	3.66	0.93	1.05	1.98
X	1.99	1.38	3.66	0.38	1.05	1.43
XI	1.99	1.38	3.66	0.38	1.05	1.43
XII	4.92	3.39	3.66	0.93		0.93
XIII	2.92	2.02	3.66	0.55	1.05	1.60
XIV	6.41	4.42	4.07	1.09		1.09
XV	10.87	7.50	5.55	1.35	1.05	2.40
XVI	1.11	0.77	1.65	0.46	1.05	1.51
XVII	1.51	1.04	2.65	0.39		0.39
XVIII	1.11	0.77	1.65	0.46		0.46
XIX	9.12	6.30	5.00	1.26		1.26
XX	1.11	0.77	2.34	0.33	1.05	1.38
XXI	2.23	1.54	2.34	0.66		0.66
XXII	2.13	1.47	2.34	0.63		0.63
XXIII	2.13	1.47	2.34	0.63		0.63
XXIV	2.13	1.47	2.34	0.63	1.05	1.68

XXV	2.13	1.47	2.34	0.63		0.63
XXVI	1.11	0.77	2.34	0.33	1.05	1.38
XXVII	2.94	2.03	4.07	0.50		0.50
XXVIII	4.57	3.16	5.55	0.57		0.57
XXIX	0.56	0.38	1.65	0.23		0.23
XXX	1.51	1.04	2.65	0.39		0.39
XXXI	0.56	0.38	1.65	0.23		0.23
XXXII	3.91	2.70	5.00	0.54		0.54

Posteriormente se realiza el análisis estructural para obtener los elementos mecánicos y deformaciones que se presentan en la estructura. Este paso se podrá realizar con la ayuda de algún programa de computo en este caso se utilizo el SAP 2000.

Modelo de la estructura 1.

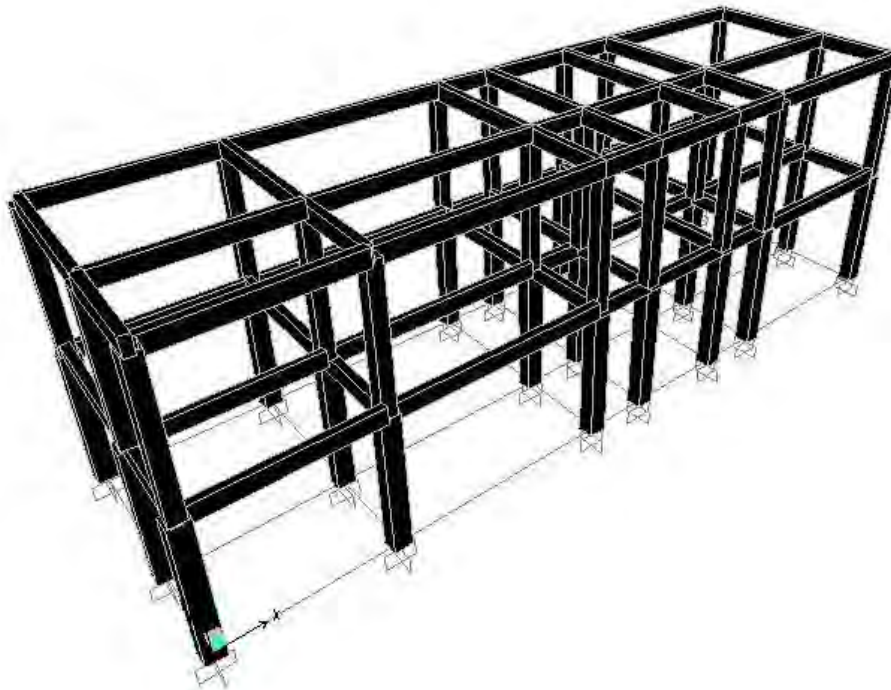


Figura del modelo deformado ante la aplicación de cargas.

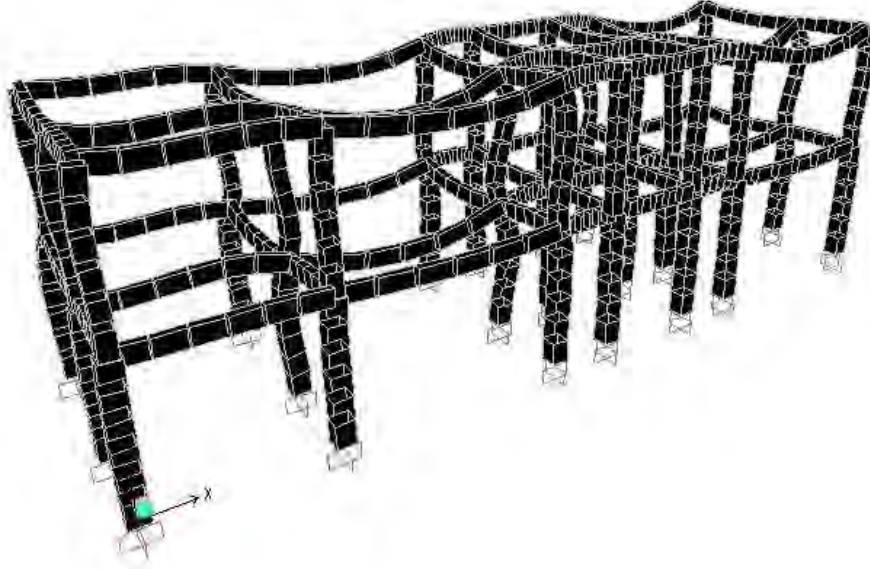
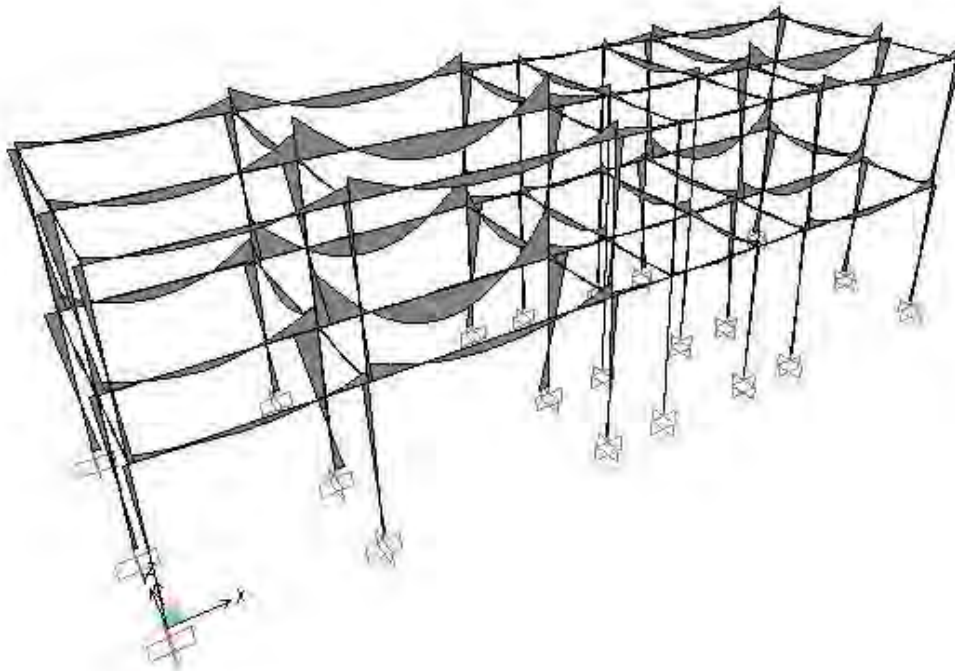
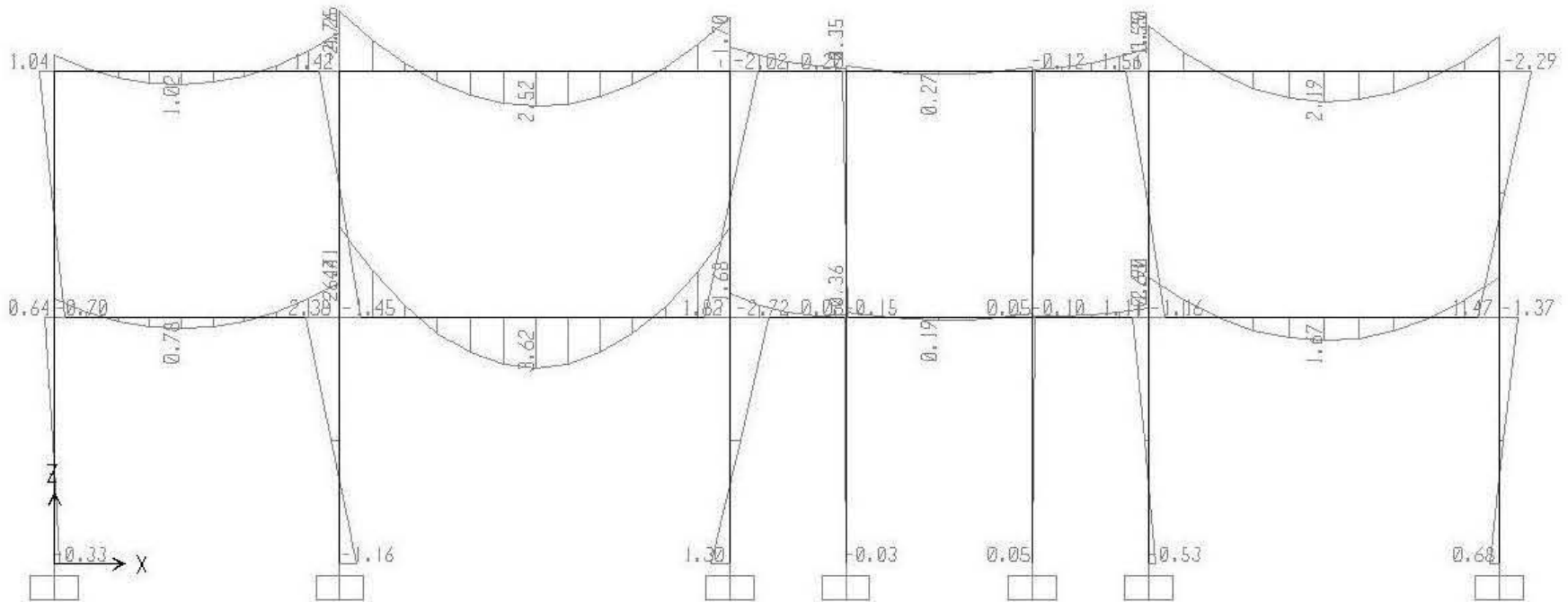


Diagrama de momentos obtenidos en el SAP 2000.



Se debe tomar la viga continua que presente los momentos más desfavorables para realizar el diseño estructural.

Trabe más desfavorable de entrepiso en el sentido "x" (Eje-B tramo 1-7)



Se conoce como vigas continuas aquellas que tienen mas de un claro. En las vigas continuas se presentan momentos tanto negativos como positivos, lo cual indica que en algunas partes de la viga la tension se presenta en la parte superior y en otros en la parte inferior.

El acero de refuerzo debe colocarse en la zona de tension, calculandose el área de acero requerido con el momento correspondiente en cada zona.

Para la determinacion de la cuantia de acero se podra aplicar la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_r f'_c b d^2}} \right]$$

Sin embargo para que una viga tenga un comportamiento satisfactorio, debe ser subreforzada, es decir que la cantidad de acero debe ser menor a la correspondiente a la sección balanceada. Por esta razón en las NTC-concreto del RFDF se marca un limite maximo para la cuantía de acero.

$$\rho \leq \rho_{\max}$$

$$\rho_{\max} = \rho_b \text{ En zonas no sismicas.}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b \text{ En zonas sismicas.}$$

$$\rho_b = \frac{6000 \beta}{6000 + f_y} \frac{f'_c}{f_y}$$

Además, se debe cubrir con una cuantía de acero mínima:

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

Posteriormente que se revisa:

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

Se procede a calcular el área de acero requerida:

$$A_s = \rho b d$$

Eje B (Tramo 1-2)

Lecho inferior

M(+)=	0.78	ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	1.09	ton m	ρ =	0.0007
b=	25	cm	ρ_{min} =	0.0026
d=	40	cm	ρ_{max} =	0.0152
Fr=	0.9		$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170	kg/cm ²	ρ_{rige} =	0.0026
fy=	4200	kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Lecho superior

M(-)=	2.47	ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	3.46	ton m	ρ =	0.0024
b=	25	cm	ρ_{min} =	0.0026
d=	40	cm	ρ_{max} =	0.0152
Fr=	0.9		$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170	kg/cm ²	ρ_{rige} =	0.0026
fy=	4200	kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Eje B (Tramo 2-3)

Lecho inferior

M(+)=	3.62 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	5.07 ton m	ρ =	0.0035
b=	25 cm	ρ_{min} =	0.0026
d=	40 cm	ρ_{max} =	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	ρ_{rige} =	0.0035
fy=	4200 kg/cm ²	As=	3.50cm ²

Lecho superior

M(-)=	6.47 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	9.06 ton m	ρ =	0.0065
b=	25 cm	ρ_{min} =	0.0026
d=	40 cm	ρ_{max} =	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	ρ_{rige} =	0.0065
fy=	4200 kg/cm ²	As=	6.51cm ²

Eje B (Tramo 3-4)

Lecho superior

M(-)=	1.68 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	2.35 ton m	$\rho=$	0.0016
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Eje B (Tramo 4-5)

Lecho inferior

M(+)=	0.19 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	0.27 ton m	$\rho=$	0.0002
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Lecho superior

M(-)=	0.36 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	0.50 ton m	$\rho=$	0.0003
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Eje B (Tramo 5-6)

Lecho superior

M(-)=	0.63 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	0.88 ton m	$\rho=$	0.0006
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Eje B (Tramo 6-7)

Lecho inferior

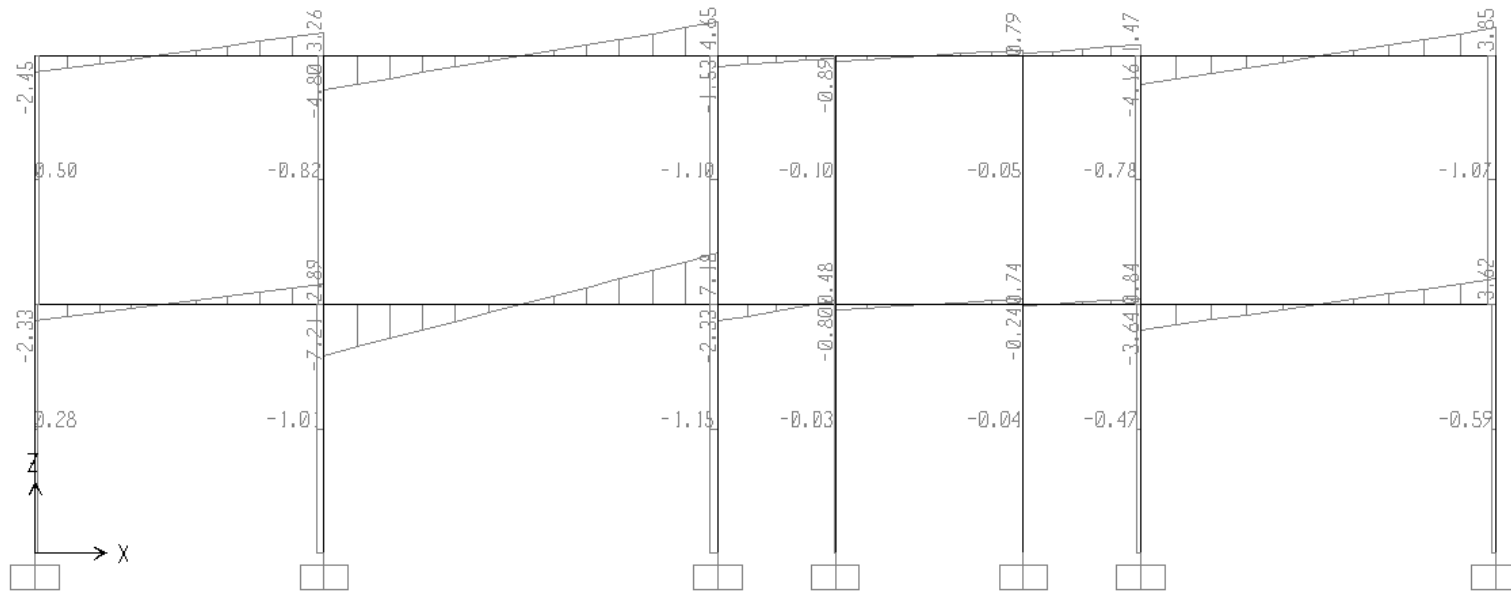
M(+)=	1.67 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	2.34 ton m	$\rho=$	0.0016
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Lecho superior

M(-)=	2.9 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	4.06 ton m	$\rho=$	0.0028
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0028
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.78cm ²

Por último se revisa el refuerzo por tensión diagonal con la fuerza cortante más desfavorable.

Diagrama de fuerza cortante obtenido en el SAP 2000.



El efecto de la fuerza cortante en elementos de concreto, es el desarrollo de esfuerzos de tensión inclinados respecto al eje longitudinal del miembro, los cuales pueden originar la falla del elemento antes de que alcance su resistencia máxima a flexión.

Las NTC del RCDF proponen el siguiente criterio para la obtención del refuerzo transversal (estribos) en trabes de concreto reforzado.

El primer paso es calcular la fuerza cortante que toma el concreto.

Como $\rho < .0015$ la fuerza cortante que toma el concreto se calculará mediante la siguiente expresión según el RCDF.

Nota: ρ es la cuantía de acero que se determina con el momento más desfavorable.

$$V_{cr} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f * c}$$

Posteriormente se compara el cortante último con la fuerza cortante que toma el concreto.

Si $V_u \leq V_{cr}$ Se colocará el refuerzo mínimo con la siguiente ecuación.

$$S = 0.25 \sqrt{f * c} \frac{b s}{f_y}$$

Si $V_u \geq V_{cr}$ se colocará el refuerzo a una separación calculada mediante la siguiente expresión:

$$s = \frac{F_R A_v F_y d}{V_{cR}} (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)$$

Donde: A_V = Área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s ;

θ = ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza;

V_{CR} = fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal $V_{SR} = V_U - V_{CR}$

Sin embargo es importante considerar algunas limitaciones que establece el reglamento RCDF.

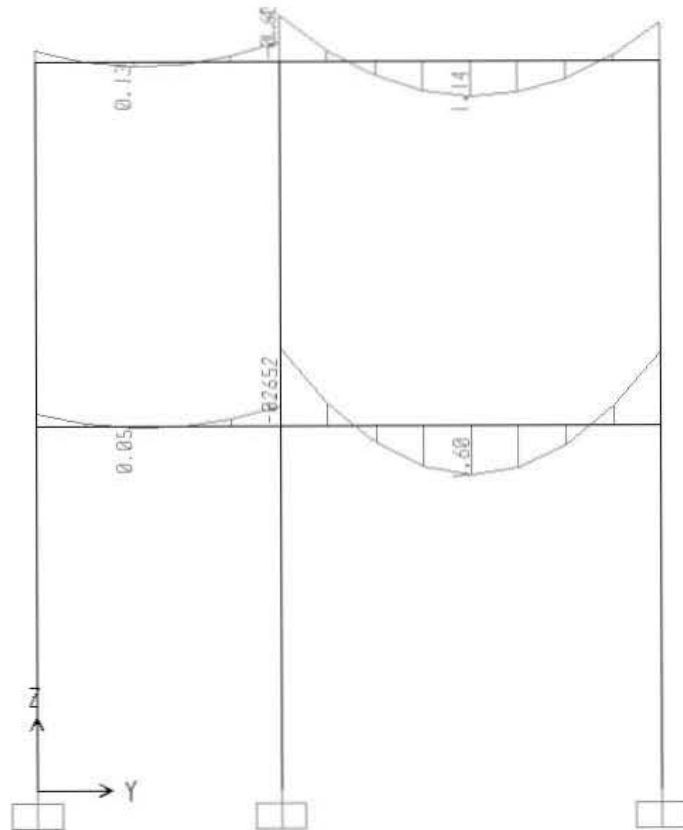
- $S \geq 6\text{cm}$
- Si $1.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \geq V_u > V_{CR}$ $S_{max} = .5d$
- Si $1.5 F_R b d \sqrt{f^* c} < V_u$ $S_{max} = .25d$

V=	7.21 ton	Vcr=	3312.654 Kg
Vu=	10.094 ton	Vcr<Vu	
b=	20 cm	Proponiendo estribos del #2.5 en 2 ramas	
d=	40 cm		
Fr=	0.8	estribos del #	2.5
ρ_{real} =	0.0083	a_o =	0.4948 cm ²
f'c=	250 Kg/cm ²	Av=	0.9897 cm ²
f*c=	200 Kg/cm ²	Vsr=	6781.35 Kg
fy=	4200 Kg/cm ²	S=	19.61 cm
		Smin=	6 cm
		Smax=	20 cm

Como $S_{min} < S < S_{max}$, la separación será 19 cm

Utilizar estribos del # 2.5 @ 19 cm.

Trabe más desfavorable en el sentido "y" eje 2 tramo (A-C)



Eje 2 (Tramo A-B)

Lecho inferior

M(+)=	1.6 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	2.24 ton m	ρ =	0.0015
b=	25 cm	ρ_{min} =	0.0026
d=	40 cm	ρ_{max} =	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	ρ_{rige} =	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Lecho superior

M(-)=	2.52 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	3.53 ton m	ρ =	0.0024
b=	25 cm	ρ_{min} =	0.0026
d=	40 cm	ρ_{max} =	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	ρ_{rige} =	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Eje 2 (Tramo B-C)

Lecho inferior

M(+)=	0.05 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	0.07 ton m	ρ =	0.00005
b=	25 cm	ρ_{min} =	0.0026
d=	40 cm	ρ_{max} =	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	ρ_{rige} =	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Lecho superior

M(-)=	0.65 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	0.91 ton m	ρ =	0.0006
b=	25 cm	ρ_{min} =	0.0026
d=	40 cm	ρ_{max} =	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	ρ_{rige} =	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Diseño por cortante trabe entre piso sentido y

V=	4.45 ton	Vcr=	2941.56 Kg
Vu=	6.23 ton	Vcr < Vu	
b=	25 cm	Proponiendo estribos del #2.5 en 2 ramas	
d=	40 cm		
Fr=	0.8	estribos del #	2.5
ρ_{real} =	0.003	ao=	0.4948
f'c=	250 Kg/cm ²	Av=	0.9897 cm ²
f*c=	200 Kg/cm ²	Vsr=	3288.44 Kg
fy=	4200 Kg/cm ²	S=	40.45 cm
		Smin=	6 cm
		Smax=	20 cm

Como S > Smax

Utilizar estribos del # 2.5@20cm

6.3.2 Diseño traveses de azotea.

Análisis de cargas sobre traveses de azotea

	W losa=	0.77	ton/m ²	
Trabe	Área Tributaria	Carga	Longitud Trabe	Carga dist. Total
	(m ²)	(ton)	(m)	(ton/m)
I	3.47	2.67	4.07	0.66
II	6.29	4.85	5.55	0.87
III	0.56	0.43	1.65	0.26
IV	1.55	1.19	2.65	0.45
V	0.56	0.43	1.65	0.26
VI	5.22	4.02	5.00	0.80
VII	3.29	2.53	3.66	0.69
VIII	6.21	4.78	3.66	1.31
IX	4.92	3.79	3.66	1.03
X	4.70	3.62	3.66	0.99
XI	4.70	3.62	3.66	0.99
XII	4.92	3.79	3.66	1.03
XIII	2.92	2.25	3.66	0.62
XIV	6.41	4.94	4.07	1.21
XV	10.87	8.37	5.55	1.51
XVI	1.11	0.85	1.65	0.52
XVII	1.51	1.17	2.65	0.44
XVIII	1.11	0.85	1.65	0.52
XIX	9.12	7.03	5.00	1.41
XX	1.11	0.86	2.34	0.37
XXI	2.23	1.71	2.34	0.73
XXII	2.13	1.64	2.34	0.70
XXIII	2.13	1.64	2.34	0.70
XXIV	2.13	1.64	2.34	0.70
XXV	2.13	1.64	2.34	0.70
XXVI	1.11	0.86	2.34	0.37
XXVII	2.94	2.27	4.07	0.56
XXVIII	4.57	3.52	5.55	0.63
XXIX	0.56	0.43	1.65	0.26
XXX	1.51	1.17	2.65	0.44
XXXI	0.56	0.43	1.65	0.26
XXXII	3.91	3.01	5.00	0.60

Trabe de azotea sentido "x" eje b (tramo 1-7)

Eje B (Tramo 1-2)

Lecho inferior

M(+)=	1.02 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	1.43 ton m	$\rho=$	0.0010
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Lecho superior

M(-)=	2.76 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	3.86 ton m	$\rho=$	0.0026
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Eje B (Tramo 2-3)

Lecho inferior

M(+)=	2.52 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	3.53 ton m	$\rho=$	0.0024
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Lecho superior

M(-)=	4.25 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	5.95 ton m	$\rho=$	0.0041
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0041
fy=	4200 kg/cm ²	As=	4.15cm ²

Eje B (Tramo 3-4)

Lecho superior

M(-)=	1.7 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	2.38 ton m	$\rho=$	0.0016
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Eje B (Tramo 4-5)

Lecho inferior

M(+)=	0.27 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	0.38 ton m	$\rho=$	0.0003
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Lecho superior

M(-)=	0.35 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	0.49 ton m	$\rho=$	0.0003
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Eje B (Tramo 5-6)

Lecho superior

M(-)=	1.55 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	2.17 ton m	$\rho=$	0.0015
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Eje B (Tramo 6-7)

Lecho inferior

M(+)=	2.19 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	3.07 ton m	$\rho=$	0.0021
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Lecho superior

M(-)=	3.2 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	4.48 ton m	$\rho=$	0.0031
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0031
fy=	4200 kg/cm ²	As=	3.08 cm ²

V=	4.8 ton	Vcr=	3846.66 Kg
Vu=	6.72 ton	Vcr<Vu	
b=	25 cm	Proponiendo estribos del #2.5 en 2 ramas	
d=	40 cm		
Fr=	0.8	estribos del #	2.5
ρ_{real} =	0.0070	a_o =	0.4948
$f'c$ =	250 Kg/cm ²	Av=	0.9897 cm ²
f^*c =	200 Kg/cm ²	Vsr=	2873.34 Kg
f_y =	4200 Kg/cm ²	S=	46.29 cm
		Smin=	6 cm
		Smax=	20 cm

Como $S > S_{max}$, la separación será 20 cm

Utilizar estribos del # 2.5 @ 20 cm

Trabe de azotea sentido "y" eje 2 (tramo A-C)

Eje 2 (Tramo A-B)

Lecho inferior

M(+)=	1.14 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	1.60 ton m	$\rho=$	0.0011
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Lecho superior

M(-)=	1.49 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	2.09 ton m	$\rho=$	0.0014
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Eje 2 (Tramo B-C)

Lecho inferior

M(+)=	0.13 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	0.18 ton m	$\rho=$	0.0001
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Lecho superior

M(-)=	0.63 ton m	ρ_{bal}	0.0202
Mu=	0.88 ton m	$\rho=$	0.0006
b=	25 cm	$\rho_{min}=$	0.0026
d=	40 cm	$\rho_{max}=$	0.0152
Fr=	0.9	$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	170 kg/cm ²	$\rho_{rige}=$	0.0026
fy=	4200 kg/cm ²	As=	2.64cm ²

Diseño por cortante trabe entrepiso sentido y

V=	2.8 ton	Vcr=	2851.06 Kg
Vu=	3.92 ton	Vcr < Vu	
		Proponiendo estribos del #2.5 en 2 ramas	
b=	25 cm		
d=	40 cm		
Fr=	0.8	estribos del #	2.5
$\rho_{real}=$	0.0026	$a_o=$	0.4948
f'c=	250 Kg/cm ²	Av=	0.9897 cm ²
f*c=	200 Kg/cm ²	Vsr=	1068.95 Kg
fy=	4200 Kg/cm ²	S=	124.43 cm
		Smin=	6 cm
		Smax=	20 cm

Como $S > S_{max}$, la separacion sera 20 cm

Utilizar estribos del # 2.5 @ 20 cm

6.3.3 Armado de trabes.

El acero de refuerzo debe colocarse en la zona de tensión, calculándose el área de acero requerido con el momento correspondiente en cada zona como se realizó anteriormente, sin embargo para fines prácticos, se puede calcular el acero el acero requerido en la parte de arriba con el mayor de los momentos negativos, y en la parte de abajo con el mayor de los momentos positivos.

Se podría colocar tramos de varillas en las zonas donde se presentan los esfuerzos de tensión con el fin de economizar. Sin embargo por disposiciones del reglamento y por cuestiones de armado se deben correr dos varillas de diámetro igual o mayor a 1.27 cm (#4) en cada lecho y el acero que falte podrá suministrarse por medio de bastones.

De acuerdo con las NTC-concreto del RFDF, para hacer el corte de los bastones, estos deben prolongarse un tramo igual o mayor a una longitud de desarrollo más un peralte efectivo más allá del punto donde las varillas corridas son suficientes para cubrir el momento negativo. Sin embargo existe una manera más práctica de determinar la longitud de los bastones la cual es que cubran la cuarta parte del claro entre apoyos, esto se tomará en cuenta al momento de realizar los planos estructurales (anexos).

6.4 Diseño de columnas.

Calculo de columnas empleando el método de Bresler.

1. El primer paso es determinar P_u , M_{ux} y M_{uy} .

$$P_u = F_c P$$

$$M_{ux} = F_c M_x$$

$$M_{uy} = F_c M_y$$

2. Proponer un porcentaje de acero (ρ) de la columna y se calcula q .

$$\rho_{\text{supuesto}}$$

$$A_s = \rho_{\text{supuesto}} (bh)$$

$$q = \frac{\rho_{\text{supuesto}} f_y}{f'_c}$$

$$0.01 < \rho_{\text{practico}} \leq .035$$

$$\text{Limitaciones según reglamento } \frac{20}{f_y} < \rho \leq .06$$

3. Calcular P_{RO}

$$P_{RO} = F_R [f'_c b h (1 - \rho) + f_y b h \rho]$$

$F_r = 0.8$ Si hay estribos que confinen bien el núcleo y/o cuando la falla es por tensión.

$F_r = 0.7$ Estribos que no confinen bien el núcleo y/o cuando la falla es por compresión.

4. Calcular P_{RX}

$$P_{RX} = F_R K_X b h f^2 c$$

K_X Se obtiene de los diagramas de interacción para diseño, entrando a las graficas con:

$$\frac{dx}{hx}; fy; \frac{ex}{hx}; q.$$

5. Calcular P_{RY}

$$P_{RY} = F_R K_Y b h f^2 c$$

K_Y Se obtiene de los diagramas de interacción para diseño, entrando a las graficas con:

$$\frac{dy}{hy}; fy; \frac{ey}{hy}; q.$$

6. Sustituir P_{RO} , P_{RX} y P_{RY} en:

$$\frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} + \frac{1}{P_{RO}}}$$

Se aplica solo si:

$$\frac{P_R}{P_{RO}} \geq 0.1$$

Si $P_R > P_u$ Se propone un ρ menor.

Si $P_R < P_u$ Se propone un ρ mayor.

7. Tratar de cumplir con:

$$P_R \approx P_U$$

Cumpliendo las limitaciones reglamentarias especificadas en el paso 2.

Nota: las excentricidades tienen que cumplir con e menor a $0.005h \geq 2cm$.

Diseño Columna Planta Baja				
P=	28.73	ton		
Mx=	2.38	ton m	Fr=	0.8
My=	1.03	ton m	b=	45 cm
fy=	4200	Kg/cm ²	h=	45 cm
f'c=	200	Kg/cm ²		
f*c=	160			
f''c=	136	Kg/cm ²		

Elementos Mecánicos	
Pu=	40.222 ton
Mux=	3.332 ton m
Muy=	1.442 ton m

Proponiendo ρ	
ρ =	0.0048
q=	0.1482

Calculo P _{RO}	
P _{RO} =	251921.7 kg

Calculando P_{RX}

$dx/hx=$ 0.89
 $ea=$ 2.25 cm
 $ex=$ 10.53 cm
 ex/hx 0.23
 $Kx=$ 0.69
 $P_{RX}=$ 152020.8 Kg

Calculando P_{RY}

$dy/hy=$ 0.889
 $ea=$ 2.25 cm
 $ey=$ 5.84
 $ey/hy=$ 0.13
 $Ky=$ 0.88
 $P_{RY}=$ 193882 Kg

Calculando P_R

$P_R=$ 128760.7 Kg
 $P_R=$ 128.7607 ton Se acepta

Verificando $P_R/P_{RO} > 0.1$

P_R/P_{RO} 0.51 Cumple

Calculando A_s

$A_s=$ 9.72 cm²

Propuesta

Utilizando varillas del # 4

$a_o=$ 1.2668

numero de varillas 8

$A_s=$ 10.13 cm²

Diseño por cortante

$V_{max} x=$ 0.45 ton $V_{ux}=$ 0.63 ton
 $V_{max} y=$ 1.01 ton $V_{uy}=$ 1.414 ton
 $\rho_{cara}(y)=$ 0.0025

Calculo de VCR

$FR(.7*f_c*Ag+2000*A_s)=$ 197655 kg

Como $P_u < FR(.7*f_c*Ag+2000*A_s)$

Se acepta caso 1 del RCDF

como $\rho < .15$

$V_{cR}=$ 5187.756 requiere E # 2.5 @ d/2
 Requiere E # 2.5@20cm

Diseño Columna Planta Alta

P=	13.77	ton			
Mx=	1.42	ton m	Fr=	0.8	
My=	0.84	ton m	b=	35 cm	
fy=	4200	Kg/cm ²	h=	35 cm	
f'c=	200	Kg/cm ²			
f*c=	160				
f'c=	136	Kg/cm ²			

Elementos Mecánicos

Pu=	19.278	ton
Mux=	1.988	ton m
Muy=	1.176	ton m

Proponiendo ρ

ρ =	0.0048
q=	0.1482

Calculo P_{RO}

P _{RO} =	152397.1	kg
-------------------	----------	----

Calculando P_{RX}

dx/hx=	0.86
ea=	2 cm
ex=	12.31 cm
ex/hx	0.35
Kx=	0.47
P _{RX} =	62641.6 Kg

Calculando P_{RY}

dy/hy=	0.857
ea=	2.00 cm
ey=	8.10
ey/hy=	0.23
Ky=	0.67
P _{RY} =	89298 Kg

Calculando P_R

P _R =	48542.43	Kg
P _R =	48.54243	ton Se acepta

Verificando $P_R/P_{RO} > 0.1$
 P_R/P_{RO} 0.32 Cumple

Calculando A_s
 $A_s =$ 5.88 cm²

Propuesta

Utilizando varillas del # 4

$a_o =$ 1.2668

numero de varillas 5

$A_s =$ 6.33 cm²

Diseño por cortante

$V_{max} \ x =$ 0.16 ton

$V_{ux} =$ 0.224 ton

$V_{max} \ y =$ 1.71 ton

$V_{uy} =$ 2.394 ton

$\rho_{cara}(y) =$ 0.0026

Calculo de VCR

$FR(.7 * f_c * A_g + 2000 * A_s) =$ 119894 kg

Como $P_u < FR(.7 * f_c * A_g + 2000 * A_s)$

Se acepta caso 1 del RCDF

como $\rho < .15$

$V_c R =$ 2969.043 requiere E # 2.5 @ d/2

Requiere E # 2.5 @ 15cm.

6.5 Diseño de cimentación.

Se utilizo zapatas aisladas sujetas a carga axial y momento.

1. Calculo de la descarga total de la cimentación.

A) Cargas estáticas o permanentes (CM+CV).

$$P_T = P + W_S + P_{equivalente}$$

Donde:

$$P_T = \text{descarga total.}$$

P = descarga de la superestructura en condiciones de carga estatica.

W_S = peso propio supuesto de la zapata (se propone de $0.2P$ a $0.3P$).

$P_{equivalente}$ = carga equivalente debida al momento = $1.5(M_x + M_y)$.

M_x = momento en sentido "x" en condiciones de carga estática.

M_y = momento en sentido "y" en condiciones de carga estatica.

B) Cargas estáticas mas cargas por sismo en "x" (CM + CV + SISMO X).

$$P_T = P + P_{SX} + 0.3P_{Sy} + W_S + P_{equivalente}$$

P_{SX} = cargas debidas al sismo en "x"

P_{Sy} = cargas debidas al sismo en "y"

W_S = peso propio supuesto de la zapata (se propone $0.2 P'$ a $0.3 P'$)

$$P' = P + P_{SX} + 0.3P_{Sy}$$

$P_{equivalente} = 1.5(M_x + M_y + M_{sx} + 0.3M_{sy})$

M_{sx} = momento debido al sismo en sentido "x"

M_{sy} = momento debido al sismo en sentido "y"

C) Cargas estáticas mas cargas por sismo en “y” ($CM + CV + SISMO X$).

$$P_T = P + 0.3P_{Sx} + P_{Sy} + W_S + P_{equivalente}$$

$W_S =$ peso propio supuesto de la zapata (se propone $0.2 P'$ a $0.3 P'$)

$$P' = P + 0.3P_{Sx} + P_{Sy}$$

$$P_{equivalente} = 1.5(Mx + My + 0.3Msx + Msy).$$

2. Dimensionamiento de la Zapata.

$$Az = \frac{P_T}{q_r}$$

$Az =$ área de la zapata.

$q_r =$ esfuerzo de diseño del terreno

3. Cálculo de las presiones de contacto.

$$L' = L - 2e_x \quad e_x = \frac{Mx}{P' + W_S}$$

$$B' = B - 2e_y \quad e_y = \frac{My}{P' + W_S}$$

$$q = \frac{P' + W_S}{B'L'} \leq q_r$$

4. Calculo presión de diseño.

$$q_u = Fc \frac{P'}{B'L'}$$

5. Calculo del peralte necesario para resistir cortante como viga ancha.

$$d = \frac{q_u + l}{V_{CR} + q_u}$$

$$l = \text{volado mayor} \begin{cases} \frac{L - Cx}{2} \\ \frac{L - Cy}{2} \end{cases}$$

6. Cálculo del peralte necesario para resistir cortante por penetración.

Para calcular este peralte se utiliza la siguiente propuesta empírica que ha demostrado muy buenos resultados.

$$[q_u + 4V_{CR}]d^2 + [(q_u + 2V_{CR})(Cx + Cy)]d + q_u Cx Cy - P_u = 0$$

Modificando el peralte obtenido de la siguiente manera:

$$\text{Peralte} = d \text{ si hay momento en un sentido y } CM + CV$$

$$\text{Peralte} = d + 5CM \text{ si hay momento en un sentido y } CM + CV + CA$$

$$\text{Peralte} = d + 5CM \text{ si hay momento en dos sentidos y } CM + CV$$

$$\text{Peralte} = d + 10cm \text{ si hay momento en dos sentidos y } CM + CV + CA.$$

Se deberá verificar que el peralte obtenido es adecuado, revisando su resistencia al corte según el reglamento mediante la siguiente ecuación:

$$V_U \leq V_{CR}$$

donde: V_{CR} = resistencia de diseño del concreto.

$$V_{CR} = F_R \sqrt{f * c} \quad \text{ó} \quad F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f * c} \quad \text{Según (NTC 2.5.9.3)}$$

$$F_R = 0.8 \text{ para } CM + CV \text{ y } 0.7 \text{ para } CM + CV + CA.$$

$V_U =$ esfuerzo cortante último.

$$V_U = \frac{V_U}{b_0 d} + \frac{\alpha_x M_{Ux} C_{AB}}{J_{Cx}} + \frac{\alpha_y M_{Uy} C_{CD}}{J_{Cy}}; \text{ si transmite momento en ambos sentidos.}$$

$$V_U = \frac{V_U}{b_0 d}; \text{ si no hay transmision de momentos.}$$

$$V_U = \frac{V_U}{b_0 d} + \frac{\alpha_x M_{Ux} C_{AB}}{J_{Cx}}; \text{ si solo hay transmision de momento en x.}$$

$$V_U = \frac{V_U}{b_0 d} + \frac{\alpha_y M_{Uy} C_{CD}}{J_{Cy}}; \text{ si solo hay transmision de momento en y.}$$

Para revisar si hay transmisión de momentos :

$$M_{Ux} > 0.2 V_U d \quad \text{Hay transmision de momento en x.}$$

$$M_{Uy} > 0.2 V_U d \quad \text{Hay transmision de momento en y.}$$

$$V_U > P_U - q_u A f$$

$$A f = (C_x + d)(C_y + d)$$

$$b_0 = [2(C_x + d)(C_y + d)]$$

$$C_{AB} = \frac{(C_x + d)}{2}; \quad C_{CD} = \frac{(C_y + d)}{2}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(C_x + d)/(C_y + d)}}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(C_y + d)/(C_x + d)}}$$

$$J_{Cx} = \frac{d(C_x + d)^3}{6} + \frac{(C_x + d)d^3}{6} + \frac{d(C_y + d)(d(C_x + d))^2}{2}$$

$$J_{Cy} = \frac{d(C_y + d)^3}{6} + \frac{(C_y + d)d^3}{6} + \frac{d(C_x + d)(d(C_y + d))^2}{2}$$

Se deberá comprobar que el peso propio real no exceda al peso propuesto.

7. Diseño por flexión.

Para calcular el acero necesario para el lado largo y el lado corto se utilizan las siguientes expresiones:

$$M_U = \frac{q_u l^2}{2}$$

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_r f'_c b d^2}} \right]; \quad A_s = \rho b d$$

$$A_{st} = \frac{660 x_1}{f_y(x_1 + 100)} \text{ (Acero minimo por temperatura)}$$

$$s = \frac{100 a_0}{A_s}$$

Los cálculos de la zapata de centro se encuentran en el anexo 1.

Resultados:

Dimensiones		
B=	2.40	m
L=	2.40	m
d=	0.25	m
h=	0.3	m
Df=	1.3	m
Cx=	0.45	m
Cy=	0.45	m

Los cálculos de la zapata de esquina se encuentran en el anexo 2.

Resultados:

Dimensiones		
B=	1.70	m
L=	1.70	m
d=	0.25	m
h=	0.30	m
Df=	1.3	m
Cx=	0.45	m
Cy=	0.45	m

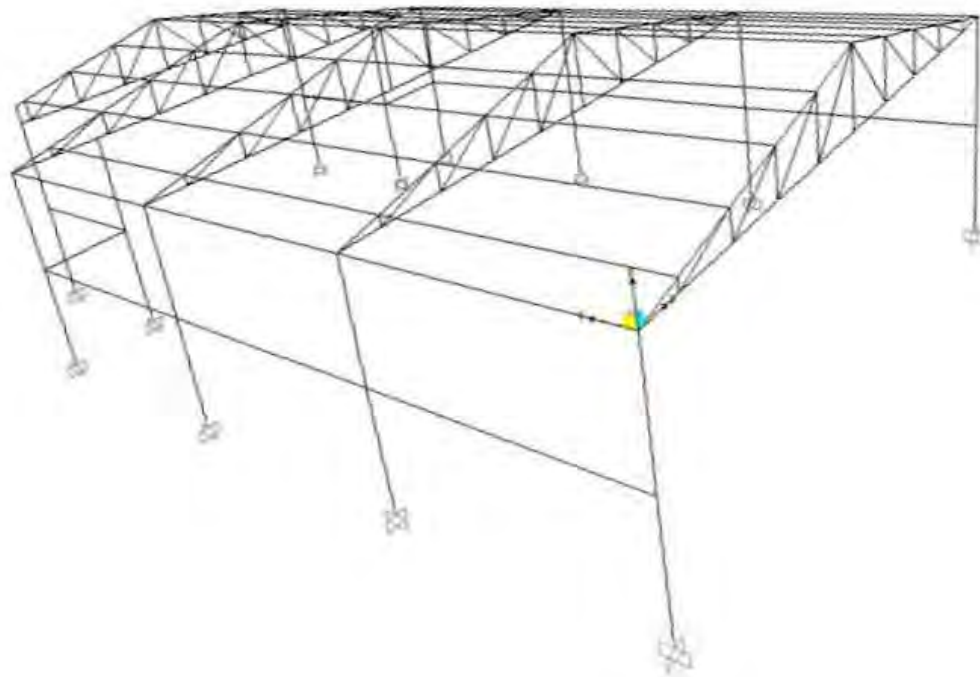
Los cálculos de la zapata de lindero se encuentran en el anexo 3.

Resultados:

Dimensiones		
B=	2.10	m
L=	2.10	m
d=	0.25	m
h=	0.30	m
Df=	1.30	m
Cx=	0.45	
Cy=	0.45	

6.6 Diseño estructura 2 (Nave industrial).

Modelo en el SAP 2000 estructura 2.



6.6.1 Diseño de los largueros utilizando el Reglamento de Michoacán.

1.-Información sobre la estructura y su ubicación

Estructura tipo 1.

Velocidad regional; Para Uruapan Michoacán: $V_o=80\text{Km/hr}$

Factor de Topografía; Para terreno plano: $K_1= 1.00$

Factor de recurrencia para tipo A: $K_2=1.15$

Según artículo 411 $P= NCV^2$ donde;

P = presión

$V=(V_o)(K_1)(K_2)$

$$N=.005 \left(\frac{8+a}{8+2a} \right)$$

a = altura sobre el nivel del mar= 1.6 km Uruapán

C =coeficiente de empuje

A continuación se dejara la formula de la presión en función de solo C :

$$N=.005 \left(\frac{8+1.6}{8+2(1.6)} \right) = .0042$$

$V=(80\text{Km/hr})(1.00)(1.15)= 92\text{Km/hr}$

$P=(.0042)(C)(80\text{Km/hr})^2 = \underline{35.55 C}$

2.- Determinación de los Coeficientes de empuje cuando el viento actúa normal a las generatrices

Según artículo 413

Para la cubierta

$\Theta= 12.30^\circ$

$\Theta= 12.30^\circ < 15^\circ$ por lo tanto;

Según reglamento

C1= -1.75 zona de barlovento

C2= -1.00 zona central

No se alcanza a desarrollar la zona de sotavento debido a las dimensiones de la estructura.

C3= -0.68 superficie inclinada de sotavento

Calculo de porcentaje de aberturas en las paredes

En paredes longitudinales

$$n = \frac{9.04}{161} (100) = 5.61\% < 30\%$$

En paredes transversales:

$$n = 0 < 30\%$$

Según artículo 413-9 para $n < 30\%$

$$C = 0.80 \frac{n}{30} \pm 0.30 \left(1 - \frac{n}{30}\right) \quad \text{Si las aberturas están del lado del barlovento.}$$

$$C = -0.60 \frac{n}{30} \pm 0.30 \left(1 - \frac{n}{30}\right) \quad \text{Si las aberturas están del lado de sotavento, o en un costado.}$$

Barlovento

$$C = 0.80 \frac{5.61}{30} \pm 0.30 \left(1 - \frac{5.61}{30}\right) = 0.39, -0.09$$

Sotavento

$$C = -0.60 \frac{5.61}{30} \pm 0.30 \left(1 - \frac{5.61}{30}\right) = 0.13, -0.36$$

Costado

$$C = -0.60 \frac{0}{30} \pm 0.30 \left(1 - \frac{0}{30}\right) = 0.3, -0.3$$

Sumando:

$$c_i = 0.83$$

$$c_i = -0.75$$

$C = C_e + C_i$ utilizando el C_i correspondiente al que propone un valor mas desfavorable.

$$C_1 = -1.75 - 0.75 = -2.5$$

$$C_2 = -1.00 - 0.75 = -1.75$$

$$C_3 = -0.68 - 0.75 = -1.43$$

3.- Calculo de presiones

Aplicando la ecuación de presión obtenida en el paso 1.

35.55 C

$$P_1 = -88.885 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = -62.222 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_3 = -50.846 \text{ Kg/m}^2$$

4.- Determinación de los coeficientes de empuje cuando el viento actúa paralelamente a las generatrices.

Según artículo 413-2

$$C_4 = -1.75$$

$$C_5 = -1.00$$

$$C_6 = -0.40$$

Barlovento

$$C = 0.80 \frac{0}{30} \pm 0.30(1 - \frac{0}{30}) = .0.30, - 0.30$$

Sotavento

$$C = -0.60 \frac{0}{30} \pm 0.30(1 - \frac{0}{30}) = 0.30, -0.30$$

Costado

$$C = -0.60 \frac{5.61}{30} \pm 0.30(1 - \frac{5.61}{30}) = 0.13, -0.36$$

Sumando:

$$ci = 0.73$$

$$ci = -0.96$$

$C = C_e + C_i$ utilizando el C_i correspondiente al que propone un valor más desfavorable.

$$C_4 = -1.75 - 0.96 = -2.71$$

$$C_5 = -1.00 - 0.96 = -1.96$$

$$C_6 = -0.40 - 0.96 = -1.36$$

5.- Calculo de presiones

$$P = 35.55 C$$

$$P_4 = -96.204 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_5 = -69.541 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_6 = -48.211 \text{ Kg/m}^2$$

6.- Análisis de cargas sobre el larguero.

Especificaciones

Lamina R-101 calibre 28 peso 3.92 Kg/m²

peso= 3.92 kg/m²

fy= 3220 Aceros PTR

fy= 3850 perfil de acero tomado en frio

Fb= 2310 Kg/m²

Análisis de cargas

suponiendo larguero	CPL2 6"	CALIBRE	
Peso=	7.84 Kg/m	10	
Separación entre largueros=	2 m	sx=	45.86 cm
Peso estimado del larguero=	3.92 Kg/m ²	sy=	11.05 cm
peso total sobre larguero=	7.84 Kg/m ²		

7.- Calculo de los largueros (ante cargas permanentes)

Separación entre armaduras= 7 m

Longitud de larguero = 7 m

Separación entre largueros= 2 m

Carga por ml de larguero = 15.7 Kg/m

$$M_x = \frac{wyL}{8} + \frac{PmyL}{4}$$

$$M_y = \frac{wxL}{8} + \frac{PmxL}{4}$$

Pm = carga de montaje= 100 Kg

wx=w Senθ

wy=w Cosθ

Pmx= Pm Senθ

$$P_{my} = P_m \cos\theta$$

$$\begin{aligned} P_m &= 100 \text{ Kg} \\ w_x &= 3.34 \text{ Kg/m} \\ w_y &= 15.32 \text{ Kg/m} \\ P_{mx} &= 21.30 \text{ Kg} \\ P_{my} &= 97.70 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= 264.82 \text{ Kg m} \\ M_y &= 57.74 \text{ Kg m} \end{aligned}$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{s_x}$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{s_y} \quad \text{Se tomara solo 50\% de } s_y \text{ por efectos de torsión.}$$

$$\begin{aligned} f_{bx} &= 577.45 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{by} &= 1045.1 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{bx} + f_{by} = 1622.51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{bx} + f_{by} \leq 2310 \text{ kg/cm} \quad 29.76\% \text{ sobrada}$$

8.- Revisión del larguero por carga accidental (viento)

Con el viento actuando paralelo a las generatrices

$$P_{prom} = -77.79 \text{ Kg/m}^2$$

Con el viento actuando perpendicular a las generatrices

$$P_{prom} = -78.353 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{rige} = -78.353 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{succión}$$

$$M_{viento} = \frac{wvL}{8}$$

Carga por metro lineal de larguero

$$wv = -156.7058 \text{ Kg/m}$$

$$M_{viento} = -959.8228 \text{ Kg m}$$

$$M_x = -865.99 \text{ Kg m}$$

$$M_y = 57.74 \text{ Kg m}$$

Momento sin tomar en cuenta la carga de montaje.

$$f_{bx} = 1888.328 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{by} = 1045.063 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{bx} + f_{by} = 2933.392 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Permisible } 1.33 * F_b = 3072.3 \text{ Kg/cm}^2 \text{ se acepta } \begin{matrix} 4.52\% \\ \text{Sobrado} \end{matrix}$$

6.6.2 Diseño de las barras a tensión.

DISEÑO CUERDA INFERIOR	
------------------------	--

T=	1886.2 Kg
L=	195.41 cm
K=	1
Acero PTR	
Fy=	3200 kg/cm ²
ft=	2112 kg/cm ²
Area requerida	
A=	0.89 cm ²

Proponiendo

PTR 1 " X 1 "

A=	2.07 Cm ²
Peso=	1.62 kg/m
rx=ry=	0.92 cm

$$\frac{KL}{r} < 250 \quad \text{pasa la relacion de esbeltez}$$

Revisando la relación de esbeltez
 KL/R= 212.40 pasa

DISEÑO DIAGONALES	
-------------------	--

T=	351.9 Kg
L=	279.62 cm
K=	1
Acero PTR	
Fy=	3200 kg/cm ²
ft=	2112 kg/cm ²
Area requerida	
A=	0.17 Cm ²

Proponiendo

PTR 1 " X 1 "

A=	1.79 Cm ²
Peso=	1.4 kg/m
rx=ry=	0.96 cm

Revisando la relación de esbeltez

KL/R= 291.27 Pasa

KL/R<300 para elementos secundarios

6.6.3 Diseño de las barras a compresión.

DISEÑO CUERDA SUPERIOR

C= 2028.30 Kg

K= 1

L= 200 cm

Se propone

PTR 1 1/2 "X 1 1/2"

fy= 3200 kg/cm²

A= 3.74 cm²

Peso= 2.95 Kg/m

rx= 1.42 cm

ry= 1.42 cm

Revisando relación de esbeltez

$$\frac{KL}{r} < 200$$

KL/R= 140.85 pasa

$$\left(\frac{KL}{r}\right)^c = \frac{6340}{\sqrt{fy}} = 112.08$$

b= 3.8 cm

t= 0.28 cm

b/t= 13.57

2100/(fy)^(1/2)= 37.12

Se aplica la ecuación 324-1 y 324-2

Fa= 545.1163 Kg/cm²

C admisible = Fa*A= 2038.735 Kg se acepta

0.51 %

Sobrada

DISEÑO MONTANTES

C= 239.2 Kg
 K= 1
 L= 157.4 cm
 Se propone
 PTR 1 "X 1"
 fy= 3200 kg/cm²
 A= 2.07 cm²
 Peso= 1.62 Kg/m
 rx= 0.92 cm
 ry= 0.92 cm

Revisando relación de esbeltez

$$\frac{KL}{r} < 200$$

KL/R= 171.09 pasa

$$\left(\frac{KL}{r}\right)^2 = \frac{6340}{\sqrt{fy}} = 112.08$$

b= 2.54 cm
 t= 0.24 cm

b/t= 10.58

2100/(fy)^(1/2)= 37.12 Se aplica la ecuación 324-1 y 324-2

Fa= 369.4355 Kg/cm²
 C admisible = Fa*A= 764.7315 Kg se acepta

Sobrada

6.6.4 Diseño de la Placa.

Datos		
P =	570	kg
f'c =	200	kg/cm ²
fy =	2530	kg/cm ²

$$F_p = 75 \text{ kg/cm}^2$$

W actuante =	570	kg
factor de amplificación =	1	
fb =	1669.80	kg/cm ²

$$A \text{ necesaria} = 7.60 \text{ cm}^2$$

Dimensiones del PTR		
d =	3.8	cm
b =	15	cm
Área =	57	cm ²
m =	1.91	cm

Dimensiones reales de la placa		
Propuestas		
N =	3.0	pulg
B =	1	pulg

$$A_{\text{real}} = 19 \text{ cm}^2 \text{ Pasa}$$

Esfuerzo real en la base			
fp =	29.45	kg/cm ²	Pasa

Espesor de la placa			
t =	4.39	mm	

Placa comercial		
t =	1/4	pulg.
t =	6.35	mm
peso =	49.8	kg/m ²

Diámetro de las anclas			
	fv =	1012	kg/cm ²
	Vs =	71.25	kg
	A ancla =	5.29	mm ²
Por carga permanente =		14.25	kg
Por carga vertical + sismo =		57	kg

Proponiendo 2 varillas del # 3

			Se	
φ comercial =	71.26	mm ²	acepta	
D nominal =	9.525	mm	Nº =	3
μ =	17	kg/cm ²	Tipo:	corrugada
La =	36	cm		

6.6.5 Calculo de la longitud de Soldadura.

$$C = 2028.3 \text{ kg}$$

Se propone soldadura E70XX

$$Fv_{soldadura} = \frac{1260 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \text{ (tabla 347 - 1)}$$

$$\text{Capacidad del filete} = LH \text{ Sen}45 (Fv_{soldadura})$$

Despejando L

$$L = \frac{C}{H \text{ sen } 45 Fv \text{ sold.}}$$

$$\text{Proponiendo } H = \frac{1}{8}''$$

$$L = \frac{2028.3 \text{ Kg}}{(1/8'')(2.54 \text{ cm})(\text{sen}45)(1260 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$L = 7.2 \text{ cm}$$

$$H = 1/8''.$$

6.6.6 Diseño trabe.

Lecho inferior

M(+)=	3.31	ton m	ρ_{bal}	0.0162
Mu=	4.63	ton m	ρ =	0.0020
b=	25	cm	ρ_{min} =	0.0026
d=	50	cm	ρ_{max} =	0.0121
Fr=	0.9		$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	136	kg/cm ²	ρ_{rige} =	0.0026
fy=	4200	kg/cm ²	As=	3.3cm ²

Lecho superior

M(-)=	5.81	ton m	ρ_{bal}	0.0162
Mu=	8.13	ton m	ρ =	0.0036
b=	25	cm	ρ_{min} =	0.0026
d=	50	cm	ρ_{max} =	0.0121
Fr=	0.9		$\rho_{max}>\rho$	se cumple
f'c=	136	kg/cm ²	ρ_{rige} =	0.0036
fy=	4200	kg/cm ²	As=	4.56cm ²

Diseño por cortante

V=	4.71 ton	Vcr=	3693.54 Kg
Vu=	6.594 ton	Vcr<Vu	
b=	25 cm	Proponiendo estribos del #2.5 en 2 ramas	
d=	50 cm		
Fr=	0.8		estribos del # 2.5
ρ_{real} =	0.0046	a_o =	0.4948 cm ²
f'c=	200 Kg/cm ²	Av=	0.9897 cm ²
f*c=	160 Kg/cm ²	Vsr=	2900.46 Kg
fy=	4200 Kg/cm ²	S=	57.32 cm
		Smin=	6 cm
		Smax=	25 cm

Como S>Smax, la separacion sera 25 cm

Utilizar estribos del # 2.5 @ 25 cm

6.6.7 Diseño Columna.

Diseño Columna

P=	10.28	ton		
Mx=	0.04	ton m	Fr=	0.8
My=	0.3	ton m	b=	30 cm
fy=	4200	Kg/cm ²	h=	30 cm
f'c=	200	Kg/cm ²		
f*c=	160			
f''c=	136	Kg/cm ²		

Elementos Mecánicos

Pu=	14.39	ton
Mux=	0.056	ton m
Muy=	0.42	ton m

Proponiendo ρ

ρ =	0.0048
q=	0.1482

Calculo P_{RO}

P _{RO} =	111965.2	kg
-------------------	----------	----

Calculando P_{RX}

dx/hx=	0.83	
ea=	2	cm
ex=	2.39	cm
ex/hx	0.08	
Kx=	1.09	
P _{RX} =	106732.8	Kg

Calculando P_{RY}

dy/hy=	0.833	
ea=	2.00	cm
ey=	4.92	
ey/hy=	0.16	
Ky=	0.80	
P _{RY} =	78336	Kg

Calculando P_R

$$P_R = 75738.26 \text{ Kg}$$

$$P_R = 75.73826 \text{ ton} \quad \text{Se acepta}$$

Verificando $P_R/P_{RO} > 0.1$

$$P_R/P_{RO} = 0.68 \quad \text{Cumple}$$

Calculando A_s

$$A_s = 4.32 \text{ cm}^2$$

Propuesta

Utilizando varillas del # 4

$$a_o = 1.2668$$

numero de varillas 4

$$A_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

Diseño por cortante

$$V_{\max x} = 0.14 \text{ ton}$$

$$V_{ux} = 0.14 \text{ ton}$$

$$V_{\max y} = 0.04 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = 0.04 \text{ ton}$$

$$\rho_{\text{cara}(x)} = 0.0028$$

Calculo de VCR

$$FR(.7 * f_c * A_g + 2000 * A_s) = 88747 \text{ kg}$$

Como $P_u < FR(.7 * f_c * A_g + 2000 * A_s)$

Se acepta caso 1 del RCDF

como $\rho < .15$

$$V_{cR} = 2162.93 \text{ requiere E \# 2.5 @ d/2}$$

Requiere E # 2.5 @ 15cm

6.6.8 Diseño cimentación.

Los cálculos de la zapata de esquina se encuentran en el anexo 4.

Resultados

Dimensiones		
B=	1.30	m
L=	1.30	m
d=	0.15	m
h=	0.2	m
Df=	1.3	m
Cx=	0.3	m
Cy=	0.3	m

Los cálculos de la zapata de lindero se encuentran en el anexo 5.

Resultados

Dimensiones		
B=	1.45	m
L=	1.45	m
d=	0.2	m
h=	0.25	m
Df=	1.3	m
Cx=	0.3	m
Cy=	0.3	m

Con los resultados obtenidos en la presente investigación se puede concluir que se cumplió satisfactoriamente con los objetivos propuestos, tales como determinar las dimensiones óptimas de los elementos estructurales garantizando así un comportamiento satisfactorio durante la vida útil de la estructura. Además de demostrar la importancia del cálculo estructural.

CONCLUSIONES

El diseño estructural a tomado un lugar importante en la vida del hombre desde su aparición, puesto que desde la misma se ha visto en la necesidad de construir un lugar donde vivir.

Conforme el hombre fue evolucionando sus necesidades fueron creciendo y así mismo se vio sometido a construir obras más grandes y complejas, por lo que fue indispensable estudiar las características de los materiales con los que el hombre realizaba sus estructuras así como su comportamiento mecánico. Es así como a lo largo de la vida se han ido desarrollando métodos de análisis y de diseño para las diferentes estructuras que el hombre se ve obligado a construir.

En la presente tesis se desarrolló el diseño estructural óptimo para un teatro en la ciudad de Uruapan, cuyos resultados garantizan un comportamiento satisfactorio de la estructura durante su vida útil ante las cargas a las que será sometida.

También se demuestra la importancia del cálculo estructural en las obras civiles puesto que, aunque este represente un gasto inicial, los beneficios que genera son mayores, ya que mediante el diseño se determinan las dimensiones óptimas logrando que esta sea más económica, además de evitar costos de mantenimiento excesivos por el mal comportamiento de la estructura.

Durante el desarrollo de la presente investigación se fueron cumpliendo con otros objetivos los cuales consistían en proporcionar al investigador los pasos a seguir para realizar un cálculo estructural, definiendo los métodos de análisis y

diseño estructural, para posteriormente determinar las características geométricas y mecánicas de los elementos estructurales para la construcción del teatro.

Como resultado de esta investigación se obtuvieron las dimensiones óptimas de los elementos estructurales, tales como trabes, columnas, losas, armaduras y elementos que la integran, largueros etcétera, en cuanto a la subestructura se propuso una cimentación conformada por zapatas aisladas tanto para la nave industrial como para la estructura de concreto sin embargo de acuerdo con los resultados obtenidos se puede observar que la cimentación calculada solo resulta ser óptima para nuestra segunda estructura la cual es la nave industrial ya que para la estructura de concreto las dimensiones de zapata obtenidas resultan ser muy grandes en comparación con la separación entre columnas por lo que es más recomendable proponer otro tipo de cimentación como puede ser zapatas corridas o una losa de cimentación, para así mismo elegir la que resulte más económica y garantice el mejor comportamiento de la estructura.

Las dimensiones óptimas calculadas fueron plasmadas posteriormente en los planos estructurales de la presente investigación, los cuales se encuentran en los anexos.

BIBLIOGRAFÍA

Bowles Joseph, E. (1989)

Diseño de acero estructural.

Ed. Limusa. México.

González Cuevas, Oscar M. (2005)

Aspectos fundamentales del concreto reforzado.

Ed. Limusa. México.

Hernández Sampieri, Roberto Cols. (2005)

Metodología de la investigación.

Ed. McGraw-Hill. México.

McCormac C. Jack. (2006)

Diseño de concreto reforzado 5ª edición.

Ed. Alfaomega. México.

Meli Piralla, Roberto. (2004)

Diseño estructural.

Ed. Limusa. México.

Mendieta Alatorre (2005)

Métodos de investigación y manual académico.

Ed. Porrúa. México.

Nawy Edward G. (1988)

Concreto reforzado, un enfoque básico.

Ed. PrenticeHall Hispanoamerica. México.

Pérez Alamá, Vicente. (1993)

Diseño y calculo de estructuras de concreto reforzado por resistencia máxima y de servicio.

Ed. Trillas. México.

Tamayo y Tamayo, Mario. (2000)

El proceso de la investigación científica.

Ed. Limusa. México.

	CM+CV	Sismo x	Sismo y	CM+CV+5X+30%Sy	CM+CV+30%5X+5y
P=	30.25	0	0	30.25	30.25
Mx=	1.16	0	0	1.16	1.16
My=	0.54	0	0	0.54	0.54

Cx=	0.45	m	Fc=	1.5		Fr pe=	0.8
Cy=	0.45	m	Fr=	0.8		γconcreto=	2.4
qr=	8	t/m ²	f'c=	200	kg/cm ²	γQplanta=	2.2
Df=	13	m	F'c=	160	kg/cm ²		
γ=	14	t/m ³	F'c=	136	kg/cm ²		

1.- Descarga Total		
a) CM+CV	b) CM+CV+5X+30%5y	c) CM+CV+5X+30%5y
Pt=P+Ws+Req	Pt=P+Ws+Req	Pt=P+Ws+Req
Ws= 0.2(P) si Df<1.5	Ws= 0.2(P) si Df<1.5	Ws= 0.2(P) si Df<1.5
Ws= 0.3(P) si Df>1.5	Ws= 0.3(P) si Df>1.5	Ws= 0.3(P) si Df>1.5
Wsrec= 6.05 ton	Wsrec= 6.050 ton	Wsrec= 6.050 ton
Ws= 12.65 ton	Ws= 6.05 ton	Ws= 6.05 ton
Req=1.5(Mx+My)	Req= 1.5(Mx+My)	Req= 1.5(Mx+My)
Req= 2.55 ton	Req= 2.550 ton	Req= 2.550 ton
Pt=P+Ws+Req	Pt=P+Ws+Req	Pt=P+Ws+Req
Pt= 45.45 ton	Pt= 38.850 ton	Pt= 38.85 ton
		Rige
		Pt= 45.450 ton

2.- Dimensionamiento		
qr= 8.00 t/m ²		Sustituyendo L
Az=Pt/qr		Az=B*(L/B)B
Az= 5.68125 m ²		A=(L/B)B ²
		Despejando B
		B=(Az/(L/B))^(1/2)
L/B=Cx/Cy		B= 2.38 m
L/B= 1		B= 2.40 m construc.
L= (L/B)*B		L= 2.4 m
Az=B*L		L= 2.40 m construc.

3.- Presión de contacto		
ex=(Mx/(P+Ws))	ey=(My/(P+Ws))	L'=L-2ex
P= 30.25 ton	P= 30.25 ton	L'= 2.346 m
Ws= 12.65 ton	Ws= 12.65 ton	B'=B-2ey
Mx= 1.16 ton*m	My= 0.54 ton*m	B'= 2.375 m
ex= 0.027 m	ey= 0.013 m	A'=(B')(L')= 5.5712 m ²
		q=(P+Ws)/A'
		q= 7.70 t/m ²
Se admiten las dimensiones		

4.- Presión de diseño	
$q_u = F_c \cdot (P/A)$	
$q_u =$	8.145 t/m ²

5.- Peralte requerido por cortante como viga ancha			
$d \geq (q_u l) / (V_{cr} + q_u)$		$V_{cr} = 0.5 F_r (f'c)^{1/2}$	
$l = (L - C_x) / 2 =$	0.98 m	$V_{cr} =$	5.060 Kg/cm ²
$l = (B - C_y) / 2 =$	0.98 m	$d = (q_u l) / (V_{cr} + q_u)$	
$l =$	0.975 m	$d =$	0.135 m

6.- Peralte requerido por cortante por penetración			
$(q_u + 4V_{cr})d^2 + ((q_u + 2V_{cr})(C_x + C_y))d - q_u C_x C_y - P_u = 0$			
$V_{cr} = F_r (f'c)^{1/2}$			
$V_{cr} =$	10.1193 Kg/cm ²		
$V_{cr} =$	101.193 ton/m ²		
$P_u = F_c \cdot P$			
$P_u =$	45.375 ton		
	$412.916 d^2 +$	$189.5 d +$	$-43.73 = 0$
$d_1 =$	-0.63		
$d_2 =$	0.169		
$d + 5cm$			
$d =$	0.169 m		
$d =$	0.219 m		
Peralte que exige			
$d_{rige} =$	0.219 m		
$d_{const.} =$	0.25 m		

Revisión por cortante

$V_{cr} > V_u$

Determinar si hay momentos

Sentido x

$$M_{ux} = F_d (M_x) = 1.740 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_f = (C_x + d)(C_y + d) = 0.49 \text{ m}^2$$

$$V_u = P_u - q_u A_f = 41.384 \text{ ton}$$

$$.2V_{ud} = V_u \cdot d = 2.06921$$

$$M_{ux} > .2V_{ud}$$

no hay transmisión de momentos

Determinar si hay momentos

Sentido y

$$M_{uy} = F_d (M_y) = 0.810 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_f = (C_x + d)(C_y + d) = 0.49 \text{ m}^2$$

$$V_u = P_u - q_u A_f = 41.38413 \text{ ton}$$

$$.2V_{ud} = V_u \cdot d = 2.069206$$

$$M_{uy} > .2V_{ud}$$

no hay transmisión de momentos

$V_u = (V_u/bod) + ((\alpha M_{ux} C_{cb})/J_{ox}) + ((\alpha_y M_{uy} C_{cd})/J_{cy})$ si transmite momento en los dos sentidos

$$\alpha_x = 1 - (1 / (1 + .67 ((C_x + d) / (C_y + d))^{1/2}))$$

$$\alpha_x = 0.401$$

$$\alpha_y = 1 - (1 / (1 + .67 ((C_y + d) / (C_x + d))^{1/2}))$$

$$\alpha_y = 0.401$$

$$b_o = 2((C_x + d) + (C_y + d)) = 2.8 \text{ metros}$$

$$C_{cb} = (C_x + d) / 2 = 0.35 \text{ m}$$

$$C_{cd} = (C_y + d) / 2 = 0.35 \text{ m}$$

$$J_{ox} = ((d(C_x + d)^3) / 6) + ((d^3(C_x + d)) / 6) + ((d(C_y + d)(C_x + d)^2) / 2)$$

$$J_{ox} = 0.01429167 + 0.0018 + 0.042875$$

$$J_{ox} = 0.059 \text{ m}^4$$

$$J_{cy} = ((d(C_y + d)^3) / 6) + ((d^3(C_y + d)) / 6) + ((d(C_x + d)(C_y + d)^2) / 2)$$

$$J_{cy} = 0.01429167 + 0.0018 + 0.042875$$

$$J_{cy} = 0.059 \text{ m}^4$$

$$V_u = 59.12 \text{ ton/m}^2$$

Si pasa

Dimensiones		
B=	2.40	m
L=	2.4	m
d=	0.25	m
h=	0.3	m
Df=	1.3	m
Cx=	0.45	m
Cy=	0.45	m

$$W_{\text{plantilla}} = 0.6336 \text{ ton}$$

$$W_{\text{losa}} = 4.1472 \text{ ton}$$

$$W_{\text{da do}} = 0.4617 \text{ ton}$$

$$W_{\text{relleno}} = 7.391 \text{ ton}$$

$$W_{\text{real}} = 12.634 \text{ ton}$$

pasa

Diseño por flexión

$$M_u = (q_u \cdot l^2) / 2$$

$$M_u = 3.8712 \quad s_{\text{max}} = 50 \text{ cm}$$

$$p = 0.0017 \quad s_{\text{min}} = 6 \text{ cm}$$

$$A_s = 4.21$$

$$a_o = 1.27 \text{ varillas del } \# \quad 4$$

$$s = 30.12$$

	CM+CV	Sismo x	Sismo y	CM+CV+30%Sx	CM+CV+30%Sy
P=	14.46	0	0	14.46	14.46
Mx=	0.62	0	0	0.62	0.62
My=	0.45	0	0	0.45	0.45

Ox=	0.45	m	Fc=	15	Fr pen=	0.8
Oy=	0.45	m	Fr=	0.8	γconcreto=	2.4
qr=	8	t/m ²	f'c=	200	γplantilla=	2.2
Df=	13	m	f's=	160		
γ=	14	t/m ³	f'c=	136		

1.- Descarga Total		
a) CM+CV Pt=P+W _s +Peq W _s = 0.2(P) si Df<1.5 W _s = 0.3(P) si Df>1.5 W _{sec} = 2.892 ton W _s = 6.5 ton Peq=1.5(Mx+My) Peq= 1.605 ton Pt=P+W _s +Peq Pt= 22.565 ton	b) CM+CV+5X+30%Sy Pt=P+W _s +Peq W _s = 0.2(P) si Df<1.5 W _s = 0.3(P) si Df>1.5 W _{sec} = 2.892 ton W _s = 2.892 ton Peq=1.5(Mx+My) Peq= 1.605 ton Pt=P+W _s +Peq Pt= 18.957 ton	c) CM+CV+5X+30%Sy Pt=P+W _s +Peq W _s = 0.2(P) si Df<1.5 W _s = 0.3(P) si Df>1.5 W _{sec} = 2.892 ton W _s = 2.892 ton Peq=1.5(Mx+My) Peq= 1.605 ton Pt=P+W _s +Peq Pt= 18.957 ton

Rige
Pt= 22.565 ton

2.- Dimensionamiento		
qr= 8.00 t/m ²	Sustituyendo L	
Az=Pt/qr	Az=B*(L/B)B	
Az= 2.82063 m ²	A=(L/B)B ²	
	Despejando B	
	B=(Az/(L/B))^(1/2)	
L/B=Ox/Cy	B= 1.68 m	
L/B= 1	B= 1.70 m	construc.
L= (L/B)*B	L= 1.7 m	
Az=B*L	L= 1.70 m	construc.
Presión de contacto		
ex=(Mx/(P+W _s))	ey=(My/(P+W _s))	L'=L-2ex
P= 14.46 ton	P= 14.46 ton	L'= 1.641 m
W _s = 6.5 ton	W _s = 6.5 ton	B'=B-2ey
Mx= 0.62 ton*m	My= 0.45 ton*m	B'= 1.657 m
ex= 0.030 m	ey= 0.021 m	A'=(B')(L')= 2.719 m ²
		q=(P+W _s)/A'
		q= 7.71 t/m ²
		Se admiten las dimensiones

4.- Presion de diseño

$$q_u = F_c / (P/A')$$

$$q_u = 7.977 \text{ t/m}^2$$

5.- Peralte requerido por cortante como viga ancha

$$d \geq (q_u l) / (V_{cr} + q_u)$$

$$l = (L - O_x) = 1.25 \text{ m}$$

$$l = (B - O_y) = 1.25 \text{ m}$$

$$l = 1.25 \text{ m} \quad \text{rige}$$

$$V_{cr} = 0.5 F_r (f'c)^{1/2}$$

$$V_{cr} = 5.060 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = (q_u l) / (V_{cr} + q_u)$$

$$d = 0.170 \text{ m}$$

Peralte requerido por cortante por penetración

$$((q_u/4) + V_{cr})d^2 + (((q_u/2) + V_{cr})(O_x + O_y))d + q_u O_x O_y - P_u = 0$$

$$V_{cr} = F_r (f'c)^{1/2}$$

$$V_{cr} = 10.1192885 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{cr} = 101.192885 \text{ ton/m}^2$$

$$P_u = F_c \cdot P$$

$$P_u = 21.69 \text{ ton}$$

$$103.187205 d^2 + 94.6634 d - 20.07 = 0$$

$$d_1 = -1.0951$$

$$d_2 = 0.17766$$

$$d + 5 \text{ cm}$$

$$d = 0.178 \text{ m}$$

$$d = 0.228 \text{ m}$$

Peralte que rige

$$\text{rige } d = 0.228 \text{ m}$$

$$d_{const.} = 0.25 \text{ m}$$

Revisión por cortante

$$V_{cr} \geq V_u$$

Determinar si hay momentos

Sentido x

$$M_{ux} = F_d (M_x) = 0.930 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_f = (O_x + d)(O_y + d) = 0.49 \text{ m}^2$$

$$V_u = P_u - q_u A_f = 17.781 \text{ ton}$$

$$.2 V_u d \leq V_u^* d = 0.88906$$

$$M_{ux} \leq .2 V_u d$$

Si hay transmisión de momentos

Determinar si hay momentos

Sentido y

$$M_{uy} = F_d (M_y) = 0.675 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_f = (O_x + d)(O_y + d) = 0.49 \text{ m}^2$$

$$V_u = P_u - q_u A_f = 17.78113 \text{ ton}$$

$$.2 V_u d \leq V_u^* d = 0.889057$$

$$M_{uy} \leq .2 V_u d$$

no hay transmisión de momentos

$$Vu = (Vu/bod) + ((\alpha_x M_{luzCab})/I_{cx}) + ((\alpha_y M_{luzCod})/I_{cy})$$

$$\alpha_x = 1 - (1 / (1 + .67 * ((Cx+d)/(Cy+d))^{1/2})))$$

$$\alpha_x = 0.401$$

$$\alpha_y = 1 - (1 / (1 + .67 * ((Cy+d)/(Cx+d))^{1/2})))$$

$$\alpha_y = 0.401$$

$$b = 2 * ((Cx+d) + (Cy+d)) = 2.8 \text{ metros}$$

$$Cab = (Cx+d)/2 = 0.35 \text{ m}$$

$$Cod = (Cy+d)/2 = 0.35 \text{ m}$$

$$I_{cx} = ((d * (Cx+d)^3)/6) + ((d^3 * (Cx+d))/6) + ((d * (Cy+d) * (Cx+d)^2)/2)$$

$$I_{cx} = 0.01429167 + 0.0018 + 0.042875$$

$$I_{cx} = 0.059 \text{ m}^4$$

$$I_{cy} = ((d * (Cy+d)^3)/6) + ((d^3 * (Cy+d))/6) + ((d * (Cx+d) * (Cy+d)^2)/2)$$

$$I_{cy} = 0.01429167 + 0.0018 + 0.042875$$

$$I_{cy} = 0.059 \text{ m}^4$$

$$Vu = 27.62 \text{ ton/m}^2$$

Si pasa

Dimensiones		
B=	1.70	m
L=	1.7	m
d=	0.25	m
h=	0.3	m
Df=	1.3	m
Cx=	0.45	
Cy=	0.45	

$$W_{plantilla} = 0.3179 \text{ ton}$$

$$W_{losa} = 2.0808 \text{ ton}$$

$$W_{dado} = 0.4617 \text{ ton}$$

$$W_{relleno} = 3.574 \text{ ton}$$

$$W_{wrea} = 6.4348 \text{ ton}$$

pasa

Diseño por flexión

$$Mu = (q_u * l^2)/2$$

$$Mu = 6.2323 \quad s_{max} = 50 \text{ cm}$$

$$p = 0.0028 \quad s_{min} = 6 \text{ cm}$$

$$As = 6.89$$

$$a_o = 1.98 \text{ varillas del } \# 5$$

$$s = 28.74$$

	CM+CV	Sismo x	Sismo y	CM+CV+30%SX	CM+CV+30%SY
P=	24.16	0	0	24.16	24.16
Mx=	0.64	0	0	0.64	0.64
My=	0.53	0	0	0.53	0.53

Cx=	0.45 m	Fc=	15	Fr per=	0.8
Cy=	0.45 m	Fr=	0.8	$\gamma_{concreto}$ =	2.4
qr=	8 t/m ²	f'c=	200 kg/cm ²	$\gamma_{plantilla}$ =	2.2
Df=	13 m	f*c=	160 kg/cm ²		
γ =	14 t/m ³	f'c=	136 kg/cm ²		

1.- Descarga Total		
a) CM+CV	b) CM+CV+30%SX	c) CM+CV+30%SY
Pt=P+Ws+Peq	Pt=P+Ws+Peq	Pt=P+Ws+Peq
Ws= 0.2(P) si Df<1.5	Ws= 0.2(P) si Df<1.5	Ws= 0.2(P) si Df<1.5
Ws= 0.3(P) si Df>1.5	Ws= 0.3(P) si Df>1.5	Ws= 0.3(P) si Df>1.5
Wsrec= 4.832 ton	Wsrec= 4.832 ton	Wsrec= 4.832 ton
Ws= 9.72 ton	Ws= 4.832 ton	Ws= 4.832 ton
Peq=1.5(Mx+My)	Peq=1.5(Mx+My)	Peq=1.5(Mx+My)
Peq= 1.755 ton	Peq= 1.755 ton	Peq= 1.755 ton
Pt=P+Ws+Peq	Pt=P+Ws+Peq	Pt=P+Ws+Peq
Pt= 35.635 ton	Pt= 30.747 ton	Pt= 30.747 ton

Rige
Pt= 35.635 ton

2.- Dimensionamiento		
qr= 8.00 t/m ²	Sustituyendo L	
Az=Pt/qr	Az=B*(L/B)B	
Az= 4.45438 m ²	A=(L/B)B ²	
	Despejando B	
	B=(Az/(L/B))^(1/2)	
L/B=Cx/Cy	B= 2.11 m	
L/B= 1	B= 2.10 m	construc.
L= (L/B)*B	L= 2.1 m	
Az=B*L	L= 2.10 m	construc.
Presión de contacto		
ex=(Mx/(P+Ws))	ey=(My/(P+Ws))	L'=L-2ex
P= 24.16 ton	P= 24.16 ton	L'= 2.062 m
Ws= 9.72 ton	Ws= 9.72 ton	B'=B-2ey
Mx= 0.64 ton*m	My= 0.53 ton*m	B'= 2.069 m
ex= 0.019 m	ey= 0.016 m	A'=(B')(L')= 4.2661 m ²
		q=(P+Ws)/A'
		q= 7.94 t/m ²
		Se admiten las dimensiones

4.- Presión de diseño

$$q_u = F_c \cdot (P/A')$$

$$q_u = 8.485 \text{ t/m}^2$$

5.- Peralte requerido por cortante como viga a ncha

$$d \geq (q_u l) / (V_c + q_u)$$

$$l = (L - C_x) / 2 = 0.83 \text{ m}$$

$$l = (B - C_y) = 1.65 \text{ m}$$

$$l = 1.65 \text{ m} \quad \text{rige}$$

$$V_c = 5 F_c (f'c)^{1/2}$$

$$V_c = 5.060 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = (q_u l) / (V_c + q_u)$$

$$d = 0.237 \text{ m}$$

Peralte requerido por cortante por penetración

$$(q_u/2 + 2V_c)d^2 + ((q_u/2 + V_c)(2C_x + C_y))d + q_u C_x C_y - P_u = 0$$

$$V_c = F_c (f'c)^{1/2}$$

$$V_c = 10.1192885 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 101.192885 \text{ ton/m}^2$$

$$P_u = F_c \cdot P$$

$$P_u = 36.24 \text{ ton}$$

$$206.683169 d^2 + 142.344 d - 34.52 = 0$$

$$d_1 = -0.8789$$

$$d_2 = 0.19007$$

$$d + 5 \text{ cm}$$

$$d = 0.190 \text{ m}$$

$$d = 0.240 \text{ m}$$

Peralte que rige

$$\text{rige } d = 0.240 \text{ m}$$

$$d_{\text{const.}} = 0.25 \text{ m}$$

Revisión por cortante

$$V_c > 2V_u$$

Determinar si hay momentos

Sentido x

$$M_{ux} = F_d (M_x) = 0.960 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_f = (C_x + d)(C_y + d) = 0.49 \text{ m}^2$$

$$V_u = P_u - q_u A_f = 32.078 \text{ ton}$$

$$.2V_{ud} = V_u \cdot d = 1.60888$$

$$M_{ux} > .2V_{ud}$$

no hay transmisión de momentos

Determinar si hay momentos

sentido y

$$M_{uy} = F_d (M_y) = 0.795 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_f = (C_x + d)(C_y + d) = 0.49 \text{ m}^2$$

$$V_u = P_u - q_u A_f = 32.07755 \text{ ton}$$

$$.2V_{ud} = V_u \cdot d = 1.603877$$

$$M_{uy} > .2V_{ud}$$

no hay transmisión de momentos

$V_u = (V_u/bod) + ((\alpha M_{luc} C_{cb})/J_{cx}) + ((\alpha_y M_{ly} C_{cd})/J_{cy})$ si transmite momento en los dos sentidos

$$\alpha_x = 1 - (1 / (1 + .67 \left(\frac{C_x + d}{C_y + d} \right)^{1/2})))$$

$$\alpha_x = 0.401$$

$$\alpha_y = 1 - (1 / (1 + .67 \left(\frac{C_y + d}{C_x + d} \right)^{1/2})))$$

$$\alpha_y = 0.401$$

$$b_o = 2((C_x + d) + (C_y + d)) = 2.8 \text{ metros}$$

$$C_{cb} = (C_x + d) / 2 = 0.35 \text{ m}$$

$$C_{cd} = (C_y + d) / 2 = 0.35 \text{ m}$$

$$J_{cx} = ((d(C_x + d)^3) / 6) + ((d^3(C_x + d)) / 6) + ((d(C_y + d)(C_x + d)^2) / 2)$$

$$J_{cx} = 0.01429167 + 0.0018 + 0.042875$$

$$J_{cx} = 0.059 \text{ m}^4$$

$$J_{cy} = ((d(C_y + d)^3) / 6) + ((d^3(C_y + d)) / 6) + ((d(C_x + d)(C_y + d)^2) / 2)$$

$$J_{cy} = 0.01429167 + 0.0018 + 0.042875$$

$$J_{cy} = 0.059 \text{ m}^4$$

$$V_u = 45.83 \text{ ton/m}^2$$

Si pasa

Dimensiones		
B=	2.10	m
L=	2.10	m
d=	0.25	m
h=	0.3	m
Df=	1.3	m
Cx=	0.45	
Cy=	0.45	

$$W_{\text{plancha}} = 0.4851 \text{ ton}$$

$$W_{\text{losa}} = 3.1752 \text{ ton}$$

$$W_{\text{cubo}} = 0.4617 \text{ ton}$$

$$W_{\text{relleno}} = 5.596 \text{ ton}$$

$$W_{\text{real}} = 9.718 \text{ ton}$$

pasa

Diseño por flexión

$$M_u = (q_u \cdot l^2) / 2$$

$$M_u = 11.5635 \quad s_{\text{max}} = 50 \text{ cm}$$

$$p = 0.0053 \quad s_{\text{min}} = 6 \text{ cm}$$

$$A_s = 13.33$$

$$a_o = 2.85 \text{ varillas del } \# \quad 6$$

$$s = 21.37$$

	CM+CV	Sismo x	Sismo y	CM+CV+5X+30%Sy	CM+CV+30%5X+5y
P=	7.75	0	0	7.75	7.75
Mx=	0.25	0	0	0.25	0.25
My=	0.76	0	0	0.76	0.76

Ox=	03	m	Fc=	15	Fr pe=	0.8	
Cy=	03	m	Fr=	0.8	γconcreto=	2.4	
qs=	8	t/m ²	f'c=	200	kg/cm ²	γCplantilla=	2.2
Df=	13	m	f'c=	160	kg/cm ²		
γ=	1.4	t/m ³	f'c=	136	kg/cm ²		

1.- Descarga Total		
a) CM+CV	b) CM+CV+5X+30%Sy	c) CM+CV+5X+30%Sy
Pt=P+W _s +Pe _q	Pt=P+W _s +Pe _q	Pt=P+W _s +Pe _q
W _s = 0.2(P) si Df<1.5	W _s = 0.2(P) si Df<1.5	W _s = 0.2(P) si Df<1.5
W _s = 0.3(P) si Df>1.5	W _s = 0.3(P) si Df>1.5	W _s = 0.3(P) si Df>1.5
W _{srec} = 1.55 ton	W _{srec} = 1.550 ton	W _{srec} = 1.550 ton
W _s = 3.66 ton	W _s = 1.55 ton	W _s = 1.55 ton
Pe _q =1.5(Mx+My)	Pe _q =1.5(Mx+My)	Pe _q =1.5(Mx+My)
Pe _q = 1.515 ton	Pe _q = 1.515 ton	Pe _q = 1.515 ton
Pt=P+W _s +Pe _q	Pt=P+W _s +Pe _q	Pt=P+W _s +Pe _q
Pt= 12.925 ton	Pt= 10.815 ton	Pt= 10.82 ton

Rige

Pt= 12.925 ton

2.- Dimensionamiento		
qs= 8.00 t/m ²	Az=Pt/qs	Sustituyendo L
Az= 1.61563 m ²	L/B=Ox/Cy	Az=B*(L/B)B
L/B=1	L/B= 1	A=(L/B)B ²
L= (L/B)*B	L= 1.30 m	Despejando B
Az=B*L	L= 1.30 m	B=(Az/(L/B))^(1/2)
		B= 1.27 m
		B= 1.30 m construc.
		L= 1.3 m
		L= 1.30 m construc.
Presión de contacto		
e _x =(Mx/(P+W _s))	e _y =(My/(P+W _s))	L'=L-2e _x
P= 7.75 ton	P= 7.75 ton	L'= 1.256 m
W _s = 3.66 ton	W _s = 3.66 ton	B'=B-2e _y
Mx= 0.25 ton*m	My= 0.76 ton*m	B'= 1.167 m
e _x = 0.022 m	e _y = 0.067 m	A'=(B')(L')= 1.4657 m ²
		q=(P+W _s)/A'
		q= 7.78 t/m ²
		Se admiten las dimensiones

4.- Presion de diseño

$$q_u = F_c \cdot (P/A')$$

$$q_u = 7.931 \text{ t/m}^2$$

5.- Peralte requerido por cortante como viga ancha

$$d \geq (q_u l) / (\sqrt{V_c} + q_u)$$

$$l = (L - C_x)$$

$$l = 1 \text{ m}$$

$$l = (B - C_y)$$

$$l = 1.00 \text{ m}$$

$$l = 1 \text{ m}$$

$$l = 1 \text{ m}$$

$$l = 1 \text{ m}$$

$$V_c = 5 F_c (P' d)^{1/2}$$

$$V_c = 5.060 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = (q_u l) / (\sqrt{V_c} + q_u)$$

$$d = 0.136 \text{ m}$$

Peralte requerido por cortante por penetración

$$((q_u/4) + V_c) d^2 + ((q_u/2) + V_c)(C_x + C_y) d + q_u C_x C_y - P_u = 0$$

$$V_c = F_c (f'c)^{1/2}$$

$$V_c = 10.1192885 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 101.192885 \text{ ton/m}^2$$

$$P_u = F_c \cdot P$$

$$P_u = 11.625 \text{ ton}$$

$$108.175741 d^2 + 68.0952 d + -10.91 = 0$$

$$d_1 = -0.7521$$

$$d_2 = 0.1406$$

$$d + 5 \text{ cm}$$

$$d = 0.141 \text{ m}$$

$$d = 0.191 \text{ m}$$

Peralte que rige

$$\text{rige } d = 0.191 \text{ m}$$

$$d_{\text{const.}} = 0.20 \text{ m}$$

Revisión por cortante

$$V_c \geq V_u$$

Determinar si hay momentos

Sentido x

$$M_{ux} = F_d (M_x) = 0.375 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_f = (C_x + d)(C_y + d) = 0.25 \text{ m}^2$$

$$V_u = P_u - q_u A_f = 9.642 \text{ ton}$$

$$.2 V_{ud} = V_u \cdot d = 0.38569$$

$$M_{ux} \cdot .2 V_{ud}$$

no hay transmisión de momentos

Determinar si hay momentos

Sentido y

$$M_{uy} = F_d (M_y) = 1.140 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_f = (C_x + d)(C_y + d) = 0.25 \text{ m}^2$$

$$V_u = P_u - q_u A_f = 9.642144 \text{ ton}$$

$$.2 V_{ud} = V_u \cdot d = 0.385686$$

$$M_{uy} \cdot .2 V_{ud}$$

Si hay transmisión de momentos

$$Vu = (Vu/bod) + ((\alpha_x M_{ux} C_{ab}) / J_{ox}) + ((\alpha_y M_{uy} C_{cd}) / J_{cy}) \quad \text{si transmite momento en los dos sentidos}$$

$$\alpha_x = 1 - (1 / (1 + .67 ((C_x + d) / (C_y + d))^{1/2})))$$

$$\alpha_x = 0.401$$

$$\alpha_y = 1 - (1 / (1 + .67 ((C_y + d) / (C_x + d))^{1/2})))$$

$$\alpha_y = 0.401$$

$$b_{ab} = 2((C_x + d) + (C_y + d)) = 2 \text{ metros}$$

$$C_{ab} = (C_x + d) / 2 = 0.25 \text{ m}$$

$$C_{cd} = (C_y + d) / 2 = 0.25 \text{ m}$$

$$J_{ox} = ((d(C_x + d)^3) / 6) + ((d^3(C_x + d)) / 6) + ((d(C_y + d)(C_x + d)^2) / 2)$$

$$J_{ox} = 0.00416667 + 0.0007 + 0.0125$$

$$J_{ox} = 0.017 \text{ m}^4$$

$$J_{cy} = ((d(C_y + d)^3) / 6) + ((d^3(C_y + d)) / 6) + ((d(C_x + d)(C_y + d)^2) / 2)$$

$$J_{cy} = 0.00416667 + 0.0007 + 0.0125$$

$$J_{cy} = 0.017 \text{ m}^4$$

$$Vu = 30.70 \text{ ton/m}^2$$

Si pasa

Dimensiones		
B=	1.30	m
L=	1.30	m
d=	0.2	m
h=	0.25	m
Df=	1.3	m
Cx=	0.5	m
Cy=	0.3	m

$$W_{\text{plantilla}} = 0.1859 \text{ ton}$$

$$W_{\text{losa}} = 1.014 \text{ ton}$$

$$W_{\text{dado}} = 0.216 \text{ ton}$$

$$W_{\text{relleno}} = 2.240 \text{ ton}$$

$$W_{\text{real}} = 3.6559 \text{ ton}$$

pasa

Diseño por flexión

$$M_u = (q_u \cdot l^2) / 2$$

$$M_u = 3.9657 \quad s_{\text{max}} = 30 \text{ cm}$$

$$p = 0.0027 \quad s_{\text{min}} = 6 \text{ cm}$$

$$A_s = 5.48$$

$$a_o = 1.27 \text{ varillas del } \# \quad 4$$

$$s = 23.13$$

	CM+CV	Sismo x	Sismo y	CM+CV+5X+30%Sy	CM+CV+30%SX+5Y
P=	11	0	0	11	11
Mx=	0.17	0	0	0.17	0.17
My=	0.15	0	0	0.15	0.15

Cx=	03	m	Fc=	15	Fr pe n=	0.8	
Cy=	03	m	Fr=	0.8	yconcreto=	2.4	
qr=	8	t/m ²	f'c=	200	kg/cm ²	yQplantilla=	2.2
Df=	13	m	f'c=	160	kg/cm ²		
y=	14	t/m ³	f'c=	136	kg/cm ²		

1.- Descarga Total		
a) CM+CV	b) CM+CV+5X+30%Sy	c) CM+CV+5X+30%Sy
Pt=P+W _s +Peq	Pt=P+W _s +Peq	Pt=P+W _s +Peq
W _s = 0.2(P) si Df<1.5	W _s = 0.2(P) si Df<1.5	W _s = 0.2(P) si Df<1.5
W _s = 0.3(P) si Df>1.5	W _s = 0.3(P) si Df>1.5	W _s = 0.3(P) si Df>1.5
W _{srec} = 2.2 ton	W _{srec} = 2.200 ton	W _{srec} = 2.200 ton
W _s = 4.6 ton	W _s = 2.2 ton	W _s = 2.2 ton
Peq=1.5(Mx+My)	Peq= 1.5(Mx+My)	Peq= 1.5(Mx+My)
Peq= 0.48 ton	Peq= 0.480 ton	Peq= 0.480 ton
Pt=P+W _s +Peq	Pt=P+W _s +Peq	Pt=P+W _s +Peq
Pt= 16.08 ton	Pt= 13.680 ton	Pt= 13.68 ton

Rige
Pt= 16.080 ton

2.- Dimensionamiento	
qr= 8.00 t/m ²	Sustituyendo L
Az=Pt/qr	Az=B*(L/B)/B
Az= 2.01 m ²	A=(L/B)B ²
L/B=Cx/Cy	Despejando B
L/B= 1	B=(Az/(L/B))^(1/2)
L= (L/B)*B	B= 1.42 m
Az=B*L	B= 1.45 m construc.
	L= 1.45 m
	L= 1.45 m construc.

Presión de contacto		
ex=(Mx/(P+W _s))	ey=(My/(P+W _s))	L'=L-2ex
P= 11 ton	P= 11 ton	L'= 1.428 m
W _s = 4.6 ton	W _s = 4.6 ton	B'=B-2ey
Mx= 0.17 ton*m	My= 0.15 ton*m	B'= 1.431 m
ex= 0.011 m	ey= 0.010 m	A'=(B')(L')= 2.0434 m ²
		q=(P+W _s)/A'
		q= 7.63 t/m ²
		Se admiten las dimensiones

4.- Presion de diseño

$$q_u = F_c \cdot (P/A')$$

$$q_u = 8.075 \text{ t/m}^2$$

5.- Peralte requerido por cortante como viga ancha

$$d \geq (q_u l) / (\sqrt{V_c} + q_u)$$

$$l = (L - O_x) = 1.15 \text{ m}$$

$$l = (B - C_y) / 2 = 0.575 \text{ m}$$

$$l = 1.15 \text{ m} \quad \text{rige}$$

$$V_c = 5 F_c (f'c)^{1/2}$$

$$V_c = 5.060 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = (q_u l) / (\sqrt{V_c} + q_u)$$

$$d = 0.158 \text{ m}$$

Peralte requerido por cortante por penetración

$$(q_u/2 + 2V_c) d^2 + ((q_u/2 + V_c)(2O_x + C_y)) d + q_u O_x C_y - P_u = 0$$

$$V_c = F_c (f'c)^{1/2}$$

$$V_c = 10.1192885 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 101.192885 \text{ ton/m}^2$$

$$P_u = F_c \cdot P$$

$$P_u = 16.5 \text{ ton}$$

$$206.423096 d^2 + 94.7072 d - 15.77 = 0$$

$$d_1 = -0.5886$$

$$d_2 = 0.12982$$

$$d + 5 \text{ cm}$$

$$d = 0.130 \text{ m}$$

$$d = 0.180 \text{ m}$$

Peralte que rige

$$\text{rige } d = 0.180 \text{ m}$$

$$d \text{ const.} = 0.2 \text{ m}$$

Revisión por cortante

$$V_c \geq V_u$$

Determinar si hay momentos

Sentido x

$$M_{ux} = F_d (M_x) = 0.255 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_f = (C_x + d)(C_y + d) = 0.25 \text{ m}^2$$

$$V_u = P_u - q_u A_f = 14.481 \text{ ton}$$

$$.2V_{ud} = V_u \cdot d = 0.57925$$

$$M_{ux} > .2V_{ud}$$

no hay transmisión de momentos

Determinar si hay momentos

Sentido y

$$M_{uy} = F_d (M_y) = 0.225 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_f = (C_x + d)(C_y + d) = 0.25 \text{ m}^2$$

$$V_u = P_u - q_u A_f = 14.48134 \text{ ton}$$

$$.2V_{ud} = V_u \cdot d = 0.579253$$

$$M_{uy} > .2V_{ud}$$

no hay transmisión de momentos

$$Vu = (Vu/bod) + ((\alpha Mux Cab)/Jcx) + ((\alpha y Muy Ccd)/Jcy)$$

$$\alpha x = 1 - (1 / (1 + .67 ((Cx+d)/(Cy+d))^{1/2})))$$

$$\alpha x = 0.401$$

$$\alpha y = 1 - (1 / (1 + .67 ((Cy+d)/(Cx+d))^{1/2})))$$

$$\alpha y = 0.401$$

$$bo = 2((Cx+d) + (Cy+d)) = 2 \text{ metros}$$

$$Cab = (Cx+d)/2 = 0.25 \text{ m}$$

$$Ccd = (Cy+d)/2 = 0.25 \text{ m}$$

$$Jcx = (d(Cx+d)^3/6) + (d^3(Cx+d)/6) + (d(Cy+d)(Cx+d)^2/2)$$

$$Jcx = 0.0041667 + 0.0007 + 0.0125$$

$$Jcx = 0.017 \text{ m}^4$$

$$Jcy = (d(Cy+d)^3/6) + (d^3(Cy+d)/6) + (d(Cx+d)(Cy+d)^2/2)$$

$$Jcy = 0.0041667 + 0.0007 + 0.0125$$

$$Jcy = 0.017 \text{ m}^4$$

$$Vu = 36.208 \text{ ton/m}^2$$

Si pasa

Dimensiones	
B=	1.45 m
L=	1.45 m
d=	0.2 m
h=	0.25 m
Df=	1.3 m
Cx=	0.3 m
Cy=	0.3 m

$$W \text{ plantilla} = 0.2313 \text{ ton}$$

$$W \text{ losa} = 1.2615 \text{ ton}$$

$$W \text{ dado} = 0.216 \text{ ton}$$

$$W \text{ relleno} = 2.818 \text{ ton}$$

$$W \text{ real} = 4.5268 \text{ ton}$$

pasa

Diseño por flexión

$$Mu = (qu \cdot l^2)/2$$

$$Mu = 5.3394$$

$$p = 0.0087$$

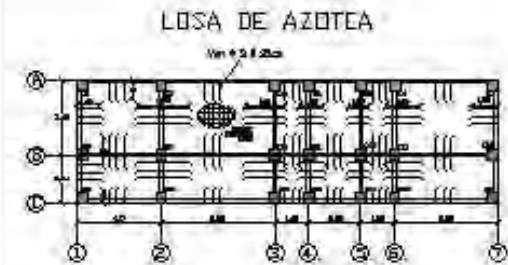
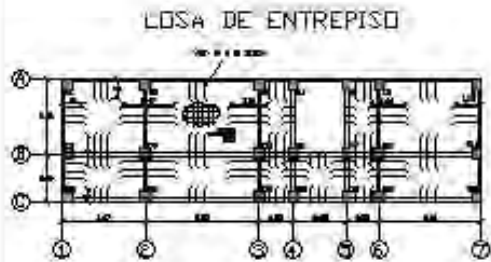
$$As = 7.50$$

$$go = 1.27 \text{ varillas del } \# \quad 4$$

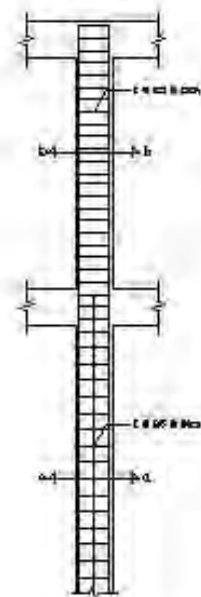
$$s = 16.90$$

$$s \text{ max} = 50 \text{ cm}$$

$$s \text{ min} = 6 \text{ cm}$$



COLUMNAS



1- MEMORIA DE OBRAS
 2- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 3- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 4- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 5- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 6- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 7- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS

DETALLE
 1- MEMORIA DE OBRAS
 2- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 3- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 4- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 5- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 6- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 7- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS

1- MEMORIA DE OBRAS
 2- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 3- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 4- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 5- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 6- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 7- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS

1- MEMORIA DE OBRAS
 2- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 3- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 4- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 5- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 6- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 7- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS

1- MEMORIA DE OBRAS
 2- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 3- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 4- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 5- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 6- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 7- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS

1- MEMORIA DE OBRAS
 2- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 3- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 4- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 5- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 6- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 7- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS

1- MEMORIA DE OBRAS
 2- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 3- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 4- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 5- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 6- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 7- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS

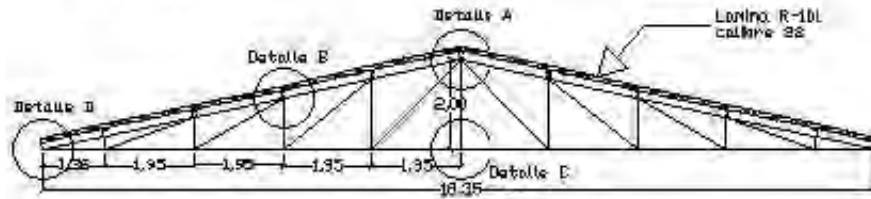
TEATRO "LAMORA"

PROYECTO DE LOSAS Y COLUMNAS

1- MEMORIA DE OBRAS
 2- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 3- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 4- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 5- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 6- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS
 7- PLAN DE EJECUCION DE OBRAS

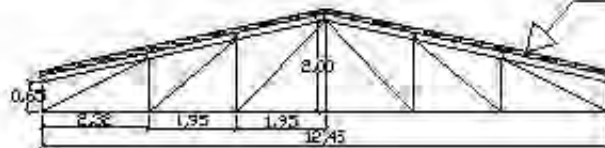
S/E 2/5

ARMADURA 1



Lamina R-101
calibre 22

ARMADURA 2



Lamina R-101
calibre 28

1.- LECTURA DE BOCAL
 2.- PLAN DE EJECUCION DE LA ARMADURA DE LA CUBIERTA
 3.- PLAN DE EJECUCION DE LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA
 4.- PLAN DE EJECUCION DE LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA

ARMADURA
 MATERIAL DE OBRAS
 1.- Laminado
 2.- Laminado
 3.- Laminado
 4.- Laminado

1.- PLAN DE EJECUCION DE LA ARMADURA DE LA CUBIERTA
 2.- PLAN DE EJECUCION DE LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA
 3.- PLAN DE EJECUCION DE LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA

4.- PLAN DE EJECUCION DE LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA
 5.- PLAN DE EJECUCION DE LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA

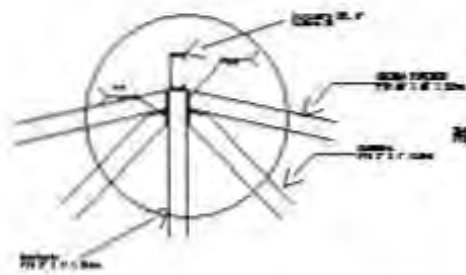
6.- PLAN DE EJECUCION DE LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA
 7.- PLAN DE EJECUCION DE LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA

8.- PLAN DE EJECUCION DE LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA
 9.- PLAN DE EJECUCION DE LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA

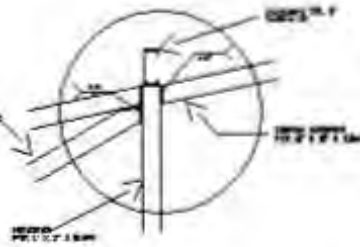
10.- PLAN DE EJECUCION DE LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA
 11.- PLAN DE EJECUCION DE LA CUBIERTA DE LA CUBIERTA

TEATRO "LAMORA"	
ARMADURA	
S/E 3/5	

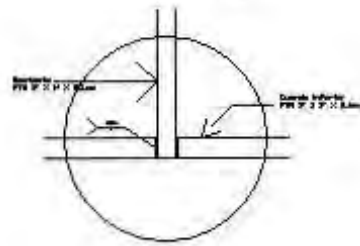
Detalle A



Detalle B



Detalle C



1. OBJETIVO DEL DISEÑO
 2. DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO
 3. MATERIALES
 4. CONDICIONES DE USO
 5. CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD
 6. REFERENCIAS
 7. OBSERVACIONES

El presente documento describe el diseño de un sistema de protección para la estructura de un edificio, considerando los requisitos de resistencia y durabilidad. El sistema está diseñado para soportar cargas de impacto y proteger la estructura de daños por fuego y explosiones.

El sistema de protección está compuesto por una estructura de acero que soporta una capa de concreto armado, la cual a su vez protege la estructura de acero. El concreto armado está reforzado con barras de acero de alta resistencia.

El sistema de protección debe cumplir con los requisitos de resistencia y durabilidad establecidos en el código de construcción aplicable. El sistema debe ser capaz de soportar cargas de impacto de hasta 1000 kg/m² y proteger la estructura de daños por fuego y explosiones durante un período de tiempo mínimo de 60 minutos.

El sistema de protección debe ser instalado de acuerdo con las especificaciones de este documento y debe ser sometido a pruebas de resistencia y durabilidad antes de su uso.

El sistema de protección debe ser diseñado y construido de acuerdo con las especificaciones de este documento y debe ser sometido a pruebas de resistencia y durabilidad antes de su uso.

El sistema de protección debe ser diseñado y construido de acuerdo con las especificaciones de este documento y debe ser sometido a pruebas de resistencia y durabilidad antes de su uso.

TRAYECTORIA "LA MOJANA"							
DETALLES DE ARMADURA							
<table border="1"> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>							
3/E 4/5							

