



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES
EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS
DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE
APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO
POSTENSADO”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO

TUTOR:

M.I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA



MÉXICO D.F. 2015



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Señor
JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO
Presente

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/050/15

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTENSADO"

- INTRODUCCIÓN
- I. MARCO TEÓRICO
- II. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO
- III. INFORMACIÓN TÉCNICA DEL PROYECTO
- IV. DESARROLLO ANALÍTICO DEL PROYECTO
- V. MODELADO DE ESTRUCTURAS CON EL PROGRAMA ETABS
- VI. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE MODELOS
- VII. ANÁLISIS Y DISEÑO DE SISTEMAS DE PISO
- VIII. COMPARACIÓN DE RESULTADOS
- IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 29 de mayo del 2015.
EL PRESIDENTE


M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

RESUMEN

En esta tesis, se realizan dos modelos de un hotel de 8 niveles que se ubica en la zona sísmica III_b de la Ciudad de México. En el modelo A, se emplea un sistema de piso a base de losas de concreto reforzado perimetralmente apoyadas; mientras que en el modelo B, se utilizan losas planas de concreto postensado.

El objetivo principal de este trabajo es analizar y diseñar el edificio para realizar un estudio comparativo entre los dos modelos, donde se puedan identificar sus diferencias en cuanto al peso de la estructura, el desplazamiento de entrepisos, el peralte y deflexión de la losa y el periodo fundamental del edificio.

Se realiza el análisis sísmico pertinente para la zona donde se localiza la estructura, así como una comparación con el espectro de respuesta del sismo registrado el 19 de septiembre de 1985 en la estación SCT-1 de la Ciudad de México para validar que el espectro de diseño sea adecuado.

El modelado de la estructura se ejecuta con dos programas desarrollados por *Computers and Structures, Inc: ETABS* para el modelo global del sistema y *SAFE* para las losas. Asimismo, se detallan los cálculos con la metodología que se sigue para el análisis y diseño del sistema estructural.

ABSTRACT

In this thesis, two models of an eight-story hotel building located in the seismic zone III_b of Mexico City are developed. Model A employs a reinforced concrete slab floor system supported along its perimeter; while model B utilizes flat slabs of post-tensioned concrete.

The main objective of this document is to analyze and design the building in order to perform a comparative study between the two models, where their differences can be identified in terms of the weight of the structure, story drifts, thickness and deflection of the slab, and fundamental period of the structure.

A pertinent seismic analysis is performed for the zone where the structure is located. Additionally, a comparison using the response spectrum registered in September 19th 1985 at the SCT-1 station of Mexico City is implemented to validate the adequacy of the design spectrum.

The modelling of the structure is executed using two software packages developed by *Computers and Structures, Inc: ETABS* for the global model of the system, and *SAFE* for the slabs. Likewise, the calculations are shown according to the analysis and design methodology of the structural system.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico (DGAPA) de la UNAM y a su Programa de Apoyo a Proyectos de Investigación e Innovación Tecnológica (PAPIIT), el cual me otorgó una beca para realizar este trabajo bajo el proyecto con número IN102114.

Agradezco a Dios, porque yo no creo en las coincidencias y sé que nunca caminé solo...

A la Universidad, por darme todo durante estos 5 años que formé parte de su comunidad... Por ese pensamiento que aquí desarrolle de querer ser mejor cada día.

A mi bella familia, por ser mi principal estribo: en especial a mi madre, por ayudarme a levantar cuando dudaba de mí, por creer en este proyecto de vida llamado Jorge... Mi amor y admiración por ti es inefable.

A mis abuelos Salvador y Guadalupe, el mejor modelo de constancia, persistencia, trabajo duro, humildad y respeto.

A Pina, Iván, Alexis, Emilio, Sofía y Mateo, mi más profundo cariño para ustedes.

A mis amigos que no menciono por temor a olvidar a alguien; llegué a la Ciudad de México solo y me iré con una segunda familia.

A los profesores Kenneth y Dirk Bondy, por ayudarme a encontrar mi pasión, lo que realmente me hace feliz en la ingeniería civil.

A la Doctora Sonia Ruiz, por permitirme formar parte de su equipo y ser mi guía en este camino que quiero emprender. Gracias por su paciencia y su amistad.

A Miguel Ángel Rodríguez y Marcos Trejo, por confiar en mis capacidades y ser un ejemplo de dedicación y sacrificio durante tantos años.

A mis profesores y compañeros de clase en general, porque si he podido ver más lejos ha sido porque he subido a los hombros de gigantes... Gracias por sacar lo mejor de mí.

A todos los que creyeron y no creyeron en mí, porque sin ellos no para culminar este sueño... cada palabra de aliento me permitió mejorar, así como cada crítica me hizo reflexionar de lo que estaba haciendo mal.

A aquellas personas que les he fallado, pero que a pesar de ello siguen conmigo y me apoyan donde quiera que estén.

CONTENIDO

RESUMEN.....	i
ABSTRACT	i
AGRADECIMIENTOS.....	ii
CONTENIDO	iii
INTRODUCCIÓN.....	vi
I. MARCO TEÓRICO.....	1
I.1. Concreto simple.....	1
I.2. Concreto reforzado.....	4
I.2.1. Acero de refuerzo	4
I.2.2. Comportamiento, modos de falla y resistencia de elementos de concreto reforzado	5
I.2.3. Ventajas y desventajas.....	17
I.3. Concreto presforzado	18
I.3.1. Acero de presfuerzo	21
I.3.2. Comportamiento, modos de falla y resistencia de elementos de concreto presforzado .	23
I.3.3. Ventajas y desventajas.....	28
II. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	30
II.1. Generalidades.....	30
II.2. Descripción arquitectónica	31
II.3. Tipificación de la estructura.....	31
III. INFORMACIÓN TÉCNICA DEL PROYECTO	33
III.1. Datos del proyecto.....	33
III.2. Estructuración.....	34
III.3. Normatividad	34
III.4. Propiedades mecánicas de los materiales	35

III.4.1. Concreto	35
III.4.2. Acero de refuerzo	35
III.4.3. Acero de presfuerzo.....	36
III.5. Análisis sísmico	36
III.5.1. Parámetros para diseño sísmico	38
III.5.2. Ubicación de la estructura	39
III.5.3. Espectro sísmico	40
III.5.4. Condiciones de regularidad	44
III.5.5. Análisis modal espectral	49
IV. DESARROLLO ANALÍTICO DEL PROYECTO	51
IV.1. Análisis de cargas.....	51
IV.2. Combinaciones de carga.....	53
IV.3. Predimensionamiento de elementos estructurales.....	54
IV.3.1. Trabes.....	54
IV.3.2. Columnas.....	55
IV.3.3. Losas.....	56
V. MODELADO DE ESTRUCTURA CON EL PROGRAMA ETABS.....	57
V.1. Parámetros generales para el modelo.....	57
V.2. Consideraciones adicionales para cada modelo	66
V.2.1. Losas de concreto reforzado	66
V.2.2. Losas de concreto postensado	66
VI. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE MODELOS	68
VI.1. Resultados	68
VI.2. Revisión del cortante basal mínimo.....	73
VI.3. Revisión por desplazamientos	75
VI.4. Revisión de elementos estructurales.....	77
VI.4.1. Columnas.....	77
VI.4.2. Trabes.....	82

VII. ANÁLISIS Y DISEÑO DE SISTEMAS DE PISO	87
VII.1. Losas de concreto reforzado	87
VII.1.1. Método semiempírico de coeficientes	87
VII.1.2. Modelado en programa <i>SAFE</i>	93
VII.2. Losas de concreto postensado	94
VII.2.1. Método analítico por balanceo de cargas	94
VII.2.2. Modelado en programa <i>SAFE</i>	104
VIII. COMPARACIÓN DE RESULTADOS	105
VIII.1. Peso de estructura.....	105
VIII.2. Desplazamiento de entresijos	106
VIII.3. Peralte de la losa y deflexión	107
VIII.4. Periodo fundamental.....	108
IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	111
ANEXOS	112
BIBLIOGRAFÍA	128

INTRODUCCIÓN

La selección de un tipo de sistema de piso para el diseño estructural de una edificación es una decisión trascendente debido a que se tienen propiedades específicas diferentes que podrían favorecer el diseño global de la estructura. En esta tesis se utilizan losas de concreto, que son elementos cuyas dimensiones en planta son relativamente mayores en relación a su peralte y que las acciones principales actuantes son cargas normales a su plano.

El **objetivo general** de este trabajo es comparar integralmente dos sistemas de piso diferentes: **losas de concreto reforzado perimetralmente apoyadas** y **losas planas de concreto postensado**, en una estructura de 8 niveles fuertemente irregular que se localiza en una zona sísmica desfavorable del Valle de México. La comparación consiste en contrastar los beneficios que ofrece cada sistema de piso en función de los siguientes parámetros: peso de la estructura, desplazamiento de entrepisos, peralte y deflexión en la losa y periodo fundamental del edificio.

Asimismo, los **objetivos particulares** que comprende esta tesis son los siguientes:

- Elaborar una descripción detallada del concreto reforzado y concreto presforzado, principalmente debido a que las referencias en español de este último son limitadas.
- Desarrollar un documento en el que se explique el análisis y diseño de los sistemas de piso que se van a comparar.
- Proporcionar referencias actualizadas fidedignas respecto a los Reglamentos vigentes que se utilizan para los sistemas de piso.
- Otorgar un panorama general de la situación sísmica del país junto con los modelos matemáticos que se aplican para definir los espectros de diseño de los Reglamentos.
- Servir como base ante la selección de un sistema de piso adecuado para una estructura en particular.

En la primera parte de este documento, se profundiza en los temas de concreto simple, concreto reforzado y concreto presforzado. Para cada material, se estudian sus características y propiedades, así como su comportamiento, modos de falla y resistencia ante los efectos de carga axial, flexión simple, fuerza cortante y momento torsionante.

En el segundo capítulo, se especifican las características generales de la estructura indicando cuál es el edificio que se toma como referencia para realizar este trabajo. También se provee una descripción arquitectónica con la altura y área construida de cada nivel. Adicionalmente, se propone la localización del proyecto en una de las zonas sísmicas críticas del Distrito Federal de acuerdo a la zonificación geotécnica que se estipula en el Reglamento.

El tercer capítulo define cuáles son las consideraciones para los dos modelos a emplear: la estructuración para los edificios, los Reglamentos en los cuales se basan los cálculos, las propiedades mecánicas de los materiales (concreto, acero de refuerzo y acero de presfuerzo) y el análisis sísmico que incluye una comparación con el espectro de respuesta del sismo ocurrido en la Ciudad de México el 19 de septiembre de 1985.

Con base en el uso de hotel que se proyecta para la estructura, en el cuarto capítulo se detallan los siguientes rubros: un análisis de las cargas que actúan en dirección de la gravedad sobre el área de las losas, una lista con las combinaciones de carga de acuerdo al tipo de revisión que se trate (estados límite de falla o de servicio) y una descripción del procedimiento que se sigue para el predimensionamiento de trabes, columnas y losas.

En el apartado cinco, se presenta la metodología para el modelado de la estructura en el programa *ETABS* junto con las consideraciones adicionales para cada modelo, tanto el de losas de concreto reforzado como el de losas de concreto postensado.

En el capítulo seis, se examina que ambos modelos tengan un comportamiento adecuado. Se obtiene el peso de cada estructura y sus periodos de acuerdo a su modo de vibración para que con base en estos resultados, se realice una revisión de cortante basal mínimo, de desplazamientos y de sus elementos estructurales.

El capítulo siete se refiere al análisis y diseño de los sistemas de piso. Para cada losa, se muestra en forma minuciosa los cálculos que se realizaron para obtener los planos estructurales. Además, se presentan las deflexiones de la losa bajo cargas gravitacionales de servicio obtenidas con el programa *SAFE*.

En el apartado ocho, se examinan las diferencias que cada sistema de piso provee de acuerdo a los aspectos que se indican en el objetivo general. Así también, se exhiben gráficas que permiten visualizar con mayor facilidad los beneficios que otorga cada tipo de losa.

El capítulo nueve presenta las conclusiones y recomendaciones a las que se llegan después del estudio de los dos modelos con diferentes tipos de losa. Se menciona adicionalmente si se logró cumplir cabalmente tanto el objetivo principal como los objetivos particulares que se estipulan en esta sección.

Finalmente, se muestran los Anexos que contienen los planos arquitectónicos y estructurales de la edificación, así como la Bibliografía consultada para la realización del trabajo.

I. MARCO TEÓRICO

I.1. Concreto simple

Para poder comparar adecuadamente las losas de concreto reforzado con las losas postensadas, es necesario analizar primero el componente que ambas tienen en común: el concreto simple. Tanto este subcapítulo como el siguiente de concreto reforzado fueron desarrollados con las referencias 9, 10, 17 y 19 de la Bibliografía, por lo que se recomienda ampliamente al lector consultarlas si desea profundizar en estos temas.

El concreto es un material pétreo artificial heterogéneo que se obtiene de la mezcla en proporciones determinadas de cemento, agregados y agua. El peso volumétrico del concreto por lo general es elevado en comparación con otros materiales de construcción, de aproximadamente 2.0 ton/m³ dependiendo principalmente de los agregados pétreos que se empleen.

El concreto simple, por sí mismo es resistente a la compresión, pero tiene la desventaja de que es débil a la tensión, lo que es su principal limitante como material estructural. Por ende, se suele emplear acero como refuerzo para resistir tensiones en zonas donde se prevé que se desarrollarán, o bien, en zonas de compresión para aumentar su resistencia. La combinación de concreto simple con acero de refuerzo se denomina comúnmente como **concreto reforzado**.

El **concreto presforzado**, el cual se divide en pretensado y postensado como se explica en el apartado I.3 de esta tesis, es una modalidad del concreto reforzado en la que se induce internamente un estado de compresión antes de la aplicación de las acciones. De esta manera, los esfuerzos de tensión producidos por las cargas se contrarrestan. Por lo general, el acero se tensa para presforzar al elemento y se ancla en sus extremos.

El esfuerzo es una medida de la acción ejercida en el elemento; mientras que la deformación, una medida de la respuesta, por lo que es necesario determinar las **curvas de esfuerzo-deformación** de concreto simple correspondientes a los diferentes tipos de acciones a los que puede estar sometido para conocer su comportamiento (Figura I.1). Estas curvas son obtenidas mediante el ensaye de prismas o cilindros sujetos a carga axial repartida uniformemente en la sección transversal mediante una placa rígida. En México, usualmente se utilizan cilindros que tienen relación de altura a diámetro igual a dos.

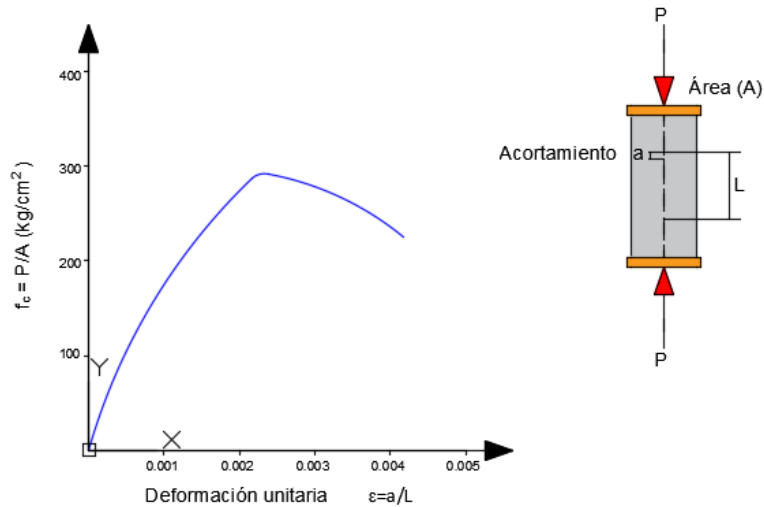


Figura I.1 Curva esfuerzo-deformación en compresión axial del concreto simple

En ensayos de prismas o cilindros de concreto simple relativamente cortos a **compresión axial**, la carga máxima se alcanza a una deformación unitaria del orden de 0.002. Adicionalmente, el colapso del elemento, que corresponde a la rama descendente, se presenta a deformaciones unitarias que varían entre 0.003 y 0.007.

La forma de la curva esfuerzo-deformación cambia dependiendo de la resistencia del concreto, haciéndose más cercana a una recta en la parte inicial y sus ramas descendentes más pronunciadas a medida que ésta aumenta, por lo que se deduce que a mayor resistencia, la falla del elemento es más frágil. Asimismo, la deformación última disminuye significativamente, mientras que la deformación asociada al esfuerzo máximo se incrementa (Figura I.2).

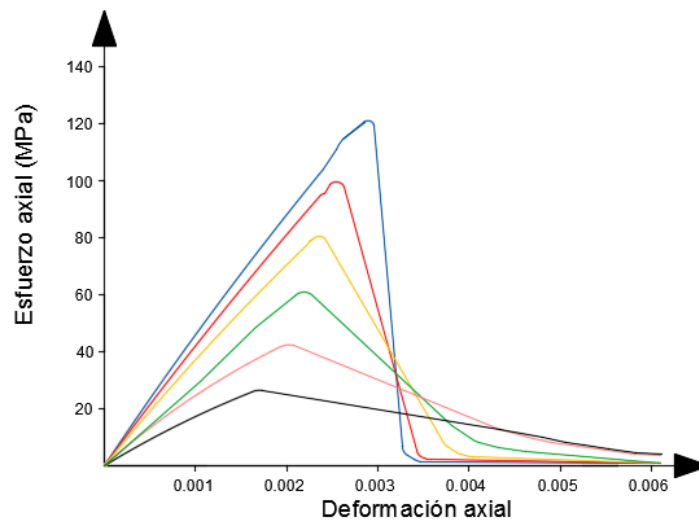


Figura I.2 Efecto de resistencia en curvas esfuerzo-deformación

Como se mencionó anteriormente, el concreto simple tiene baja resistencia a esfuerzos en tensión, por lo que se ha determinado que tanto las resistencias como las deformaciones correspondientes son aproximadamente de una décima parte de los valores respectivos en compresión. Sin embargo, esta relación no es lineal para todas las resistencias.

En cuanto a elementos de concreto simple sometidos a **flexión**, se tiene una falla brusca con una única grieta de fractura en el espécimen y se calcula teóricamente suponiendo que el concreto es elástico hasta la rotura, hipótesis que no es correcta para toda la escala de carga. Además se ha observado que el esfuerzo máximo de rotura en flexión depende, entre otras variables, de la resistencia a la compresión, de la relación peralte a claro y del proceso de curado.

La resistencia del concreto simple a sollicitaciones de **fuerzas cortantes** no tiene gran relevancia, debido a que este estado implica siempre la presencia de tensiones principales de la misma magnitud que el esfuerzo cortante, las cuales originan la falla cuando el elemento podría aún soportar esfuerzos cortantes mayores. Se estima que la resistencia al esfuerzo cortante es aproximadamente del 20 por ciento de la resistencia a la compresión.

El tiempo juega un papel importante en el concreto simple una vez que se ha endurecido. Si se aplica una carga en un tiempo relativamente corto, el concreto sufre una deformación inicial; si se mantiene la carga, el concreto sigue deformándose con una velocidad de deformación grande al inicio pero que disminuye gradualmente con el tiempo. Si se descarga el elemento, se produce una recuperación instantánea seguida de una recuperación lenta; no obstante, la recuperación nunca es total, siempre hay una deformación permanente.

Las deformaciones que ocurren con el tiempo en el concreto simple se atribuyen a dos causas: contracción y flujo plástico. Las deformaciones por **contracción** se deben a cambios volumétricos causados por la pérdida del contenido de agua en el concreto a lo largo del tiempo debido a la hidratación del cemento y a la evaporación. El **flujo plástico**, por otro lado, es un fenómeno de deformación bajo carga continua a causa de un reacondicionamiento interno de las partículas que ocurre al mismo tiempo de la hidratación del cemento.

Por lo general el concreto puede tomar indefinidamente sin fallar cargas de hasta el 60 por ciento de su capacidad, mientras que cargas permanentes mayores del 70 al 80 por ciento acaban siempre por provocar la falla del elemento.

El **módulo elástico** en el concreto simple nos permite estimar deformaciones debidas a cargas de corta duración bajo la hipótesis de que se tiene un comportamiento elástico, por lo que es un parámetro importante que se utiliza en el diseño de elementos de concreto.

Finalmente, de acuerdo a pruebas de laboratorio, el concreto simple sufre **cambios volumétricos por temperatura**, por lo que se ha estimado que los coeficientes térmicos oscilan entre 0.000007 y 0.000011 de deformación unitaria por grado centígrado de cambio de temperatura, por lo que es un factor cardinal a considerar para evitar un agrietamiento excesivo en ambientes extremos.

I.2. Concreto reforzado

Primeramente se define lo que es el acero de refuerzo, así como sus características y propiedades; posteriormente se ahonda en el comportamiento, modos de falla y resistencia de los elementos de concreto reforzado sujetos independientemente a carga axial, flexión simple, fuerza cortante y momento torsionante; finalmente, se mencionan las principales ventajas y desventajas de emplear concreto reforzado como material estructural.

Cabe señalar que en la mayoría de los casos, los elementos estructurales no están sometidos únicamente a un solo tipo de efecto, sino a una combinación de momento flexionante, carga axial, fuerza cortante y momento torsionante; no obstante, la información que se presenta es analizando cada uno de estos efectos individualmente para tener un mejor entendimiento de sus implicaciones.

I.2.1. Acero de refuerzo

Con el objetivo de asistir al concreto simple a resistir los esfuerzos de tensión resultantes de las solicitaciones a una estructura, se hace uso del acero de refuerzo. Por lo general, se emplea acero en forma de barra o varilla redonda corrugada para reforzar el concreto y se fabrica de acero laminado en caliente o de acero trabajado en frío. Estas corrugaciones son salientes que permiten tener una mejor adherencia entre el acero y el concreto e inhiben el movimiento relativo longitudinal entre ellos (Figura I.3).

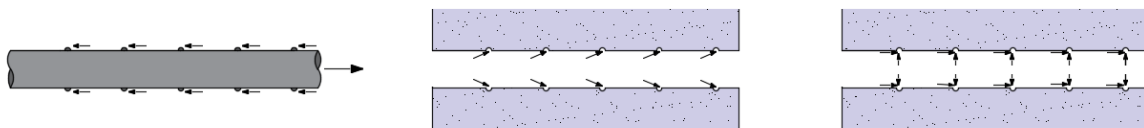


Figura I.3 Fuerzas entre acero de refuerzo y concreto

El tipo de acero de refuerzo se clasifica en grados de acuerdo con su límite de fluencia mínimo. Por ende, existen aceros de grado 30, 42 y 52 que designan a los aceros con esfuerzo mínimo de fluencia de 30, 42 y 52 kg/mm², respectivamente. La fabricación de estas varillas tiene que seguir las normas oficiales mexicanas pertinentes para que se logren las características deseadas.

Las propiedades fundamentales que se deben conocer del acero de refuerzo son las siguientes:

- E_s , Módulo de elasticidad
- f_y , Esfuerzo de fluencia
- Tamaño o diámetro de la varilla

La prueba más usual en el acero de refuerzo es la de tensión, donde una probeta de 25 cm de longitud es sometida a una carga de tensión hasta la ruptura de la varilla. De este experimento, se obtiene la gráfica esfuerzo-deformación que permite encontrar principalmente su límite de fluencia (Figura I.4).

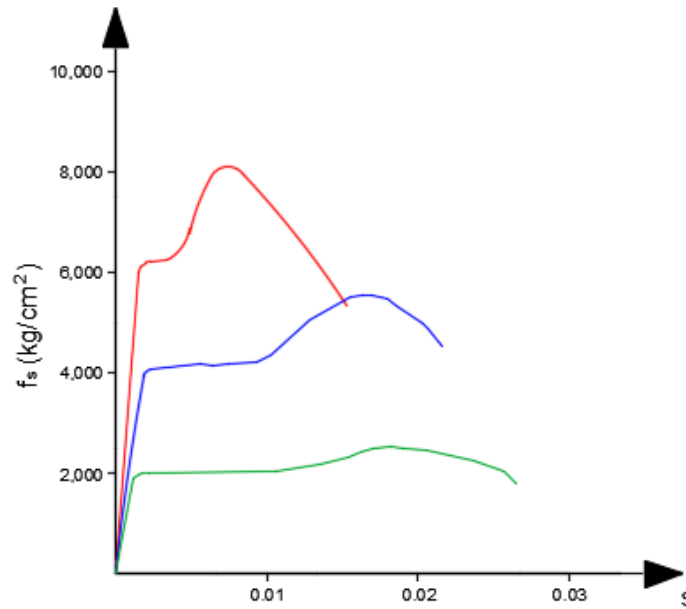


Figura I.4 Curvas esfuerzo-deformación de aceros laminados en caliente

I.2.2. Comportamiento, modos de falla y resistencia de elementos de concreto reforzado

Elementos sujetos a carga axial

En la gran mayoría de los elementos estructurales, la carga axial actúa simultáneamente con momento flexionante a causa de las excentricidades accidentales en la colocación de la carga o por defectos constructivos; sin embargo, en esta parte nos centraremos únicamente al estudio de la carga axial.

El esfuerzo de un elemento a compresión σ se estima suponiendo que está actuando uniformemente sobre el área A del elemento, teniendo como resultante la fuerza P , por lo tanto se deduce la siguiente fórmula:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

En la Figura I.5 se presentan tres curvas carga-deformación unitaria para diferentes elementos de concreto sujetos a compresión axial.

La curva A corresponde a un espécimen de concreto simple como el que ya se había analizado en la sección anterior, donde la carga máxima se alcanza cuando se llega a una deformación unitaria de 0.002 y su capacidad a la compresión axial puede calcularse como el 85 por ciento del esfuerzo medido en un cilindro de control f'_c por el área de la sección transversal del elemento.

El caso de la curva B se presenta si se coloca refuerzo longitudinal a un espécimen de concreto simple y se emplea el refuerzo transversal necesario para mantener las barras longitudinales en su posición durante su colado, la carga máxima se obtiene de igual manera bajo una deformación unitaria del orden de 0.002. Asimismo, la falla se produce a una deformación unitaria de 0.003 o 0.004, donde el concreto se agrieta longitudinalmente o bien, siguiendo planos con una inclinación aproximada de 45° dependiendo de las restricciones en los extremos del elemento, mientras que el refuerzo longitudinal se patea entre los estribos al faltarles el soporte lateral del concreto. Para determinar la resistencia del elemento en este caso, se considera la contribución del concreto como el 85 por ciento de la resistencia de un cilindro de control por el área que le corresponde, más la aportación del acero longitudinal como el producto del esfuerzo de fluencia por el área de acero.

Si el elemento, además de refuerzo longitudinal, tiene refuerzo helicoidal continuo a todo su largo, su comportamiento queda representado por las curvas C. De acuerdo a la gráfica, C_2 tiene el mayor confinamiento, C_3 el menor y C_1 es un caso intermedio. No obstante, al no haber losas con este tipo de refuerzo transversal, este tipo de especímenes quedan fuera de nuestro análisis.

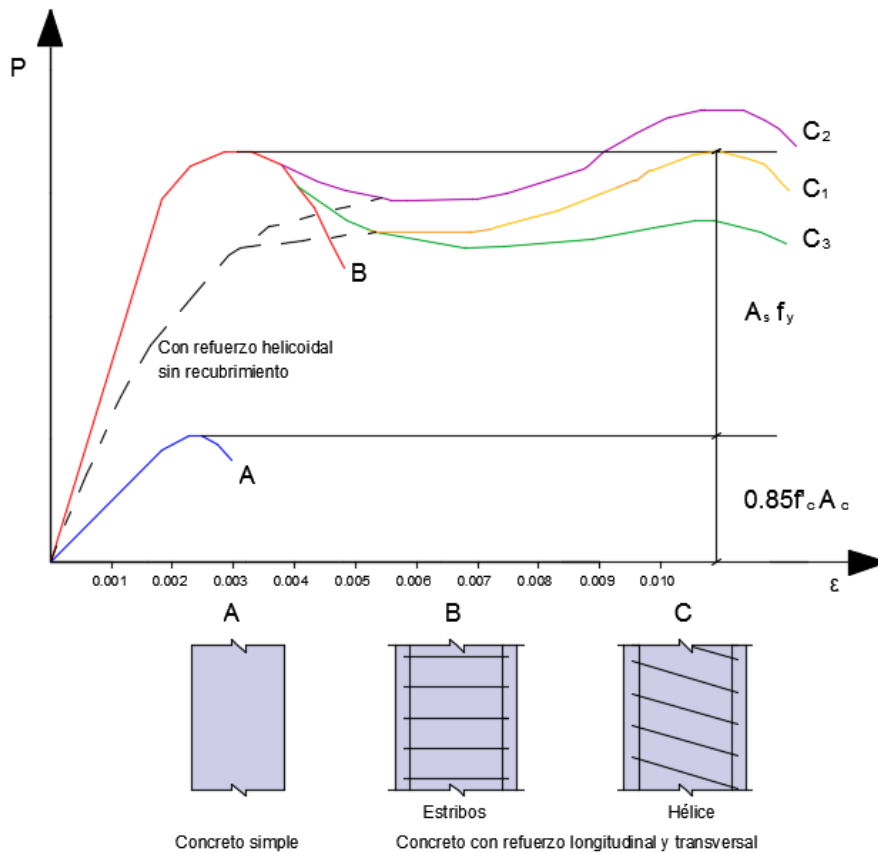


Figura I.5 Curvas carga-deformación unitaria de columnas cortas bajo compresión axial

Debido a la limitada capacidad del concreto para soportar tensión, la resistencia última a tensión axial se calcula únicamente con la resistencia del acero de refuerzo ya que el concreto se agrieta y no hay contribución. Cabe señalar que la fuerza de tensión que puede aplicarse a un elemento está determinada por el agrietamiento y no por la resistencia según las especificaciones de los Reglamentos de Construcción.

Elementos sujetos a flexión simple

Los elementos estructurales sujetos primordialmente a flexión, tales como trabes o losas, son comunes y generalmente se presentan acompañados por fuerzas cortantes. Sin embargo, la flexión puede estimarse con suficiente precisión despreciando estas fuerzas.

Al realizar pruebas a un espécimen de concreto con refuerzo en la zona de tensión sometido a momento flexionante, el comportamiento de la pieza es prácticamente elástico al empezar a cargar y toda la sección contribuye a resistir el momento exterior.

Una vez que los esfuerzos de tensión son mayores que el módulo de ruptura, empiezan a aparecer grietas que van aumentando en número, longitud y abertura. Esto sucede cuando la tensión en la fibra más esforzada de alguna sección excede la resistencia del concreto a la tensión.

Al valor del momento en el cual las grietas se empiezan a formar recibe el nombre de **momento de agrietamiento** y se tiene un comportamiento elástico del material. Por ende, aplicando la teoría elástica lineal para este intervalo, se puede obtener una aproximación del esfuerzo provocado por el momento flexionante de acuerdo a las propiedades de la sección transversal del elemento. El esfuerzo en el concreto en cualquier punto a una distancia y desde el eje neutro del material se determina con la siguiente fórmula, donde M es el momento flexionante e I_g es el momento de inercia de la sección. El eje neutro de un elemento es aquel en el que no hay tensiones ni compresiones, por lo que no sufre deformaciones.

$$f = \frac{My}{I_g}$$

Cuando el momento flexionante es mayor que el momento de agrietamiento, se asume que todo el concreto en la parte de tensión se agrieta y se debe despreciar para el cálculo de la flexión, por lo que únicamente el acero de refuerzo toma la tensión. El momento de agrietamiento normalmente es notablemente menor que el momento con cargas de servicio, por ello, cuando estas cargas son aplicadas, la parte inferior se agrieta sin que esto signifique la falla del elemento.

Para calcular los esfuerzos se emplea el **método del área transformada**, donde el acero es reemplazado por un área equivalente ficticia de concreto empleando la relación modular n (Figura I.6), tal como se muestra en la siguiente expresión, que es la relación entre los módulos de elasticidad del acero y el concreto.

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

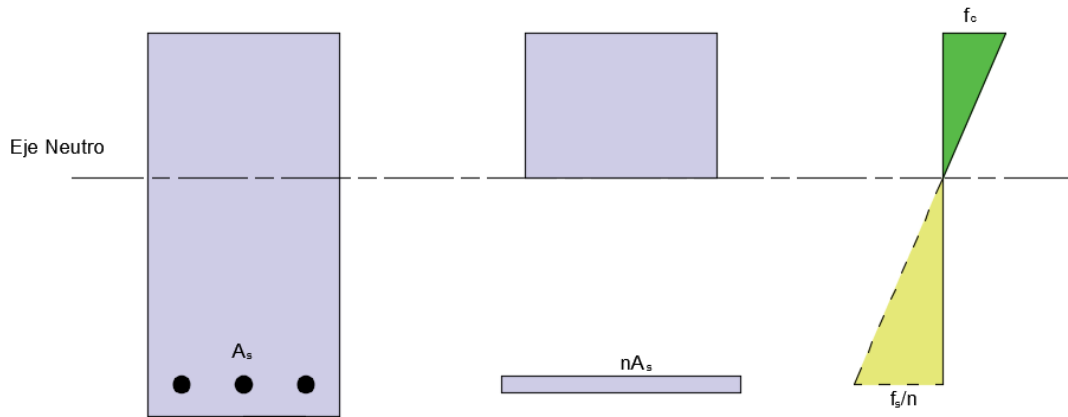


Figura I.6 Área transformada de una viga de concreto reforzado

En la Figura I.7, se ejemplifica cualitativamente el comportamiento de un elemento sujeto a flexión hasta que llega a la falla. Siguiendo la gráfica, a partir de que aparecen las primeras grietas, el comportamiento del espécimen deja de estar en el rango elástico y las deflexiones no son proporcionales a las cargas. En las regiones agrietadas, el concreto ya no contribuye a la resistencia y el acero toma prácticamente toda la tensión, por lo que en esta etapa el esfuerzo en el acero aumenta hasta que alcanza su valor de fluencia. Una vez que el acero comienza a fluir, la deflexión aumenta rápidamente aunque se tengan pequeños incrementos de carga. A medida que crece la longitud de las grietas, la zona de compresión se ve reducida hasta que el concreto es incapaz de tomar la compresión y se aplasta. Cuando esto ocurre, la carga disminuye hasta que se produce el colapso total.

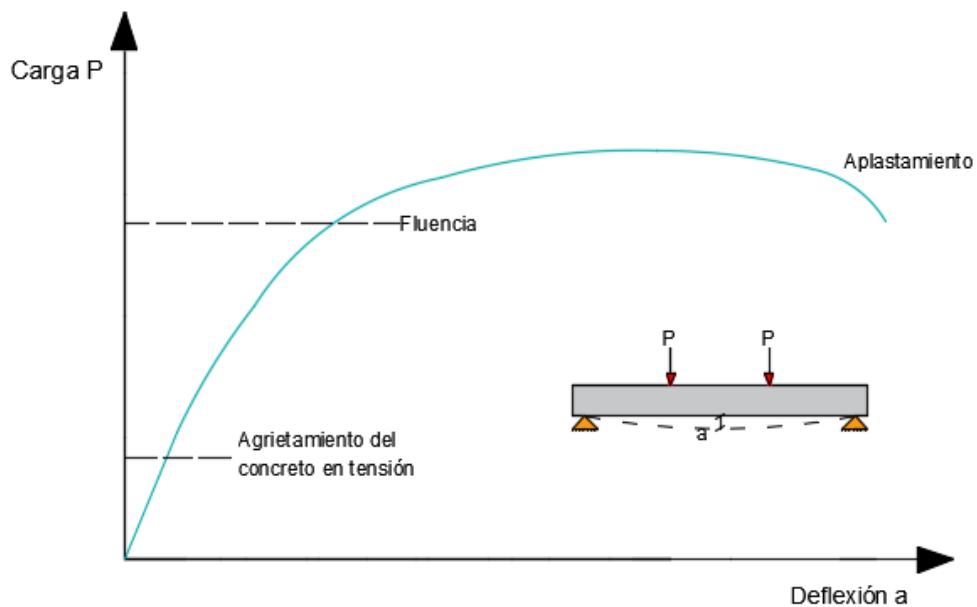


Figura I.7 Gráfica carga-deflexión de un elemento con acero de refuerzo en zona de tensión

Dependiendo de la cantidad de acero longitudinal para reforzar al elemento, puede ocurrir que fluya o no antes de que alcance la carga máxima. Se tiene un elemento **subreforzado** cuando el acero fluye y por ende el comportamiento es dúctil, por lo que se producen deflexiones importantes antes del colapso (Figura I.8.a). Un elemento es **sobrerreforzado** cuando la cantidad de acero longitudinal de tensión es grande, provocando que éste no fluya antes del aplastamiento (Figura I.8.b). Finalmente, se tiene el caso particular de un elemento que es **balanceado** cuando alcanza su resistencia precisamente cuando el acero empieza a fluir.

Respecto al agrietamiento de vigas con diferente cantidad de acero en tensión, un elemento sobrerreforzado presenta una zona de aplastamiento del concreto mayor que en el caso de un elemento subreforzado, además las grietas del primero son de longitud y abertura menor al momento de la falla.

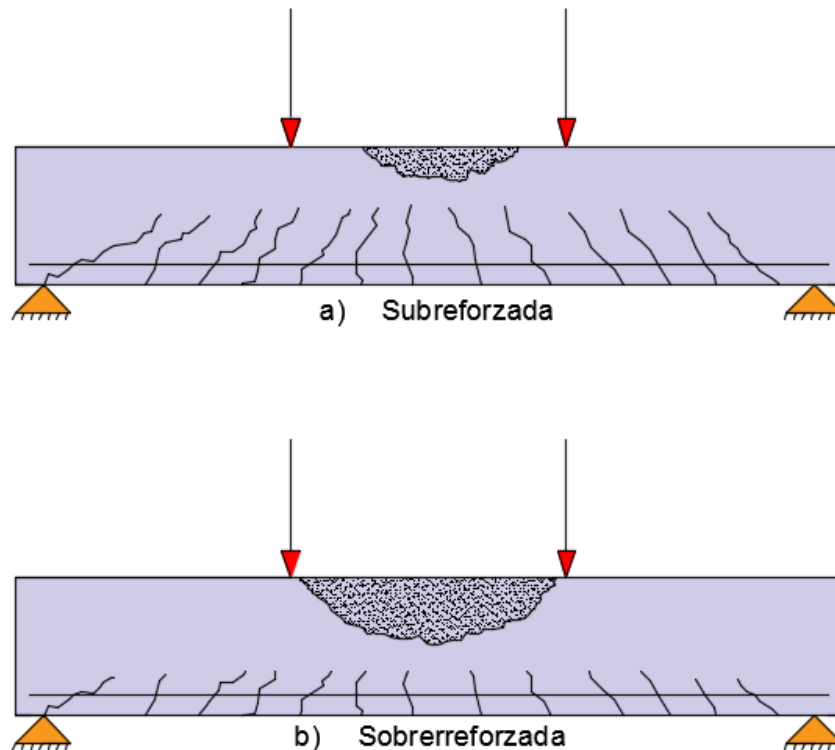


Figura I.8 Agrietamiento en la falla de vigas sujetas a flexión

En la Figura I.9, se muestran diferentes curvas carga-deflexión de elementos sujetos a momentos flexionantes en función del porcentaje de acero, suponiendo que la sección y los índices de resistencia del concreto y el acero de refuerzo permanecen constantes.

Para la curva A, se tiene una viga de concreto simple; en la curva B, el refuerzo longitudinal está presente en cantidades muy pequeñas; las curvas C y D son típicas de elementos simplemente armados con porcentajes usuales de acero, es decir, del 0.5 al 2 por ciento; en la curva E, la viga es doblemente armada con la misma cantidad de acero en la zona de tensión; por último, si se aumenta

apreciablemente el porcentaje de acero, se presentan casos como las curvas F y G dependiendo si son simple o doblemente armadas, respectivamente.

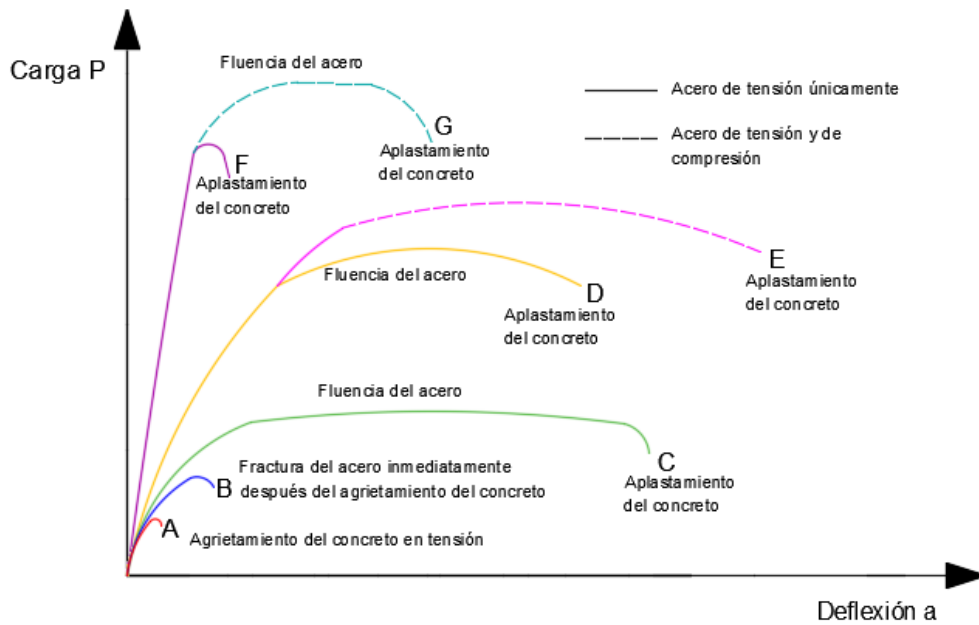


Figura I.9 Gráficas carga-deflexión de elementos con diferentes porcentajes de acero

Para determinar la resistencia de elementos sujetos a flexión simple, se asumen una serie de hipótesis para simplificar el análisis del comportamiento y el mecanismo acción-respuesta, las cuales son:

- La distribución de deformaciones unitarias en la sección de un elemento es plana
- Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento
- No existen corrimientos relativos importantes entre el acero y el concreto que lo rodea
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión longitudinales
- El elemento alcanza su resistencia a una cierta deformación unitaria máxima útil del concreto, por lo general se emplea $\epsilon_{cu}=0.003$.

Se ha comprobado experimentalmente que en elementos sujetos a flexión simple, la distribución de deformaciones longitudinales es aproximadamente lineal para casi todos los niveles de carga en una sección normal al eje de la pieza, lo que simplifica el análisis del comportamiento de estos elementos y conlleva a aceptar la primera hipótesis.

A continuación en la Figura I.10, se presentan los estados de deformaciones y esfuerzos en la sección transversal de un elemento sujeto a momento flexionante. El área del diagrama de esfuerzos de compresión y la posición de la resultante de compresión se pueden calcular a partir de tres parámetros adimensionales, β_1 , β_2 y β_3 , los cuales están relacionados con la relación entre el esfuerzo promedio y el esfuerzo máximo en la zona de compresión, la posición de la resultante de compresión, y el esfuerzo máximo en flexión con la resistencia de los cilindros de control, respectivamente. Este

modelo se simplifica y se le dan valores a los parámetros adimensionales de acuerdo al Reglamento de Construcción que se vaya a utilizar.

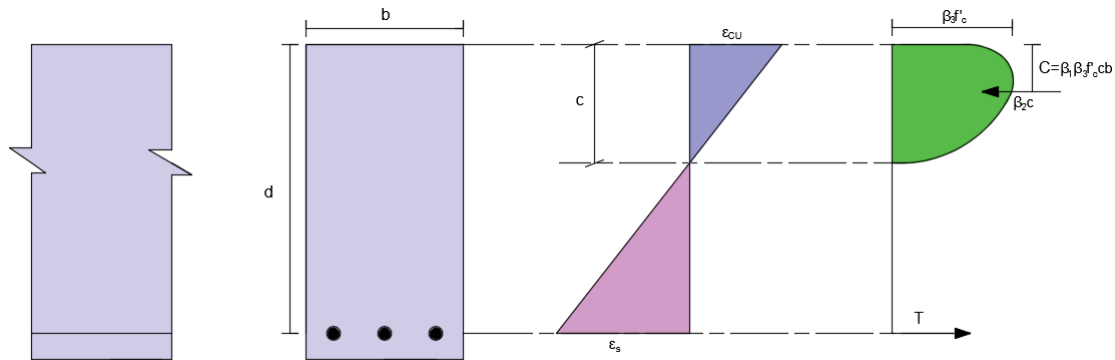


Figura I.10 Distribuciones de deformaciones y esfuerzos en una sección sujeta a flexión

Elementos sujetos a fuerza cortante

Uno de los objetivos al diseñar concreto reforzado es crear miembros dúctiles que permitan advertir cuando habrá una falla inminente. Las fallas por fuerza cortante ocurren de repente con poca o ninguna advertencia, por esta razón los elementos se diseñan para que colapsen por flexión bajo cargas que son apreciablemente menores que aquellas que podrían causar falla por cortante, forzando a que los elementos tengan un comportamiento dúctil.

En elementos homogéneos elásticos, los esfuerzos por cortante τ , al igual que ocurre en flexión, son proporcionales a las deformaciones y se pueden calcular con la siguiente ecuación, donde se requiere conocer la fuerza cortante total que actúa en la sección de análisis V , el primer momento de área Q , el grosor del material en dirección perpendicular al cortante b , y el momento de inercia de la sección transversal I .

$$\tau = \frac{VQ}{Ib}$$

Como se mencionó en la sección I.1, el efecto principal de la fuerza cortante en un elemento de concreto es el desarrollo de esfuerzos de tensión inclinados con respecto al eje longitudinal del miembro. Estos esfuerzos pueden originar la falla del elemento a una carga inferior a aquella que produciría la falla en flexión.

Para un miembro sometido a fuerza cortante, en los primeros incrementos de carga no existe notable diferencia entre el comportamiento de un elemento que falle de esta manera u otro que falle por flexión. El comportamiento es esencialmente elástico hasta que aparecen las primeras grietas en la parte inferior debidas a la flexión. Sucesivamente, al aumentar las cargas, la fuerza cortante puede crear esfuerzos principales que excedan la resistencia a tensión del concreto produciendo grietas inclinadas en la mitad del peralte aproximadamente. Si se sigue incrementando la carga, se producen las primeras grietas inclinadas completas, a esta carga se le denomina **carga de agrietamiento**

inclinado. A partir de este momento, el comportamiento del elemento es diferente a un miembro que falla por flexión.

Respecto a la falla de elementos por fuerza cortante, se distinguen tres tipos tal como se ilustra en la Figura I.11. Se le conoce como de **tensión diagonal** si la grieta inclinada aparece súbitamente sin señal previa y se extiende de inmediato hasta colapsar la pieza. Se denomina de **compresión por cortante** si el agrietamiento inclinado se desarrolla gradualmente y el colapso de la pieza se produce finalmente por el aplastamiento de la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada. Existe también una tercera falla que se le llama de **adherencia por cortante**, en donde la resistencia se alcanza cuando se presentan extensos agrietamientos longitudinales al nivel del acero de tensión, simultáneos con un aplastamiento ligero en la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada.

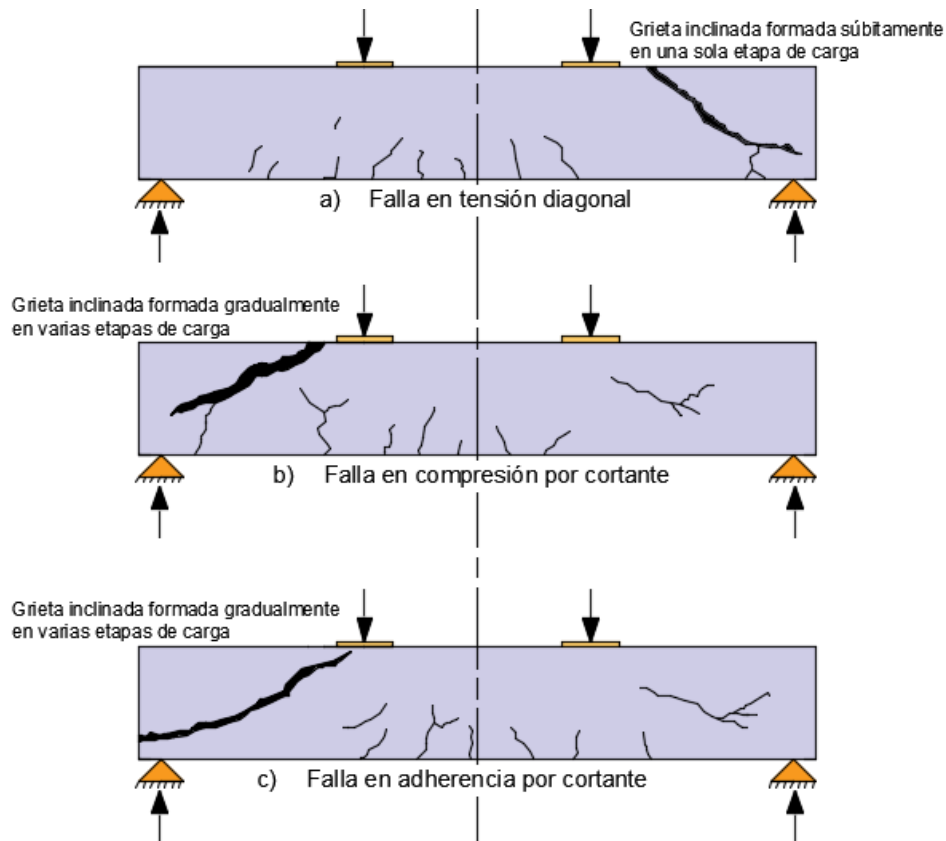


Figura I.11 Tipos de falla en elementos sujetos a fuerza cortante

La resistencia nominal o teórica de un miembro sometido a fuerza cortante está determinada por la resistencia del concreto a este efecto más la del acero de refuerzo, por lo tanto se tiene la siguiente igualdad:

$$V_n = V_c + V_s$$

El refuerzo transversal que se aplica en elementos de concreto para contrarrestar los efectos de la fuerza cortante pueden ser estribos, o bien, barras dobladas en zonas donde no se necesiten para tomar esfuerzos longitudinales, de tal forma que atraviese regiones donde puedan aparecer grietas inclinadas. En esta tesis, analizaremos el caso de las barras dobladas ya que es el método más común para aprovechar el acero de refuerzo contra los efectos de momento flexionante y fuerza cortante en losas de concreto.

Si el refuerzo transversal es suficiente, las grietas inclinadas serán pequeñas y de poca importancia, por lo tanto, la falla se producirá por flexión. Cabe señalar que independientemente del refuerzo transversal que se use, éste no contribuye a resistir los esfuerzos inclinados de tensión hasta la formación de las primeras grietas inclinadas.

En el caso específico del efecto de fuerza cortante en losas, se tiene la Figura I.12, donde se indica cualitativamente la curva carga-deformación al centro de este tipo de elementos con la carga concentrada aplicada sobre una superficie cuadrada menor y apoyada por todo el perímetro. Primeramente se tiene un comportamiento lineal hasta las primeras grietas en la zona de tensión; después, se alcanza la primera fluencia del refuerzo horizontal de tensión y el agrietamiento se extiende, pueden presentarse simultáneamente grietas inclinadas; finalmente, se produce el colapso por penetración de la columna con una superficie de falla en forma de pirámide o cono truncado.

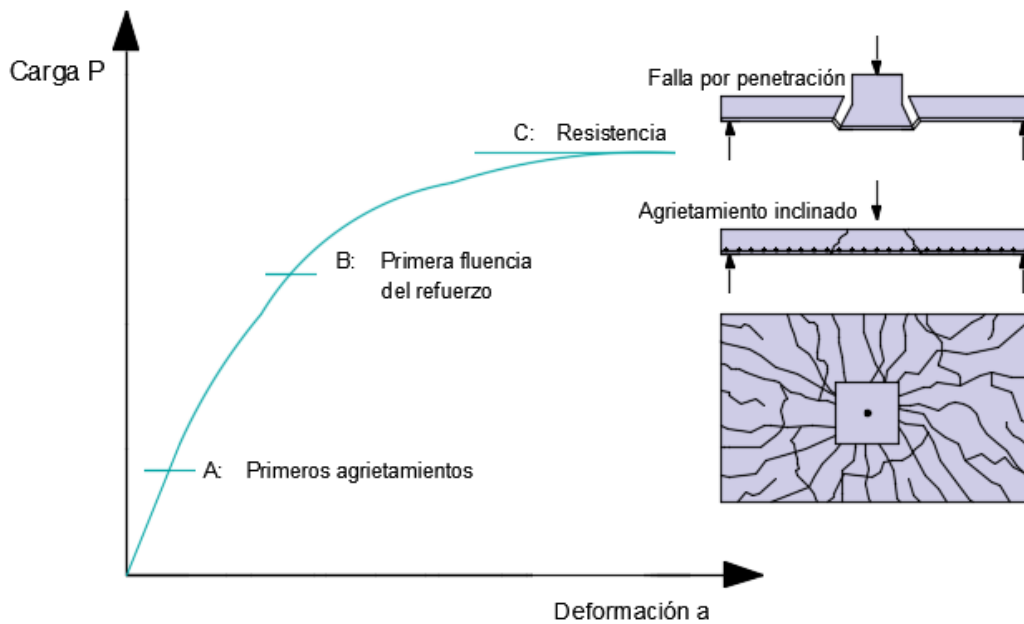


Figura I.12 Gráfica carga-deformación de una losa

Según la relación entre el claro y el peralte de la losa, o bien, de la relación entre el área de la losa y el área de la superficie donde se aplica la carga y de la cantidad de acero longitudinal de flexión, la falla por perforación puede presentarse antes o después de que fluya el acero longitudinal.

La presencia de refuerzo transversal conformado por varillas no evita el colapso final por perforación, sin embargo, permite que esta perforación se genere a deformaciones considerables una vez que se ha desarrollado la capacidad por flexión del elemento.

Los esfuerzos nominales de resistencia de losas son generalmente mayores que en vigas, esto es debido principalmente al efecto del ancho del elemento y a que el concreto alrededor de la superficie cargada está sujeto a compresiones normales en dos direcciones que le proporcionan un cierto confinamiento lateral.

En losas, debido a que los momentos flexionantes disminuyen rápidamente del perímetro del área cargada hacia los centros de los tableros, las tensiones máximas antes del agrietamiento se concentran en zonas cercanas a una superficie definida por planos trazados a 45° a partir del perímetro del área cargada.

Si aumenta la carga, el fuerte gradiente de momentos en losas hace que las grietas inclinadas tiendan a producirse en la zona adyacente al área cargada ya que las grietas no pueden desarrollarse súbitamente ni hacia el área cargada debido al confinamiento, ni tampoco a lo largo del acero de tensión, porque este suele estar presente en cantidades suficientes.

De acuerdo a ensayos en losas bajo la acción de una columna, la resistencia es generalmente dos veces la carga que produce los primeros agrietamientos inclinados alrededor del área cargada, y depende de la zona de compresión disponible en el perímetro de dicha área.

Finalmente, algunas características que impactan directamente a la resistencia de las losas en términos de fuerza cortante son las siguientes: el peralte de la losa en la sección crítica, el lado del área cargada o lado de la columna, la presencia de perforaciones y agujeros en las cercanías del área cargada, la restricción o desplazamiento en el plano de la losa y la velocidad de aplicación de la carga.

Elementos sujetos a torsión

Los efectos de momentos torsionantes en el análisis estructural no se les ha dado la misma importancia que a los otros tratados anteriormente, principalmente porque hace algunos años se consideraba de menor importancia y no se disponía una manera precisa de estimarla, por consiguiente, la información es limitada. Hoy en día se sabe que la torsión puede ser en muchos casos decisiva en el análisis, o al menos, tener un efecto suficientemente trascendente para no poder despreciarla sin que la estructura sufra consecuencias.

La torsión suele presentarse en ciertos sistemas estructurales que inducen a sus elementos este efecto. A continuación se presentan algunas situaciones de interés para este trabajo. Uno de ellos es el caso de vigas de borde en sistemas de piso, que corresponde a un sistema de piso con vigas secundarias perpendiculares a una viga principal de borde como se ilustra en la Figura I.13. La viga de borde restringe parcialmente a las vigas secundarias contra rotación por flexión, es decir, que proporciona un semiempotramiento a las vigas secundarias y recibe a su vez un momento torsionante por condiciones de equilibrio.

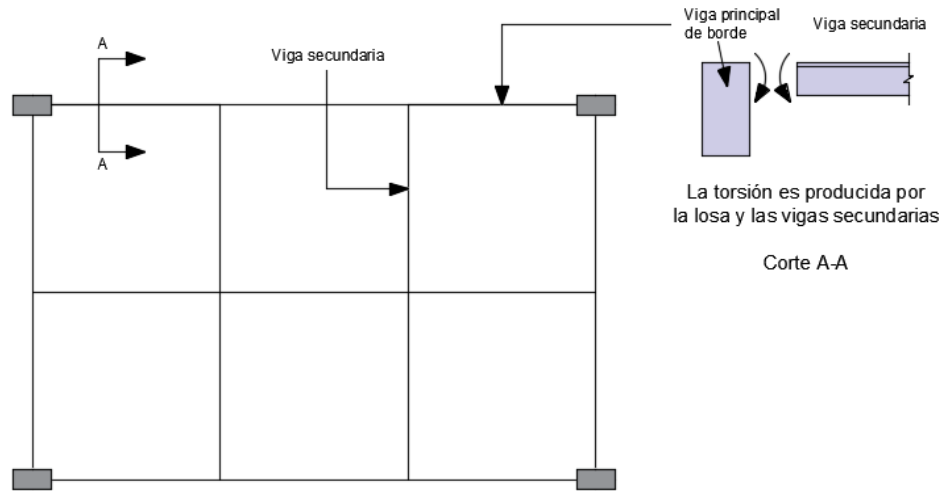


Figura I.13 Vigas de borde en sistemas de piso, elemento estructural sujeto a torsión

Casos parecidos al anterior son los sistemas de piso de vigas y losas sin vigas secundarias, así como el de losas planas con vigas de borde, en los que las losas transmiten directamente momentos torsionantes a dichas vigas de borde.

Este efecto tiene gran importancia en sistemas de piso porque según diferentes pruebas, en ocasiones la falla de los elementos ocurre por torsión de las vigas borde antes de que alcance su resistencia en flexión.

En una viga de concreto simple sujeta a torsión, el colapso sucede repentinamente para pequeños valores de ángulo de giro, de tal manera que genera una falla frágil similar a la de flexión (Figura I.14). Dicha falla, comienza con la formación de una grieta inclinada de tensión en una de las caras mayores del elemento. Esta condición se extiende a las otras caras y finalmente ocurre el colapso por aplastamiento del concreto en la cara mayor opuesta.

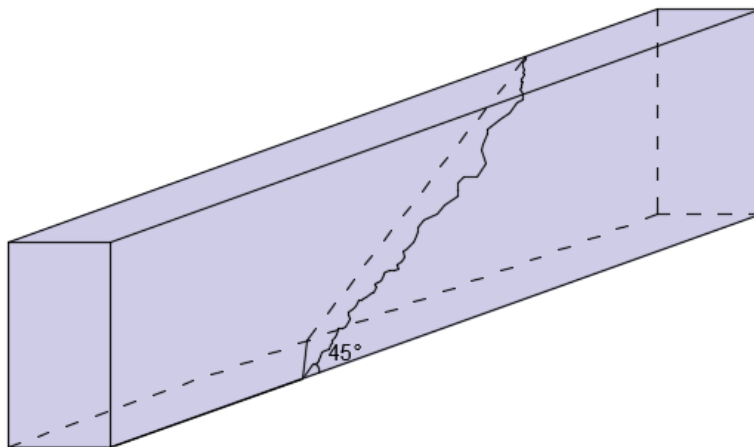


Figura I.14 Superficie de falla de un elemento de concreto simple sometido a tensión

Para elementos de concreto reforzado, el agrietamiento que da origen a la falla es a causa de esfuerzos de tensión (Figura I.15). El acero no contribuye notablemente a la resistencia a torsión si no se combina el refuerzo longitudinal con refuerzo transversal.

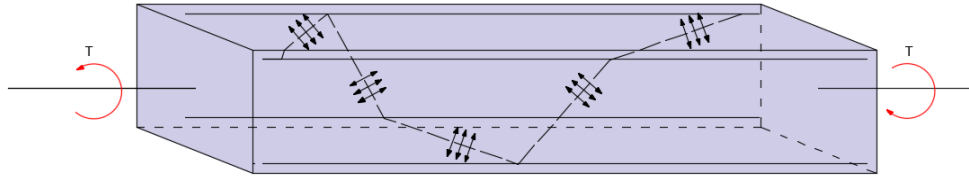


Figura I.15 Esfuerzos de tensión producidos por un momento torsionante

Analizando vigas con refuerzo longitudinal y transversal, el comportamiento se divide en dos etapas dependiendo si el elemento ya sufrió agrietamientos o no. Antes de que el espécimen se agriete es similar a un elemento de concreto simple debido a que en la curva momento torsionante-giro se tiene un rango lineal y los esfuerzos son muy pequeños. Una vez que se forman las fracturas en una de las caras mayores inicia la segunda etapa, cuando se agrieta el elemento, el giro aumenta rápidamente bajo un momento constante; posteriormente, hay un cambio en el estado interno de equilibrio en el que ocurre una transferencia de carga del concreto al acero. Al finalizar esta transferencia de carga, la torsión vuelve a aumentar, pero la rigidez del elemento es menor que antes del agrietamiento, de tal forma que tanto esta medida cuantitativa como el momento resistente dependen de la cantidad de refuerzo. Después de presentarse la torsión máxima, la curva se caracteriza por una rama descendente cuando falla la estructura (Figura I.16). Una vez que se alcanza la resistencia, el concreto de la cara mayor del elemento opuesta a la cara con grietas de tensión se aplasta, y el acero de refuerzo puede que fluya o no, dependiendo de su porcentaje.

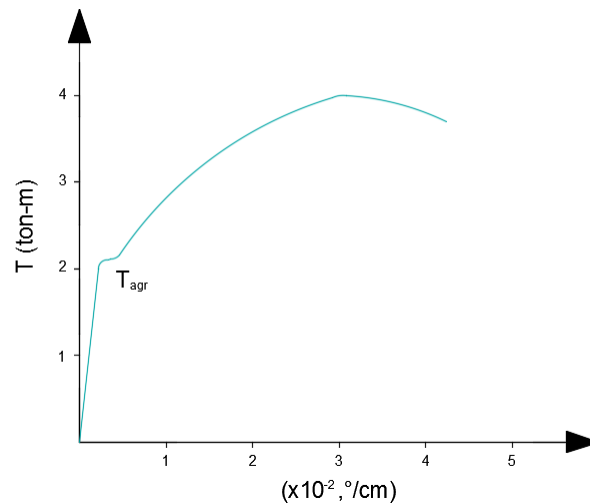


Figura I.16 Curva momento torsionante-giro de un elemento de concreto reforzado sujeto a torsión

Existen tres teorías principales para calcular la resistencia de elementos de concreto simple sujetos a torsión: la teoría elástica, donde se supone que el concreto es perfectamente elástico; la teoría plástica, que trabaja bajo la hipótesis que el material es perfectamente plástico; o la teoría de Hsu, que se desarrolló a partir del comportamiento y la falla descrita para elementos de concreto simple.

Para concreto reforzado, se tienen ecuaciones para determinar la resistencia al momento torsionante con base en el área y la separación de los estribos, así como en la fluencia del acero longitudinal.

I.2.3. Ventajas y desventajas

El concreto reforzado probablemente es el material de construcción disponible más explotado de todos. Su gran éxito radica en las ventajas que tiene, entre ellas se incluyen las siguientes:

- Posee una resistencia a la compresión considerable en comparación con la mayoría de los materiales.
- Presenta gran resistencia ante acciones del fuego o agua. Es el mejor material estructural para situaciones donde el agua está presente; adicionalmente, durante incendios de intensidad promedio, los miembros con un recubrimiento aceptable solo sufren daño en la superficie sin causar su falla.
- Es muy rígido.
- Es un material que requiere poco mantenimiento.
- Comparado con otros materiales, tiene una larga vida de servicio. Bajo condiciones adecuadas, las estructuras de concreto reforzado pueden ser usadas indefinidamente sin reducir su capacidad de carga, incluso ésta aumenta al paso de los años a causa del proceso de la solidificación de la pasta de cemento.
- Puede ser colado en una extraordinaria variedad de formas.
- En la mayoría de los lugares, el concreto aprovecha materiales locales cuyo precio es razonablemente económico (i.e. arena, grava y agua) y requiere de pequeñas cantidades de cemento y acero de refuerzo, que posiblemente tenga que ser enviado de otras partes.
- Necesita un nivel relativamente bajo de habilidad en los trabajadores para su construcción.

No obstante, para usar el concreto exitosamente, se tienen que considerar los puntos débiles de este material, entre los que se encuentran:

- Baja resistencia a la tensión, por lo que necesita refuerzo en zonas vulnerables.
- Requiere cimbra para mantener el concreto en su lugar hasta que se haya endurecido suficientemente. Igualmente, puede necesitar estructuras provisionales hasta que los miembros tengan la suficiente resistencia para sostenerse a sí mismos.
- La poca resistencia que se tiene por unidad de peso de concreto conlleva a tener miembros pesados. Esto se convierte en un asunto de gran importancia para estructuras de grandes claros donde la carga muerta del concreto posee un efecto notable en momentos flexionantes.
- De forma similar, la poca resistencia por unidad de volumen de concreto provoca que los miembros sean relativamente grandes, una consideración importante para edificios altos y estructuras de grandes claros.

- Las propiedades del concreto sufren grandes variaciones a causa de la proporción y mezcla de sus elementos.
- Se debe tener un buen control al colocar y curar al concreto, debido a que afecta de manera sustancial la resistencia.

I.3. Concreto presforzado

Análogamente a la sección anterior, primeramente se menciona la clasificación del concreto presforzado, así como el acero de presfuerzo que requiere; en seguida, se explica el comportamiento y resistencia de elementos sujetos independientemente a la acciones de carga axial, flexión, fuerza cortante y torsión; por último, se presentan las ventajas y desventajas de utilizar concreto presforzado como material de construcción. Las referencias que se utilizaron para extender esta sección fueron las que se muestran en los puntos 2, 11, 22 y 23 de la Bibliografía.

El concreto presforzado es la creación deliberada de un estado interno de esfuerzo permanente en una estructura con el fin de mejorar su desempeño. Tales esfuerzos son diseñados para contrarrestar a aquellos que son provocados por cargas externas (Figura I.17). El presfuerzo generalmente involucra por lo menos dos materiales, concreto simple y tendones como acero de presfuerzo, los cuales cuando actúan juntos tienen un mejor rendimiento que si trabajaran de manera aislada (Figura I.18).

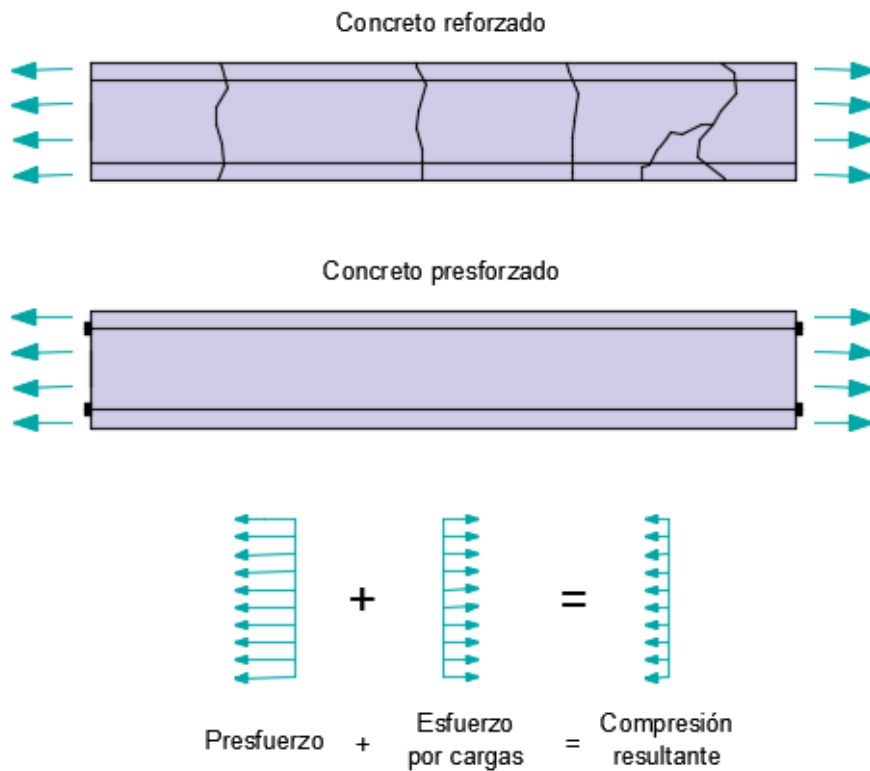


Figura I.17 Esfuerzos internos diseñados para balancear esfuerzos externos a tensión

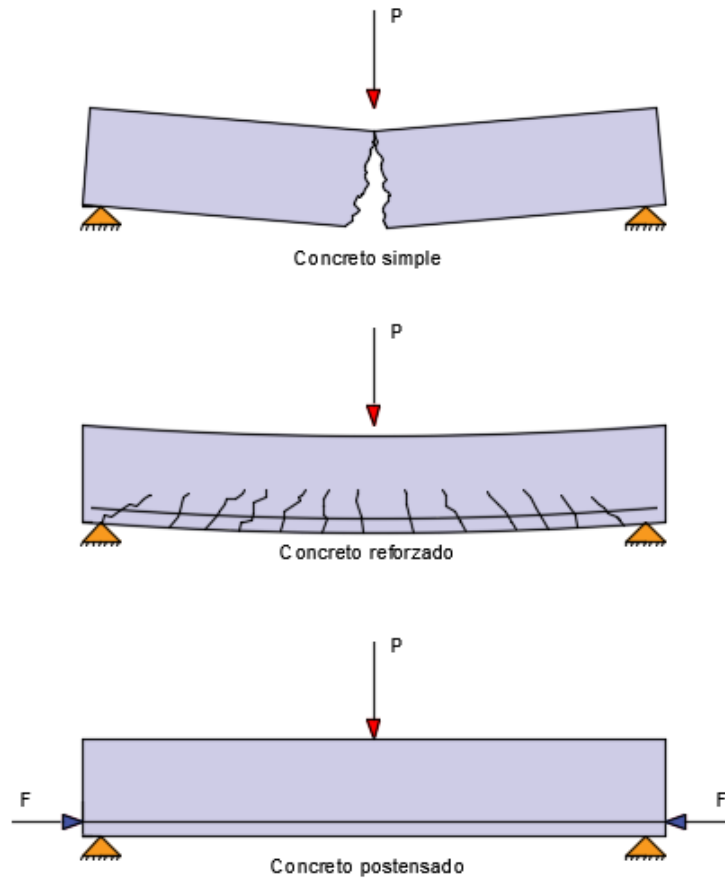


Figura I.18 Concreto simple, concreto reforzado y concreto postensado ante cargas de servicio

El concepto de concreto presforzado tiene dos categorías (Figura I.19), las cuales se discuten a continuación:

- **Concreto pretensado:** Es en el cual el acero es esforzado antes de que se cuele el concreto. El acero está directamente en contacto con el concreto y es ampliamente usado en elementos prefabricados. En este sistema, el material de presfuerzo es tensado y anclado con cuñas a una extensión predeterminada; posteriormente, el concreto se cuele alrededor del acero, se cura y una vez que este se haya endurecido, se suelta el presfuerzo. Debido a que la adherencia entre los materiales resiste el acortamiento, en el concreto se crea un estado interno de compresión.
- **Concreto postensado:** En este método, el acero se dispone sin esforzar dentro del elemento de concreto de tal manera que tenga un perfil usualmente parabólico que sea adecuado para ejercer una fuerza interna en dirección opuesta a las cargas gravitacionales. Por lo general, se utilizan tendones como acero de presfuerzo que están engrasados dentro de una cobertura plástica para que el acero no esté en contacto directo y pueda deslizarse libremente cuando se tensen una vez que el concreto haya sido colocado y endurecido. El concreto postensado está asociado normalmente a procedimientos colados *in situ*.

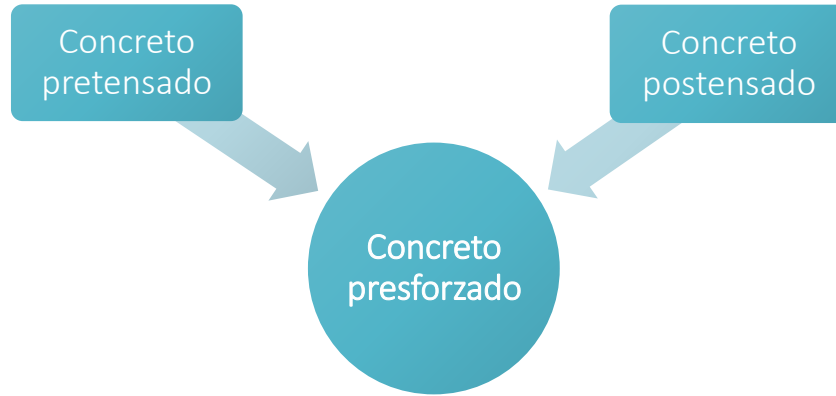


Figura I.19 Categorías del concreto presforzado

Para tensar los tendones, generalmente se usan gatos hidráulicos como el que se muestra en la Figura I.20. Los gatos hidráulicos están equipados con un manómetro calibrado y reaccionan contra la placa de anclaje. Usualmente el alargamiento del cable es de 20 cm a 30 cm aunque varía según la fricción por los cambios de dirección. Una vez que se alcanza la elongación deseada, los tendones son anclados con pequeñas cuñas que restringen su desplazamiento.

Cabe señalar que para cables con longitudes menores de 30 m se tensan en un solo extremo; mientras que para longitudes mayores, se suelen requerir juntas de construcción intermedias para realizar un tensado por tramos.



Figura I.20 Gato hidráulico empleado para tensar los tendones

En uno de los dos modelos de este trabajo, se plantea un sistema de piso a base de losas presforzadas coladas directamente en el lugar, por ende, el análisis se centra a las losas planas de concreto postensado como una alternativa viable ante las losas macizas de concreto reforzado.

I.3.1. Acero de presfuerzo

En el concreto presforzado, se requieren aceros de alta resistencia que permitan grandes elongaciones debido a que de otra forma, el esfuerzo inducido en este material disminuiría sustancialmente o desaparecería con el tiempo.

Por lo general, se emplean aceros con un esfuerzo mínimo de fluencia f_{sr} de 19,000 kg_f/cm^2 (270,000 psi) o mayores (Figura I.21), capaces de soportar las pérdidas y de mantener niveles de esfuerzos restantes adecuados para contrarrestar las cargas externas. Al esfuerzo que se tiene en el acero una vez que se le sustraen las pérdidas inmediatas y diferidas se le denomina **presfuerzo efectivo**.

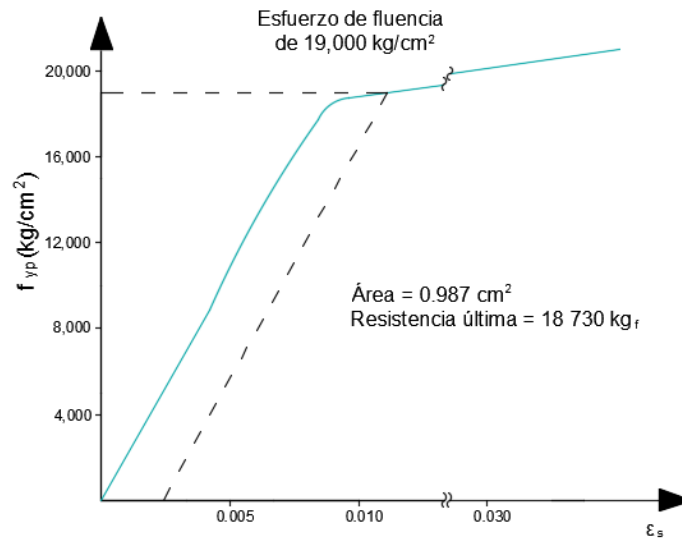


Figura I.21 Diagrama esfuerzo-deformación para tendón de presfuerzo de 19,000 kg_f/cm^2

Además del alto límite de fluencia para este tipo de acero, se necesita también de otras propiedades para lograr que el elemento tenga un presfuerzo conveniente. Entre ellas: que se mantenga en el rango elástico ante un esfuerzo relativamente alto, ductilidad suficiente antes de la falla, buenas propiedades de adherencia, baja relajación, resistencia ante fatiga y corrosión, así como que sea económico y fácil de colocar.

Como acero para presfuerzo, se pueden usar cables, tendones o varillas. En el caso de esta tesis, se utilizaron tendones para el análisis de las losas postensadas debido a que es una de las opciones más viables en el mercado.

Los tendones están formados por un torón configurado por siete alambres trenzados de acero de alto límite de fluencia colocados dentro de una funda plástica. Esta cubierta es colocada mediante extrusión o sellado térmico y sirve para evitar la adherencia entre el acero y el concreto. Asimismo, los cables están engrasados con un medio orgánico de alta calidad que lubrica y permite el deslizamiento entre el acero y el plástico, además de proteger al acero contra la corrosión (Figura I.22).

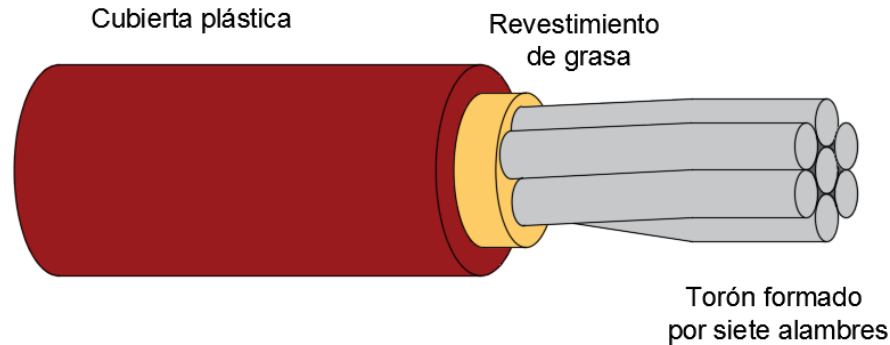


Figura I.22 Tendones de acero presforzado

Las pérdidas por presfuerzo están dadas por la contribución de varios factores y son difíciles de determinar precisamente, sin embargo, se estiman con un valor conservador de $1,075 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$ para restarla al presfuerzo inicial aplicado con los gatos hidráulicos y así obtener el esfuerzo efectivo en el tendón a largo plazo.

Entre las pérdidas más importantes en miembros presforzados están las siguientes, donde las primeras dos están directamente relacionadas con las deformaciones que sufre el concreto por sí mismo a lo largo del tiempo:

- **Contracción:** este fenómeno es causado por la pérdida de contenido de agua en el concreto, por lo que ocurren deformaciones que causan la disminución de volumen y longitud, lo que repercute en el tensado del acero de presfuerzo.
- **Flujo plástico:** El concreto bajo cargas en el tiempo se deforma en la dirección de la carga, resultando en otra pérdida de presfuerzo en los tendones.
- **Acortamiento elástico:** cuando la fuerza inducida en los tendones es transferida al concreto, éste se comprime elásticamente provocando un acortamiento en la longitud de los tendones.
- **Relajación del acero:** La relajación es una propiedad del acero en el cual las moléculas se reorientan para disminuir el esfuerzo.
- **Gran peralte:** en elementos de peralte importante como en vigas, el cambio de dirección de los tendones causa resistencia horizontal.
- **Fricción:** en tendones largos postensados, se desarrolla fricción en la cobertura de plástico a pesar de que está engrasado. En el caso de miembros pretensados, no existe esta pérdida porque los tendones son esforzados antes de que el concreto se coloque.

De acuerdo al apartado 9.4.1.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto, así como a la sección 18.5.1 (b) del código ACI 318, los tendones en sitio pueden esforzarse y anclarse como máximo a un 70% de su resistencia nominal a tensión. Por lo tanto, esta consideración es una restricción preponderante para el diseño de losas postensadas.

Cabe señalar que el acero de refuerzo común sirve como complemento en estructuras de concreto presforzado para mitigar las fuerzas y momentos actuantes, o bien, para contrarrestar las deformaciones que se puedan presentar en regiones con grandes esfuerzos, por lo que es conveniente incluirlo en el armado de los elementos.

I.3.2. Comportamiento, modos de falla y resistencia de elementos de concreto presforzado

Elementos sujetos a carga axial

Las losas postensadas están regidas principalmente por los efectos de flexión y fuerza cortante, por lo que la carga axial no representa un efecto trascendente en estos sistemas. Sin embargo, se presenta una breve explicación de este efecto para tener un mejor entendimiento de otros tipos de elementos de concreto presforzado.

Aunque el presfuerzo se emplea predominantemente en elementos a flexión como vigas o losas, también se coloca en miembros que trabajan principalmente a carga axial como columnas (elementos a compresión) o elementos de una armadura (elementos a compresión tensión).

Ordinariamente, las columnas están sujetas a flexión además de carga axial porque las fuerzas externas rara vez son concéntricas. Como resultado, la sección de concreto experimenta tensión en el lado más alejado de la línea de acción de la carga longitudinal provocando que puedan aparecer grietas en esta zona. Si la excentricidad de la carga es grande, el concreto presforzado representa una alternativa viable; por otro lado, si la carga aplicada es concéntrica, el presfuerzo es innecesario e incluso perjudicial a causa de que el esfuerzo en la sección de concreto es incrementado innecesariamente.

La teoría, análisis y diseño de elementos de miembros presforzados a compresión es similar a aquellos de concreto reforzado debido a que la fuerza interna de presfuerzo axial en los tendones unidos directamente al concreto no tiene ningún efecto en la acción de la columna. No obstante, estos elementos presentan la gran ventaja que no pueden pandearse fácilmente. Si el acero de presfuerzo y el concreto a su alrededor están en contacto directo a lo largo de la longitud total del elemento, se neutraliza la tendencia del concreto a flexionarse a la mitad de su longitud. Por esta razón, el presfuerzo tiene gran aplicación para evitar el pandeo en mástiles y pilotes pretensados o postensados.

Los miembros a tensión por lo común están sujetos únicamente a tensión directa, como ocurre en el caso de las armaduras. Dos de los aspectos primordiales a verificar en estos elementos son prevenir el agrietamiento cuando están sometidos a cargas de servicio, así como que sean capaces de soportar toda la deformación necesaria para desarrollar su resistencia completa ante cargas externas de servicio y sobrecargas. El presfuerzo resulta ser una opción viable en los miembros en cuestión porque ayuda a aminorar el agrietamiento, como consecuencia, el acero de refuerzo está más protegido ante condiciones ambientales como la corrosión.

Elementos sujetos a flexión simple

Existen tres enfoques diferentes que se pueden aplicar para el análisis de miembros de concreto presforzado, los cuales se exponen en seguida:

En el primero, se trata al concreto presforzado esencialmente como un material compuesto, sin una consideración específica para alguno de sus dos componentes principales, el acero y el concreto (Figura I.23.a).

En el segundo enfoque, se realiza un análisis similar al del concreto reforzado, en donde la parte correspondiente de concreto es la que soporta la fuerza de compresión, mientras que el componente de acero se encarga de las fuerzas de tensión (Figura I.23.b). Estos dos componentes, acero y concreto, pueden ser considerados de manera separada o como una combinación de cuerpos libres en equilibrio bajo los efectos de fuerzas externas y reacciones. No obstante, hay una diferencia fundamental en el comportamiento de estas secciones cuando se les aplica un momento flexionante.

En secciones de concreto reforzado, si se aplica un momento flexionante en el rango de comportamiento elástico, el par de fuerzas, la de compresión en la sección sin agrietamiento y la de tensión en el acero, incrementan mientras la distancia entre ellas permanece constante; en cambio en secciones de concreto presforzado, si hay un incremento en la aplicación del momento flexionante, el par de fuerzas permanecen constantes porque están restringidos por la fuerza de compresión inducida por el presfuerzo, como consecuencia, la distancia entre el par de fuerzas aumenta.

Finalmente, se tiene el enfoque de la carga balanceada para analizar elementos presforzados, en el cual el miembro de concreto es considerado como un cuerpo libre sujeto a cargas externas incluyendo su peso propio (Figura I.23.c). La fuerza de presfuerzo y el perfil de acero son seleccionados para balancear directamente parte de esta carga externa; mientras que para los efectos del resto de las cargas externas, se supone al miembro como una viga elástica sin agrietar. Esta técnica es una manera simple y poderosa para el diseño de vigas continuas, marcos y losas en dos direcciones, por lo que en este documento es el que se aplica para el análisis del sistema de piso a base de losas postensadas.

El proceso de diseño en concreto presforzado comienza con la selección de una geometría preliminar debido a que los esfuerzos de flexión en la mayoría de los casos controlan las dimensiones de la sección sin importar si es pretensado o postensado. Ulteriormente, mediante varias pruebas y ajustes se converge a una sección transversal final que satisfaga los requerimientos de flexión tanto en el concreto como en el acero, es decir, que tenga la cantidad y el tendido del acero presforzado requerido. Por último, se debe verificar que la sección cumpla con otros requisitos estipulados en el Reglamento que se esté siguiendo, entre ellos: que no se exceda la capacidad de soportar otros efectos, así como que se revisen las deflexiones y agrietamientos permitidos.

A diferencia de los elementos de concreto reforzado, en el diseño por flexión de miembros de concreto presforzado se necesitan hacer revisiones adicionales de la transferencia de carga y de los estados límites de servicio para garantizar que el agrietamiento sea despreciable y los efectos a largo plazo en deflexión estén controlados. Asimismo, se requiere indicar la resistencia de reserva para condiciones de sobrecarga.

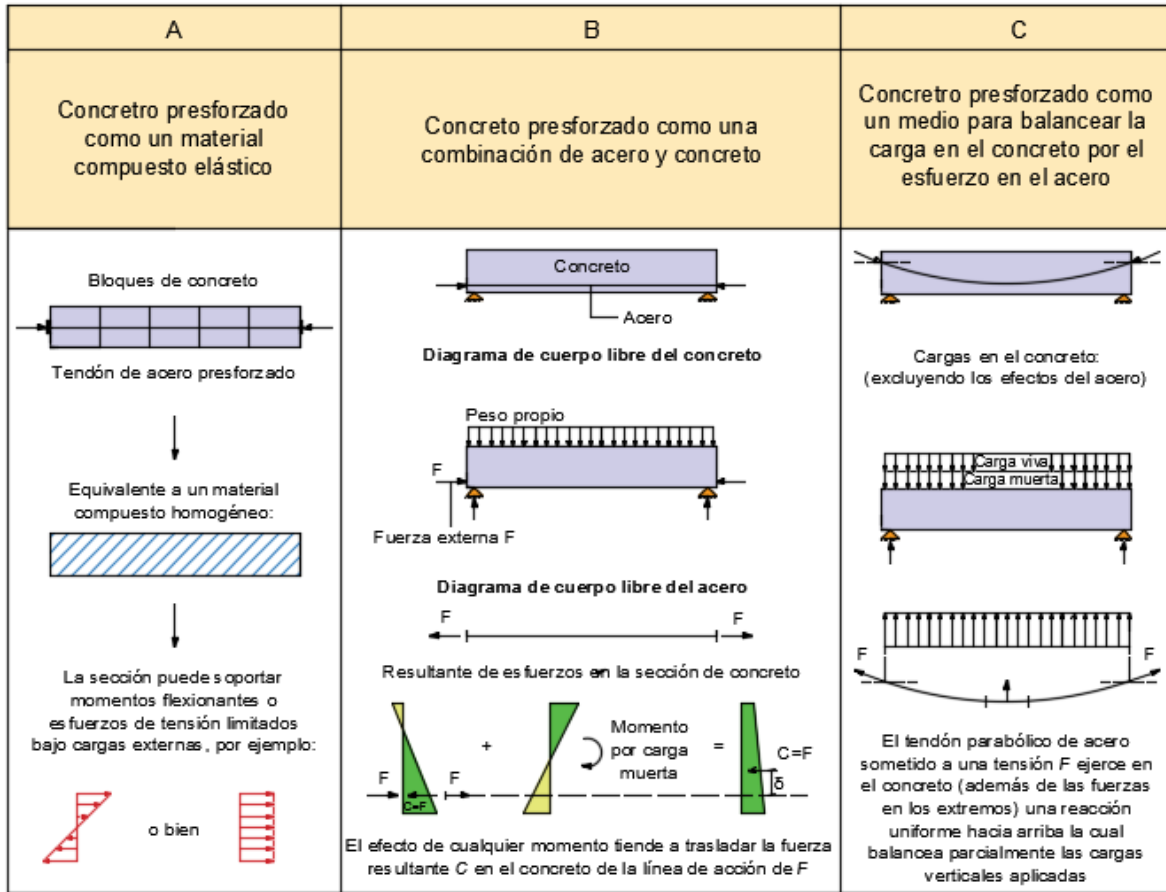


Figura I.23 Enfoques para el análisis de elementos de concreto presfuerzoado

En elementos de concreto presfuerzoado, las cargas externas muertas y vivas son aplicadas en el miembro considerando diferentes resistencias, así como diferentes etapas de carga (Figura I.24). Estas fases se pueden resumir de la siguiente forma:

- La fuerza de presfuerzo inicial P_i es aplicada; después, mediante transferencia, la fuerza es transmitida de los cables de presfuerzo al concreto.
- El peso propio completo PP actúa en el miembro junto con la fuerza inicial de presfuerzo P_i si el elemento está simplemente apoyado.
- La sobrecarga muerta SCM incluyendo la cubierta actúa en el miembro.
- La mayoría de las pérdidas a corto plazo de la fuerza de presfuerzo ocurren, provocando una fuerza de presfuerzo reducida P_{eo} .
- El miembro está sujeto a la carga de servicio completa considerando todas las pérdidas, teniendo una fuerza de presfuerzo P_e .
- La sobrecarga en el miembro ocurre bajo ciertas condiciones hasta el estado límite de falla.

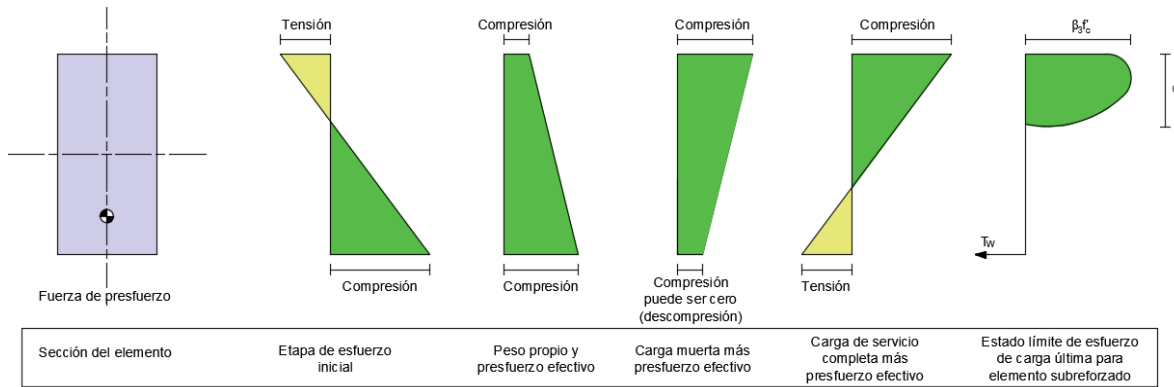


Figura I.24 Distribución de esfuerzos del elemento ante cargas durante su funcionamiento

Elementos sujetos a fuerza cortante y torsión

Como se ha comentado, las cargas externas actuantes en las estructuras rara vez producen un solo efecto sino que actúan simultáneamente; por esto, la fuerza cortante no es la excepción y se manifiesta conjuntamente cuando algún elemento está sujeto a momentos flexionantes o torsionantes.

Básicamente, el cortante y la torsión son diferentes: el cortante es una fuerza y la torsión es un momento de giro alrededor del eje del elemento. No obstante, los dos conllevan a esfuerzos de cortante similares en la estructura, estos esfuerzos pueden ser resueltos mediante el análisis de esfuerzos principales de tensión, también llamado **tensión diagonal**, y esfuerzos principales de compresión. La tensión diagonal es uno de los asuntos de mayor importancia debido a que induce agrietamiento al concreto. Para garantizar que el agrietamiento no cause la falla, se requiere refuerzo transversal para resistir al cortante y a la torsión principalmente en forma de estribos; también es necesario refuerzo longitudinal adicional por la demanda de estos dos efectos.

Similar a lo discutido en la parte I.2.2 de este documento, el comportamiento de vigas de concreto presfuerzo por el efecto de cortante y torsión es diferente al comportamiento por flexión porque falla abruptamente sin suficiente advertencia, además las grietas diagonales que se desarrollan son considerablemente más anchas que las grietas causadas por flexión. Tanto el cortante como la torsión dan origen a esfuerzos de cortante que pueden resultar en esfuerzos principales de tensión, por lo que la resistencia del concreto puede ser excedida en secciones críticas.

Existen dos principales ventajas que ofrece el concreto presfuerzo contra el concreto reforzado con respecto a la fuerza cortante, las cuales se mencionan a continuación:

1. Para la misma carga externa y todo lo demás permaneciendo igual, la fuerza cortante en el concreto presfuerzo es frecuentemente menor que en el concreto reforzado debido a la pendiente de la fuerza de presfuerzo. Esto se aprecia en la Figura I.25, en la que se observa que en cualquier sección, la diferencia en cortante entre el elemento de concreto presfuerzo y otro idéntico pero de concreto reforzado es esencialmente debido a la componente vertical de la fuerza de presfuerzo $V_p = F \text{ sen } \alpha$. V_p actúa generalmente en la

dirección opuesta a la carga externa, por ende, reduce la fuerza cortante en el elemento de concreto presfuerzo.

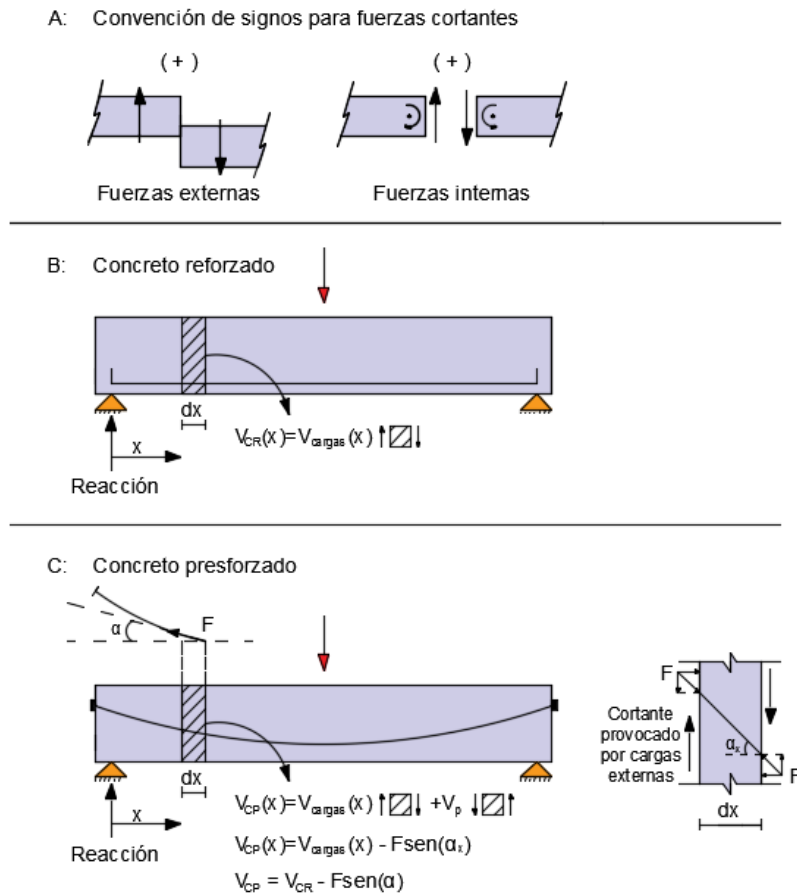


Figura I.25 Fuerza cortante en concreto reforzado y presfuerzo

- Debido a la fuerza de compresión provocada por el presfuerzo, la tensión diagonal es menor que en el concreto reforzado. Además, su ángulo de inclinación ϑ con respecto al eje del elemento se reduce. Esto implica que si ocurre el agrietamiento y si, por cuestiones de seguridad en diseño, la grieta inclinada se asume que cruza por lo menos un estribo, el espacio entre los estribos en concreto presfuerzo será mayor y el área de acero requerido será menor que en el concreto reforzado. Por lo tanto, se tiene una solución más económica para cortante.

La torsión es una forma de momento que causa el giro a lo largo del eje del elemento. Existen elementos estructurales de concreto que están sujetos a momentos torsionantes debido a la carga asimétrica. Sin embargo, la magnitud de estos momentos es generalmente pequeña en comparación a otros efectos y, por lo tanto, la torsión no siempre es considerada explícitamente. Existen, por otro lado, elementos estructurales y condiciones de carga en los cuales el efecto de torsión es significativo y rige el diseño, tal es el caso de cantilvers, puentes cargados asimétricamente, miembros curvos, escaleras en espiral, etc.

Así como en el comportamiento bajo cortante, el concreto simple puede resistir torsión hasta que se agrieta, después pierde toda su resistencia. El concreto reforzado y presforzado, en cambio, se comportan de forma similar al concreto simple hasta el agrietamiento, pero mantienen una resistencia significativa después de esta etapa ante el efecto de torsión.

Las teorías para modelar la torsión para elementos de concreto presforzado están basadas en las mismas que se aplican para concreto reforzado, por lo que es probable que sean necesarios más estudios referentes a este tema para conocer mejor su comportamiento.

I.3.3. Ventajas y desventajas

El concreto reforzado y presforzado no pueden ser considerados como competidores debido a que se complementan en función y en aplicación. En dado caso, podría ser un competidor a la construcción de estructuras metálicas por su capacidad de soportar mayores longitudes entre apoyos y a que una parte de los elementos de concreto presforzado (i.e. pretensados) se han convertido en productos prefabricados.

Muchas de las ventajas que ofrece el concreto reforzado con respecto a otros materiales, también las posee el concreto presforzado, entre ellas: resistencia al fuego, bajo mantenimiento, requerimiento de poca energía, versatilidad, etc. Sin embargo, hay otros factores que son exclusivos para el concreto presforzado, entre los cuales están los siguientes:

- El concreto presforzado usa acero y concreto de alta resistencia, por lo que saca provecho de los materiales de una calidad superior; consecuentemente, si todos los elementos se mantienen igual, necesita menor cantidad de materiales que el concreto reforzado.
- La sección de concreto completa está generalmente activa resistiendo la carga, mientras que en el concreto reforzado únicamente la parte sin agrietar de la sección está activa.
- A causa de los incisos anteriores, los elementos de concreto presforzado son más ligeros, más esbeltos y generalmente más estéticos que los de concreto reforzado.
- Debido a que el concreto presforzado no sufre agrietamientos importantes, provee una mejor protección que el concreto reforzado contra la corrosión del acero en ambientes agresivos y es más conveniente para estructuras de retención de líquidos.
- El concreto presforzado es un buen método para contrarrestar el efecto de la deflexión, especialmente en elementos sometidos a cargas sostenidas a largo plazo.
- Al tener una mejor resistencia ante la fuerza cortante por la pendiente de los tendones cerca de los apoyos y a la precompresión que es sometida el concreto para reducir la tensión diagonal, los elementos de concreto presforzado requieren menos estribos.
- Se considera que las estructuras de concreto presforzado tienen una mayor seguridad porque soportan los casos más severos de carga durante su etapa inicial de tensión del acero. Esto es verdadero ya que los elementos son probados y si pasan su primera prueba, es muy probable que se comporten bien bajo las cargas de servicio a las que estarán sometidos.

Por otro lado, varias de las desventajas del concreto reforzado también las posee el concreto presforzado, entre ellas:

- Necesita moldes o cimbra y estructuras provisionales para mantener el concreto en el lugar deseado hasta que el concreto se endurezca lo suficiente.
- Las características del concreto como resistencia y trabajabilidad tienen fluctuaciones importantes según la proporción de cada uno de sus elementos.
- Es necesario un control adecuado para la colocación y curado del concreto para que no se tengan efectos adversos en su resistencia.
- Los anclajes que se requieren para el concreto postensado son relativamente costosos.

Además de estos factores, hay otras consideraciones que si bien no representan directamente una desventaja, pueden ser decisivos al momento de decidir si el concreto presforzado podría ser una alternativa pertinente para algún proyecto.

Antes de hacer algún cálculo, no se puede determinar si el concreto presforzado resulta más económico que el concreto reforzado. Igualmente, el concreto presforzado requiere de mayor tecnología y es probable que no esté disponible donde se va a construir la estructura.

El concreto presforzado usa menos cantidad de material porque son de mayor calidad. Los miembros presforzados generalmente tienen menor peralte que los de concreto reforzado para las mismas condiciones de carga y longitud entre apoyos. Este peralte representa usualmente entre el 65 y el 80 por ciento del peralte en el miembro equivalente de concreto reforzado. Por lo tanto, el miembro presforzado requiere menos concreto y alrededor de 20 a 35 por ciento menos de la cantidad de refuerzo. Infortunadamente, el ahorro en la cantidad de material se balancea con un mayor costo por ser de una calidad superior.

CAPÍTULO II

II. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

II.1. Generalidades

El edificio que se toma como referencia y que se replica en la Ciudad de México para comparar el efecto en la estructura de las losas de concreto reforzado con las de concreto postensado está localizado en la calle 3663 E Guasti Rd, en la ciudad de Ontario, California, Estados Unidos (Figura II.1).

En este trabajo, se considera que la edificación funciona como hotel respetando el mismo uso que se tiene en la construcción original, la cual pertenece a la cadena hotelera *Embassy Suites* de la compañía *Hilton Hotels & Resorts*.

La estructuración de este hotel es a base de marcos rígidos de concreto con un sistema vertical de soporte comprendido por columnas. Adicionalmente, para proveer mayor rigidez y contrarrestar el efecto del sismo en la estructura, se emplean muros de concreto reforzado en dos direcciones. En La sección III.2 se proporciona información más detallada sobre este rubro.

Como el sistema sismo resistente está formado únicamente por los marcos de concreto, la transmisión de fuerzas se realiza por medio de las losas que conforman el sistema de piso y que actúan como diafragma infinitamente rígido.



Figura II.1 Hotel *Embassy Suites* ubicado en Ontario, California

II.2. Descripción arquitectónica

El edificio que se analiza en esta tesis consta de 8 niveles, de los cuales el primero tiene una altura de 5 m, mientras que el resto de los niveles poseen una altura de 3.5 m. De manera tradicional, la planta baja se destina como vestíbulo de recepción y en los entresijos se encuentran las habitaciones con un pasillo intermedio.

El terreno sobre el que se levanta el modelo mide 88.2 m en la parte longitudinal (Este-Oeste) y 31.2 m en la parte lateral (Norte-Sur) teniendo en cuenta las distancias a ejes. En la planta baja se tiene un área de construcción de 2,387.40 m², en el primer nivel de 2,305.80 m², en el segundo nivel de 1,190.40 m² y en el resto de los niveles de 1,094.40 m², sumando un área total de 12,450.00 m² considerando los paños exteriores delimitados por las columnas. En la Tabla II.1 se presentan las cotas y el área de construcción correspondientes a cada nivel. Cabe señalar que el hotel dispone de dos accesos de escaleras localizados cerca de cada extremo en la parte norte, así como dos elevadores ubicados en la parte central.

Tabla II.1 Altura y área construida de niveles de edificación

Nivel		Cota			Área construida (m ²)
Planta baja	NPB	NPT	+	0.00	2,387.40
1° Nivel	N01	NPT	+	5.00	2,305.80
2° Nivel	N02	NPT	+	8.50	1,190.40
3° Nivel	N03	NPT	+	12.00	1,094.40
4° Nivel	N04	NPT	+	15.50	1,094.40
5° Nivel	N05	NPT	+	19.00	1,094.40
6° Nivel	N06	NPT	+	22.50	1,094.40
7° Nivel	N07	NPT	+	26.00	1,094.40
8° Nivel	N08	NPT	+	29.50	1,094.40
TOTAL					12,450.00

La fachada del hotel con sus respectivas medidas entre ejes y alturas de nivel de piso terminado (NPT) se presenta en la Figura A.1 de los Anexos.

II.3. Tipificación de la estructura

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su artículo 170 hace la distinción de tres zonas geotécnicas diferentes: la zona I que corresponde a lomas; zona II, de transición; y zona III, lacustre (Figura II.2). Al ser la **zona III** una de la más problemáticas para la construcción de un edificio a causa de los depósitos de gran profundidad de arcilla altamente compresible, el hotel se ubica en esta región para considerar un caso desfavorable dado que se obtendrán fuerzas sísmicas significativas.

CAPÍTULO III

III. INFORMACIÓN TÉCNICA DEL PROYECTO

III.1. Datos del proyecto

El proyecto original del hotel se realizó con base en los planos estructurales elaborados por el despacho *Seneca Structural Engineering, Inc.* El Reglamento que delineó el diseño del hotel fue el del ACI (*American Concrete Institute*) por ser el código aceptado en el país donde se construyó el edificio.

De la información proporcionada en los planos, se ajustaron las dimensiones de los ejes del sistema inglés al sistema métrico. Así también, la geometría del edificio y la ubicación de los elementos estructurales permanecieron iguales para analizarlo y diseñarlo en la Ciudad de México con los Reglamentos pertinentes.

La modelación de la estructura de concreto reforzado se ejecuta con el programa comercial *ETABS*, desarrollado por la compañía *Computers and Structures, Inc.* Asimismo, también se utiliza el programa *SAFE* hecho por la misma empresa para modelar los sistemas de piso.

Debido a que el objetivo de este trabajo es comparar el efecto que producen diferentes sistemas de piso en la estructura, se realizan dos modelos para el análisis y diseño del mismo edificio de concreto reforzado:

- **MODELO A:** Edificio con sistema de piso compuesto por losas macizas perimetralmente apoyadas de concreto reforzado.
- **MODELO B:** Edificio cuyo sistema de piso es a base de losas macizas planas de concreto postensado.

Ambos modelos tienen las mismas dimensiones en planta y elevación. Adicionalmente, se respetan las consideraciones generales respecto al uso del edificio, ubicación en zona sísmica y distribución de cargas.

Para poder realizar una comparación adecuada entre los dos modelos, se permiten las siguientes consideraciones:

- Es posible cambiar la sección transversal de las columnas, así como la cantidad de acero de refuerzo necesario.
- El peralte y acero de la losa pueden ser variables entre los modelos según sea requerido por las disposiciones del Reglamento.

Cabe mencionar que el modelo A necesita de trabes para que los tableros de la losa se apoyen perimetralmente; en cambio, el modelo B al tener losas planas, no requiere estos elementos estructurales aunque puede emplear capiteles o refuerzo de pernos sobre las columnas para contrarrestar la fuerza cortante que se transmite.

III.2. Estructuración

Ambos modelos poseen muros exteriores de ladrillo multiperforado estructural de alta resistencia y muros de concreto reforzado con un espesor de 30 cm en ambas direcciones para aumentar la rigidez del sistema. Sin embargo, los modelos tienen importantes diferencias en su estructura y se describen a continuación:

Para el modelo A, se tiene una estructuración a base de marcos rígidos en dos direcciones. Las columnas, traveses, muros y losas utilizados en el sistema son de concreto reforzado. Respecto a los tableros del sistema de piso, éstos se apoyan perimetralmente tanto en las traveses como en los muros y poseen diferentes espesores dependiendo de los claros a cubrir, de su área tributaria y del nivel en que se encuentre.

El modelo B está resuelto con columnas de concreto reforzado que soportan directamente a las losas. El sistema de piso está estructurado a base de losas postensadas con peralte variable y tendones no adheridos al concreto. Las losas planas al estar apoyadas en las columnas, transmiten considerables momentos flexionantes y fuerzas cortantes, por lo que el uso de refuerzo de pernos contribuye a contrarrestar estos efectos y evitar la falla por penetración (Figura III.1). Cabe señalar que el diseño de este tipo de refuerzo queda fuera del alcance de esta tesis.



Figura III.1 Refuerzo de pernos sobre columna en losa postensada

III.3. Normatividad

Los documentos que se tomaron como referencia para el análisis y diseño de las estructuras son los siguientes:

- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 2004 (RCDF-04)
- *Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-08*

Haciendo uso también las Normas Técnicas Complementarias, 2004 (NTC-04) pertinentes que se estipulan en el RCDF-04:

- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C)
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S)
- Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para El Diseño Estructural de Edificaciones (NTC-E)

III.4. Propiedades mecánicas de los materiales

A continuación se presentan las características principales de los materiales de construcción a utilizar:

III.4.1. Concreto

Para ambos modelos, se estipula que todo el sistema está conformado por concreto clase I con una resistencia a la compresión de $f'_c = 250 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$.

De acuerdo al capítulo 1.5.1 de las NTC-C, se estiman las siguientes propiedades mecánicas del concreto:

- Resistencia a la compresión $f'_c = 250 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$
- Resistencia a la tensión $f'_t = 1.5\sqrt{f'_c}$
 $f'_t = 23.72 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 14,000\sqrt{f'_c}$
 $E = 221,359 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$

III.4.2. Acero de refuerzo

Tanto para las varillas como para los estribos se utiliza acero de grado 42, por ende, poseen las siguientes características:

- Esfuerzo mínimo de fluencia $f_y = 4,200 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$
- Esfuerzo mínimo de tensión $f_u = 6,300 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2,039,000 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$

Para el armado longitudinal de los elementos estructurales se usan varillas del número 3, 4, 6 y 8; mientras que para el refuerzo transversal de trabes y columnas, únicamente son necesarios estribos del número 3.

III.4.3. Acero de presfuerzo

Este tipo de acero solo se requiere para las losas de concreto postensado del modelo B y se distingue por las siguientes propiedades mecánicas:

- Esfuerzo mínimo de fluencia $f_{yp} = 17,200 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$
- Esfuerzo mínimo de tensión $f_{sr} = 19,000 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2,004,000 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$

Los cables están engrasados y tienen una cubierta plástica para que se puedan tensar y desplazar libremente sin que el acero se adhiera al concreto una vez que se cuele. Los tendones empleados son de baja relajación y poseen media pulgada de diámetro.

III.5. Análisis sísmico

Para comprender el contexto de la actividad sísmica del Valle de México, así como los parámetros de los modelos matemáticos para el análisis y diseño de una estructura sismo resistente, fue menester consultar las referencias 7, 12, 24, 25 y 26 de la Bibliografía.

El corazón de la Ciudad de México se erige sobre lo que fue la majestuosa Tenochtitlán, capital del Imperio mexica que llegó a ser una de las ciudades más grandes del mundo en su época y que controló gran parte de Mesoamérica. Esta antigua metrópoli tenía la peculiaridad que se desarrolló en un islote sobre el lago de Texcoco (Figura III.2).



Figura III.2 Representación de la Ciudad de Tenochtitlán en su apogeo

Fue en 1521 cuando la gran Tenochtitlán cayó ante los españoles e indígenas enemigos bajo el mando de Hernán Cortés, consecuentemente, se ordenó su reconstrucción para establecerla como la capital de la Nueva España. Fue en ese momento cuando el entorno lacustre se fue deteriorando hasta formar la geomorfología que conocemos en la actualidad.

El vertiginoso crecimiento de la Ciudad de México convirtió el lago de Texcoco y a los lagos aledaños en un suelo blando y compresible poco apto para soportar adecuadamente las estructuras que se levantan sobre él. La construcción de grandes obras hidráulicas para mitigar el problema de las inundaciones en la región también ha causado el secado casi total de los lagos. Adicionalmente, la explotación de los mantos acuíferos para el abastecimiento de agua ha generado hundimientos regionales y locales que afectan tanto a las cimentaciones y estructuras, lo que hace más propensas a las construcciones ante eventos sísmicos.

La Ciudad de México es conocida por ser una región comúnmente afectada por terremotos. De acuerdo al Dr. Emilio Rosenblueth (1987) las principales fuentes sísmicas se pueden clasificar en cuatro grupos de acuerdo a su ubicación en la República Mexicana (Figura III.3):

- Temblores locales, originados dentro o cerca de la cuenca ($M \leq 5.5$)
- Temblores tipo Acambay, que se originan en el resto de la placa de Norteamérica ($M \leq 7.0$)
- Temblores de profundidad media de falla normal, causados por rompimientos de la placa de Cocos ya subducida ($M \leq 6.5$)
- Temblores de subducción ($M \leq 8.2$)

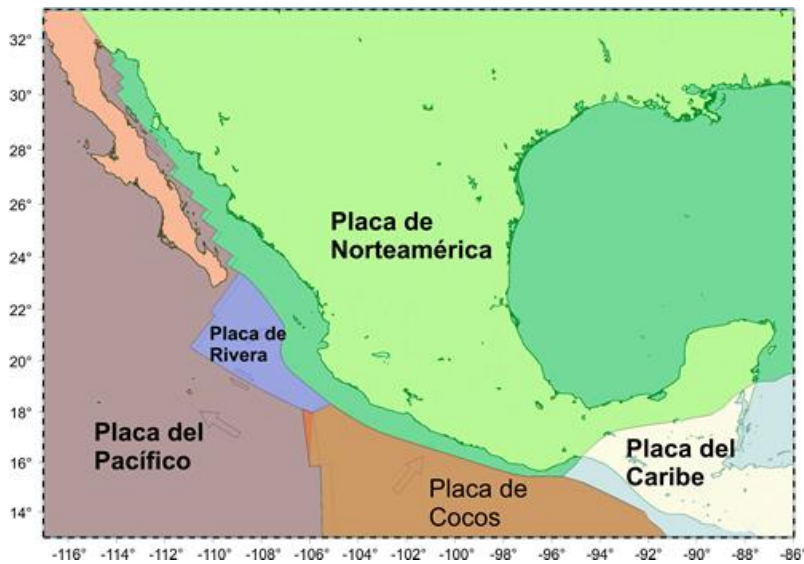


Figura III.3 Placas tectónicas que afectan a la República Mexicana

A pesar de que la Ciudad de México se encuentra a una distancia considerable de los epicentros (280 a 600 km), tiene una gran vulnerabilidad ante los sismos de subducción debido a que el tipo de ondas que llegan son ricas en periodos largos que sufren menos atenuación y experimentan una amplificación considerable al atravesar el suelo blando de los depósitos de lago. En otras palabras,

cualquier sismo significativo que ocurra en la zona de subducción (estados de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero u Oaxaca), tiene un efecto adverso en estructuras erigidas en la zona lacustre de la capital del país.

La vulnerabilidad de la Ciudad de México ante los terremotos, sobre todo en la zona de lagos, provoca que el análisis sísmico de las estructuras sea primordial para su diseño. Por ello, las NTC-S tienen como propósito obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no habrá fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes.

III.5.1. Parámetros para diseño sísmico

De acuerdo a la clasificación de la estructura según su uso, estipulado en el artículo 139 del RCDF-04, el hotel a diseñar pertenece a una construcción del **Grupo B1** dado que se localiza en la zona III y tiene más de 15 m de altura y más de 3,000 m² de área total construida.

Para sistemas estructurales ubicados en las zonas II y III, las NTC-S permiten emplear para su análisis el cuerpo del documento (capítulos 7 a 9), o bien, el Apéndice A que se encuentra al final de estas Normas. En nuestro caso, se emplea el cuerpo de las NTC- S principalmente porque no se considera la interacción suelo-estructura y el factor de reducción por sobrerresistencia.

El Reglamento distingue tres tipos de análisis por sismo y son aplicables de acuerdo a las características de la estructura que se trate:

- Método simplificado
- Método estático
- Método dinámico (análisis modal o análisis paso a paso)

Entre otras consideraciones, el método simplificado se restringe a edificios con una altura menor o igual a 13 m; en tanto que el método estático, a estructuras regulares no mayores de 30 m y estructuras irregulares de no más de 20 m. El **método dinámico**, al poder utilizarse para el análisis de toda estructura, es el que se aplica para nuestros modelos. Específicamente, el **análisis modal espectral**.

El factor de comportamiento sísmico considera fundamentalmente la ductilidad del sistema y permite reducir las fuerzas sísmicas mediante un factor de reducción. Los modelos a analizar se caracterizan por ser marcos de concreto reforzado que no cumplen con los requisitos para ser considerados dúctiles, por consiguiente, se tiene un factor de comportamiento sísmico **Q = 2**.

III.5.2. Ubicación de la estructura

Como se menciona en la sección II.3 de esta tesis, el artículo 170 del RCDF-04 fija tres regiones: lomas, de transición y lacustre definidas como zonas I, II y III, respectivamente. No obstante, las NTC-S en su apartado 1.4 distingue una zonificación más específica del D.F. dentro de la zona III para fines de diseño por sismo, que corresponde a las subzonas III_a, III_b, III_c y III_d.

Los modelos se levantan sobre la zona III, formada por lo que fueron los lagos hace 500 años. Estos consisten en depósitos lacustres blandos y compresibles con contenidos de agua que oscilan entre 50 y 500%, con profundidades de 60 m en Texcoco y mayores que 100 m en Tláhuac.

Como se propone analizar al hotel en una de las partes sísmicas más perjudiciales del Distrito Federal, se sitúa en la **subzona III_b** porque tiene la ordenada de aceleración máxima de 0.45. Cabe señalar que este criterio no necesariamente conlleva a obtener las fuerzas sísmicas máximas. En periodos menores a 0.7, las fuerzas sísmicas en los espectros de la zona II y III_a son mayores; mientras que para periodos de 3.2 en adelante, las zonas III_c y III_d son más problemáticas (Figura III.4).

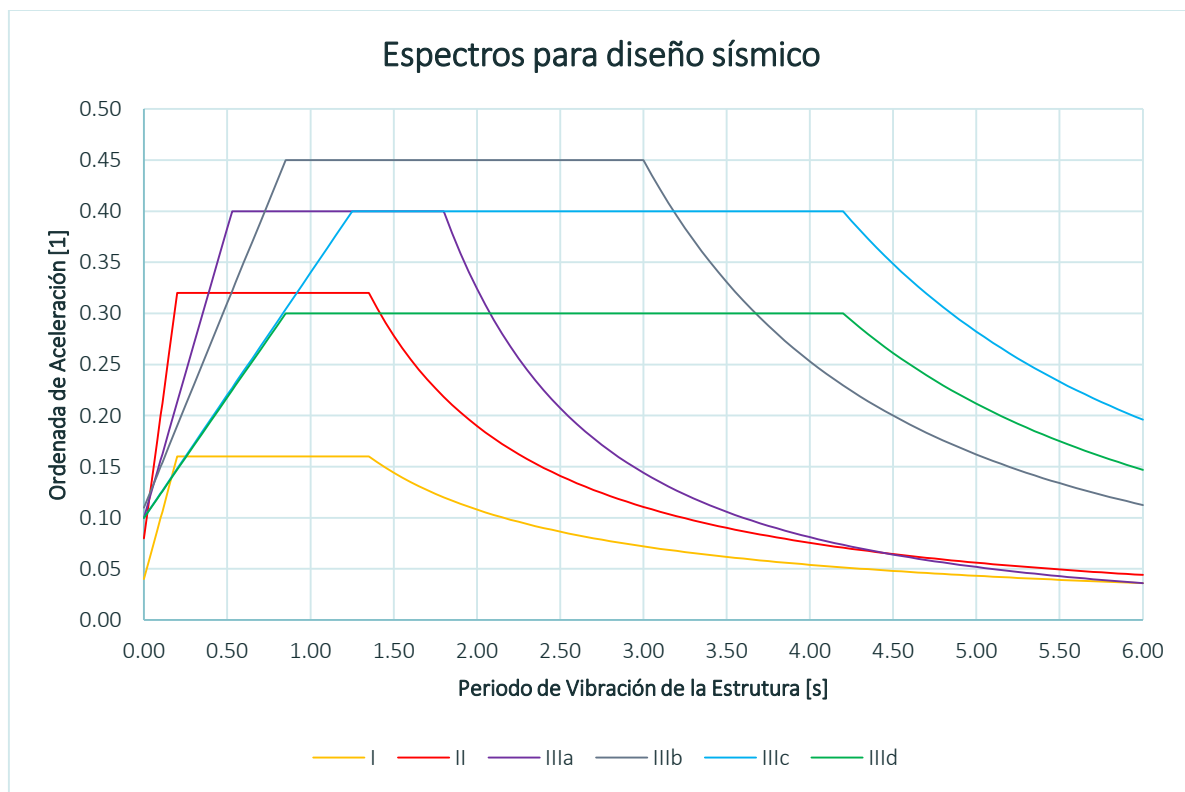


Figura III.4 Espectros de diseño de acuerdo a zonas de la Ciudad de México

III.5.3. Espectro sísmico

En este apartado, se proporciona una breve explicación de los conceptos de espectro de respuesta y espectro de diseño que se requieren para realizar el análisis sísmico de una estructura. Posteriormente, se presenta el espectro sísmico de diseño que se aplica a la estructura según los lineamientos de las NTC-S y se compara con el espectro de respuesta de uno de los sismos más importantes que ha tenido el Distrito Federal en el último siglo.

Un **espectro de respuesta** es una gráfica que muestra la máxima respuesta de aceleración, velocidad o desplazamiento en sistemas de un solo grado de libertad con varios periodos naturales cuando es sometido a un movimiento de suelo causado por un sismo. Por lo general, una familia de curvas se calcula con una excitación dada para mostrar el efecto de la variación del amortiguamiento estructural.

La información de entrada para representar un sismo puede ser definida por un espectro de respuesta y es requerida para realizar el análisis modal espectral de una estructura. Los espectros de respuesta se pueden calcular mediante programas de computadora usando los acelerogramas obtenidos durante un sismo.

Si se permite suponer que el espectro de respuesta es elástico, se puede derivar analíticamente al evaluar la integral de Duhamel, la cual provee la respuesta total de desplazamiento de los sistemas de un grado de libertad sometidos a una carga sísmica. Dado que la superposición puede ser aplicada al ser un sistema elástico, la integral de convolución es válida. La ecuación del equilibrio dinámico para sistemas estructurales con masa m , rigidez k y amortiguamiento c de la que se parte para llegar a la solución de Duhamel es la siguiente:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g$$

Donde el término \ddot{u}_g representa la aceleración del suelo.

Por otro lado, la aceleración máxima puede aproximarse, asumiendo que el movimiento es armónico, mediante el producto de la velocidad espectral S_v y la frecuencia fundamental ω del sistema de un grado de libertad, o bien, multiplicando el desplazamiento espectral S_d por el cuadrado de la frecuencia fundamental ω .

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d$$

Esta aproximación es definida como **pseudo-aceleración espectral**. Se emplea el prefijo “pseudo” para destacar que el término S_a no es el valor de máxima aceleración. Sin embargo, para el rango práctico de amortiguamiento en ingeniería sísmica y estructural, así como para sistemas con periodos bajos o medios, la pseudo-aceleración espectral resulta ser una aproximación adecuada.

Los espectros de respuesta para un registro específico de sismo son de gran importancia para la evaluación estructural; adicionalmente, pueden ser usados para obtener la respuesta de la estructura sometida a movimientos de suelo con características similares: magnitud, fuente, condiciones del suelo y distancia del epicentro. Los espectros obtenidos presentan una forma irregular, en consecuencia, para aplicaciones de diseño estructural, las gráficas de los espectros de respuesta obtenidas de registros sísmicos con características similares son promediadas y suavizadas. A estos espectros se les denomina **espectros de diseño**.

Es pertinente señalar la diferencia fundamental entre un espectro de respuesta y un espectro de diseño. En el espectro de respuesta, se tienen gráficas sustentadas en modelos matemáticos y son reproducibles; mientras que el espectro de diseño incluye características que son decididas por miembros del comité de Reglamentos de construcción y son tomados como parámetros para el análisis sísmico de acuerdo al sismo máximo probable en un periodo de retorno definido.

Espectro para diseño sísmico de estructura ubicado en zona III_b

Las NTC-S en su capítulo 3, indican los siguientes parámetros para calcular el espectro de aceleraciones en las edificaciones que se encuentran dentro de la zona III_b del Distrito Federal.

- Coeficiente sísmico $c = 0.45$
- Ordenada de espectro de diseño cuando $T=0$ $a_0 = 0.11$
- Periodo característico $T_a = 0.85$
- Periodo característico $T_b = 3.0$
- Exponente de la ordenada espectral $r = 2.0$

Como se presenta en la parte III.5.1, la estructura tiene un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$. Este valor toma en cuenta la ductilidad del sistema, por lo que según al capítulo 4 de las Normas Técnicas, el espectro sísmico de diseño puede reducirse al considerar la aportación de la ductilidad de los elementos estructurales para resistir las fuerzas sísmicas (Figura III.5). Cabe señalar que también se realiza una corrección por regularidad que se especifica en el apartado III.5.4 de este documento.

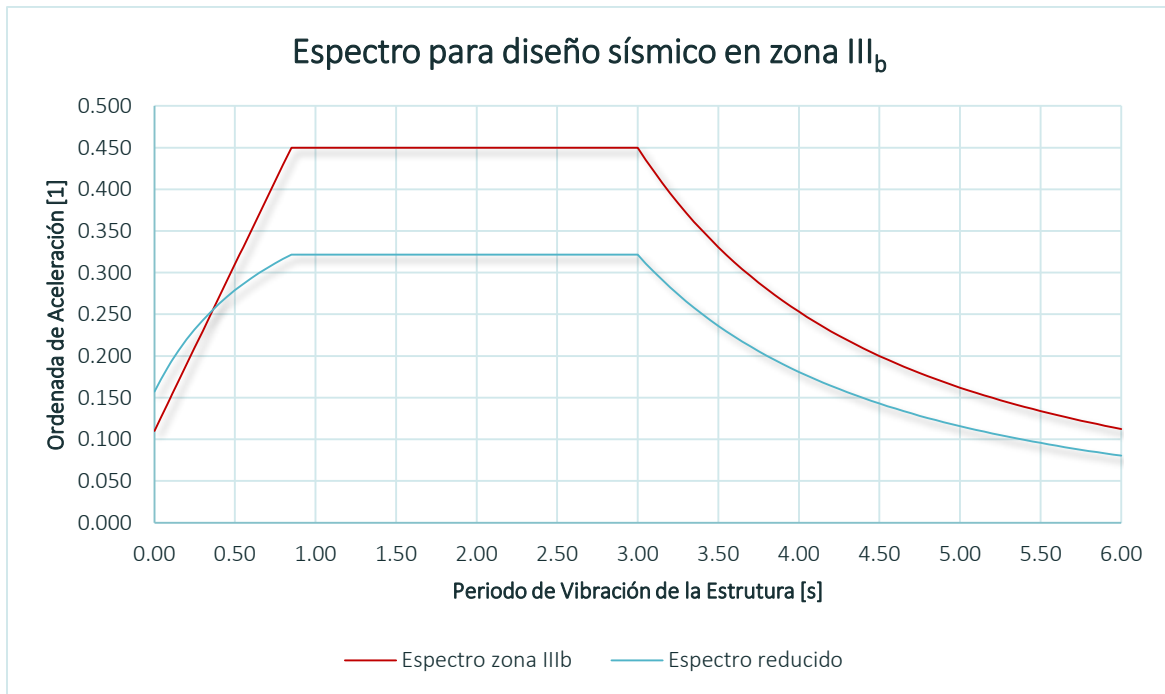


Figura III.5 Espectro de diseño a aplicar en análisis sísmico para Hotel *Embassy Suites*

Comparación con espectro de respuesta del sismo de 1985

El espectro sísmico de respuesta que se compara con el espectro de diseño aplicado al hotel es el que se obtiene con el registro del día 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México.

El acelerograma fue tomado en la estación de la Secretaria de Caminos y Transportes B-1 (SCT-B1) a cargo del Instituto de Ingeniería y es el que corresponde al sismo de mayor magnitud registrado en la historia del Distrito Federal. La estación se ubica en la zona III, lugar donde se levantan los modelos. La magnitud del sismo fue de $M_w=8.1$ y tuvo su epicentro en las costas de Guerrero y Michoacán debido a la rotura del contacto entre las placas de Cocos y de Norteamérica, en una extensión de 50 km x 170 km y aproximadamente 19 km de profundidad.

Para obtener el espectro sísmico de respuesta para este sismo en particular se requirió solicitar al Instituto de Ingeniería el registro del acelerograma (Figura III.6). Posteriormente, con ayuda del programa DEGTRA A4 desarrollado por la misma institución, se obtuvo el espectro de respuesta (Figura III.7).

La ordenada del espectro se calcula como una pseudo-aceleración y se considera un análisis elástico con un factor de amortiguamiento del 5% en la dirección Este – Oeste que resulta ser la más crítica.

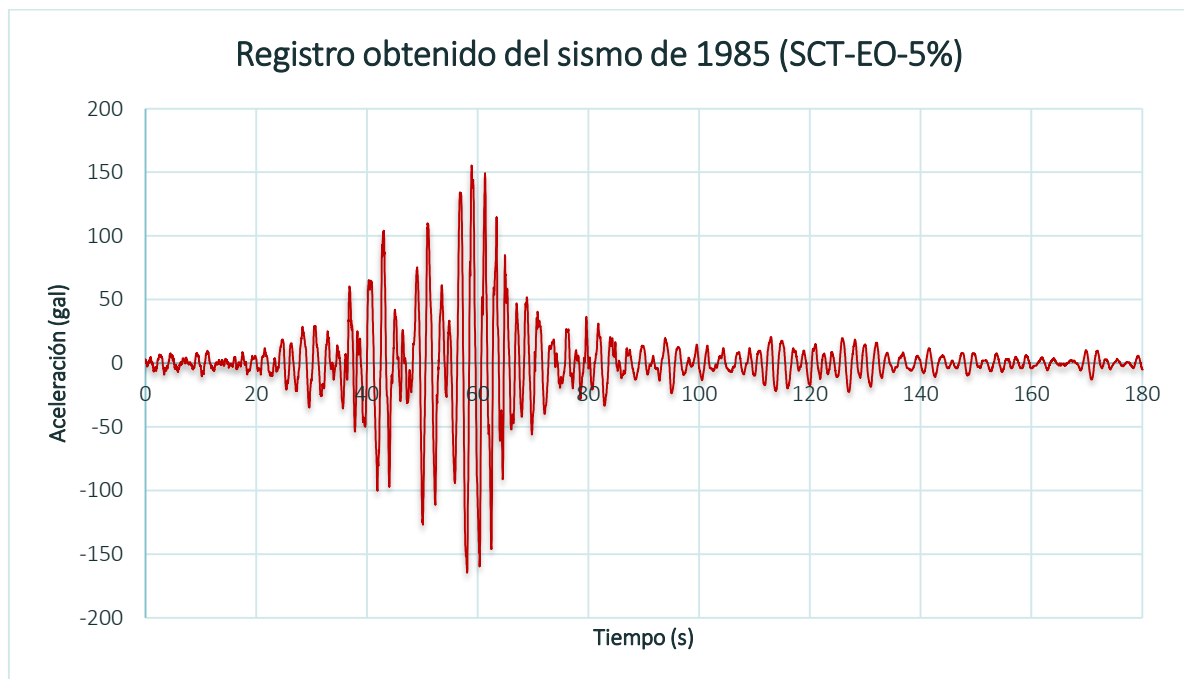


Figura III.6 Registro del sismo de 1985 en la Ciudad de México

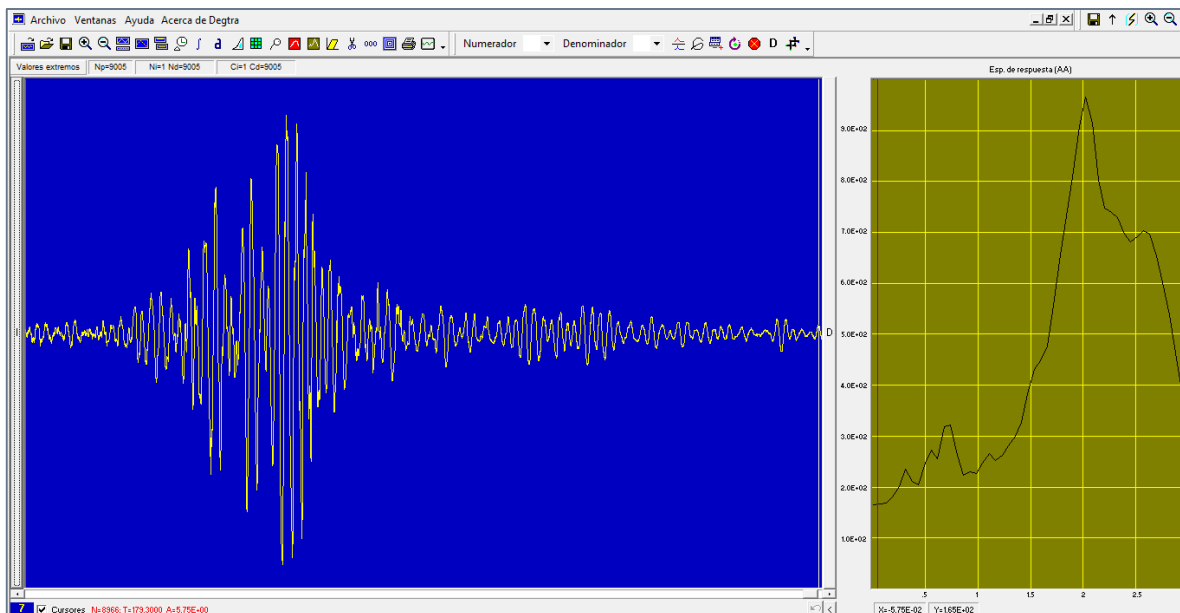


Figura III.7 Obtención del espectro del sismo de 1985 usando DEGTRA A4

Con el objetivo de comparar el espectro de diseño de las NTC-04 y el espectro de respuesta del sismo de mayor magnitud registrado en esa zona, se presenta la Figura III.8. El espectro de diseño reducido toma en cuenta principalmente la ductilidad de la estructura para contrarrestar el efecto del sismo. Por ende, es más conveniente comparar el espectro del sismo de 1985 con el espectro de diseño sin reducir porque ninguno de los dos contempla esta propiedad.

Los espectros de diseño se definen por especialistas analizando y promediando sismos con las mismas características para que de manera general, las estructuras puedan resistir un sismo de aproximadamente 8 grados en la escala de Richter, para esos 50 segundos que suceden cada 25 años.

De acuerdo a las gráficas presentadas en la Figura III.8, en la mayoría de los casos el espectro de diseño resulta más conservador para resistir un sismo con las mismas características del ocurrido en el 19 de septiembre de 1985, a excepción de las edificaciones con periodos entre 1.6 y 2.9 segundos que en este evento resultan ser las más vulnerables.

Suponiendo que el hotel hubiera sido construido antes del sismo de 1985 exactamente donde se tomó el registro sísmico y se aplicara el espectro de diseño de las NTC-S actuales para la zona III_b, este hubiera resistido adecuadamente dado que los modelos a analizar tienen un periodo fundamental de vibración menor a 1.0 segundo, por lo que el espectro de diseño teóricamente implicaría fuerzas sísmicas mayores que las que se presentaron en este evento.



Figura III.8 Comparación de espectros de diseño y espectro de respuesta del sismo de 1985

III.5.4. Condiciones de regularidad

De acuerdo al artículo 140 del capítulo II del RCDF-04, así como al capítulo 6 de las NTC-S, se revisan los siguientes requisitos para que la estructura pueda ser considerada como regular:

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

CUMPLE

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

$$\frac{\text{altura}}{\text{base menor}} = \frac{29.5 \text{ m}}{31.2 \text{ m}} = 0.946$$

CUMPLE

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

$$\frac{\text{largo}}{\text{ancho}} = \frac{88.2 \text{ m}}{31.2 \text{ m}} = 2.827$$

NO CUMPLE

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

En la planta del nivel 2, la saliente de 15 m en la parte inferior excede el 20% en relación con la longitud total de 28.6 m.

$$\frac{\text{long. saliente}}{\text{long. paralela}} = \frac{15 \text{ m}}{28.6 \text{ m}} = 52.4\%$$

NO CUMPLE

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

CUMPLE

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

Realizando el análisis en el nivel 1:

$$\frac{\text{long. hueco}}{\text{long. paralela}} = \frac{15 \text{ m}}{31.2 \text{ m}} = 48.1\%$$

NO CUMPLE

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

MODELO A

Tabla III.1 Peso por nivel y porcentaje en relación a nivel inferior en modelo A

Nivel	Peso (ton _f)	Porcentaje (%)
8	640.54	56%
7	1138.41	100%
6	1138.41	100%
5	1138.41	100%
4	1138.41	99%
3	1145.55	95%
2	1203.78	64%
1	1882.19	-

NO CUMPLE

MODELO B

Tabla III.2 Peso por nivel y porcentaje en relación a nivel inferior en modelo B

Nivel	Peso (ton _f)	Porcentaje (%)
8	594.04	57%
7	1045.41	100%
6	1045.41	100%
5	1045.41	100%
4	1045.41	99%
3	1055.20	95%
2	1115.82	63%
1	1779.77	-

NO CUMPLE

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.

Tabla III.3 Área por nivel y porcentaje en relación a piso inferior

Nivel	Área (m ²)	Porcentaje (%)
8	1094.40	100%
7	1094.40	100%
6	1094.40	100%
5	1094.40	100%
4	1094.40	100%
3	1094.40	92%
2	1190.40	52%
1	2305.80	97%
PB	2387.40	-

NO CUMPLE

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

CUMPLE

10. Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

CUMPLE

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

La excentricidad torsional e_x se calcula mediante la diferencia entre las coordenadas del centro de masa (x_{CM} , y_{CM}) y las del centro de torsión o centro de corte (x_{CT} , y_{CT}), el signo

determina a qué lado del centro de masa se desplaza el corte. Para este cálculo se emplean las siguientes ecuaciones:

$$e_x = x_{CM} - x_{CT}$$

$$e_y = y_{CM} - y_{CT}$$

Tabla III.4 Excentricidad torsional de entresijos

Nivel	Centros de masa (m)		Centros de torsión (m)		Excentricidad torsional (m)		Dimensión en planta (m)		Porcentaje (%)	
	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y	L_x	L_y	x	y
1	43.7	13.8	42.3	8.2	1.4	5.7	88.2	31.2	2%	18%
2	42.9	8.4	43.1	9.3	0.2	0.9	88.2	28.6	0%	3%
3	42.9	7.5	43.7	10.0	0.8	2.6	88.2	13.6	1%	19%
4	42.9	7.5	44.0	10.6	1.1	3.1	88.2	13.6	1%	23%
5	42.9	7.5	44.3	10.9	1.4	3.4	88.2	13.6	2%	25%
6	42.9	7.5	44.5	11.2	1.6	3.7	88.2	13.6	2%	27%
7	42.9	7.5	44.6	11.4	1.7	3.9	88.2	13.6	2%	28%
8	43.0	7.5	44.7	11.5	1.7	4.0	88.2	13.6	2%	29%

NO CUMPLE

Dado que esta estructura no cumple con uno o más requisitos es considerada como **IRREGULAR**.

A continuación se verifica si el edificio es fuertemente irregular si cumple alguna de las condiciones siguientes:

1. La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entresijo de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entresijo, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

CUMPLE

2. La rigidez o la resistencia al corte de algún entresijo exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

NO CUMPLE

Por ende, el hotel a analizar es una **ESTRUCTURA FUERTEMENTE IRREGULAR**.

Para realizar la corrección por irregularidad, el factor de reducción se multiplica por 0.7. Por ejemplo, para periodos mayores o iguales a 0.85 s, se tiene lo siguiente:

$$Q = 2$$

$$Q' = 0.7 \times Q$$

$$Q' = 1.4$$

Con el factor de reducción afectado por la corrección por irregularidad de la estructura se calcula el espectro sísmico reducido de la Figura III.5.

III.5.5. Análisis modal espectral

El análisis modal espectral que se aplica en los modelos es un tipo de análisis dinámico porque considera las propiedades vibratorias de la estructura y las características dinámicas de vibración del lugar mediante los espectros sísmicos. A continuación se describe en qué consiste, así como el procedimiento que detalla las NTC-04 para realizar el análisis.

El **análisis modal** es la estimación de la respuesta de sistemas dinámicos de varios grados de libertad ante movimientos transitorios mediante la descomposición del sistema completo en otros de un solo grado de libertad, calculando la respuesta de cada uno en el tiempo y posteriormente combinando algebraicamente la historia de respuestas para obtener la respuesta total.

Dentro de análisis está el **modal espectral**, que es el que se concentra en los valores de respuesta máxima, donde los valores máximos de los varios modos de vibración son calculados bajo el efecto del espectro para que se combinen y se obtenga un límite superior con la máxima respuesta del sistema de varios grados de libertad. Este método es aplicable únicamente en sistemas elásticos lineales porque depende del principio de superposición.

De acuerdo a la sección 9.1 de las NTC-S, si se desprecia el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical, se deberá incluir el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 segundos y se tomarán en cuenta por lo menos los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis, a menos de que la estructura sea de uno o dos niveles. Si se reconoce explícitamente el acoplamiento, se deberá incluir el efecto de los modos naturales que, ordenados de mayor a menor de acuerdo a su periodo de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90% del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos W_{ei} se determinan como:

$$W_{ei} = \frac{(\{\Phi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\Phi_i\}^T [W] \{\Phi_i\}}$$

Donde $\{\Phi_i\}$ es el vector de amplitudes del i-ésimo modo natural de vibrar de la estructura, $[W]$ la matriz de pesos de las masas de la estructura y $\{J\}$ un vector formado con “unos” en las posiciones

correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones.

Se considera un efecto de torsión accidental trasladando transversalmente las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis un 10% de la dimensión de la planta medida perpendicularmente, respetando el mismo signo en todos los niveles.

Para estimar la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se utilizan las aceleraciones espectrales de diseño reducidas que se obtienen en la sección III.5.3.

Las respuestas modales S_i se combinan para calcular las respuestas totales S , siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10% entre sí, con la expresión:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2}$$

CAPÍTULO IV

IV. DESARROLLO ANALÍTICO DEL PROYECTO

IV.1. Análisis de cargas

El capítulo 2 de las NTC-E distingue tres categorías de acciones de acuerdo con la duración en que actúen en la edificación con su intensidad máxima: **acciones permanentes**, que obran en forma continua sobre la estructura y su intensidad varía poco con el tiempo; **acciones variables**, que ocurren sobre la estructura con una intensidad que cambia significativamente con el tiempo; y **acciones accidentales**, que no se deben al funcionamiento normal del edificio y pueden alcanzar intensidades significativas únicamente durante lapsos cortos.

Para la estructura que se estudia en esta tesis, se mencionan las cargas que se consideran para el análisis de cargas dentro del tipo de acción al que pertenezca:

Acciones permanentes

- **PP**, Peso propio del edificio constituido por el peso de columnas, traveses, losas y muros de concreto reforzado o presforzado.
- **SCM**, Sobrecarga muerta definida por acabados, muros divisorios, instalaciones, plafón, sobrecarga adicional del RCDF y otros.
- **PSFZO**, carga inducida de presfuerzo presente en las losas postensadas (únicamente en modelo B).
- **M1**, momentos primarios generados por la excentricidad de los tendones con respecto al eje neutro de la losa postensada (únicamente en modelo B).

Acciones variables

- **CV_{máx}**, Carga viva de intensidad máxima que es el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación (Tabla 6.1 de las NTC-E).
- **CV_{inst}**, Carga viva de intensidad instantánea, que se estima como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental (Tabla 6.1 de las NTC-E).

Acciones accidentales

- **SDX**, Carga sísmica en dirección X estimada mediante análisis sísmico dinámico.
- **SDY**, Carga sísmica en dirección Y estimada mediante análisis sísmico dinámico.

En este análisis de cargas, no se contempla la carga viva de intensidad media porque no se desarrolla un análisis de asentamientos; asimismo, no se incluye el efecto del viento sobre la estructura dado que los modelos no tienen una altura significativa y no gobiernan su diseño. Estos procedimientos quedan fuera del alcance de este trabajo.

En el análisis de sobrecargas muertas y de cargas vivas se distinguen tres destinos de piso diferentes que concuerdan con la descripción de la Tabla 6.1 de las NTC-E: habitación de hotel, azotea con pendiente no mayor de 5% y comunicación para peatones (pasillos, escaleras y vestíbulos). En seguida se muestran los pesos estimados por metro cuadrado según el desglose de los elementos que conforman la sobrecarga y los valores de las cargas vivas de acuerdo a la tabla mencionada:

Habitaciones de hotel

Análisis de sobrecarga muerta

Acabados	40	kg _f /m ²
Muro divisorio	50	kg _f /m ²
Instalaciones	30	kg _f /m ²
Plafón	20	kg _f /m ²
Sobrecarga RCDF*	40	kg _f /m ²
	<u>180</u>	kg _f /m ²

Cargas unitarias

Sobrecarga muerta	SCM = 180	kg_f/m²
Carga viva media	W = 70	kg_f/m²
Carga viva instantánea	W_a = 90	kg_f/m²
Carga viva máxima	W_m = 170	kg_f/m²

Azotea con pendiente menor de 5%

Análisis de sobrecarga muerta

Entortado	76	kg _f /m ²
Enladrillado	33	kg _f /m ²
Impermeabilizante	1	kg _f /m ²
Instalaciones	30	kg _f /m ²
Otros	5	kg _f /m ²
Sobrecarga RCDF*	20	kg _f /m ²
	<u>165</u>	kg _f /m ²

Cargas unitarias

Sobrecarga muerta	SCM = 165	kg_f/m²
Carga viva media	W = 15	kg_f/m²
Carga viva instantánea	W_a = 70	kg_f/m²
Carga viva máxima	W_m = 100	kg_f/m²

Comunicación para peatones

Análisis de sobrecarga muerta

Acabados	50	kg _f /m ²
Instalaciones	30	kg _f /m ²
Otros	10	kg _f /m ²
Sobrecarga RCDF*	40	kg _f /m ²
	<u>130</u>	kg _f /m ²

Cargas unitarias

Sobrecarga muerta	SCM = 130	kg_f/m²
Carga viva media	W = 40	kg_f/m²
Carga viva instantánea	W_a = 150	kg_f/m²
Carga viva máxima	W_m = 350	kg_f/m²

Asimismo, en los modelos del hotel se considera un muro exterior a base de ladrillo aparente de 10 cm de espesor, por lo que dentro de la sobrecarga muerta se adiciona un peso de $W_{\text{muro ext}} = 341 \text{ kgf/m}$ en el perímetro de cada nivel.

IV.2. Combinaciones de carga

Los capítulos 2.3 y 3.4 de las NTC-E, definen las combinaciones de las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente con sus respectivos factores usando como fundamento las condiciones básicas de carga.

Condiciones básicas de carga

- | | |
|---|--------------------|
| ○ C01 = Carga Muerta (Peso Propio + Sobrecarga Muerta) | CM |
| ○ C02 = Carga Viva Máxima | $CV_{\text{máx}}$ |
| ○ C03 = Carga Viva Instantánea | CV_{inst} |
| ○ C04 = Sismo Dinámico en dirección X | SDX |
| ○ C05 = Sismo Dinámico en dirección Y | SDY |

Combinaciones de carga para revisión de estados límites de falla*

- C06 = 1.4 (CM + $CV_{\text{máx}}$)
- C07 = 1.1 (CM + CV_{inst} + SDX + 0.3 SDY)
- C08 = 1.1 (CM + CV_{inst} + 0.3 SDX + SDY)
- C09 = 1.1 (CM + CV_{inst} - SDX - 0.3 SDY)
- C10 = 1.1 (CM + CV_{inst} - 0.3 SDX - SDY)
- C11 = 1.1 (CM + CV_{inst} + SDX - 0.3 SDY)
- C12 = 1.1 (CM + CV_{inst} + 0.3 SDX - SDY)
- C13 = 1.1 (CM + CV_{inst} - SDX + 0.3 SDY)
- C14 = 1.1 (CM + CV_{inst} - 0.3 SDX + SDY)

Combinaciones de carga para revisión de estados límites de servicio*

- C15 = 1.0 (CM + $CV_{\text{máx}}$)
- C16 = 1.0 (CM + CV_{inst} + SDX + 0.3 SDY)
- C17 = 1.0 (CM + CV_{inst} + 0.3 SDX + SDY)
- C18 = 1.0 (CM + CV_{inst} - SDX - 0.3 SDY)
- C19 = 1.0 (CM + CV_{inst} - 0.3 SDX - SDY)
- C20 = 1.0 (CM + CV_{inst} + SDX - 0.3 SDY)
- C21 = 1.0 (CM + CV_{inst} + 0.3 SDX - SDY)
- C22 = 1.0 (CM + CV_{inst} - SDX + 0.3 SDY)
- C23 = 1.0 (CM + CV_{inst} - 0.3 SDX + SDY)

* Para el modelo B, se agregan las acciones permanentes de PSFZO Y M1 con factor unitario para todas las combinaciones de carga (C06-C23).

IV.3. Predimensionamiento de elementos estructurales

En esta sección, se presenta el criterio que se sigue para estimar las secciones transversales de los elementos e iniciar el análisis del sistema. Adicionalmente, se comentan las consideraciones que se realizan para optimizar los elementos estructurales.

Para calcular el peso propio de la estructura, se supone un peso volumétrico del concreto reforzado y presforzado de $2,4000 \text{ kg/m}^3$, además, se contemplan las cargas unitarias de sobrecarga muerta y carga viva que se presentan en la sección IV.1.

El recubrimiento libre necesario para las trabes y columnas de acuerdo a la Tabla 4.5 de las NTC-C es de 2.5 cm para ambientes interiores y de 3.5 cm en elementos que están expuestos al medio externo. Las losas requieren un recubrimiento libre de 2.0 cm y 3.0 cm para las mismas condiciones, respectivamente.

Por facilidad constructiva, en las trabes y columnas que se encuentran en los niveles 4 al 8 se poseen las mismas dimensiones transversales y armados. Esto siguiendo la lógica que se tienen las mismas características de área construida, sobrecarga muerta y carga viva a excepción del último piso; adicionalmente, el programa ETABS presenta resultados similares para estos elementos.

Es importante recordar que se respeta la ubicación y el espesor de 30 cm de los muros de concreto reforzado que se indican en los planos originales del hotel, lo que permite obtener una mayor rigidez al sistema estructural en las dos direcciones.

IV.3.1. Trabes

Estos elementos estructurales están presentes solamente en el modelo A. La primera aproximación de la sección transversal se realizó con la fórmula empírica que nos indica que el peralte total del elemento se puede estimar como la longitud del claro dividido entre diez, de esta manera se propusieron secciones para tomar en cuenta el peso propio de las trabes.

Las áreas tributarias que le corresponde a cada trabe se obtuvieron dividiendo los rectángulos delimitados por los ejes en dos triángulos isósceles con ángulos de 45° en los lados cortos, y dos trapecios en los lados largos. Las áreas que estaban próximas a la trabe en análisis se multiplicaron por el espesor inicial de la losa y el peso volumétrico del concreto para calcular el peso propio del sistema de piso; así también, esta área se multiplicó por los valores de peso por metro cuadrado de sobrecarga muerta y de carga viva correspondiente. Con esta sección y cargas actuando sobre la trabe, se hizo una revisión de resistencia (estado límite de falla) y de deflexión (estado límite de servicio).

Cuando se realizó el análisis y diseño completo del modelo, las dimensiones propuestas quedaban sobradas para las combinaciones de carga que se tenían debido a la contribución de los muros de concreto reforzado para la resistencia global del sistema, por lo que fue posible reducir y homogeneizar todas las trabes con secciones de 25 x 50 cm para las trabes que van de Norte a Sur del primer piso y para parte de la azotea del segundo; así como de 20 x 40 cm para el resto de la estructura. Se usó diferente cantidad de acero dependiendo de las solicitaciones que tenía cada

elemento. Se verificó que cumplieran con los requisitos de deflexión máxima, refuerzo mínimo y máximo de acero, así como que se tuviera por lo menos dos barras corridas del número 4 en cada lecho.

Cabe señalar que los muros de concreto reforzado transmiten grandes momentos flexionantes y fuerzas cortantes a las trabes. Por ello, las trabes de dos metros que se encuentran entre los ejes 3 y 4, así como algunas otras que se encuentran sobre estos mismos ejes en contacto con los muros necesitaron ménsulas para evitar la transmisión de estos efectos.

En el Anexo que se incluye en la parte final del documento, se presentan en la Figura A.2 las secciones transversales que se utilizaron; así también, en las Figuras A.3 a A.5, se especifica la ubicación en planta de los elementos estructurales.

IV.3.2. Columnas

Tanto en el modelo A como en el B, se decidió que habría únicamente columnas cuadradas. Para su predimensionamiento se inició proponiendo una sección transversal con base en los planos originales y estimando las áreas tributarias que actúan sobre cada elemento dividiendo los rectángulos que delimitaban los ejes en cuatro rectángulos más pequeños. Como todas las columnas se encuentran en la intersección de los ejes, se tomó como área tributaria de cada elemento todos los rectángulos que estuvieran próximos.

Para calcular las cargas actuantes sobre la columna, se realizó el mismo procedimiento que en el caso de las trabes, donde se multiplicó el área tributaria por el peso volumétrico del concreto y el espesor de la losa para obtener el peso propio del sistema de piso. Así también, se multiplicó el área tributaria por los valores de sobrecarga muerta y carga viva por metro cuadrado que se indican en la sección IV.1. En el modelo A, se contempló el peso de las trabes que se encuentran dentro del área tributaria de la sobrecarga muerta; no obstante, en el modelo de B que emplea losas planas, al no existir estos elementos, no intervinieron en el análisis.

Por facilidad, se propuso en ambos modelos una sección transversal de columnas de 50 x 50 cm para considerar el peso propio de todas las columnas y se revisaron por resistencia y porcentaje de acero (estado límite de falla). Al aplicar todas las combinaciones de carga al edificio indicadas en la sección IV.2, en el modelo A y en el modelo B la mayoría de las dimensiones de las columnas pudieron reducirse a secciones de 30 x 30 cm y de 40 x 40 cm dependiendo de las cargas a soportar.

Al ser un sistema estáticamente indeterminado, una consideración adicional que se revisó en el modelo B fue la transmisión de momentos secundarios en la conexión columna-losa. Este efecto se calculó restando los momentos primarios (generados por la excentricidad del centro de gravedad del tendón con el concreto) de los momentos originados por el balanceo de carga. Generalmente los momentos secundarios son benéficos porque ayudan a reducir los momentos negativos que se transmiten a las columnas.

En el Anexo, se tiene en la Figura A.2 las secciones transversales que conforman al sistema; igualmente, en las Figuras A.3 a A.5 (modelo A) y Figuras A.9 a A.11 (modelo B), se esquematiza la ubicación en planta de las columnas.

IV.3.3. Losas

El sistema de piso es diferente para cada uno de los modelos, por lo que se emplearon métodos de predimensionamiento distintos; no obstante, el peso propio se obtuvo respetando el mismo peso volumétrico del concreto y la sobrecarga muerta a considerar fue la misma. En seguida se presenta el criterio que se siguió dependiendo del sistema de piso.

En el modelo A correspondiente a las losas de concreto reforzado, siguiendo los lineamientos del apartado 6.3.3.5 de las NTC-C, se obtuvo el peralte mínimo por tablero para omitir el cálculo de deflexiones. Se eligieron los valores más desfavorables y se determinaron secciones con peraltes de 15 cm y 20 cm para optimizar el diseño. Una vez que se estimaron los espesores de la losa, se calcularon los momentos flexionantes con el apoyo de los coeficientes de la Tabla 6.1 que aparece en las NTC-C. Haciendo uso de la ecuación 2.4 de las mismas Normas Técnicas, se obtuvieron las separaciones para el armado de la losa por tablero usando las varillas del número 3, teniendo en cuenta el porcentaje de acero mínimo y la separación máxima que permite el Reglamento.

Para el modelo B, primeramente se estimaron los peraltes con la sección 9.7.1.2 de las NTC-C, que define que la relación claro mayor-espesor no debe exceder de 40. Una vez que se asignaron espesores de 15 y 25 cm, se calculó el número de tendones que se requieren para balancear del 65% al 85% el peso propio de la losa y que estuvieran dentro de los límites de precompresión que especifica el código ACI 318-08 en su subcapítulo 18.12.4. Con el programa *SAFE* se obtuvieron los momentos flexionantes actuantes y se verificó que la losa resistiera estos efectos con acero de refuerzo y de presfuerzo. El análisis de fuerza cortante está orientado al diseño de capiteles o refuerzo de pernos sobre las columnas, por lo que queda fuera del alcance de este trabajo.

En las Figura A.6 a A.8 del Anexo se exhibe una propuesta para el armado de la losa de concreto reforzado; por otro lado, en las Figuras A.12 a A.14 se presenta el tendido del acero de presfuerzo para las losas postensadas.

Los cálculos para el funcionamiento adecuado de las losas resultan ser fundamentales para el desarrollo de esta tesis puesto que son los elementos que se permiten cambiar para comparar el efecto que tienen en el sistema estructural. Por ello, en el capítulo VII se presenta información más detallada del análisis y diseño de los sistemas de piso para cada modelo.

CAPÍTULO V

V. MODELADO DE ESTRUCTURA CON EL PROGRAMA ETABS

V.1. Parámetros generales para el modelo

El análisis y diseño de los modelos se ejecuta en la versión 13.1.1 del programa *ETABS 2013*, el cual se enfoca en edificios y naves industriales, por lo que resulta ser una herramienta conveniente para el desarrollo de esta tesis.

De acuerdo a la Real Academia Española, un **modelo** es un esquema teórico, generalmente en forma matemática, de un sistema o de una realidad compleja que se elabora para facilitar su comprensión y el estudio de su comportamiento. En *ETABS*, se idealiza un hotel como modelos con diferentes sistemas de piso que nos permiten estudiarlos y compararlos de manera práctica.

Debido a que es menester señalar cuáles son las consideraciones que realizan en dichos modelos, en seguida se presenta la metodología que se sigue en el programa para el levantamiento del sistema. Cabe señalar que el modelado de las losas en el programa *SAFE* es análogo al que se describe, con ligeras variaciones debido a que solo se consideran cargas gravitacionales.

Primeramente **se define una retícula** en tres dimensiones respetando las alturas de las plantas y los espacios entre ejes en las dos direcciones (Figura V.1). Esta retícula sirve como referencia cuando se requiera dibujar a los elementos estructurales, es decir, es la creación de un espacio de trabajo.

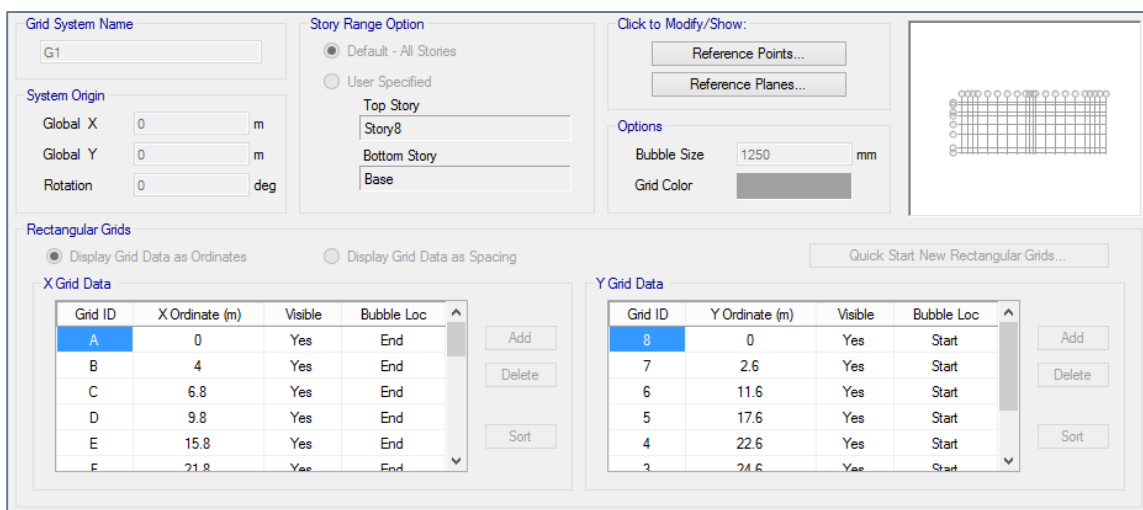


Figura V.1 Definición de distancia entre ejes para retícula

Con las propiedades mecánicas que se presentan en el subcapítulo III.4 de esta tesis, **se definen los tres materiales principales** que se requieren para la construcción del hotel (Figura V.2): concreto reforzado, acero de refuerzo y acero de presfuerzo.

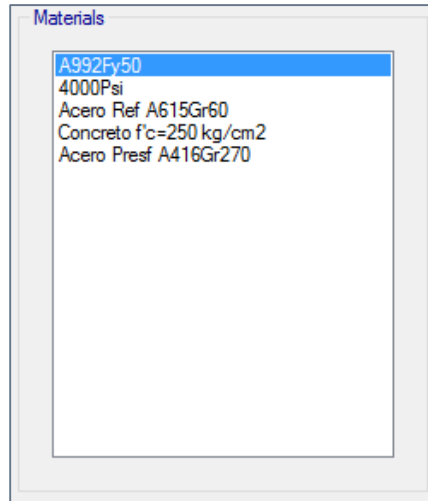


Figura V.2 Definición de materiales

Para la **definición de las secciones transversales** de las trabes y columnas (elementos barra) se especifica para cada tipo el material del que está compuesto, las dimensiones, el acero de refuerzo, el recubrimiento y si se diseña a flexión o a flexocompresión (Figura V.3).

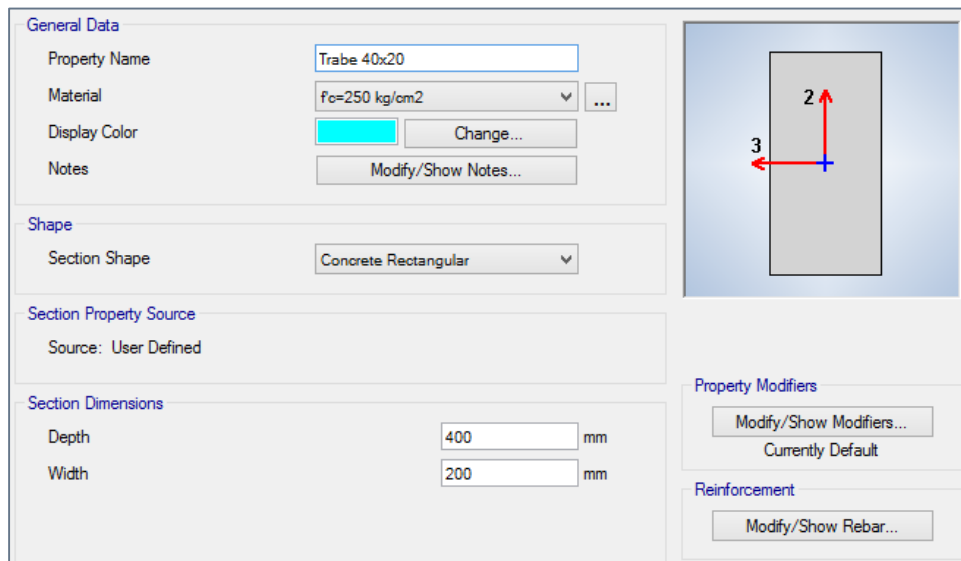
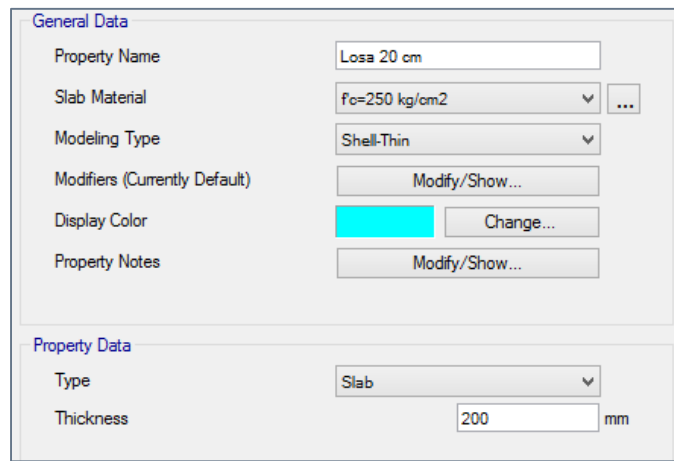


Figura V.3 Definición de sección transversal de elementos barra

Al **definir las propiedades de la losa**, se indica el material, peralte y tipo de modelado que se desea (Figura V.4). En este caso, la losa se idealiza como un elemento tipo *shell*, capaz de soportar fuerzas y momentos, además de permitir grados de libertad de traslación y rotación. Los *shells* se comportan como una combinación de dos elementos diferentes: de membrana y de placa.

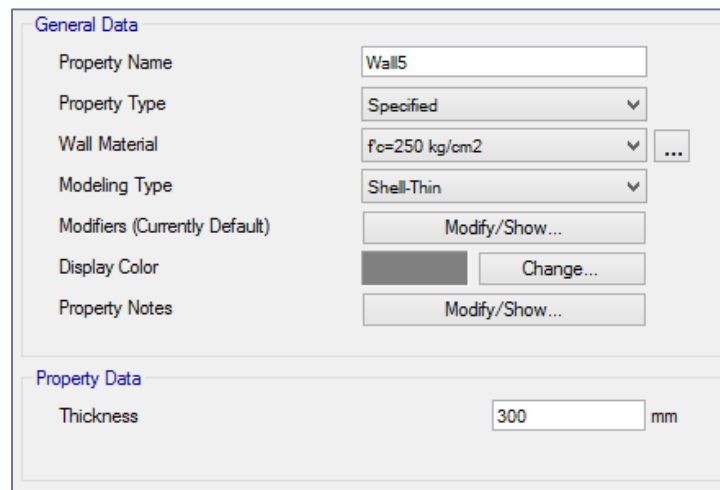
En las losas de cada nivel se **establece un diafragma** diferente para que todos los puntos del elemento tengan el mismo desplazamiento. Esta suposición es válida porque la losa es lo suficientemente rígida dentro del plano para que se presente este comportamiento, además no se afecta su deformación fuera del plano.



The image shows a software dialog box for defining slab properties. It is divided into two main sections: 'General Data' and 'Property Data'.
 In the 'General Data' section:
 - 'Property Name' is set to 'Losa 20 cm'.
 - 'Slab Material' is set to 'fc=250 kg/cm2'.
 - 'Modeling Type' is set to 'Shell-Thin'.
 - 'Modifiers (Currently Default)' has a 'Modify/Show...' button.
 - 'Display Color' is set to a cyan color with a 'Change...' button.
 - 'Property Notes' has a 'Modify/Show...' button.
 In the 'Property Data' section:
 - 'Type' is set to 'Slab'.
 - 'Thickness' is set to '200 mm'.

Figura V.4 Definición de propiedades de la losa

La **definición de los muros** resulta similar a la de las losas. Se señala el material, espesor y tipo de modelado (Figura V.5), donde al igual que en el caso anterior se eligen elementos tipo *shell*.



The image shows a software dialog box for defining wall properties. It is divided into two main sections: 'General Data' and 'Property Data'.
 In the 'General Data' section:
 - 'Property Name' is set to 'Wall5'.
 - 'Property Type' is set to 'Specified'.
 - 'Wall Material' is set to 'fc=250 kg/cm2'.
 - 'Modeling Type' is set to 'Shell-Thin'.
 - 'Modifiers (Currently Default)' has a 'Modify/Show...' button.
 - 'Display Color' is set to a grey color with a 'Change...' button.
 - 'Property Notes' has a 'Modify/Show...' button.
 In the 'Property Data' section:
 - 'Thickness' is set to '300 mm'.

Figura V.5 Definición de propiedades de muros

El **espectro de respuesta** para los modelos es el espectro reducido que se presenta en la Figura III.5 con un porcentaje de amortiguamiento del 5%. En ETABS, es conveniente definir a la pseudo-aceleración espectral como una fracción de la gravedad (Figura V.6).

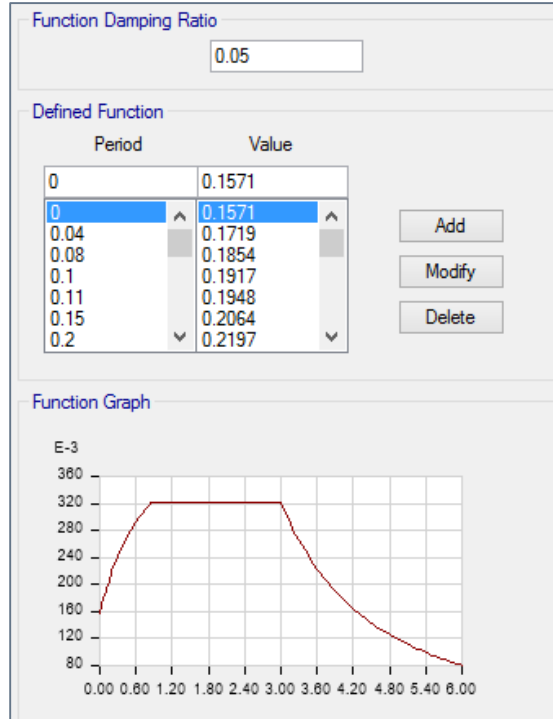


Figura V.6 Definición de espectro de respuesta

Se **definen en los patrones de carga** las acciones permanentes y variables que actúan sobre la estructura (Figura V.7), las cuales son: Peso Propio, Sobrecarga Muerta, Carga Viva Máxima y Carga Viva Instantánea; además de la carga inducida de presfuerzo y los momentos primarios para el caso en que se tienen losas postensadas.

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
PP	Dead	1	
PP	Dead	1	
SCM	Super Dead	0	
CVmáx	Live	0	
CVinst	Reducible Live	0	

Figura V.7 Definición de patrones de carga

En la **definición de los casos de carga**, ya se encuentran los patrones de carga que se crearon y se suponen estáticas y lineales. Para las fuerzas sísmicas, es necesario indicar el espectro de respuesta previamente definido, la dirección y el factor de escala asociado con la gravedad (Figura V.8). El programa permite introducir automáticamente una excentricidad en los diafragmas lo que facilita el modelado. Al definir las cargas por sismo y señalar que se desea un análisis modal, ETABS sigue los lineamientos de las NTC-S que se resumen en el apartado III.5.5 de este trabajo.

General

Load Case Name: SDX [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Espectro	12950

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: CQC3

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.1 for All Diaphragms [Modify/Show...]

Figura V.8 Definición de carga sísmica

Las **combinaciones de carga se definen** de acuerdo a lo que se plantea en el subcapítulo IV.2 de esta tesis con los factores de escala pertinentes dependiendo si se revisan los estados límites de falla o de servicio (Figura V.9). El programa considera en cada combinación el cambio de signos de las acciones accidentales, por lo que no es necesario definir todas.

General Data

Load Combination Name: Comb06

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
SCM	1
CVmáx	1
PP	1

Buttons: Add, Delete

Figura V.9 Definición de combinación de carga

Al **definir la fuente de masa**, se especifican las cargas que se aplican para el análisis modal espectral que desarrolla *ETABS*, por lo que se asignan el peso propio, la sobrecarga muerta y la carga viva instantánea (Figura V.10). Se incluye solo la masa lateral para no considerar la dinámica vertical del modelo dado que es una edificación de poca altura. Así también, se indica la opción de que la masa lateral que se presente entre los niveles de entrepiso se pueda desplazar hacia el nivel más cercano durante el análisis.

Mass Source

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Define Mass Multiplier for Loads

Load	Multiplier
PP	1
PP	1
SCM	1
CVinst	1

Buttons: Add, Modify, Delete

Include Lateral Mass Only

Lump Lateral Mass at Story Levels

Figura V.10 Definición de fuente de masa

Para **trazar los elementos** que componen a la estructura, se asigna alguna de las secciones transversales definidas previamente y se indica su ubicación, ya sea seleccionando los nodos donde inicia y donde termina si son trabes o columnas, o bien, el área que comprende si se tienen losas, muros o huecos. Una vez que se concluye, se tiene el resultado de la Figura V.11.

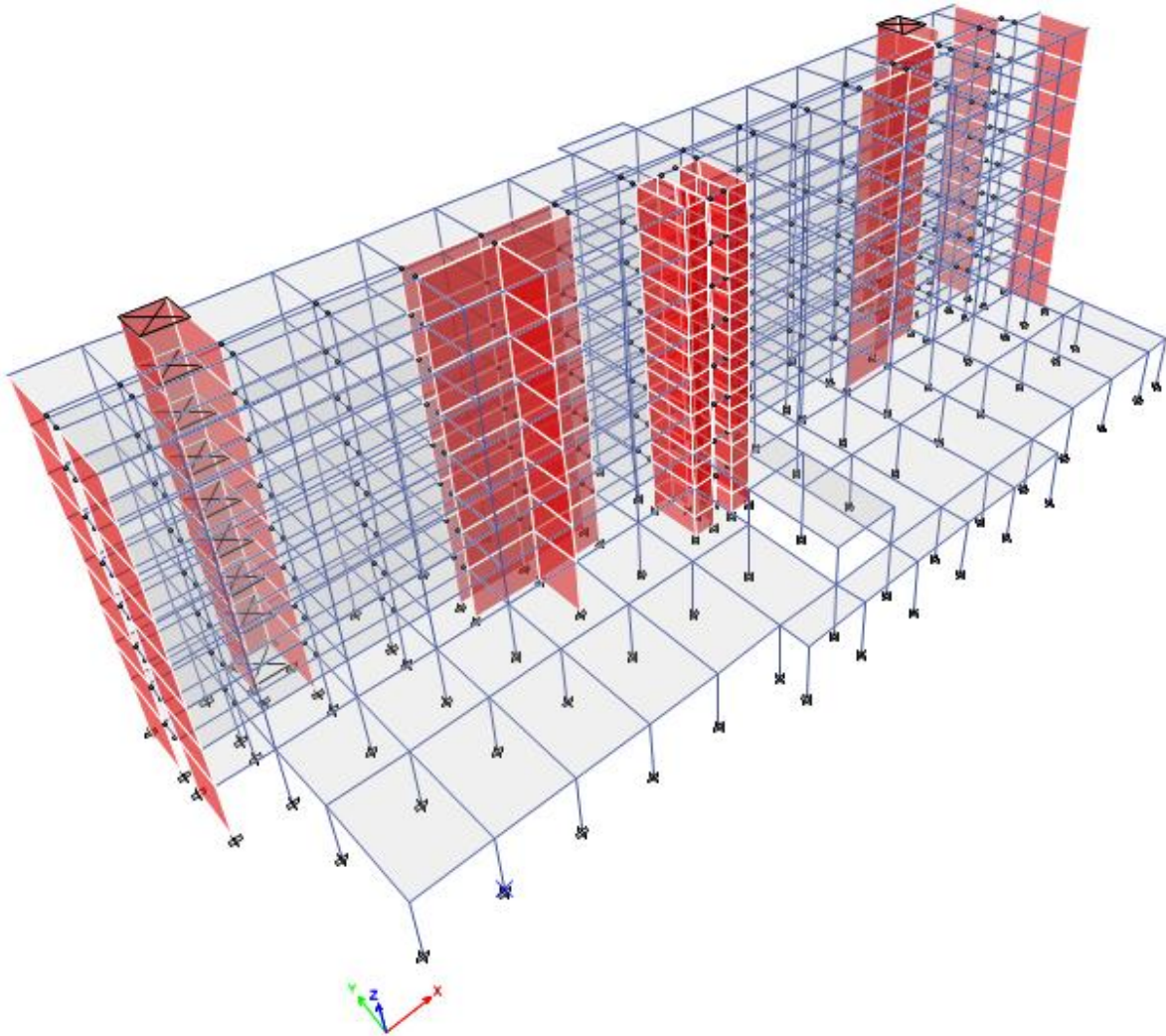


Figura V.11 Configuración del trazo de los elementos para modelo A

Para **considerar las ménsulas** de las trabes de dos metros de claro que se encuentran entre los ejes 3 y 4, se modelan como si estuvieran simplemente apoyadas con momentos flexionantes iguales a cero en los apoyos (Figura V.12).

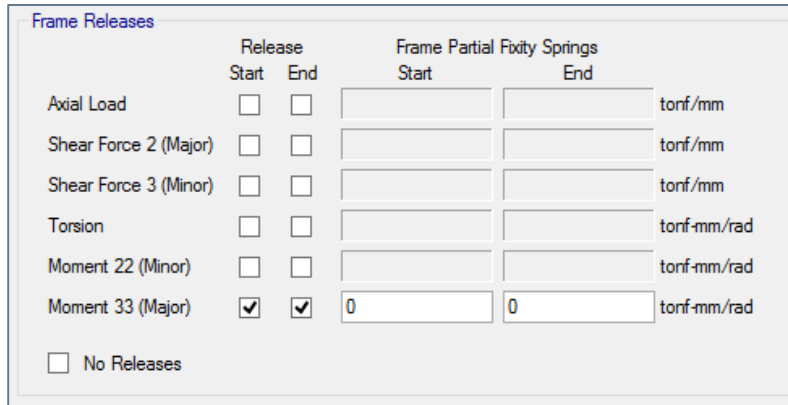


Figura V.12 Modelado de trabe con momento igual a cero en extremos

Como no se toma en cuenta la interacción suelo-estructura, es pertinente cambiar los apoyos de las columnas que se encuentran en la planta baja. Se **seleccionan los apoyos y se asignan como empotramientos**, es decir, que no permite ninguno de los seis grados de libertad (Figura V.13).

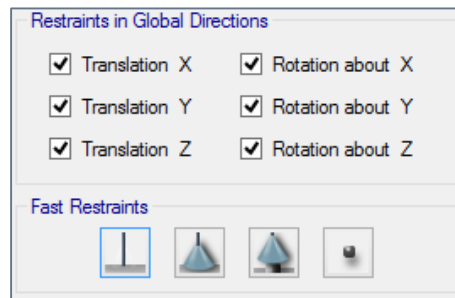


Figura V.13 Asignación de empotramientos en las bases

En concordancia con el análisis de cargas la sección IV.1 de este documento, se asignan la sobrecarga muerta y las cargas vivas uniformemente distribuidas sobre las losas (Figura V.14), así como la sobrecarga del muro exterior sobre las traveses perimetrales.

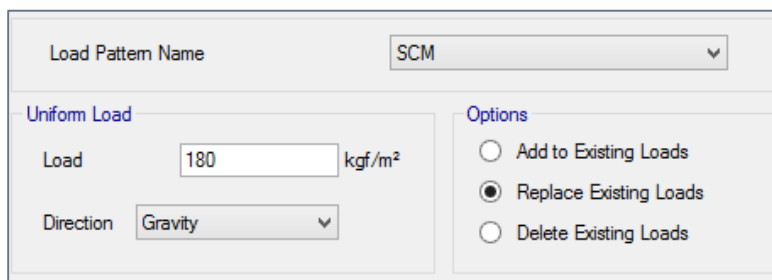


Figura V.14 Asignación de cargas en losas

Por último, se inicia el **análisis de la estructura**. Una vez que *ETABS* finaliza los cálculos, se presenta la configuración deformada del sistema como aparece en la Figura V.15.

El programa resume de manera tabular los resultados del análisis, de los cuales fueron de gran importancia para este trabajo los siguientes aspectos:

- Elementos mecánicos de traves y columnas
- Desplazamientos totales y relativos de entrepisos
- Reacciones en la base de la estructura
- Periodos y participación modal
- Centros de masa y de rigidez de entrepisos

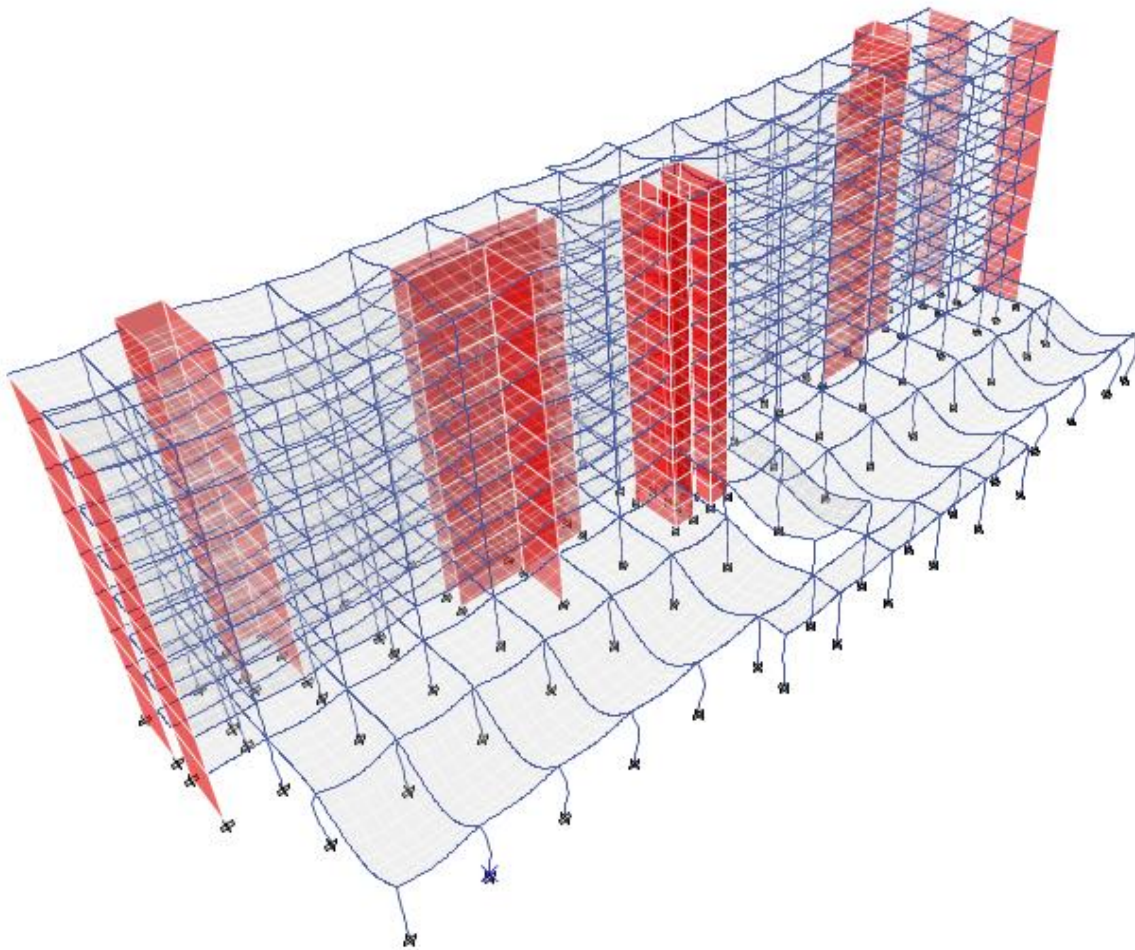


Figura V.15 Deformación de elementos considerando peso propio de estructura

Concluido el análisis, se prosigue con el **diseño de la estructura** con base en el RCDF-04. *ETABS* tiene en su base de datos las especificaciones de este código; sin embargo, se hizo una revisión detallada en el subcapítulo VI.4 de los elementos más esforzados de cada modelo para garantizar su correcto funcionamiento.

Al realizar el cálculo del diseño, el programa calcula si las secciones propuestas para los elementos son adecuadas para resistir las solicitaciones del sistema y estima la cantidad necesaria de acero de refuerzo longitudinal y transversal. Debido a que algunas de las secciones con las que se inició el predimensionamiento cambiaron para lograr un diseño más óptimo, fueron necesarias varias iteraciones hasta llegar al modelo final.

V.2. Consideraciones adicionales para cada modelo

V.2.1. Losas de concreto reforzado

Para el modelo A no fue necesaria ninguna consideración significativa porque sirvió como base para desarrollar el modelo B, además tanto el concreto como el acero de refuerzo tenían las mismas propiedades en el caso de las trabes, los muros y las columnas.

El análisis y diseño de la losa se realizó manualmente empleando los coeficientes empíricos de las NTC-C, por lo que la mayor importancia de la definición de la losa en *ETABS* fue para tomar en cuenta su contribución en el comportamiento global del sistema. En el modelo, se dieron dos peraltes constantes para que la losa fuera maciza, uno de 20 cm en las azoteas del primer y parte del segundo nivel, y otro de 15 cm para el resto de los sistemas de piso.

Para verificar las deflexiones de la losa se utilizó el programa *SAFE*, por lo que como se mencionó anteriormente, se siguió un procedimiento muy similar al que se presenta en la sección V.1 para el modelado de la planta.

V.2.2. Losas de concreto postensado

En el modelo B se eliminaron todas las trabes del modelo A para que funcionara como una losa plana y las columnas estuvieran deteniendo directamente al sistema de piso. Para representar el balanceo de carga generado por el presfuerzo, se asignó una carga distribuida sobre el área de la losa correspondiente al 75% del peso propio del sistema de piso en dirección contraria a la gravedad.

Para que el programa *ETABS* no interpretara la carga de presfuerzo como una pérdida de masa y lograr que el sistema fuera estáticamente correcto, se aplicaron cargas concentradas en las columnas de acuerdo al área tributaria en cada apoyo. Asimismo, los momentos secundarios que se transmiten a las columnas fueron calculados implícitamente al restar los momentos primarios que se tienen sobre las columnas.

Respecto al modelo en el programa *SAFE*, se representó el tendido de los tendones con un perfil parabólico cóncavo hacia arriba (Figura V.16). En los ejes paralelos al eje X se propusieron tendones bandeados que pasaran por arriba de los apoyos; mientras que en los paralelos al eje Y, se distribuyeron uniformemente a cada metro.

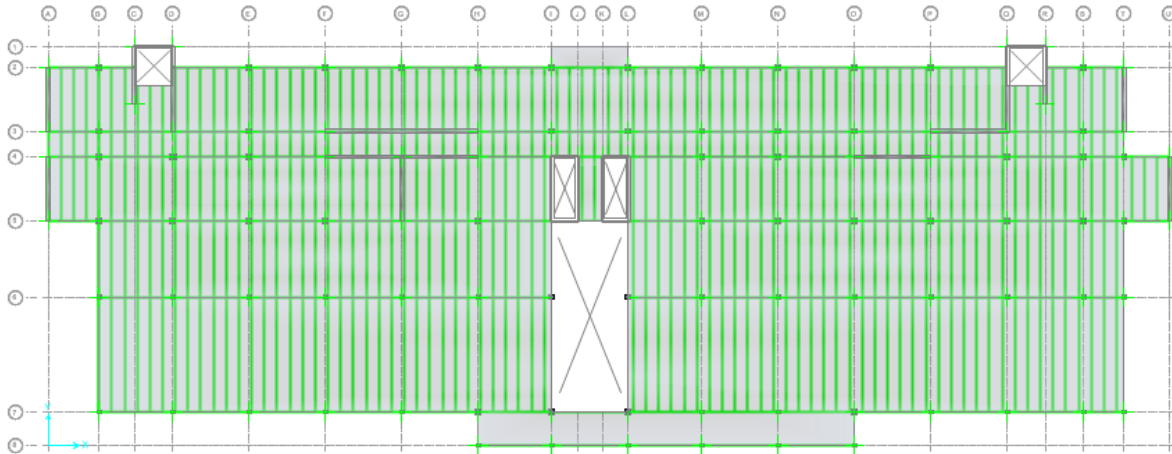


Figura V.16 Modelo en *SAFE* de tendones en losa postensada

CAPÍTULO VI

VI. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE MODELOS

VI.1. Resultados

En los apartados anteriores, se establecieron los lineamientos para el análisis y diseño de cada uno de los dos sistemas estructurales, tanto para el modelo A que tiene un sistema de piso a base de losas perimetralmente apoyadas de concreto reforzado, como para el modelo B que posee losas planas postensadas. Con fundamento en estos parámetros, en esta sección se presenta la información de salida que se obtiene del programa *ETABS*, así como una propuesta para los armados de las traveses y columnas.

Conviene aclarar que los resultados de los sistemas de piso se presentan en el capítulo VII porque es el elemento a comparar en esta tesis y por ello se proporciona información detallada de los cálculos. Así también en el capítulo VIII, se realiza una comparación integral de los modelos considerando la estructura de manera global.

MODELO A

El peso estimado de la estructura se presenta en la Tabla VI.1 teniendo en cuenta únicamente acciones actuantes en la dirección de la gravedad.

Tabla VI.1 Peso de la estructura del modelo A

Condición de carga	Peso (ton _r)
Peso Propio	7,229.79
Sobrecarga Muerta	2,009.37
Carga Muerta (P.P. + SCM)	9,239.16
Carga Viva Máxima	1,662.96
Carga Viva Instantánea	875.36
CM + CV _{máx}	10,902.13
CM + CV _{inst}	10,114.52

En este modelo, se obtienen los siguientes periodos, así como el porcentaje de la participación de la masa en cada dirección y su acumulado (Tabla VI.2). Cabe destacar que de los veinte modos de vibración, los primero tres son los más importantes (Figura VI.1).

Tabla VI.2 Periodos y participación modal en dirección X y Y del modelo A

Modo	Periodo (s)	Masa en X (%)	Masa en Y (%)	Masa acum en X (%)	Masa acum en Y (%)
T ₁	0.575	9.12	55.70	9.12	55.70
T ₂	0.543	17.24	2.45	26.35	58.15
T ₃	0.453	40.24	6.86	66.59	65.02
T ₄	0.122	5.77	17.77	72.37	82.79
T ₅	0.114	15.25	5.33	87.62	88.12
T ₆	0.107	3.08	0.30	90.69	88.42
T ₇	0.057	6.06	1.70	96.76	90.12
T ₈	0.055	1.17	6.81	97.93	96.93
T ₉	0.048	0.04	0.11	97.97	97.04
T ₁₀	0.036	1.56	0.07	99.53	97.11
T ₁₁	0.035	0.02	2.24	99.54	99.35
T ₁₂	0.030	0.01	0.05	99.55	99.40
T ₁₃	0.026	0.35	0.00	99.90	99.40
T ₁₄	0.025	0.00	0.47	99.90	99.87
T ₁₅	0.021	0.04	0.00	99.94	99.87
T ₁₆	0.020	0.03	0.01	99.98	99.88
T ₁₇	0.019	0.00	0.10	99.98	99.98
T ₁₈	0.018	0.02	0.00	99.99	99.98
T ₁₉	0.017	0.00	0.00	100.00	99.98
T ₂₀	0.016	0.00	0.02	100.00	100.00

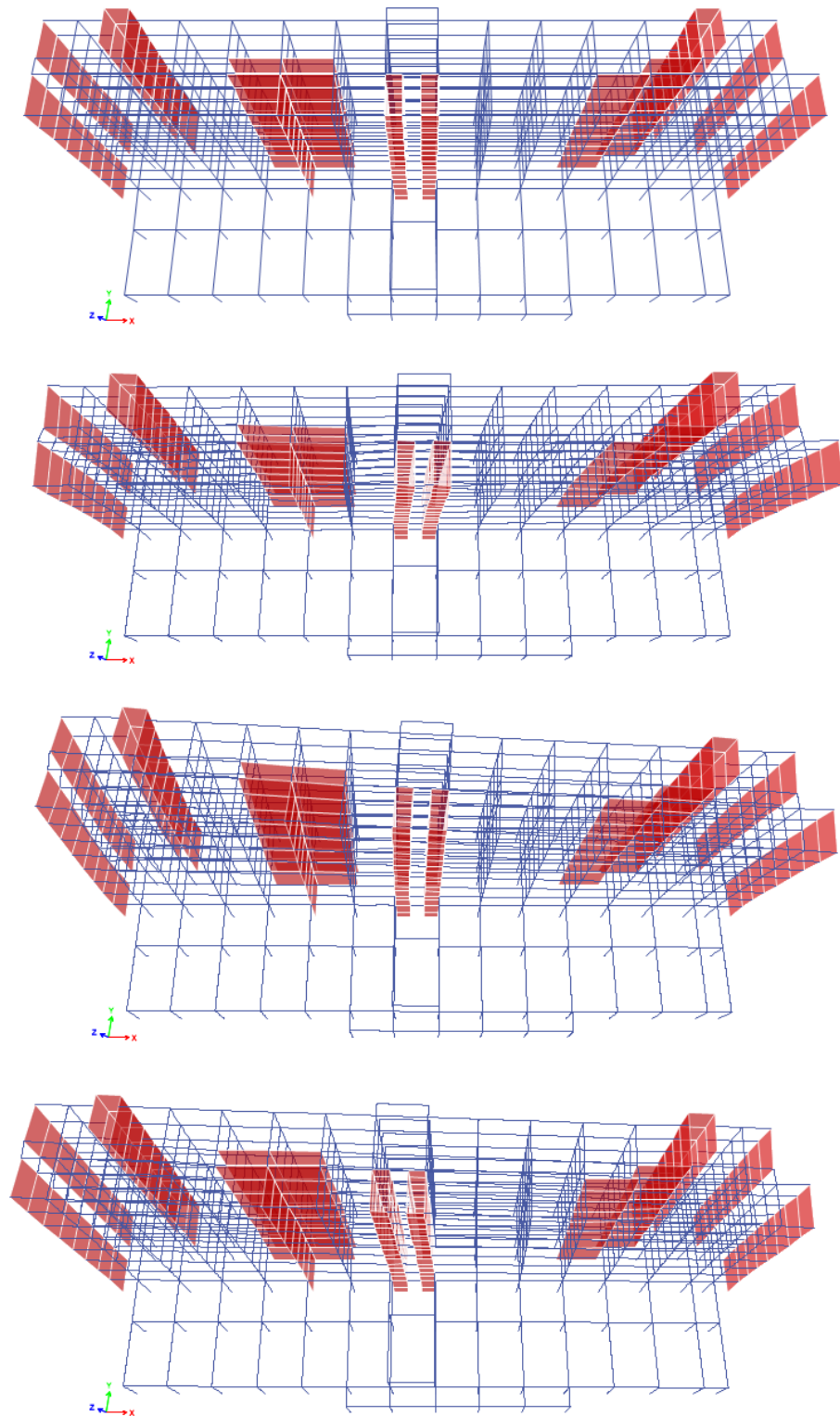


Figura VI.1 Configuración inicial y primeros tres modos de vibrar en modelo A

MODELO B

De igual manera, en la Tabla VI.3 se tiene el siguiente desglose de pesos actuantes en la estructura para el hotel a base de losas postensadas.

Tabla VI.3 Peso de la estructura del modelo B

Condición de carga	Peso (ton _f)
Peso Propio	6,468.98
Sobrecarga Muerta	2,009.37
Carga Muerta (P.P. + SCM)	8,478.35
Carga Viva Máxima	1,662.96
Carga Viva Instantánea	875.36
Carga de presfuerzo	-2,832.15
CM + CV _{máx}	10,141.31
CM + CV _{inst}	9,353.71

Los periodos y el porcentaje de la participación de la masa en cada dirección y su acumulado se muestran en la Tabla VI.4. Asimismo, en la Figura VI.2 se aprecian los primeros tres modos de vibración que son los más trascendentes.

Tabla VI.4 Periodos y participación modal en dirección X y Y del modelo B

Modo	Periodo (s)	Masa en X (%)	Masa en Y (%)	Masa acum en X (%)	Masa acum en Y (%)
T ₁	0.572	11.72	52.46	11.72	52.46
T ₂	0.547	15.56	4.04	27.28	56.50
T ₃	0.451	38.50	7.92	65.77	64.43
T ₄	0.119	6.75	17.26	72.53	81.69
T ₅	0.112	14.84	6.19	87.37	87.88
T ₆	0.105	3.17	0.35	90.54	88.23
T ₇	0.056	6.48	1.35	97.02	89.59
T ₈	0.053	0.88	7.33	97.90	96.92
T ₉	0.047	0.07	0.13	97.96	97.05
T ₁₀	0.035	1.56	0.06	99.53	97.11
T ₁₁	0.034	0.01	2.25	99.54	99.36
T ₁₂	0.029	0.01	0.05	99.55	99.41
T ₁₃	0.026	0.35	0.00	99.90	99.41
T ₁₄	0.024	0.00	0.46	99.90	99.87
T ₁₅	0.021	0.04	0.00	99.94	99.88
T ₁₆	0.020	0.04	0.01	99.98	99.88
T ₁₇	0.019	0.00	0.10	99.98	99.98
T ₁₈	0.018	0.02	0.00	99.99	99.98
T ₁₉	0.016	0.00	0.00	100.00	99.98
T ₂₀	0.016	0.00	0.02	100.00	100.00

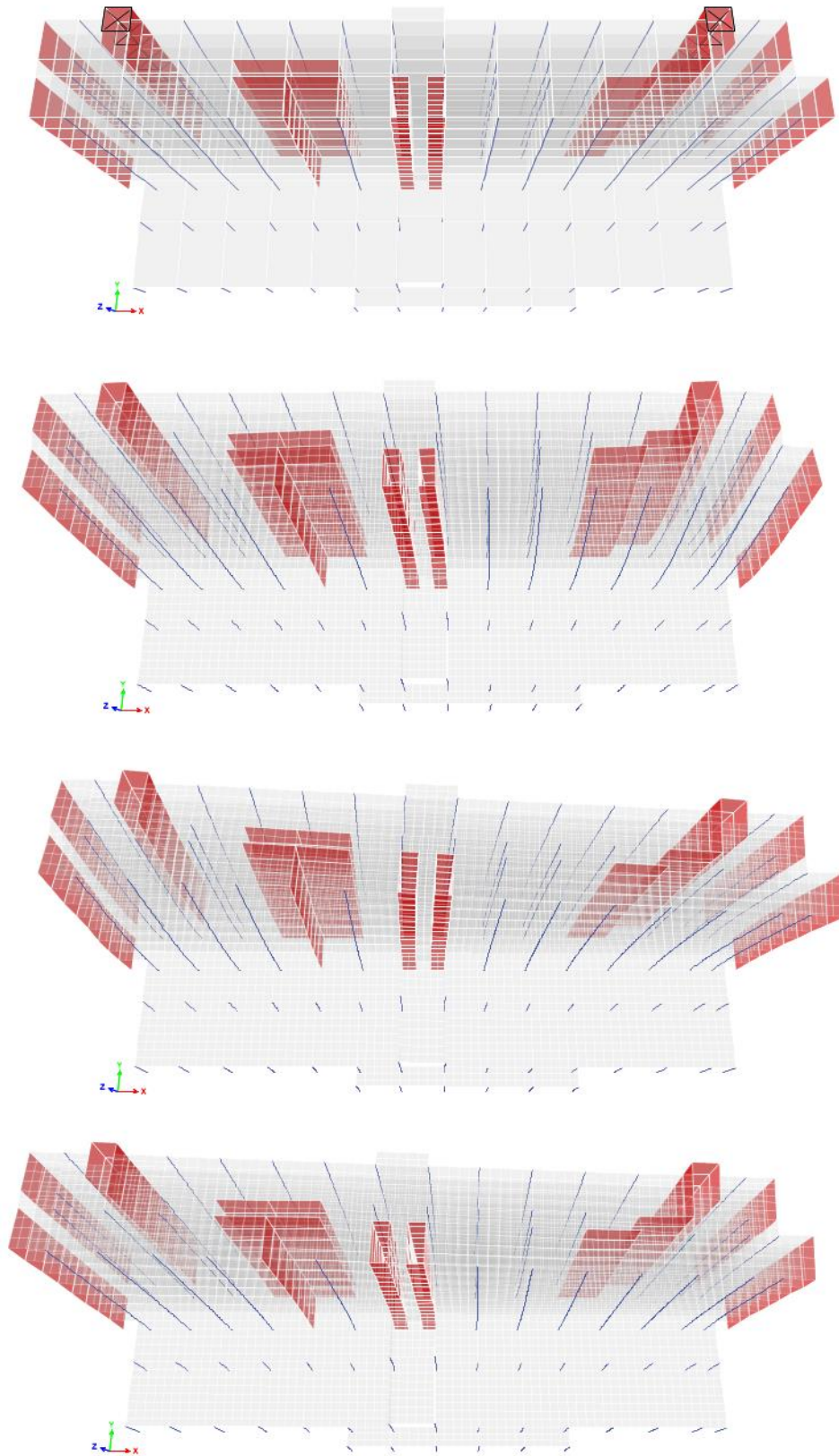


Figura VI.2 Configuración inicial y primeros tres modos de vibrar en modelo B

VI.2. Revisión del cortante basal mínimo

Al emplear el método de análisis dinámico sugerido en el capítulo 9.3 de las NTC-S, si no se cumple la siguiente relación se tienen que incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que la fuerza cortante basal V_0 iguale al término de la derecha:

$$V_0 \geq 0.8a \frac{W_0}{Q'}$$

Las fuerzas cortantes basales calculadas para el sismo en cada dirección son las siguientes:

MODELO A

Tabla VI.5 Cortante basal debido a las fuerzas sísmicas en modelo A

Condición de carga	Fuerza de cortante en la base	
	Dirección X (ton _f)	Dirección Y (ton _f)
SDX	1,460.95	660.05
SDY	660.05	1,725.83

Periodo fundamental de la estructura, $T = 0.575$ s

Por lo que para este periodo, se tienen los siguientes valores de ordenada del espectro de diseño a y factor de reducción Q' , respectivamente:

- $a = 0.2897$
- $Q' = 1.1735$

Se tiene que verificar que las fuerzas en su dirección principal sean mayores que:

$$0.8a \frac{W_0}{Q'} = 0.8 \times 0.2897 \times \frac{10,114.52 \text{ ton}_f}{1.1735} = 1,997.56 \text{ ton}_f$$

NO CUMPLE

Al no cumplirse esta relación en ninguna dirección, las fuerzas de diseño y los desplazamientos laterales aumentan proporcionalmente para que el cortante basal iguale este valor. Como la fuerza cortante en dirección X es menor, se analiza este caso al ser el más desfavorable.

$$Factor_x = \frac{1,997.56 \text{ ton}_f}{1,460.95 \text{ ton}_f} = 1.367$$

$$g_x = 9.81 \frac{m}{s^2} \times 1.367 = 13.41 \frac{m}{s^2}$$

Similarmente, se obtiene el siguiente valor en dirección Y:

$$g_y = 9.81 \frac{m}{s^2} \times 1.157 = 11.35 \frac{m}{s^2}$$

MODELO B

Análogamente, se sigue el mismo procedimiento para el modelo de losas postensadas.

Tabla VI.6 Cortante basal debido a las fuerzas sísmicas en modelo B

Condición de carga	Fuerza de cortante en la base	
	Dirección X (ton _f)	Dirección Y (ton _f)
SDX	1,341.47	636.26
SDY	636.26	1,573.02

Periodo fundamental de la estructura, $T = 0.572$ s

Por lo que para este periodo, se tienen los siguientes valores de ordenada del espectro de diseño α y factor de reducción Q' , respectivamente:

- $\alpha = 0.2893$
- $Q' = 1.1711$

Se comprueba que las fuerzas en su dirección principal sean mayores que:

$$0.8\alpha \frac{W_0}{Q'} = 0.8 \times 0.2893 \times \frac{9,353.71 \text{ ton}_f}{1.1711} = 1,848.54 \text{ ton}_f$$

NO CUMPLE

Las fuerzas de diseño y los desplazamientos laterales aumentan proporcionalmente para que el cortante basal iguale este valor. En dirección X se obtiene lo siguiente:

$$Factor_x = \frac{1,848.54 \text{ ton}_f}{1,341.47 \text{ ton}_f} = 1.378$$

$$g_x = 9.81 \frac{m}{s^2} \times 1.378 = 13.52 \frac{m}{s^2}$$

Mientras que en dirección Y, se calcula:

$$g_y = 9.81 \frac{m}{s^2} \times 1.175 = 11.53 \frac{m}{s^2}$$

Con la gravedad multiplicada por los factores correspondientes en cada modelo, se aumentan las fuerzas sísmicas en el programa *ETABS* para cumplir con esta revisión.

VI.3. Revisión por desplazamientos

Dentro de los **estados límite de servicio**, se considera la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

En las secciones 3 de las NTC-C, 4 de las NTC-E, y 1.8 de las NTC-S, se estipulan cuáles son los parámetros a considerar para que la estructura cumpla con estos requisitos. En nuestro análisis, se considera que la estructura tiene miembros en los cuales los desplazamientos pueden afectar a elementos no estructurales.

Desplazamientos verticales

Como primer criterio, se tiene que el desplazamiento vertical en el centro de traveses tomando en cuenta los efectos a largo plazo no excederá a la longitud del claro entre 240 más 5 mm.

$$\delta_{vert} \leq \frac{L}{240} + 5mm$$

Para este rubro, se revisa únicamente el modelo A dado que el modelo B no tiene traveses. Si se analiza el caso más desfavorable de toda la edificación, los traveses de 9 m de claro, se obtiene lo siguiente:

MODELO A

$$\delta_{vert} \leq \frac{900cm}{240} + 0.5cm = 4.25cm$$

De acuerdo al análisis elástico lineal que realiza *ETABS*, se estima una deflexión inmediata δ_{inst} de **1.48 cm** considerando carga muerta y carga viva máxima sin factorizar (combinación de carga C06).

Para calcular la deflexión adicional que ocurrirá a largo plazo, se emplea la siguiente ecuación:

$$\delta_{dif} = \frac{2}{1 + 50\rho'} \delta_{inst}$$

Donde ρ' es la cuantía de acero a compresión.

Si se revisan las partes en compresión de la trabe T-08, se observa que tanto en el centro como en los extremos se tienen dos varillas del número 6, por ende, no es necesario obtener un valor promedio del área de acero en compresión.

$$\delta_{dif} = \frac{2}{1 + 50 \times \frac{5.70 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm}}} \times 1.48 \text{ cm} = 1.52 \times 1.48 \text{ cm}$$

$$\delta_{dif} = 2.25 \text{ cm}$$

Comprobando que el desplazamiento vertical cumpla con el requisito de Reglamento:

$$\delta_{vert} = \delta_{inst} + \delta_{dif} = 3.73 \text{ cm} < 4.25 \text{ cm}$$

CUMPLE

Distorsiones de entrepiso y desplazamientos laterales

El desplazamiento relativo entre dos niveles sucesivos de una edificación sujeta a acciones permanentes o variables tiene que ser menor a la altura de entrepiso dividido entre 500.

$$\delta_{hor} \leq \frac{\Delta h}{500}$$

Debido a que estas condiciones de carga no inducen desplazamientos laterales significativos, se cumple esta condición.

Asimismo, se verifica que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso no excedan 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes.

$$\delta_{hor} \leq 0.006\Delta h$$

MODELO A

En la Tabla VI.7 se muestran los desplazamientos horizontales en dirección Y obtenidos con las combinaciones de carga C17 y C19, que resultaron ser los casos más críticos para este análisis.

Tabla VI.7 Distorsiones máximas de entrepiso en modelo A

Nivel	Altura (m)	Desplazamiento horizontal máximo			$\delta_{m\acute{a}x}/\delta_{perm}$
		Total (mm)	Relativo (mm)	Permitido (mm)	
8	3.5	84.4	12.8	21	0.61
7	3.5	71.6	12.9	21	0.61
6	3.5	58.7	12.9	21	0.61
5	3.5	45.8	12.3	21	0.59
4	3.5	33.5	11.4	21	0.54
3	3.5	22.1	9.8	21	0.47
2	3.5	12.3	7.4	21	0.35
1	5.0	4.9	4.9	30	0.16

CUMPLE

MODELO B

Al igual que en el modelo anterior, se presentan en la Tabla VI.8 los desplazamientos horizontales en dirección Y obtenidos con las mismas combinaciones de carga.

Tabla VI.8 Distorsiones máximas de entrepiso en modelo B

Nivel	Altura (m)	Desplazamiento horizontal máximo			$\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{perm}}$
		Total (mm)	Relativo (mm)	Permitido (mm)	
8	3.5	87.3	13.4	21	0.64
7	3.5	73.9	13.5	21	0.64
6	3.5	60.4	13.3	21	0.63
5	3.5	47.1	12.8	21	0.61
4	3.5	34.3	11.8	21	0.56
3	3.5	22.5	10	21	0.48
2	3.5	12.5	7.6	21	0.36
1	5.0	4.9	4.9	30	0.16

CUMPLE

Como la relación $\delta_{\text{máx}}/\delta_{\text{perm}}$ es menor que la unidad en todos los niveles para ambos modelos, se satisface este requisito y se concluye con la revisión de los estados límites de servicio.

VI.4. Revisión de elementos estructurales

VI.4.1. Columnas

Para la revisión en ambos modelos, se estudia la columna del tercer nivel que se encuentra en la intersección de los ejes D y 4, con una sección transversal de 50 x 50 cm y un recubrimiento al centro de las varillas de $r = 5$ cm.

Primeramente, para cada modelo se verifica que el refuerzo longitudinal sea el adecuado; como las columnas trabajan a flexocompresión, se diseñan con los lineamientos del subcapítulo 2.3 de las NTC-C. Posteriormente, se indica la separación entre los estribos que satisfaga las especificaciones del refuerzo transversal.

Para las tablas que se presentan en seguida para la revisión de la columna, se estipula la dirección de los ejes locales tal como se ilustra en la Figura VI.3.

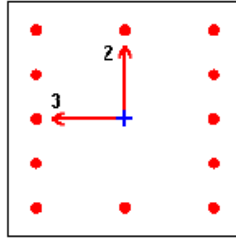


Figura VI.3 Ejes locales de la columna considerados para su revisión

Refuerzo longitudinal

MODELO A

De acuerdo al programa *ETABS*, se tienen los siguientes valores de diseño de la Tabla VI.9:

Tabla VI.9 Fuerza axial P_u , momentos de diseño M_u y acero requerido para columna de modelo A

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Rebar Area mm ²	Rebar % %
-53.565	19.8242	3.009	4822	1.93

Por facilidad de armado, se proponen 12 varillas del número 8 (12#8), que corresponden a un área de acero de:

$$A_s = 60.84 \text{ cm}^2$$

Por lo que se calcula la cuantía del refuerzo longitudinal en la sección y el valor de q :

$$p = \frac{A_s}{bh} = \frac{60.84 \text{ cm}^2}{(50 \text{ cm})(50 \text{ cm})} = 0.0243$$

$$q = \frac{pf_y}{f_c''} = \frac{(0.0243)(4,200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2})}{170 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}} = 0.601$$

Se determina el refuerzo mínimo y máximo (6.22 de las NTC-C) para corroborar que la cuantía de acero esté dentro del rango:

$$\frac{20}{f_y} < p < 0.06$$

$$0.005 < 0.0243 < 0.06$$

Se calculan las excentricidades de acuerdo a la carga axial y momentos biaxiales estimados por el programa:

$$e_2 = \frac{M_{U2}}{P_U} = \frac{19.824 \text{ ton}_f - m}{53.565 \text{ ton}_f} = 0.37 \text{ m} = 37.0 \text{ cm}$$

$$e_3 = \frac{M_{U2}}{P_U} = \frac{3.009 \text{ ton}_f - m}{53.565 \text{ ton}_f} = 0.056 \text{ m} = 5.6 \text{ cm}$$

Para obtener la carga normal resistente de diseño con las excentricidades obtenidas, se emplea el diagrama interacción que se muestra en la Figura C.13 de la Referencia 17 (González Cuevas, 2011). Este diagrama está definido para la relación $d/h = 0.9$, el cual corresponde a nuestro caso ($45 \text{ cm}/50 \text{ cm} = 0.9$).

Con la siguiente ecuación, se obtiene la carga normal resistente con excentricidad en una dirección:

$$P_R = K F_R b h f'_c$$

El factor de resistencia F_R es de 0.7 porque se utilizan estribos como refuerzo transversal y domina el efecto de la carga axial.

Dirección 2:

Con $q = 0.6$ y $e_2/h = 0.74$ se calcula el factor $K = 0.25$.

$$P_{R2} = 0.25 \times 0.7 \times 50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} \times 250 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} = 109,375 \text{ kg}_f$$

Dirección 3:

Con $q = 0.6$ y $e_2/h = 0.112$ se obtiene el factor $K = 0.82$.

$$P_{R3} = 0.82 \times 0.7 \times 50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} \times 250 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} = 358,750 \text{ kg}_f$$

Para cuando no existe excentricidad, se obtiene $K=1.1$

$$P_{R0} = 1.1 \times 0.7 \times 50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} \times 250 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} = 481,250 \text{ kg}_f$$

De acuerdo al subcapítulo 2.3.2 de las NTC-C, empleamos la expresión de Bresler para estimar la carga normal resistente de diseño:

$$P_R = (P_{R2}^{-1} + P_{R3}^{-1} - P_{R0}^{-1})^{-1}$$

$$P_R = (109.375 \text{ ton}_f^{-1} + 358.75 \text{ ton}_f^{-1} - 481.25 \text{ ton}_f^{-1})^{-1}$$

$$P_R = 101.498 \text{ ton}_f$$

Como P_R es mayor que P_U , $101.498 \text{ ton}_f > 53.565 \text{ ton}_f$, la sección y el armado resulta adecuado para la columna D4 del modelo A.

CUMPLE

MODELO B

Según el programa *ETABS*, se obtiene la Tabla VI.10 que se muestra a continuación:

Tabla VI.10 Fuerza axial P_U y momentos de diseño M_U y acero requerido para columna de modelo B

Design P_U tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Rebar Area mm ²	Rebar % %
-54.2932	10.5357	2.0125	3567	1.43

Por este caso, se proponen 8 varillas del número 8 (8#8), para tener un área de acero de:

$$A_s = 40.54 \text{ cm}^2$$

La cuantía del refuerzo longitudinal en la sección y el valor de q son los siguientes:

$$p = \frac{A_s}{bh} = \frac{40.54 \text{ cm}^2}{(50 \text{ cm})(50 \text{ cm})} = 0.0162$$

$$q = \frac{pf_y}{f_c''} = \frac{(0.0162)(4,200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2})}{170 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}} = 0.4$$

Para comprobar que se esté dentro de los límites de refuerzo mínimo y máximo (6.22 de las NTC-C):

$$\frac{20}{f_y} < p < 0.06$$

$$0.005 < 0.0162 < 0.06$$

Se calculan las excentricidades de acuerdo a la carga axial y momentos biaxiales:

$$e_2 = \frac{M_{U2}}{P_U} = \frac{10.536 \text{ ton}_f - m}{54.293 \text{ ton}_f} = 0.194 \text{ m} = 19.4 \text{ cm}$$

$$e_3 = \frac{M_{U2}}{P_U} = \frac{2.013 \text{ ton}_f - m}{54.293 \text{ ton}_f} = 0.037 \text{ m} = 3.7 \text{ cm}$$

Para el cómputo de la carga normal resistente de diseño con excentricidades, se utiliza el mismo procedimiento y diagrama de interacción del modelo A.

$$P_R = KF_R b h f'_c$$

Dirección 2:

Con $q = 0.4$ y $e_2/h = 0.388$ resulta un factor $K = 0.38$.

$$P_{R2} = 0.38 \times 0.7 \times 50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} \times 250 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} = 166,250 \text{ kg}_f$$

Dirección 3:

Con $q = 0.4$ y $e_2/h = 0.074$ se obtiene el factor $K = 0.78$.

$$P_{R3} = 0.78 \times 0.7 \times 50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} \times 250 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} = 341,250 \text{ kg}_f$$

Para cuando no existe excentricidad, $K=0.95$

$$P_{R0} = 0.95 \times 0.7 \times 50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} \times 250 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} = 415,625 \text{ kg}_f$$

$$P_R = (P_{R2}^{-1} + P_{R3}^{-1} - P_{R0}^{-1})^{-1}$$

$$P_R = (166.25 \text{ ton}_f^{-1} + 341.25 \text{ ton}_f^{-1} - 415.625 \text{ ton}_f^{-1})^{-1}$$

$$P_R = 152.919 \text{ ton}_f$$

Como P_R es mayor que P_U , $152.919 \text{ ton}_f > 54.293 \text{ ton}_f$, la sección y el armado es apropiada para la columna D4 del modelo B.

CUMPLE

Refuerzo transversal

Con base en las secciones 6.2.3 y 7.3.4 NTC-C, se diseña el armado de estribos para ambos modelos. Los estribos se proponen del número 3 (#3), con diámetro $\Phi_e = 0.95 \text{ cm}$ y área $A_e = 0.71 \text{ cm}^2$.

La separación del refuerzo transversal es la menor de las siguientes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{850\phi_b}{\sqrt{f_y}} = \frac{850 \times 2.54 \text{ cm}}{\sqrt{4,200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}}} = 31.4 \text{ cm} \\ 48\phi_e = 48 \times 0.95 \text{ cm} = 45.6 \text{ cm} \\ \frac{b}{2} = \frac{50 \text{ cm}}{2} = 25 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Por ende, en la parte central de la columna, se recomienda colocar los **estribos a una separación de 25 cm**.

Asimismo, se calcula la longitud mayor de las siguientes igualdades:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{dimensión transversal col.} = 50 \text{ cm} \\ \frac{H}{6} = \frac{350 \text{ cm}}{6} = 58.3 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

De acuerdo a lo anterior, se coloca estribos a la mitad de separación la separación mencionada (se recomienda una separación de 12 cm por redondeo), a 60 cm arriba y abajo de cada unión de columnas con losa.

En la Figura A.15 dentro del apartado de Anexos, se esquematiza el armado longitudinal y transversal para la columna en estudio.

VI.4.2. Trabes

Para el diseño de trabes, se revisa el elemento del nivel N01 del modelo A que se ubica sobre el eje F entre los ejes 6 y 7. La trabe posee una sección transversal de 25 cm x 50 cm, cubre un claro de 9.00 m y tiene un recubrimiento de concreto de $r = 5$ cm. El refuerzo longitudinal se obtiene de acuerdo al momento flexionante que actúa en el elemento; mientras que el refuerzo transversal depende principalmente de la fuerza cortante.

Refuerzo longitudinal

El programa *ETABS* presenta la información de momentos positivo y negativo de diseño, así como una propuesta de área de acero de refuerzo requerida (Tabla VI.11).

Tabla VI.11 Momentos flexionantes de diseño M_U y área de acero requerido para trabe

	Design -Moment tonf-m	Design +Moment tonf-m	Required Rebar mm ²
Top (+2 Axis)	-18.4729		1295
Bottom (-2 Axis)		9.2365	593

Momento negativo en extremos del elemento:

Se proponen dos varillas del número 6 y dos varillas del número 8 (2#6 y 2#8) en el lecho superior para el armado, por lo que se obtiene un área de acero de:

$$A_{s,sup} = 15.83 \text{ cm}^2$$

Por lo que el elemento posee una cuantía de acero p y valor de q de:

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{15.83 \text{ cm}^2}{(25 \text{ cm})(45 \text{ cm})} = 0.0141$$

$$q = \frac{pf_y}{f_c''} = \frac{(0.0141)(4,200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2})}{170 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}} = 0.348$$

Siguiendo las fórmulas que estipula la parte 2.2.4 de las NTC-C para calcular la resistencia a flexión con un factor de resistencia de 0.9:

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$$

$$M_R = 0.9 \times 15.83 \text{ cm}^2 \times 4,200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \times 45 \text{ cm} \times (1 - 0.5 \times 0.348)$$

$$M_R = 2,224,156 \text{ kg}_f - \text{cm} = 22.242 \text{ ton}_f - \text{m}$$

La sección y el armado en la parte superior es apropiada para la trabe dado que M_R es mayor que M_U , $22.242 \text{ ton}_f - \text{m} > 18.473 \text{ ton}_f - \text{m}$.

CUMPLE

Momento positivo en parte central del elemento:

Se proponen cuatro varillas del número 6 (4#6) en el lecho inferior para el armado, por lo que el área de acero es de:

$$A_{s,inf} = 11.40 \text{ cm}^2$$

Dando como resultado una cuantía de acero p y valor de q de:

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{11.40 \text{ cm}^2}{(25 \text{ cm})(45 \text{ cm})} = 0.0101$$

$$q = \frac{pf_y}{f_c''} = \frac{(0.0101)(4,200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2})}{170 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}} = 0.250$$

Siguiendo las expresiones de la sección 2.2.4 de las NTC-C:

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$$

$$M_R = 0.9 \times 11.40 \text{ cm}^2 \times 4,200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \times 45 \text{ cm} \times (1 - 0.5 \times 0.25)$$

$$M_R = 1,696,748 \text{ kg}_f - \text{cm} = 16.967 \text{ ton}_f - \text{m}$$

La sección y el armado en la parte inferior es apropiada para la trabe dado que M_R es mayor que M_U , $16.967 \text{ ton}_f - \text{m} > 9.237 \text{ ton}_f - \text{m}$.

CUMPLE

De acuerdo a los apartados 2.2.1 y 2.2.2 de las NTC-C, se verifica que las áreas de acero obtenidas estén dentro de los rangos de refuerzo mínimo y máximo de acuerdo a los siguientes valores:

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c} b d}{f_y} = \frac{0.7 \times \sqrt{250} \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \times 25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm}}{4,200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}} = 2.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{máx}} = \frac{0.75 f'_c \times 6,000 \beta_1 b d}{f_y (f_y + 6,000)} = \frac{0.75 \times 170 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \times 6,000 \times 0.85 \times 25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm}}{4,200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \times (4,200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} + 6,000)} = 17.1 \text{ cm}^2$$

Las áreas de acero superior e inferior propuestas están entre estos valores, por lo que se satisface este requisito.

Refuerzo transversal

Para el diseño del refuerzo transversal, se emplean estribos a base de varillas del número 3 (E#3). De acuerdo a la información de fuerza cortante obtenida con programa ETABS, se tiene la Tabla VI.12.

Tabla VI.12 Fuerza cortante de diseño V_U para trabe

Shear V_{U2} tonf	Shear V_{cR} tonf	Shear V_{sR} tonf
15.3781	5.1919	10.1863

Según las disposiciones de la sección 2.5.1.1 de las NTC-C, como existe una cuantía de acero $p = 0.0141$ en los extremos de la trabe, se usa la siguiente fórmula con un factor de resistencia F_R de 0.8 para calcular la fuerza cortante que toma el concreto:

$$V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cR} = 0.8 \times 25\text{cm} \times 45\text{cm} \times (0.2 + 20 \times 0.0141) \div \sqrt{200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}} = 6,135 \text{ kg}_f$$

Donde V_{cR} no puede ser mayor que $V_{cR,máx}$:

$$V_{cR,máx} = 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cR,máx} = 1.5 \times 0.8 \times 25\text{cm} \times 45\text{cm} \times \sqrt{200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}} = 19,092 \text{ kg}_f$$

$$V_{cR} < V_{cR,máx}$$

CUMPLE

Así también, se limita que la fuerza cortante total de diseño no sea superior que $V_{U,máx}$:

$$V_{U,máx} = 2.5 \times 0.8 \times 25\text{cm} \times 45\text{cm} \times \sqrt{200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}} = 31,820 \text{ kg}_f$$

$$V_U < V_{U,máx}$$

CUMPLE

Como ambos valores son inferiores que los límites mencionados, se procede con el cálculo de la fuerza cortante que toma el acero con los estribos:

$$V_{SR} = V_U - V_{cR}$$

$$V_{SR} = 15,378 \text{ kg}_f - 6,135 \text{ kg}_f = 9,243 \text{ kg}_f$$

El refuerzo mínimo y la separación del refuerzo transversal se calculan con los apartados 2.5.2.2 y 2.5.2.3 de las NTC-C.

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{SR}}$$

$$s = \frac{0.8 \times (2 \times 0.71\text{cm}^2) \times 4,200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \times 45\text{cm}}{9,243 \text{ kg}_f} = 23.2 \text{ cm}$$

Redondeando la separación por facilidad constructiva, se recomienda una **separación de estribos del número tres a cada 20 cm** en los extremos.

Finalmente, se verifica que se cumpla con los siguientes requisitos de área de las ramas de refuerzo por tensión diagonal A_v y de separación mínima s :

$$A_{v,min} = 0.3 \sqrt{f_c} \frac{bs}{f_y}$$

$$A_{v,min} = 0.3 \sqrt{200 \frac{kg_f}{cm^2}} \times \frac{25cm \times 20cm}{4,200 \frac{kg_f}{cm^2}} = 0.51cm^2$$

$$A_{v,min} < A_v$$

CUMPLE

$$s_{min} = \frac{d}{2} = \frac{45cm}{2} = 22.5cm$$

$$s_{min} < s$$

CUMPLE

En la Figura A.15 de la sección de Anexos, se presenta un plano que contiene el armado longitudinal y transversal para la trabe en estudio con el objeto de visualizar mejor los resultados.

CAPÍTULO VII

VII. ANÁLISIS Y DISEÑO DE SISTEMAS DE PISO

VII.1. Losas de concreto reforzado

VII.1.1. Método semiempírico de coeficientes

El análisis y diseño del sistema de piso para el modelo A se basa en la sección 6.3.3 de las NTC-C (losas apoyadas en su perímetro). Cabe señalar que se hace una revisión adicional a los tableros que se encuentran entre los ejes 3 y 4, así como entre los ejes 7 y 8 como sistemas de piso que trabajan en una sola dirección debido a que su relación de lado corto a lado largo es menor a 0.5. En esta tesis, se asume que las losas son coladas monolíticamente con sus apoyos y que únicamente se usan varillas del número 3 para el armado.

Como se utilizan los coeficientes de la Tabla VII.1 para calcular la flexión en los tableros, se verifica que se satisfagan las siguientes limitaciones:

- Los tableros son aproximadamente rectangulares
- La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero
- Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50% al menor de ellos
- La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Todos estos puntos se cumplen, por lo que es aceptable usar el método semiempírico de análisis propuesto en las NTC-04. Es pertinente indicar que cuando se obtienen valores intermedios a los indicados en la Tabla VII.1 de la relación de lados corto a largo m , es necesario interpolar linealmente.

Para el análisis de la losa, se consideran momentos flexionantes negativos en los bordes del tablero y momentos positivos en las franjas centrales. Cuando los momentos en el borde común de dos tableros contiguos son diferentes, se distribuye dos tercios del momento de desequilibrio entre los dos. La rigidez del tablero se supone que es proporcional al peralte del tablero al cubo entre el lado corto, d^3/a_1 .

En seguida, se desarrolla el procedimiento que se sigue para un tablero del primer nivel, el cual se resalta de color morado en la Figura VII.1. Esta metodología es la misma para cada uno de los tableros del modelo A.

Tabla VII.1 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares según NTC-C

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I ²	II ³	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Neg. en bordes dis.	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
	Neg. en bordes dis.	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		largo	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Neg. en borde discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
Extremo Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153
		largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153
	Neg. en borde cont.	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
		largo	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0
Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Neg. en borde disc.	corto	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
		largo	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540
	Positivo	corto	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520
		largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
Aislado Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
		largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
	Positivo	corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540
Aislado Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	Positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

¹ Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60.

² Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

³ Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w a_1^2$, dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si w está en kN/m^2 (en kg/m^2) y a_1 en m, el momento da en kN-m/m (en kg-m/m)

Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

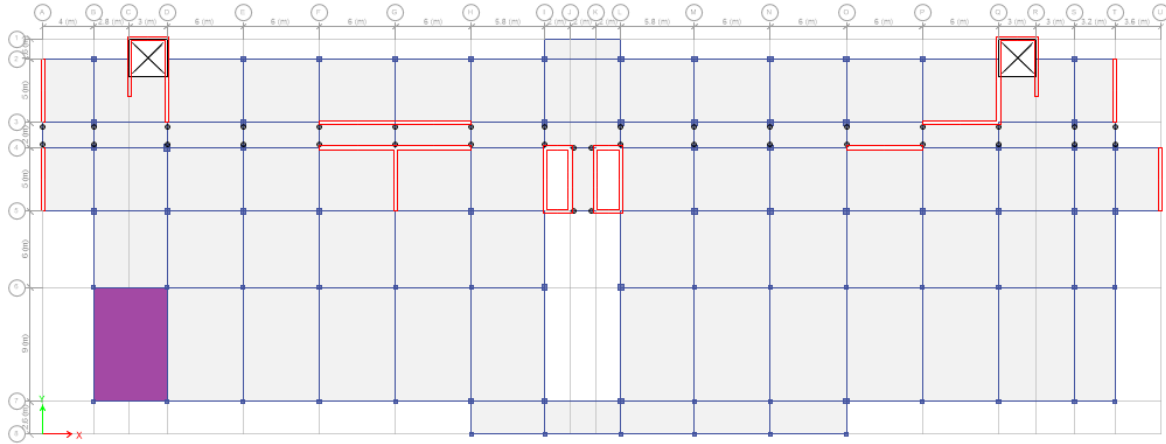


Figura VII.1 Tablero de referencia para análisis y diseño de losa

Primeramente, se clasifica el tipo de tablero con base en sus lados continuos y discontinuos. En este caso, se tiene un **tablero de esquina** con dos lados adyacentes discontinuos. La relación de lados corto a largo se calcula como sigue:

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{5.8 \text{ m}}{9.0 \text{ m}} = 0.644$$

El Reglamento permite obtener la distancia de los lados como los claros libres entre paños de vigas, sin embargo, se siguió un criterio más conservador y se utilizaron los claros entre ejes. Asimismo, en este tablero no se consideran cargas concentradas ni lineales.

El espesor de la losa es definido por la sección 6.3.3.5 de las NTC-C, donde se estipula un peralte mínimo para que se pueda omitir el cálculo de las deflexiones.

$$d_{\min} = \frac{\text{Perímetro}}{250} \times 0.032^4 \sqrt{f_s w}$$

Donde f_s es el esfuerzo del acero en condiciones de servicio y w es la carga uniformemente distribuida en condiciones de servicio que soporta el tablero. En esta ecuación, para obtener el perímetro la longitud de los lados discontinuos se incrementa 25%.

$$d_{\min} = \frac{2.25(9.0 \text{ m}) + 2.25(5.8 \text{ m})}{250} \times 0.032^4 \sqrt{2520 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \times 745 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}}$$

$$d_{\min} = 0.1578 \text{ m} = 15.78 \text{ cm}$$

Por conveniencia, se propone un peralte efectivo de 16.5 cm para que sumado con el recubrimiento de 3.5 cm, se proporcione un **peralte total de 20 cm**.

La rigidez del tablero es proporcional a la siguiente ecuación:

$$K = \frac{d^3}{a_1} = \frac{16.5^3 \text{ cm}}{5.8 \text{ m}} = 774.5$$

La separación de la varilla de acuerdo a las NTC-C no debe ser mayor de 50 cm, o bien, de 3.5 veces el peralte total de la losa. Como 50 cm es menor que $3.5 \times 20 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$, se limita a una **separación máxima de 50 cm**.

Adicionalmente, como el tablero se prevé que sea una azotea, estará expuesto a la intemperie, por lo que el **refuerzo mínimo** se limita con una **cuantía de acero p_{min} de 0.003**.

Aunque la fuerza cortante que actúa en las losas perimetralmente apoyadas no suelen ser determinantes en el diseño, se hace una revisión mediante la siguiente expresión para verificar que la resistencia de la losa sea mayor:

$$0.5F_Rbd\sqrt{f_c^*} \geq 1.15 \times \left(\frac{a_1}{2} - d\right) \left(0.95 - 0.5\frac{a_1}{a_2}\right) w$$

El factor de resistencia F_R que se utiliza para fuerza cortante es 0.8. La revisión se hace considerando un ancho unitario de losa y la carga uniformemente distribuida de diseño.

$$0.5 \times 0.8 \times 100 \text{ cm} \times 16.5 \text{ cm} \sqrt{0.8 \left(250 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}\right)} \\ \geq 1.15 \times \left(\frac{5.8 \text{ m}}{2} - 0.165 \text{ m}\right) \left(0.95 - 0.5\frac{5.8 \text{ m}}{9.0 \text{ m}}\right) \times 1.4 \left(745 \frac{\text{kg}_f}{\text{m}^2}\right)$$

$$9,333.81 \frac{\text{kg}_f}{\text{m}} \geq 2,095.42 \frac{\text{kg}_f}{\text{m}}$$

CUMPLE

Retomando los cálculos iniciales, como la relación $m = 0.644$ se encuentra entre los valores de la Tabla VII.1, se hace una interpolación lineal. Una vez obtenidos estos coeficientes, se multiplican por $10^{-4}wa_1^2$ para estimar los momentos flexionantes del tablero como se indica en la Tabla VII.2.

Tabla VII.2 Interpolación lineal de coeficientes y obtención de momentos flexionantes

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo $m=a_1/a_2$			Momentos flexionantes ($\text{kg}_f\text{-m/m}$)
			0.6	0.644	0.7	
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. Bordes interiores	Corto	530	503.8	471	1767.6
		Largo	455	443.4	429	1555.9
	Neg. Borde discontinuos	Corto	321	301.4	277	1057.7
		Largo	248	242.7	236	851.4
	Positivo	Corto	306	285.1	259	1000.4
		Largo	146	144.2	142	506.0

Los momentos de los bordes interiores se distribuyen con los tableros contiguos teniendo en cuenta las rigideces, como se indicó anteriormente. Una vez que se tienen los momentos finales, se procede a obtener la cuantía del acero de refuerzo longitudinal p mediante las siguientes ecuaciones y a compararlo con la cuantía mínima p_{min} de 0.003. El factor de resistencia para flexión es de 0.9; además, así como en la revisión por cortante, se supone un ancho unitario de losa.

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

$$p = \frac{q f_c''}{f_y}$$

Cuando se los hacen cálculos correspondientes a los momentos negativos, de acuerdo a las NTC-C es necesario restar 2 cm al peralte efectivo para considerar el movimiento accidental de las barras durante la etapa constructiva.

En el diseño de losas perimetralmente apoyadas suele predominar la cuantía de acero mínima para el armado y esta tesis no fue la excepción.

Finalmente, la separación entre varillas se obtuvo de la siguiente manera con las siguientes expresiones del Reglamento:

Para momento negativo:

$$A_s = p b d = 0.003 \times 100 \text{ cm} \times (16.5 - 2) \text{ cm}$$

$$A_s = 4.35 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$s = \frac{A_{\#3}}{A_s} \times 100 \text{ cm} = \frac{0.71 \text{ cm}^2}{4.35 \text{ cm}^2 / \text{m}} \times 100 \text{ cm}$$

$$s = 16.3 \text{ cm}$$

Para momento positivo:

$$A_s = p b d = 0.003 \times 100 \text{ cm} \times (16.5) \text{ cm}$$

$$A_s = 4.95 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$s = \frac{A_{\#3}}{A_s} \times 100 \text{ cm} = \frac{0.71 \text{ cm}^2}{4.95 \text{ cm}^2 / \text{m}} \times 100 \text{ cm}$$

$$s = 14.3 \text{ cm}$$

Estas separaciones se redondearon a 15 cm y 12 cm respectivamente.

En la Figura VII.2, se muestra la hoja de cálculo donde se resumen los resultados que se realizan para el tablero en estudio y que también se emplea para los demás.

En la sección de Anexos, se pueden visualizar en las Figuras A.6, A.7 y A.8 los planos estructurales con la propuesta del armado de la losa de concreto reforzado.

TABLERO EN REVISIÓN										
				1. Interior, todos los bordes continuos						
				2. De borde, un lado corto discontinuo						
				3. De borde, un lado largo discontinuo						
				4. De esquina, dos lados adyacentes discontinuos						
				5. Extremo, tres bordes discontinuos un lado largo continuo						
				6. Extremo, tres bordes discontinuos un lado corto continuo						
Datos requeridos										
Número de varilla	Núm=	3								
Resistencia concreto	$f'_c=$	250	kg/cm ²							
Importancia estructura	Grupo=	B								
Tipo	t=	4		Expuesto a intemperie						
Lado corto	$a_1=$	5.80	m	Muro						
Lado largo	$a_2=$	9.00	m	Tipo de muro						
CM-P.P.	w=	165	kg/cm ²	Paralelo a lado						
P.P.	P.P.=	480	kg/cm ²	Altura						
W transitoria	$w_t=$	0	kg/cm ²	Longitud						
W máxima	$w_m=$	100	kg/cm ²							
Peralte prop. Efectivo	$d_{prop}=$	16.5	cm	Acero mínimo						
Recubrimiento	r=	3.5	cm	ρ mínima						
				Espesor						
Relación a_1/a_2	m=	0.644		Peso volumétrico						
Carga unif. Servicio	w=	745.00	kg/m ²	Peso muro						
Carga unif. Diseño	wu=	1043.00	kg/m ²	Área tablero						
Perímetro	P=	33.30	m	Peso distribuido						
Peralte mínimo	$d_{min}=$	15.78	cm							
Peralte total	h=	20	cm							
Rigidez del tablero	K=	774.50		Factor de carga lineal						
Área de varilla	$A_b=$	0.71	cm ²	0.6 0.644 0.7						
Determinación del refuerzo para momento										
				ρ mínima						
				$\rho_{min}=$ 0.003						
Factor de resistencia				Separación máxima						
$F_R=$ 0.8				$s_{max}=$ 50 cm						
Fuerza actuante				Factor de resistencia						
V= 2059.42 kg/m				$F_R=$ 0.9						
Fuerza resistente				Acero positivo						
V _R = 9333.81 kg/m				$F_R b d^2 f'_c=$ 4165425						
				Acero negativo						
				$F_R b d^2 f'_c=$ 3216825						
				CUMPLE						
Interpolación de coeficientes										
Momentos flexionantes por unidad de ancho										
Tipo	0.6	0.644	0.7	Tipo	Coeficiente	Momento				
4nic	530	503.8	471	4nic	503.8	1767.6	kgf-m/m			
4nil	455	443.4	429	4nil	443.4	1555.9	kgf-m/m			
4ndc	321	301.4	277	4ndc	301.4	1057.7	kgf-m/m			
4ndl	248	242.7	236	4ndl	242.7	851.4	kgf-m/m			
4pc	306	285.1	259	4pc	285.1	1000.4	kgf-m/m			
4pl	146	144.2	142	4pl	144.2	506.0	kgf-m/m			
Separación entre varillas										
Tipo	Signo	M propio	Coincide con M correg	$F_R b d^2 f'_c$	q	ρ	ρ_{min}	As (cm²)	s (cm)	
4nic	Negativo	1767.6	10	1765.8	3216825	0.0565	0.0023	0.0030	4.35	16.3
4nil	Negativo	1555.9	5	1258.4	3216825	0.0399	0.0016	0.0030	4.35	16.3
4ndc	Negativo	1057.7		1057.7	3216825	0.0334	0.0014	0.0030	4.35	16.3
4ndl	Negativo	851.4		851.4	3216825	0.0268	0.0011	0.0030	4.35	16.3
4pc	Positivo	1000.4		1000.4	4165425	0.0243	0.0010	0.0030	4.95	14.3
4pl	Positivo	506.0		506.0	4165425	0.0122	0.0005	0.0030	4.95	14.3

Figura VII.2 Hoja de cálculo para cómputo de tableros en el modelo A

VII.1.2. Modelado en programa SAFE

Para revisar las deflexiones en el sistema de piso, se recurre a un modelo de elemento finito en el programa SAFE.

A continuación en la Figura VII.3 se presentan las deflexiones bajo condiciones de servicio de la combinación de carga C15 (véase capítulo IV.2) para los niveles N01, N02 y N05, donde se obtienen deflexiones máximas de aproximadamente 12.7 mm, 10.0 mm y 3.9 mm, respectivamente.

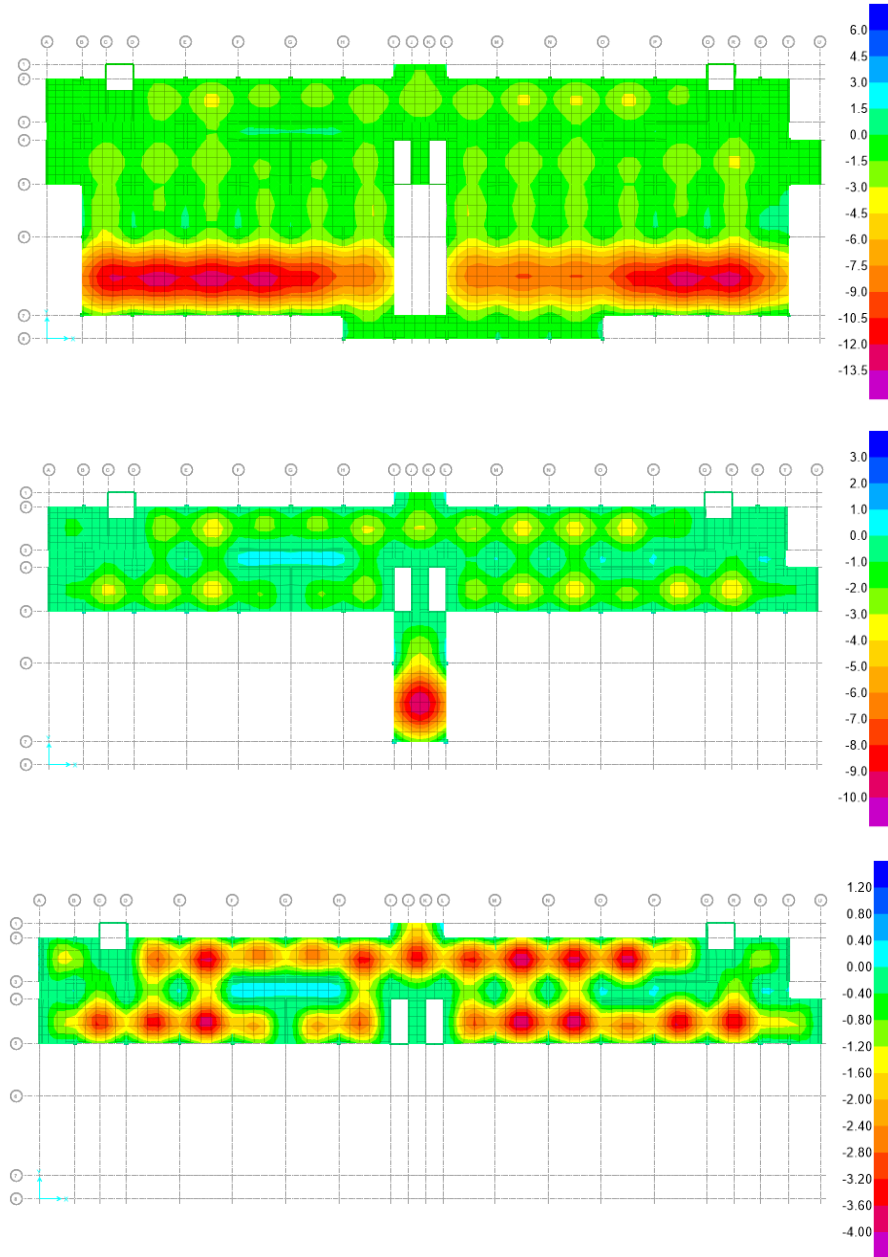


Figura VII.3 Deflexiones bajo cargas de servicio de los niveles N01, N02 y N05 en modelo A

VII.2. Losas de concreto postensado

VII.2.1. Método analítico por balanceo de cargas

Cuando se usa un sistema de piso a base de losas postensadas, se determina el porcentaje de carga que se desea balancear. Para el modelo B, se propone que se balancee **del 65% al 85% del peso propio de la losa**.

Se considera un recubrimiento mínimo de 3 cm al eje del tendón en la mitad del claro y sobre los apoyos para contrarrestar el cortante y los momentos máximos; además, los anclajes en los extremos coinciden con el centro de gravedad del concreto.

Los tendones de postensado que se utilizan tienen las propiedades que se indican en el subcapítulo III.4.3, poseen un diámetro de 1.27 cm y tienen un área de acero de:

$$A_{sp} = 0.987 \text{ cm}^2$$

Los tendones se colocan en la losa con un perfil parabólico cóncavo hacia arriba. En dirección X, se tienen un conjunto de tendones bandeados sobre los ejes que pasan por los apoyos; en cambio, en dirección Y, se distribuyen uniformemente con una separación de un metro.

Primeramente se definen los peraltes mínimos a usar de acuerdo al apartado 9.7.1.2 de las NTC-C, el cual establece que la relación claro mayor-espesor no debe exceder de 40. Analizando los dos claros mayores de 9.0 y 6.0 m, se proponen **espesores de la losa de 25 cm y 15 cm**.

Usando como referencia las disposiciones del Reglamento ACI 318-08 en su subcapítulo 18.13.4, se coloca un número de tendones adecuado en cada dirección de tal manera que se tenga una **precompresión del concreto de entre 8.79 kgf/cm² y 21.09 kgf/cm²** (125 psi y 300 psi).

En el apartado 9.4.1.1 de las NTC-C, se plantean cuáles son los esfuerzos permisibles en el concreto:

- Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia
 - Compresión:

$$0.60f'_{ci} = 0.60 \times 150 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} = 90 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

- Tensión:

$$0.8\sqrt{f'_{ci}} = 0.8 \sqrt{150 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}} = 9.8 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

Donde f'_{ci} es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia, para este caso, de 150 kgf/cm².

- Esfuerzos bajo cargas de servicio
 - Compresión:

$$0.45f'_c = 0.45 \times 250 \frac{kg_f}{cm^2} = 112.5 \frac{kg_f}{cm^2}$$

- Tensión:

$$1.6\sqrt{f'_c} = 1.6 \sqrt{250 \frac{kg_f}{cm^2}} = 25.3 \frac{kg_f}{cm^2}$$

Para determinar el **esfuerzo efectivo** del tendón, se considera un valor conservador de pérdidas de esfuerzo a largo plazo de $1,075 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$ propuesto en la referencia 2 de la Bibliografía. Por lo tanto, tomando en cuenta también el inciso 9.4.1.2 de las NTC-C, se tiene la siguiente **fuerza efectiva** en el cable postensado:

$$f_{se} = 0.70f_{sr} - 1,075 \frac{kg_f}{cm^2}$$

$$f_{se} = 0.70 \times 19,000 \frac{kg_f}{cm^2} - 1,075 \frac{kg_f}{cm^2} = 12,225 \frac{kg_f}{cm^2}$$

$$F_{se} = f_{se}A_{sp} = 12,225 \frac{kg_f}{cm^2} \times 0.987 \text{ cm}^2 \approx 12,065 \text{ kg}_f$$

Para el estudio de las losas postensadas, se distinguen tres etapas principales en la vida útil de este elemento estructural y que se ilustran en la Figura I.24:

- Etapa 1: Esfuerzos inmediatamente después del tensado
- Etapa 2: Esfuerzos bajo condiciones de servicio
- Etapa 3: Esfuerzos bajo condiciones de falla

Para el balanceo del peso propio de la losa, primero se tiene que entender el concepto de **carga equivalente**. Los tendones al ser tensados, generan una carga reactiva en el concreto en dirección contraria a la gravedad. Esta reacción se debe al tendido parabólico con el que se colocan los tendones que permiten contrarrestar el peso del elemento estructural. De acuerdo a la descripción gráfica de la Figura VII.4, la carga equivalente de los tendones se calcula mediante la siguiente expresión:

$$w_{equiv} = \frac{8Fa}{L^2}$$

Con esta carga equivalente, se obtiene el **momento de balance** M_{bal} que se requiere para los cálculos posteriores.

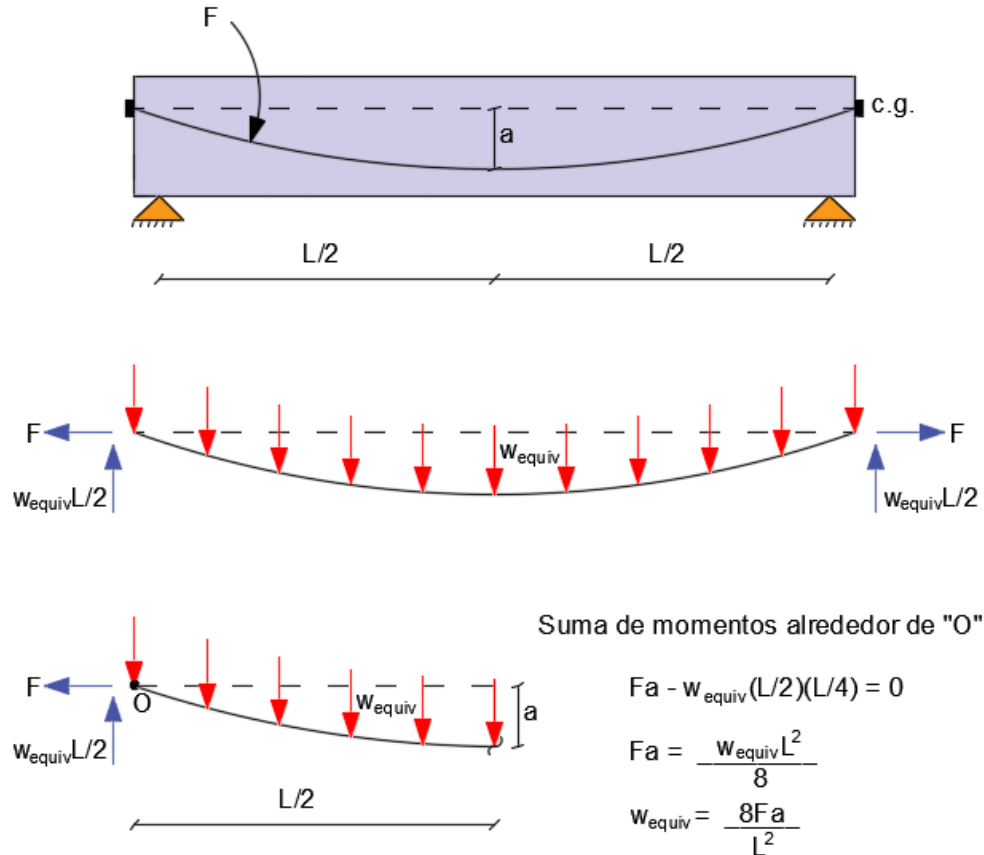


Figura VII.4 Carga equivalente en losas postensadas

Por otro lado, los **momentos primarios** M_1 se refieren a los inducidos por la fuerza de presfuerzo y la excentricidad entre los centros de gravedad del concreto y del acero, por lo que se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_1 = F \times e$$

El sistema de piso propuesto, al ser un sistema estáticamente indeterminado, se crean reacciones en los apoyos que originan **momentos secundarios** M_2 . Estos momentos son generalmente benéficos debido a que reducen los momentos negativos en las columnas y se obtienen de la siguiente forma:

$$M_2 = M_{bal} - M_1$$

Cabe señalar que el **tendido o colgado** a del tendón difiere sustancialmente de la **excentricidad** e . Por un lado, el colgado se refiere a la distancia que existe entre el centro de gravedad del tendón y la línea imaginaria que conecta a los tendones en los apoyos; mientras que la excentricidad es la distancia entre el centro de gravedad del acero y el centro de gravedad del concreto.

Para ejemplificar el procedimiento que se sigue para el análisis y diseño de las losas postensadas, se toma como referencia el tablero indicado en la Figura VII.1 por ser el de mayor claro. Únicamente se presentan los cálculos para la dirección Y que corresponden a los tendones distribuidos

uniformemente; sin embargo, los lineamientos para la dirección X son similares con la diferencia de que se tienen áreas tributarias mayores.

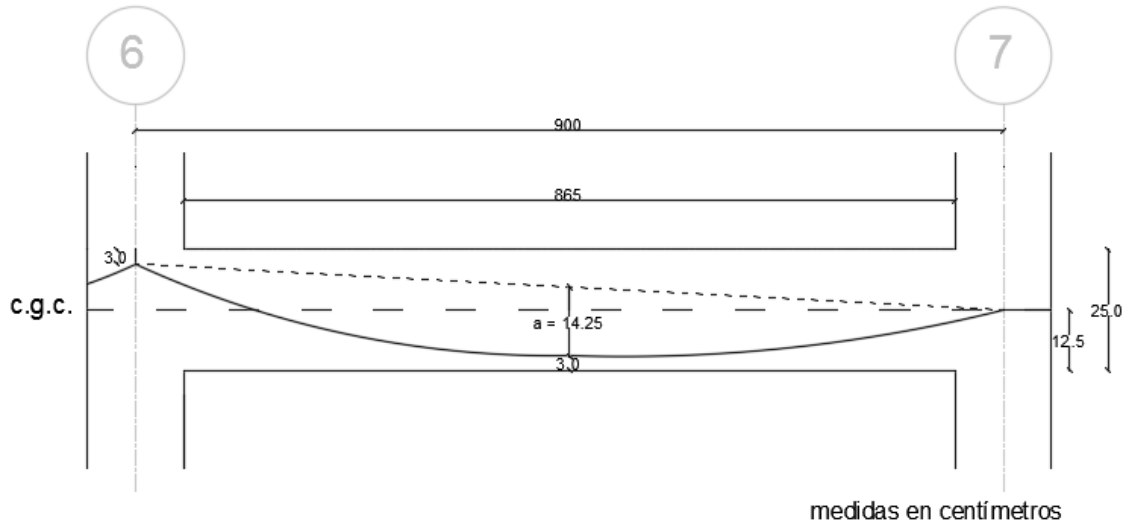


Figura VII.5 Perfil en análisis de losa postensada

De acuerdo a la Figura VII.5 del perfil del sistema de piso, se determina la carga equivalente que los tendones generan en la losa, así como el porcentaje de balanceo de su peso propio. Para la distribución de acero de presfuerzo, se proponen dos tendones por ancho unitario.

- o Colgado:

$$a = \frac{22\text{cm} + 12.5\text{cm}}{2} - 3\text{cm} = 14.25\text{cm}$$

- o Carga equivalente:

$$w_{equiv} = \frac{8 \times (2 \times 12.065 \text{ ton}_f) \times 0.1425\text{m}}{(9 \text{ m})^2} = 0.3959 \frac{\text{ton}_f}{\text{m}}$$

- o Peso propio de losa:

$$PP_{losa} = 2.4 \frac{\text{ton}_f}{\text{m}^3} \times 0.25\text{m} \times 1.0\text{m} = 0.6 \frac{\text{ton}_f}{\text{m}}$$

- o Porcentaje de balanceo:

$$\%_{balanceo} = \frac{0.3959 \frac{\text{ton}_f}{\text{m}}}{0.6 \frac{\text{ton}_f}{\text{m}}} = 65.98\%$$

El porcentaje de balanceo para esta sección se encuentra cercano el límite inferior aceptable de 65% debido a que el tablero en cuestión es de los más desfavorables por su gran claro.

En seguida, se detalla la revisión de la losa en cuanto a sus estados límites. En condiciones de servicio, se verifica que la losa esté dentro de los límites permisibles de precompresión; asimismo, se checan los esfuerzos en la losa durante las dos primeras etapas constructivas que se describen en este subcapítulo. Para condiciones de falla, únicamente se revisa por flexión al elemento estructural. El estudio de la fuerza cortante actuante se orienta al diseño de refuerzo de pernos (Figura III.1) para contrarrestar la penetración por cortante en la conexión losa-columna, por lo que queda fuera del alcance de este trabajo.

Estado límite de servicio

La precompresión que se tiene en la losa postensada es la siguiente:

$$\frac{F}{A} = \frac{2 \times 12,065 \text{ kg}_f}{100\text{cm} \times 25\text{cm}} = 9.652 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

Por ende, la precompresión del concreto se encuentra entre los valores de 8.79 kg_i/cm² y 21.09 kg_i/cm².

CUMPLE

Ahora se verifica los esfuerzos en la losa dependiendo de la etapa constructiva en que se encuentre. Para ello, se emplea la siguiente igualdad que engloba los esfuerzos por flexión y carga axial:

$$f = \frac{M}{s} - \frac{F}{A}$$

Donde M es el momento flexionante y s es el módulo de sección de la losa.

Los esfuerzos son calculados mediante el programa *SAFE*, por lo que no resulta necesario realizar manualmente los cálculos. Según la convención de signos del programa, los esfuerzos negativos indican compresión, mientras que los positivos, tensión.

En la etapa 1, únicamente actúan las cargas permanentes y el momento de balance, por lo que se tiene la distribución de esfuerzos de la Figura VII.6:

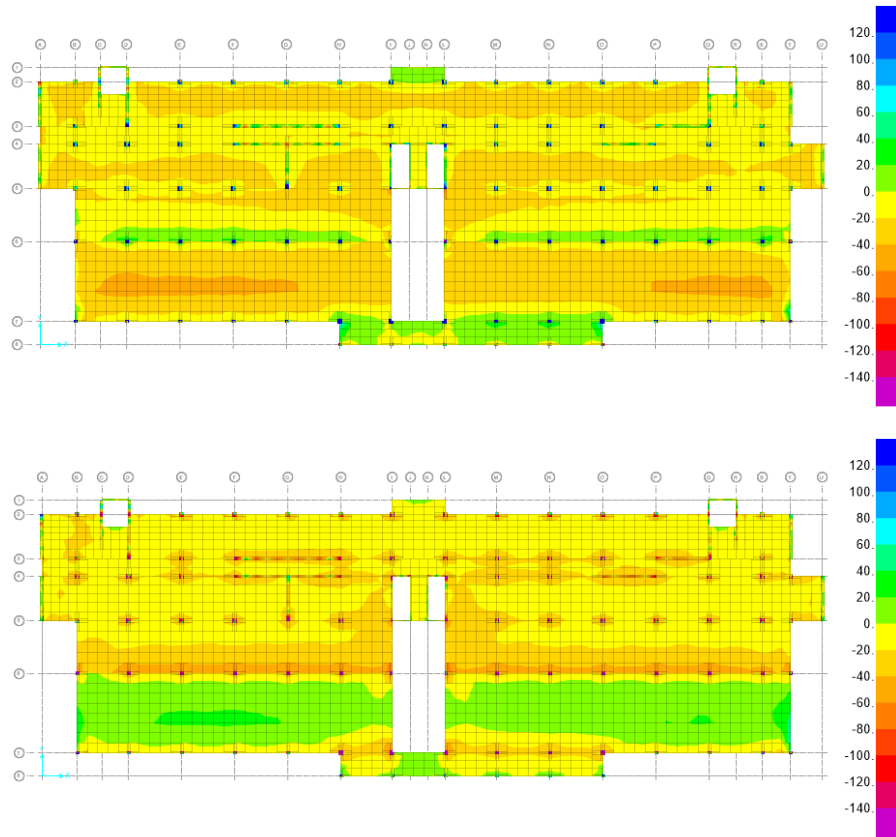


Figura VII.6 Distribución de esfuerzos en etapa 1 para parte superior e inferior, respectivamente

Parte superior:

- Mitad del claro:

$$f = 43.76 \frac{kg_f}{cm^2} < 90 \frac{kg_f}{cm^2} \text{ (compresión)}$$

- Apoyos:

$$f = 4.12 \frac{kg_f}{cm^2} < 9.8 \frac{kg_f}{cm^2} \text{ (tensión)}$$

Parte inferior:

- Mitad del claro:

$$f = 9.73 \frac{kg_f}{cm^2} < 9.8 \frac{kg_f}{cm^2} \text{ (tensión)}$$

- Apoyos:

$$f = 22.03 \frac{kg_f}{cm^2} < 90 \frac{kg_f}{cm^2} \text{ (compresión)}$$

CUMPLE

Para la etapa 2, además de las cargas permanentes y el momento de balance, también se incluye la carga viva máxima, por ende, se presenta la distribución de esfuerzos de la Figura VII.7:

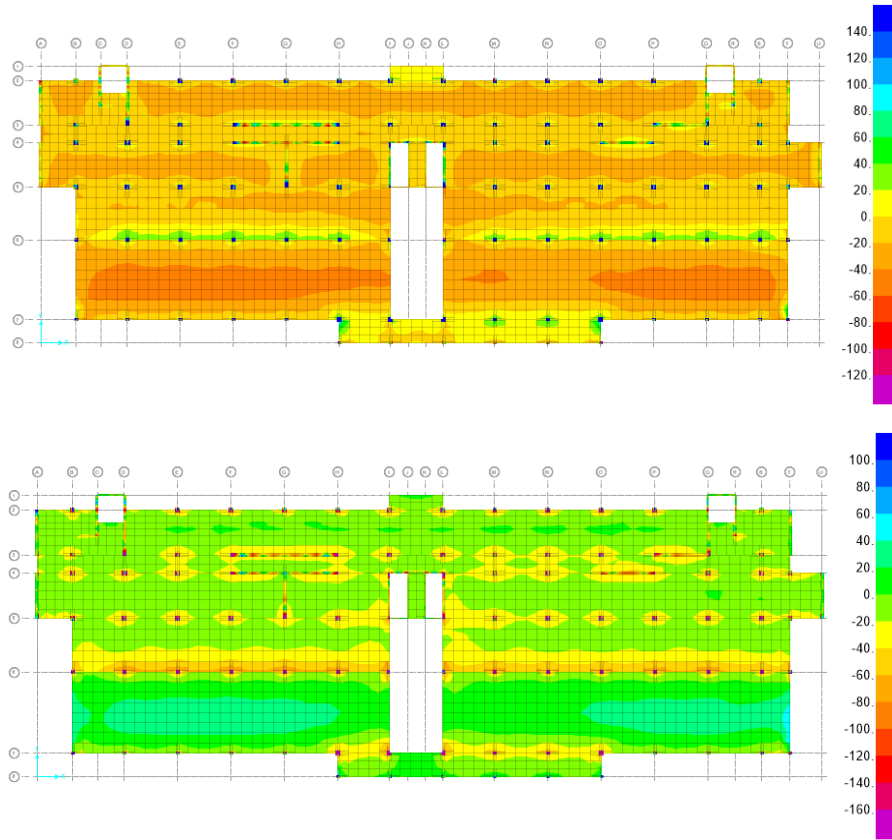


Figura VII.7 Distribución de esfuerzos en etapa 2 para parte superior e inferior, respectivamente

Parte superior:

- Mitad del claro:

$$f = 51.31 \frac{kg_f}{cm^2} < 112.5 \frac{kg_f}{cm^2} \text{ (compresión)}$$

- Apoyos:

$$f = 12.04 \frac{kg_f}{cm^2} < 25.3 \frac{kg_f}{cm^2} \text{ (tensión)}$$

Parte inferior:

- Mitad del claro:

$$f = 23.45 \frac{kg_f}{cm^2} < 25.3 \frac{kg_f}{cm^2} \text{ (tensión)}$$

- Apoyos:

$$f = 33.21 \frac{kg_f}{cm^2} < 112.5 \frac{kg_f}{cm^2} \text{ (compresión)}$$

CUMPLE

Estado límite de falla

De acuerdo a la distribución de momentos que se ilustra en la Figura VII.8, se obtiene para el tablero en cuestión los siguientes momentos:

$$\begin{cases} M_{U,centro} = 6,679 \text{ kg}_f - m \\ M_{U,apoyo} = -1,831 \text{ kg}_f - m \end{cases}$$

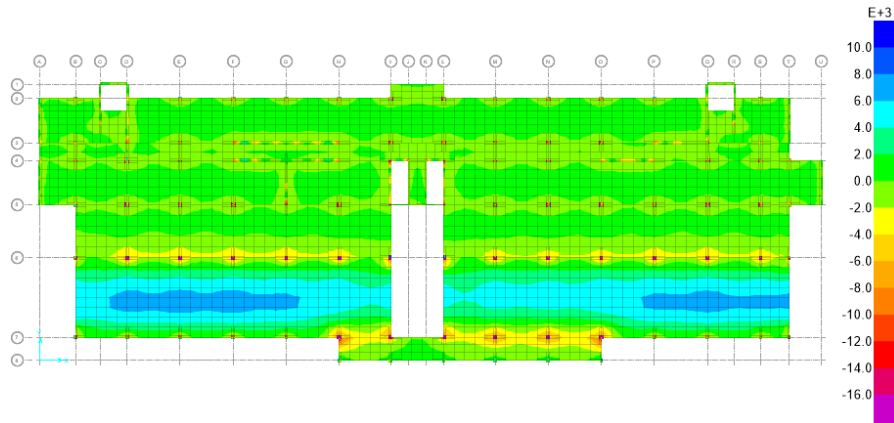


Figura VII.8 Distribución de momentos flexionantes en losa postensada

Las NTC-C establecen en la sección 9.7.2.1 los lineamientos para el diseño por flexión en losas postensadas con tendones no adheridos.

Debido a que la relación claro-espesor de la losa es mayor que 35 ($9m/0.25m = 36$), la resistencia a flexión f_{sp} se calcula como:

$$f_{sp} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{300p_p}$$

Donde p_p es la cuantía de acero de presfuerzo y se calcula como se muestra a continuación:

$$p_p = \frac{A_{sp}}{bd_p} = \frac{2 \times 0.987cm^2}{100cm \times 22cm} = 0.0009$$

Por lo que la resistencia a flexión es:

$$f_{sp} = 12,225 \frac{kg_f}{cm^2} + 700 + \frac{250 \frac{kg_f}{cm^2}}{300 \times 0.0009} = 13,850.9 \frac{kg_f}{cm^2}$$

Además se tiene que cumplir que:

$$f_{sp} = 13,850.9 \frac{kg_f}{cm^2} < \left\{ \begin{array}{l} f_{yp} = 17,200 \frac{kg_f}{cm^2} \\ f_{sr} + 2,100 = 21,100 \frac{kg_f}{cm^2} \end{array} \right\}$$

CUMPLE

Se hace la revisión en dos partes de la losa: a la mitad del claro y en los extremos. En cada una se propone acero de refuerzo y una separación adecuada de las varillas.

Parte central del tablero:

Se recomiendan cinco varillas del número 3 (5#3) en el lecho inferior por cada metro para contrarrestar la tensión que se presente. Con apoyo de la Figura VII.9 y suponiendo que el sistema está en equilibrio, se llega a la siguiente relación:

$$C_c = T_s + T_{sp}$$

$$C_c = 2 \times 0.987cm^2 \times 13,850.9 \frac{kg_f}{cm^2} + 5 \times 0.71cm^2 \times 4,200 \frac{kg_f}{cm^2}$$

$$C_c = 42,252 kg_f$$

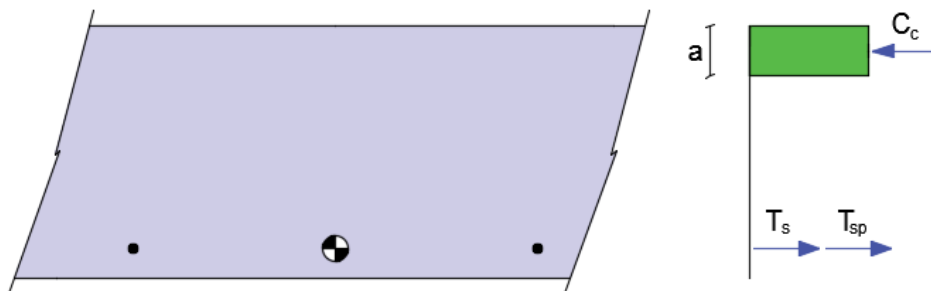


Figura VII.9 Diagrama de distribución de esfuerzos a la mitad del claro de la losa postensada

Siguiendo la simplificación del bloque de esfuerzos de Whitney, se estima la distancia a :

$$a = \frac{C_c}{0.85f'_c b}$$

$$a = \frac{42,252 \text{ kg}_f}{0.85 \times 250 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \times 100 \text{ cm}} = 1.99 \text{ cm}$$

Por lo que el momento resistente con un factor de reducción $F_R = 0.8$ es:

$$M_n = 42,252 \text{ kg}_f \times 22 \text{ cm} - 42,252 \text{ kg}_f \times \left(\frac{1.99 \text{ cm}}{2}\right) = 887,503 \text{ kg}_f - \text{cm}$$

$$M_R = F_R M_n = 0.8 \times 887,503 \text{ kg}_f - \text{cm} = 710,002 \text{ kg}_f - \text{cm}$$

$$M_R = 7,100 \text{ kg}_f - \text{cm} > 6,679 \text{ kg}_f - \text{m}$$

CUMPLE

Extremo del tablero:

Se proponen dos varillas del número 3 (2#3) en el lecho inferior por ancho unitario. Siguiendo la misma metodología se obtiene:

$$C_c = T_s + T_{sp}$$

$$C_c = 2 \times 0.987 \text{ cm}^2 \times 13,850.9 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} + 2 \times 0.71 \text{ cm}^2 \times 4,200 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2}$$

$$C_c = 33,306 \text{ kg}_f$$

Calculando la distancia a :

$$a = \frac{C_c}{0.85f'_c b}$$

$$a = \frac{33,306 \text{ kg}_f}{0.85 \times 250 \frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \times 100 \text{ cm}} = 1.57 \text{ cm}$$

Por lo que el momento resistente con un factor de reducción $F_R = 0.8$ es:

$$M_n = -33,306 \text{ kg}_f \times 22 \text{ cm} + 33,306 \text{ kg}_f \times \left(\frac{1.57 \text{ cm}}{2}\right) = -706,587 \text{ kg}_f - \text{cm}$$

$$M_R = F_R M_n = 0.8 \times -706,587 \text{ kg}_f - \text{cm} = -565,269 \text{ kg}_f - \text{cm}$$

$$M_R = -5,653 \text{ kg}_f - \text{m} > -1,831 \text{ kg}_f - \text{m}$$

CUMPLE

Los planos estructurales con el tendido del acero de presfuerzo en las losas de concreto postensado se pueden consultar en las Figuras A.12, A.13 y A.14 de los Anexos. El detallado del acero de refuerzo adicional queda fuera del alcance de esta tesis.

VII.2.2. Modelado en programa SAFE

De manera general, las losas postensadas permiten un mayor control de las deflexiones del elemento ya que al momento de tensar los cables se inducen contraflechas. Según el modelo de elemento finito realizado en el programa SAFE, se obtiene la distribución de deflexiones que se muestra en la Figura VII.10 bajo la combinación de carga C15. Las deflexiones máximas para los niveles N01, N02 y N05 son de aproximadamente 12.4 mm, 7.9 mm y 3.7 mm, respectivamente.

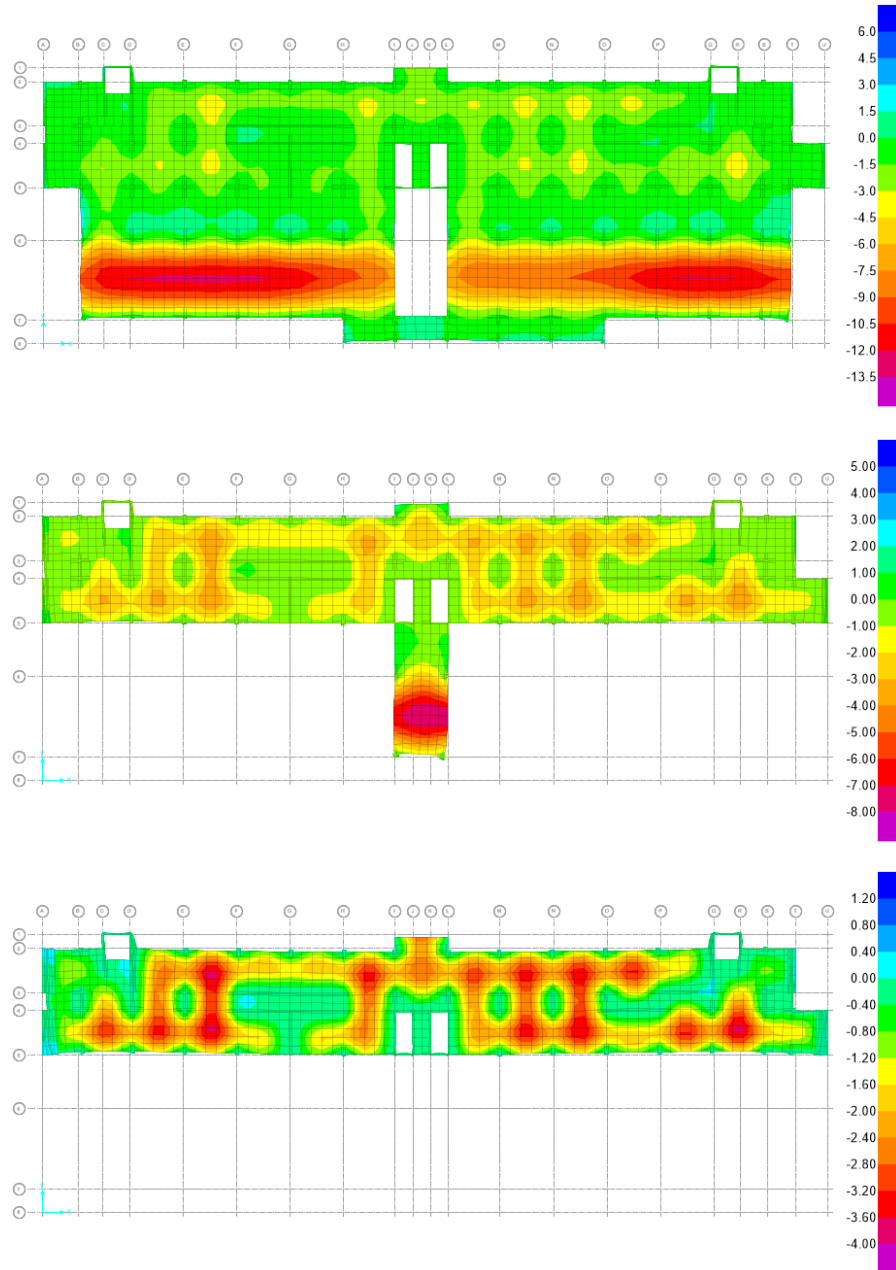


Figura VII.10 Deflexiones bajo cargas de servicio de los niveles N01, N02 y N05 en modelo B

VIII. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

VIII.1. Peso de estructura

Con las consideraciones planteadas en los capítulos anteriores, se estima que el peso total de la estructura del modelo de losas postensadas (modelo B) es **10.5% menor** en relación al que utiliza losas de concreto reforzado (modelo A).

En la Tabla VIII.1, se aprecia que si bien el peso de los muros permanece igual y que el peso de la losa es mayor para el modelo B, que no existan trabes en el sistema estructural hace una gran diferencia en el cómputo total.

Tabla VIII.1 Peso de elementos estructurales para cada modelo

Modelo	Peso del elemento (ton _r)				Total
	Columnas	Trabes	Muros	Losas	
A	437.39	837.37	2,472.34	3,484.27	7,231.37
B	416.81	0.00	2,472.34	3,584.69	6,473.83

En la Figura VIII.1, se observan las variaciones que existen entre cada uno de los elementos estructurales que componen al edificio.

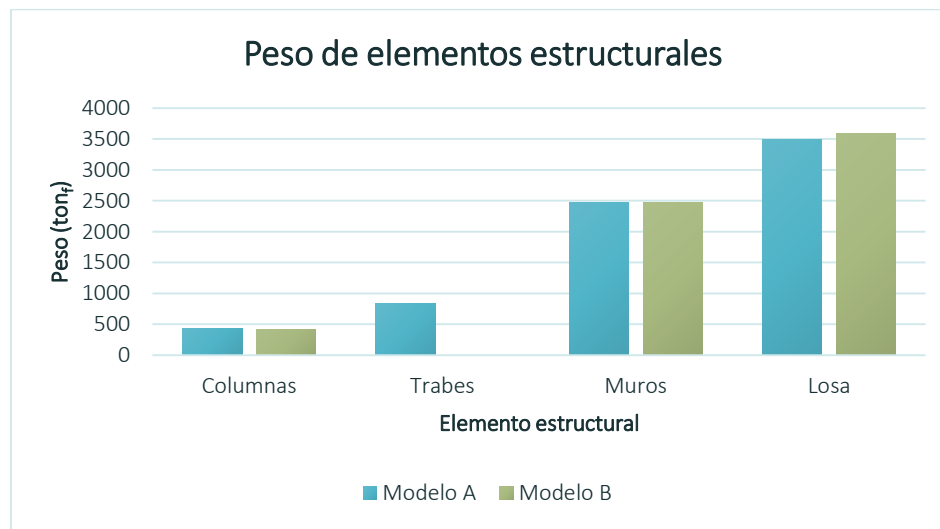


Figura VIII.1 Comparación de peso por cada elemento estructural

No se incluye la Sobrecarga Muerta (SCM) o las Cargas Vivas (CV) en la comparación porque permanecieron iguales para ambos modelos.

VIII.2. Desplazamiento de entrepisos

De acuerdo a la geometría del edificio, hay menor inercia en dirección Y, por lo que existen desplazamientos mayores en este sentido. En la Figura VIII.2, se aprecia que ambos modelos tienen desplazamientos similares tanto para cuando actúa únicamente la fuerza sísmica en dirección Y como con la combinación de carga más desfavorable C17 (Ver subcapítulo IV.2). No obstante, los valores del modelo B son ligeramente mayores debido a que este sistema es más flexible y ligero.

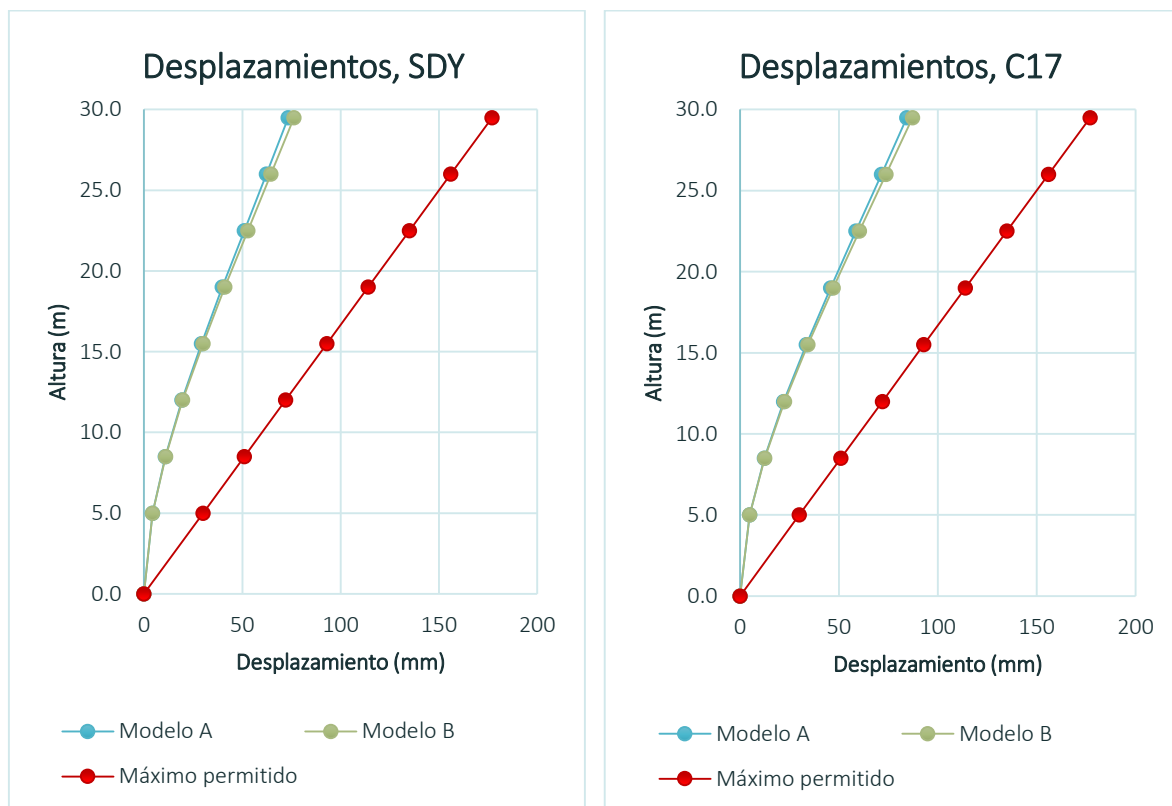


Figura VIII.2 Desplazamientos de entrepiso en dirección Y con SDY y C17, respectivamente

VIII.3. Peralte de la losa y deflexión

Como se detalla en los planos estructurales del Anexo, para el nivel N01 y la parte saliente del nivel N02 se tienen espesores de losa de 20 cm y 25 cm para los modelos A y B, respectivamente. Así también, se considera un peralte total de 15 cm para el resto de los niveles. Cabe señalar que para optimizar el diseño final del sistema de piso, el nivel N02 es el único que tiene no posee un peralte constante.

En la Tabla VIII.2, se muestra la distribución de la superficie de la losa de acuerdo a su espesor. En ambos modelos, el área con peralte total de 15 cm se mantiene igual, principalmente a que no se tienen grandes claros, los cuales son de un máximo de 6.0 m medidos a ejes.

Tabla VIII.2 Área correspondiente de losa de acuerdo a su espesor

Modelo	Área de losa según peralte total (m ²)		
	15 cm	20 cm	25 cm
A	8,562.8	836.8	0.0
B	8,562.8	0.0	836.8

Respecto a las deflexiones, los resultados son prácticamente iguales para el uso de hotel propuesto de esta edificación. Las Figuras VII.3 y VII.10 de este documento constatan que si bien el modelo B tiene deflexiones menores, las diferencias son minúsculas. En la Figura VIII.3 se ilustran las deflexiones máximas para cada modelo, las cuales se presentan en el primer nivel y son de 12.7 cm y 12.4 para los modelos A y B, respectivamente.

A pesar de que las losas postensadas trabajan mejor cuando se tienen claros mayores, el modelo B tuvo un funcionamiento adecuado para este sistema estructural con claros medianos. Si bien las deflexiones en ambos modelos son del mismo orden, es importante considerar que el modelo A tiene trabes que sirven como apoyo perimetral a la losa; mientras que en el modelo B, el sistema de piso está apoyado únicamente en las columnas y en los muros.

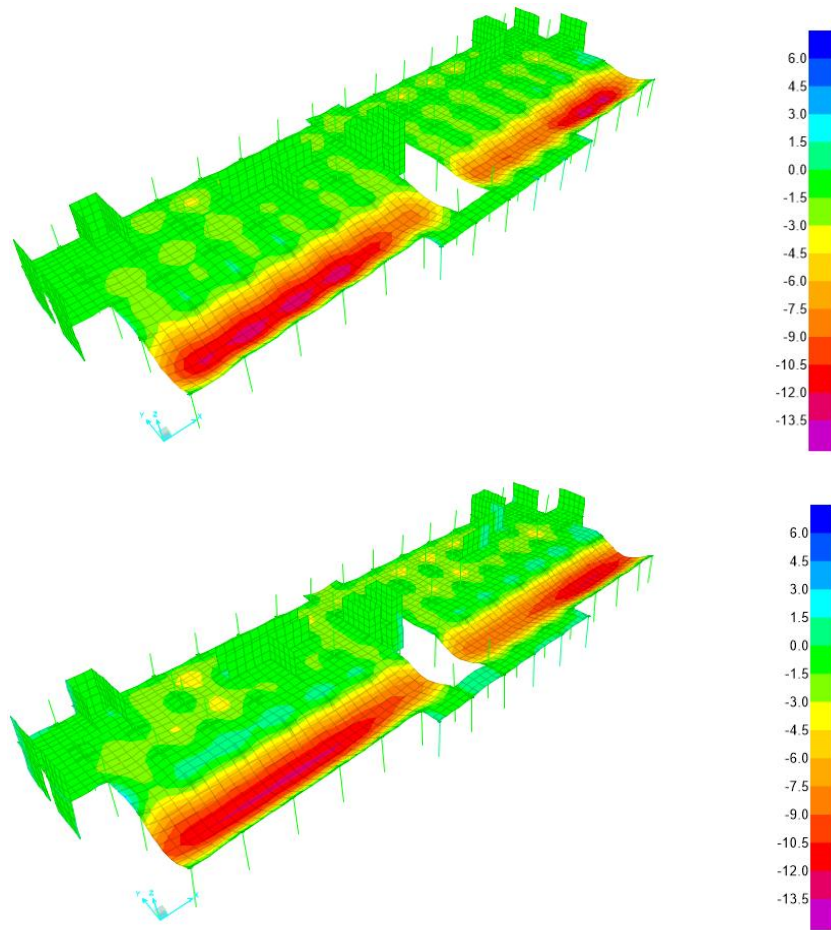


Figura VIII.3 Vista en isométrico de deflexiones en nivel N01 en modelos A y B, respectivamente

VIII.4. Periodo fundamental

Los periodos y porcentaje de participación de masa en ambos sentidos fueron obtenidos mediante el programa *ETABS*. En la Tabla VIII.3, se aprecian las características de los primeros tres modos de vibración para cada modelo.

Se puede consultar la información desglosada para cada modelo con los primeros veinte modos de vibración y participación modal en direcciones X y Y en las Tablas VI.2 y VI.4 de esta tesis.

Tabla VIII.3 Comparación de periodos y participación modal de modelos A y B

Modo	Periodo (s)	Modelo A		Periodo (s)	Modelo B	
		Masa en X (%)	Masa en Y (%)		Masa en X (%)	Masa en Y (%)
T ₁	0.575	9.12	55.70	0.572	11.72	52.46
T ₂	0.543	17.24	2.45	0.547	15.56	4.04
T ₃	0.453	40.24	6.86	0.451	38.50	7.92

De acuerdo a la Tabla VIII.3, es evidente que el primer modo de vibración T_1 es el más significativo para la participación de masa en dirección Y; en tanto que el tercer modo T_3 , es el más trascendente para la participación en X.

En la Figura VIII. 4 se presenta de derecha a izquierda los primeros tres modos de vibración para cada modelo. La ubicación del periodo de dichos modos es similar debido a que sus rigideces no cambian considerablemente, no obstante, la participación de la masa tiene una variación notable.

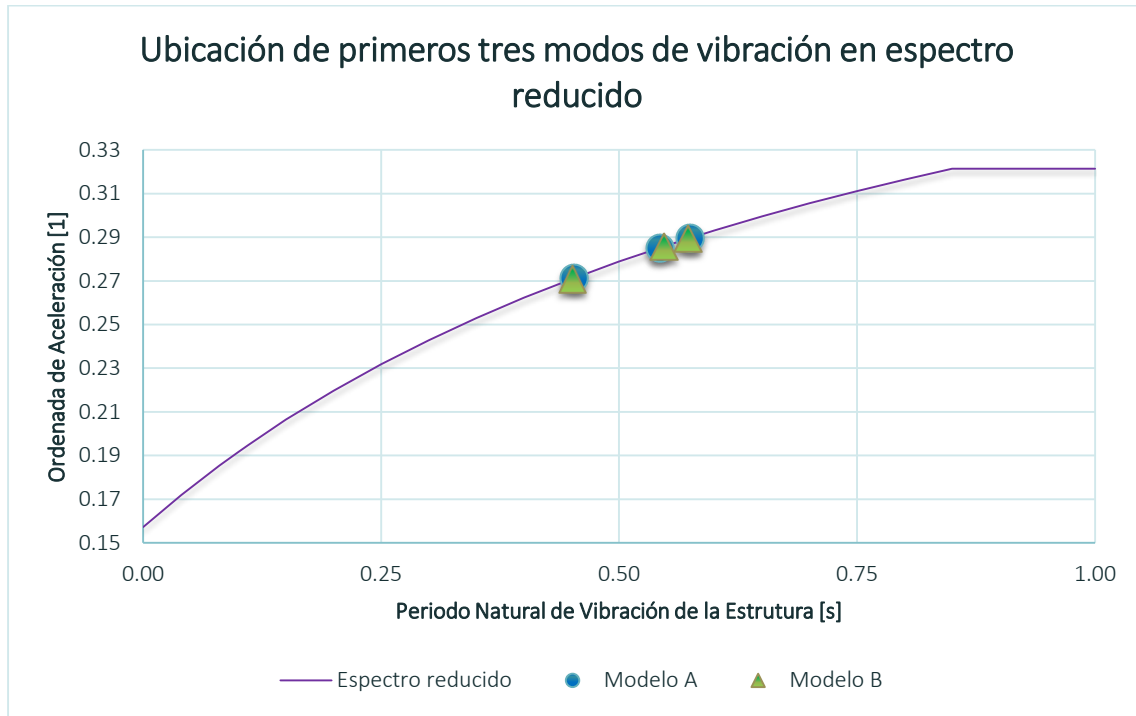


Figura VIII.4 Ubicación de los primeros modos de vibración de cada modelo en espectro reducido

Para comparar las rigideces de los modelos, se sigue el siguiente razonamiento utilizando las siguientes expresiones de Dinámica Estructural de la referencia 4 de la Bibliografía:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Donde:

T_n , periodo natural de la estructura

ω_n , frecuencia natural circular

m , masa de la estructura

Por lo tanto, para la relación de la rigidez del modelo B con respecto al modelo A y usando el primer modo de vibración como referencia, se calcula:

$$\frac{T_{n,A}}{T_{n,B}} = \frac{\frac{2\pi}{\omega_{n,A}}}{\frac{2\pi}{\omega_{n,B}}} = \frac{\omega_{n,B}}{\omega_{n,A}} = \sqrt{\frac{k_B m_B}{k_A m_A}}$$

$$\frac{\frac{k_B}{m_B}}{\frac{k_A}{m_A}} = \frac{k_B \times m_A}{k_A \times m_B} = \left(\frac{T_{n,A}}{T_{n,B}}\right)^2$$

$$\frac{k_B}{k_A} = \left(\frac{T_{n,A}}{T_{n,B}}\right)^2 \times \frac{m_B}{m_A}$$

$$\frac{k_B}{k_A} = \left(\frac{0.575s}{0.572s}\right)^2 \times \frac{6,473.83ton_f}{7,231.37ton_f} = 0.905$$

Lo que se interpreta como que el modelo B tiene una rigidez de 90.5% la rigidez del modelo A; es decir, el modelo de losas de concreto postensado es 9.5% menos rígido que el de losas de concreto reforzado.

Similarmente, se hace el mismo procedimiento con los siguientes dos modos de vibración y se obtiene la Tabla VIII.4, donde se estima que la relación de rigideces es de aproximadamente 90%.

Tabla VIII.4 Relación de rigideces según primeros tres modos de vibrar

Modo de vibración	Relación de rigideces k_B/k_A (%)
T ₁	90.5
T ₂	88.2
T ₃	90.3

CAPÍTULO IX

IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta tesis, se cumplió cabalmente el objetivo principal propuesto al comparar dos modelos de un mismo sistema estructural con diferentes sistemas de piso: uno con losas de concreto reforzado perimetralmente apoyadas y otro con losas planas de concreto postensado. Los resultados de peso de la estructura, desplazamiento de entrepisos, peralte y deflexión de la losa, así como el periodo fundamental de la estructura para cada modelo son proporcionados y contrastados de tal manera que este documento sirva como una referencia de utilidad para comprender cómo se comporta la estructura con esta configuración en específico.

Si bien el concreto reforzado y el concreto postensado tienen sus ventajas y desventajas tal como se discute en el marco teórico, estos materiales no se contraponen entre sí y se complementan adecuadamente. El emplear una combinación de estos elementos puede generar una solución más económica y eficiente para un proyecto en particular, donde las pequeñas diferencias en cuanto a alguno de los parámetros estudiados en esta tesis pueden generar ahorros importantes.

Así también, los objetivos particulares se satisfacen al desarrollar adecuadamente los siguientes rubros: un marco teórico conciso donde se exponen las características y propiedades principales del concreto reforzado y postensado; el análisis y diseño de los sistemas de piso en cuestión; referencias de los Reglamentos actuales empleados para las losas; una perspectiva de la situación sísmica para la subzona III_b de la Ciudad de México; y finalmente una base adecuada ante la decisión de escoger alguno de los dos sistemas de piso de concreto expuestos.

Aunque los objetivos fueron cumplidos, es pertinente comprender las limitaciones de la tesis. Este trabajo se enfoca mayormente al comportamiento de los elementos estructurales en conjunto, por lo que no se realizó ningún análisis de costos o de tiempo de construcción, los cuales son primordiales para determinar una alternativa adecuada para un proyecto. Asimismo, únicamente se utilizaron dos sistemas de piso y no se planteó la opción de compararlos con otros, entre ellos: losas planas de concreto reforzado, o bien, losas de materiales compuestos como la losacero. Finalmente, la resistencia del concreto se fijó en 250 kg_f/cm² para los dos modelos y no se examinó su influencia si ésta hubiera sido mayor. Estas opciones no se contemplaron porque estaban fuera de los alcances en este documento, por lo que se invita a continuar con el estudio de este edificio con las variaciones indicadas para afinar la investigación propuesta.

En cuanto a las recomendaciones, se aconseja tener sumo cuidado en que el esfuerzo aplicado con los gatos hidráulicos para el tensado de los tendones sea el correcto, de otra manera se podría causar la falla de los elementos estructurales y provocar accidentes en la etapa constructiva. Respecto a la normatividad, se observó que el RCDF-04 podría ser más completo y tener consideraciones adicionales en el apartado de losas postensadas, por ejemplo: examinar los límites de precompresión, tal como lo estipula el Reglamento ACI 318-08. Afortunadamente, se está trabajando en la nueva versión del Reglamento para el Distrito Federal con las tendencias más actuales en construcciones.

ANEXOS

En esta sección, se incluyen los planos arquitectónicos y estructurales obtenidos mediante el análisis y diseño de la estructura en el siguiente orden:

- **A.1.** Fachadas del edificio *Embassy Suites*, Ontario, California
- **A.2.** Secciones transversales de columnas y trabes
- **A.3.** Planta de nivel N01 para modelo A
- **A.4.** Planta de nivel N02 para modelo A
- **A.5.** Plantas de niveles N03 a N08 para modelo A
- **A.6.** Armado de losa de concreto reforzado para nivel N01
- **A.7.** Armado de losa de concreto reforzado para nivel N02
- **A.8.** Armado de losa de concreto reforzado para niveles N03 a N08
- **A.9.** Planta de nivel N01 para modelo B
- **A.10.** Planta de nivel N02 para modelo B
- **A.11.** Tendido de acero de presfuerzo para nivel N01
- **A.12.** Tendido de acero de presfuerzo para nivel N02
- **A.13.** Tendido de acero de presfuerzo para niveles N03 a N08
- **A.14.** Armado de losa en niveles N03 a N08 para modelo B
- **A.15.** Detalles de armado para columna y trabe

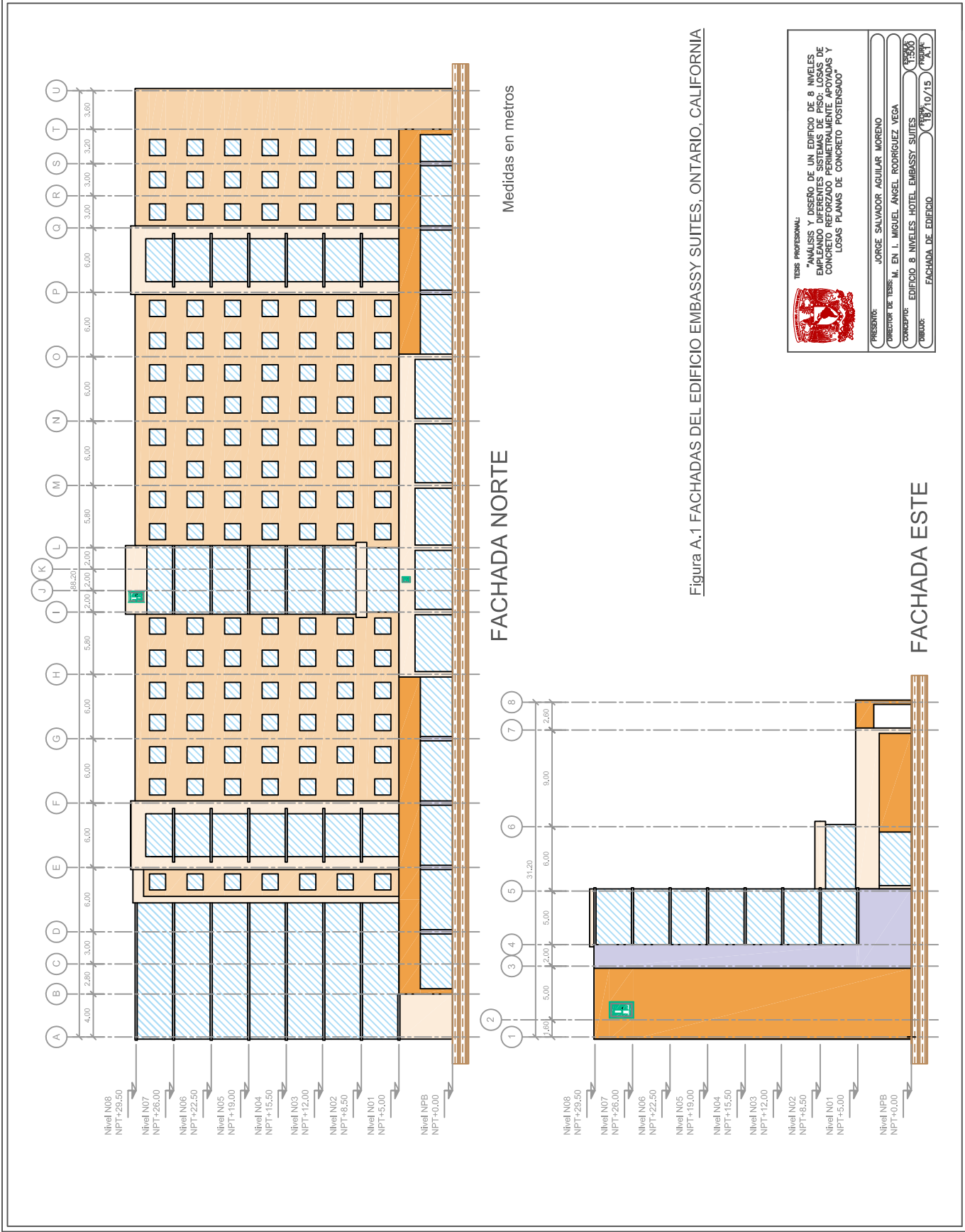


Figura A.1 FACHADAS DEL EDIFICIO EMBASSY SUITES, ONTARIO, CALIFORNIA

TESIS PROFESIONAL

ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTENSADO

PROFESIONAL: JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO

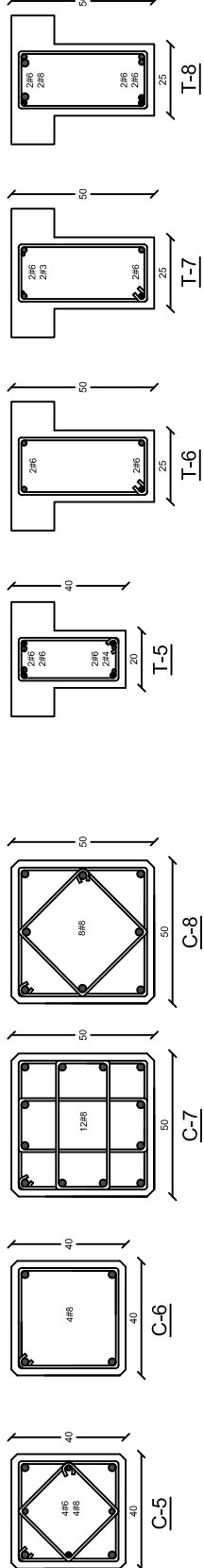
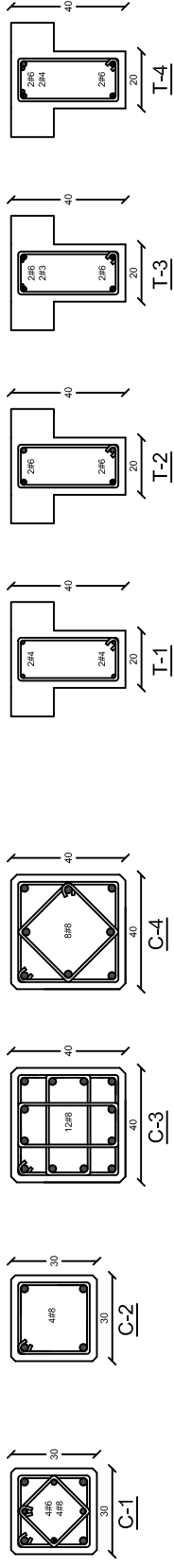
DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA

CONSEJERO: EDIFICIO 8 NIVELES HOTEL EMBASSY SUITES

FECHA: 18/10/15

ESCALA: 1:500

TÍTULO: FACHADA DE EDIFICIO



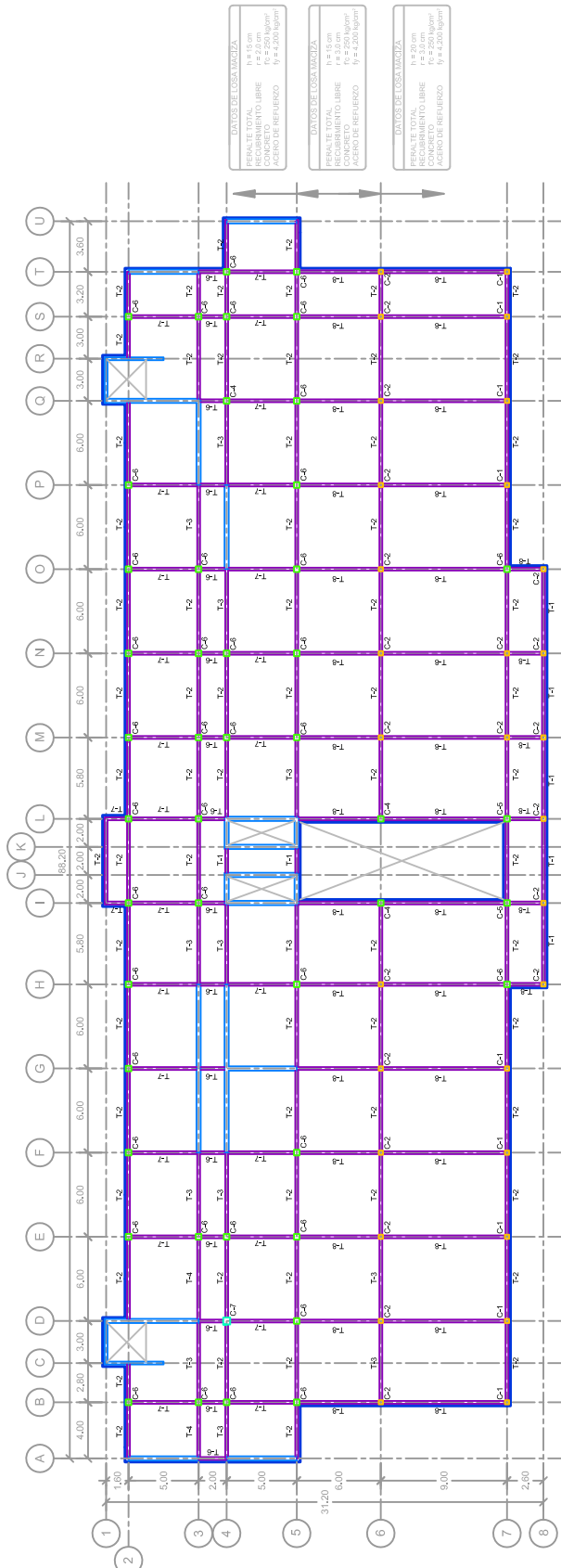
COLUMNAS

TRABES

Medidas en centímetros

TESIS PROFESIONAL:
 "ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE, APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTENSADO"
 PRESIDENTE: JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO
 DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA
 COORDINADOR: EDIFICIO 8 NIVELES HOTEL EMBASSY SUITES
 DIBUJADOR: SECCIONES TRANSVERSALES DE ELEMENTOS: 18/10/15

Figura A.2 SECCIONES TRANSVERSALES DE COLUMNAS Y TRABES



NIVEL N01

Medidas en metros

TESIS PROFESIONAL
 "ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTENSADO"

PRESENTADO POR: JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO

DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA

COMITÉ JURADO: EDIFICIO 8 NIVELES CONCRETO REFORZADO, MODELO A

TÍTULO: UBICACIÓN DE TRABES Y COLUMNAS N01

FECHA: 18/10/15

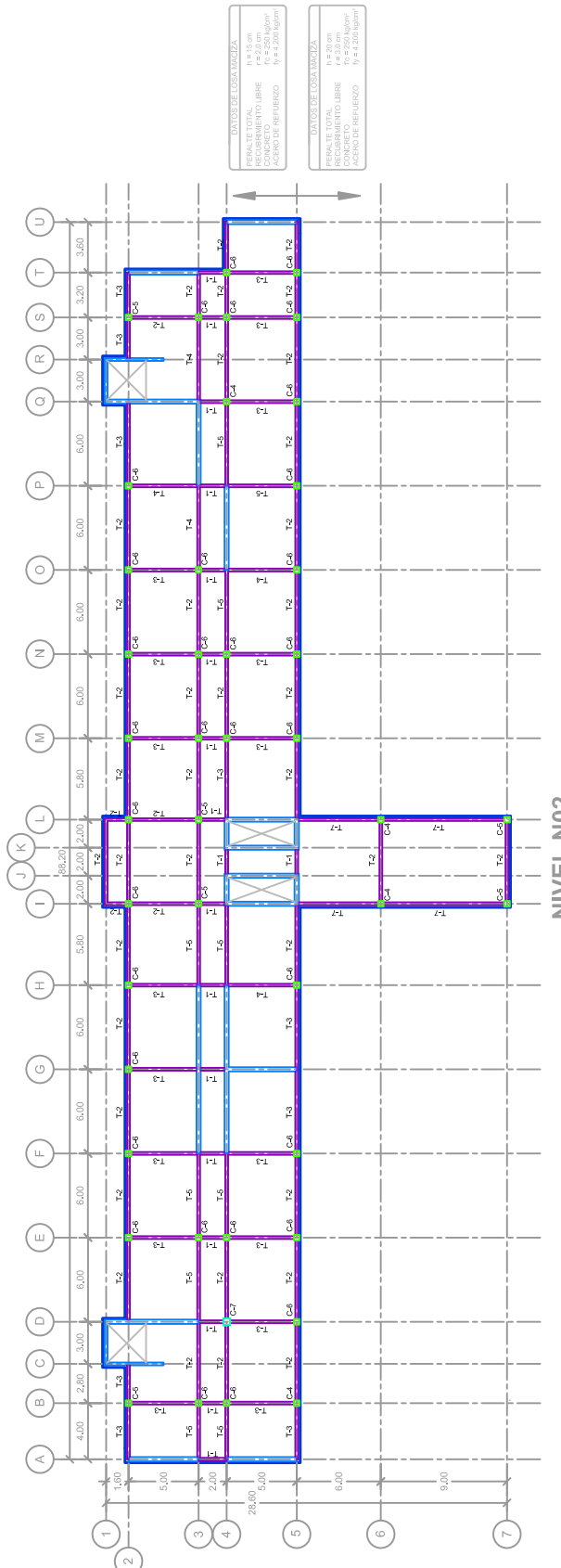
PÁGINA: 133

M A T E R I A L E S

CONCRETO
 $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 221,380 \text{ kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO
 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$

Figura A.3 PLANTA DE NIVEL N01 PARA MODELO A



DATOS DE LOSACERVAZA

PRELATE TOTAL	h = 20 cm
CONCRETO	f _c = 250 kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	f _y = 4,200 kg/cm ²

DATOS DE LOSALMIZLA

PRELATE TOTAL	h = 20 cm
CONCRETO	f _c = 250 kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	f _y = 4,200 kg/cm ²

Medidas en metros

TESIS PROFESIONAL

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTENSADO"

PRESENTADO: JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO

DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA

COMITÉ: EDIFICIO 8 NIVELES CONCRETO REFORZADO, MODELO A

DIBUJO: UBICACIÓN DE TRABES Y COLUMNAS N02

M A T E R I A L E S

CONCRETO

f_c = 250 kg/cm²

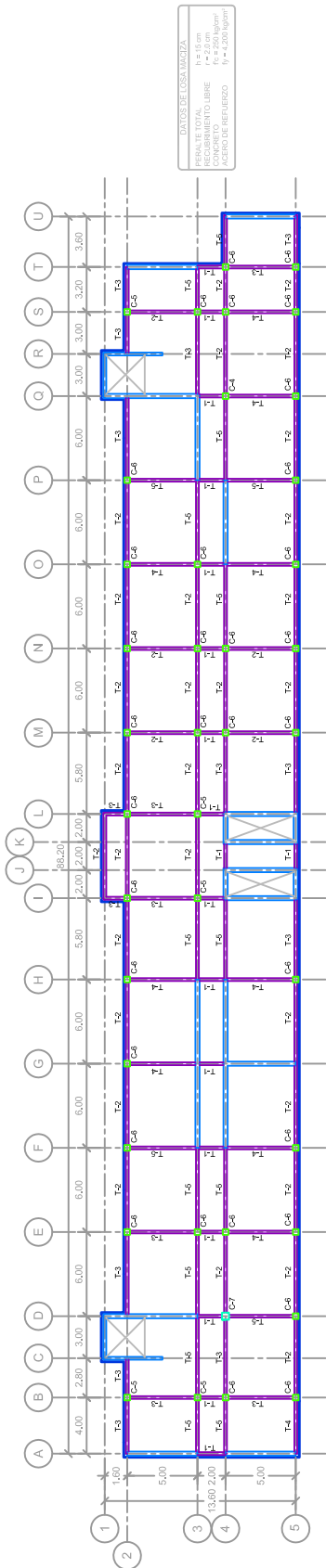
E = 221,380 kgf/cm²

ACERO DE REFUERZO

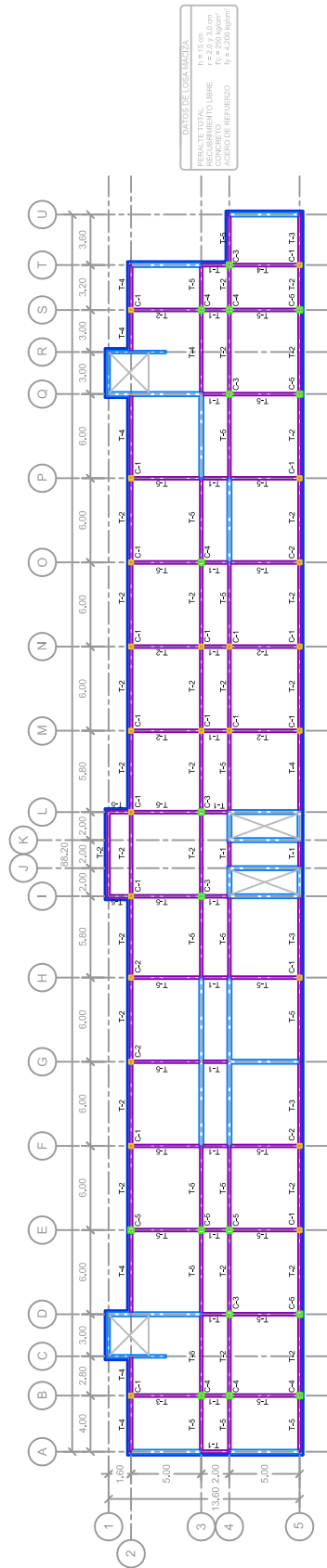
f_y = 4,200 kgf/cm²

E = 2,100,000 kgf/cm²

Figura A.4 PLANTA DE NIVEL N02 PARA MODELO A



NIVEL N03



NIVELES N04-N08

Figura A.5 PLANTA DE NIVELES N03 A N08 PARA MODELO A

Medidas en metros

TESIS PROFESIONAL
"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTENSADO"

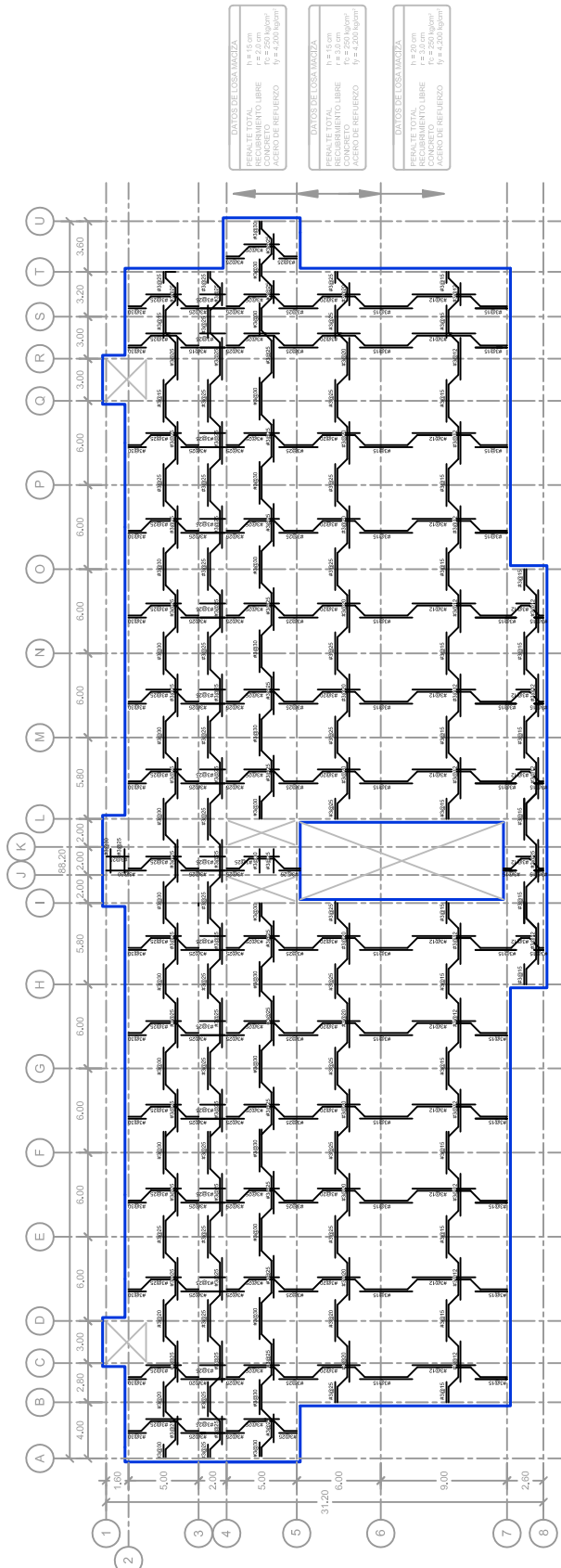
PRESENTADO POR: JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO

DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA

COMITÉ DE JURADO: EDIFICIO 8 NIVELES CONCRETO REFORZADO, MODELO A

UBICACIÓN DE TRABAJOS Y COLUMNAS N03-N08: 18/10/15


M A T E R I A L E S	
CONCRETO	$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $E = 221,380 \text{ kg/cm}^2$
ACERO DE REFUERZO	$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ $E = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$



NIVEL N01

Figura A.6 ARMADO DE LOSA DE CONCRETO REFORZADO PARA NIVEL N01

Medidas en metros
Separación de varillas en centímetros

TESIS PROFESIONAL

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTENSADO"

PRESENTE: JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO
DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA
COMITÉ: EDIFICIO 8 NIVELES CONCRETO REFORZADO, MODELO A
UNIVERSIDAD: UNIVERSIDAD DE LOS RÍOS
ARMADO DE LOSA CONCRETO REFORZADO N01 18/10/15

M A T E R I A L E S	
CONCRETO	$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $E = 221.380 \text{ kg/cm}^2$
ACERO DE REFUERZO	$f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$

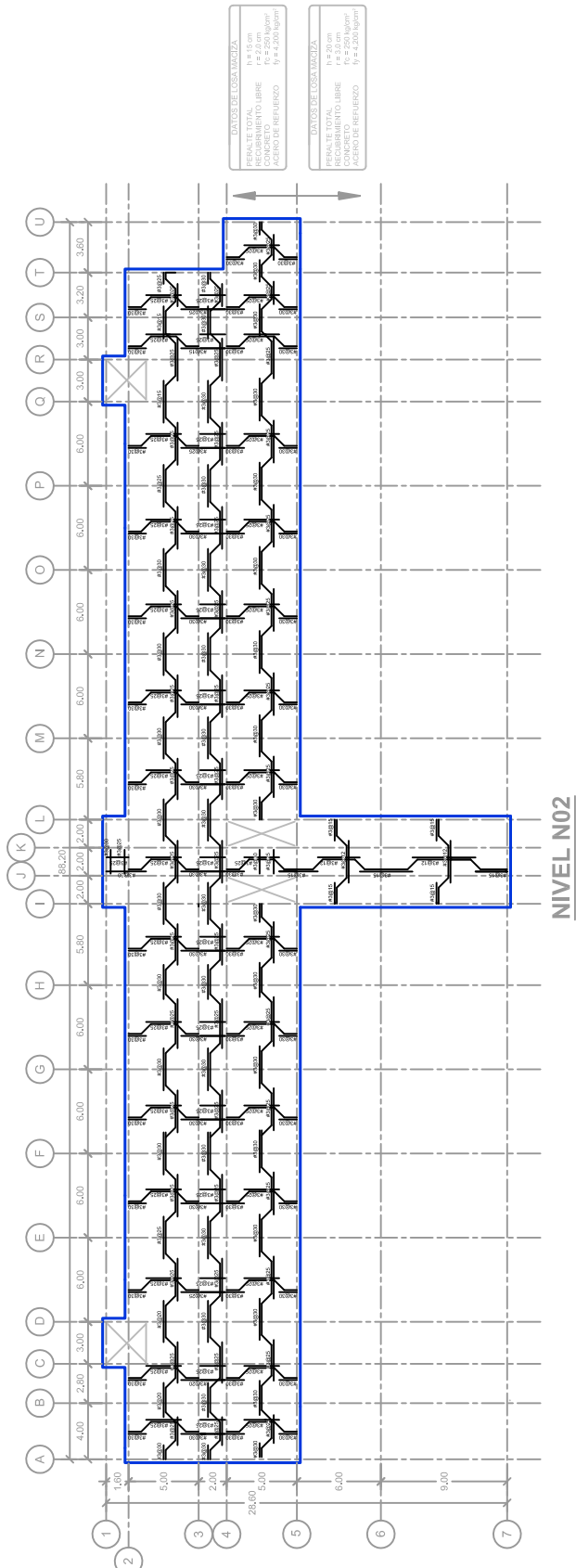



Figura A.7 ARMADO DE LOSA DE CONCRETO REFORZADO PARA NIVEL N02

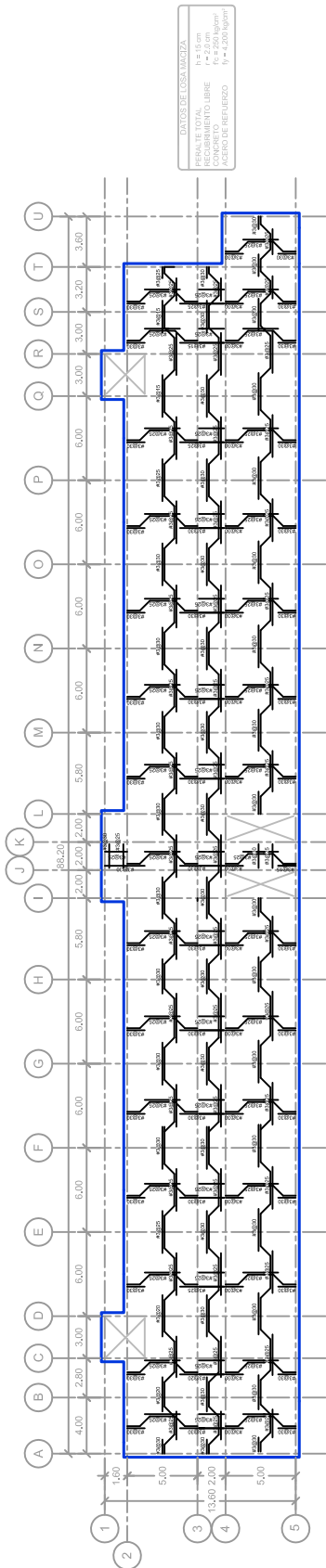
Medidas en metros
Separación de varillas en centímetros

TESIS PROFESIONAL

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTENSADO"

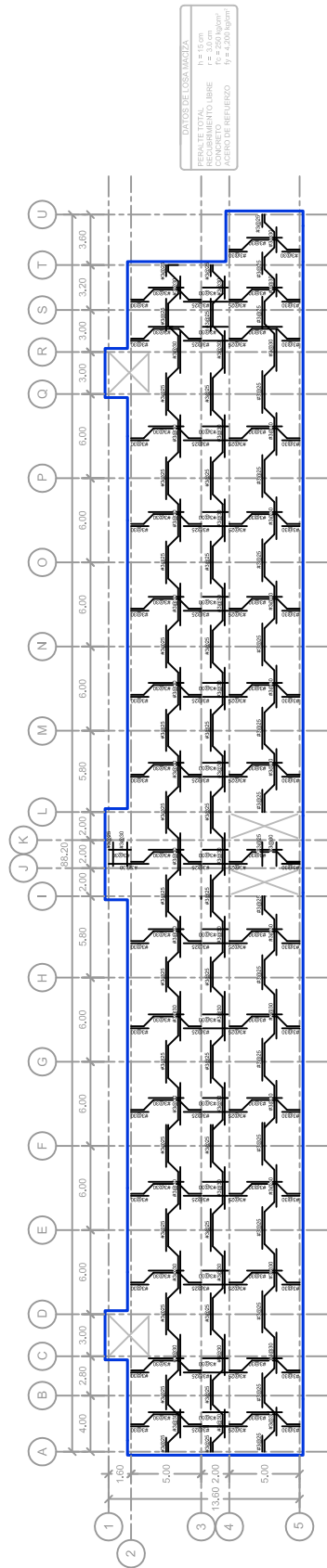
PRESENTADO: JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO
DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA
COMITÉ DE CALIFICACIÓN: EDIFICIO 8 NIVELES CONCRETO REFORZADO, MODELO A
UNIVERSIDAD: UNIVERSIDAD DE LOS RÍOS
ARMANDO DE LOSA CONCRETO REFORZADO N02 18/10/15

M A T E R I A L E S

CONCRETO	
f _c =	250 kg/cm ²
E =	221,380 kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	
f _y =	4,200 kg/cm ²
E =	2,100,000 kg/cm ²



NIVELES N03-N07



NIVEL N08

Medidas en metros
Separación de varillas en centímetros

Figura A.8 ARMADO DE LOSA DE CONCRETO REFORZADO PARA NIVELES N03 A N08

TESIS PROFESIONAL

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTENSADO"

PRESENTADO POR: JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO

DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA

COMITÉ JURADO: EDIFICIO 8 NIVELES CONCRETO REFORZADO, MODELO A

ARMADO LOSA CONCRETO REFORZADO N03-N08 18/10/15

M A T E R I A L E S

CONCRETO
 $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 221,360 \text{ kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO
 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$

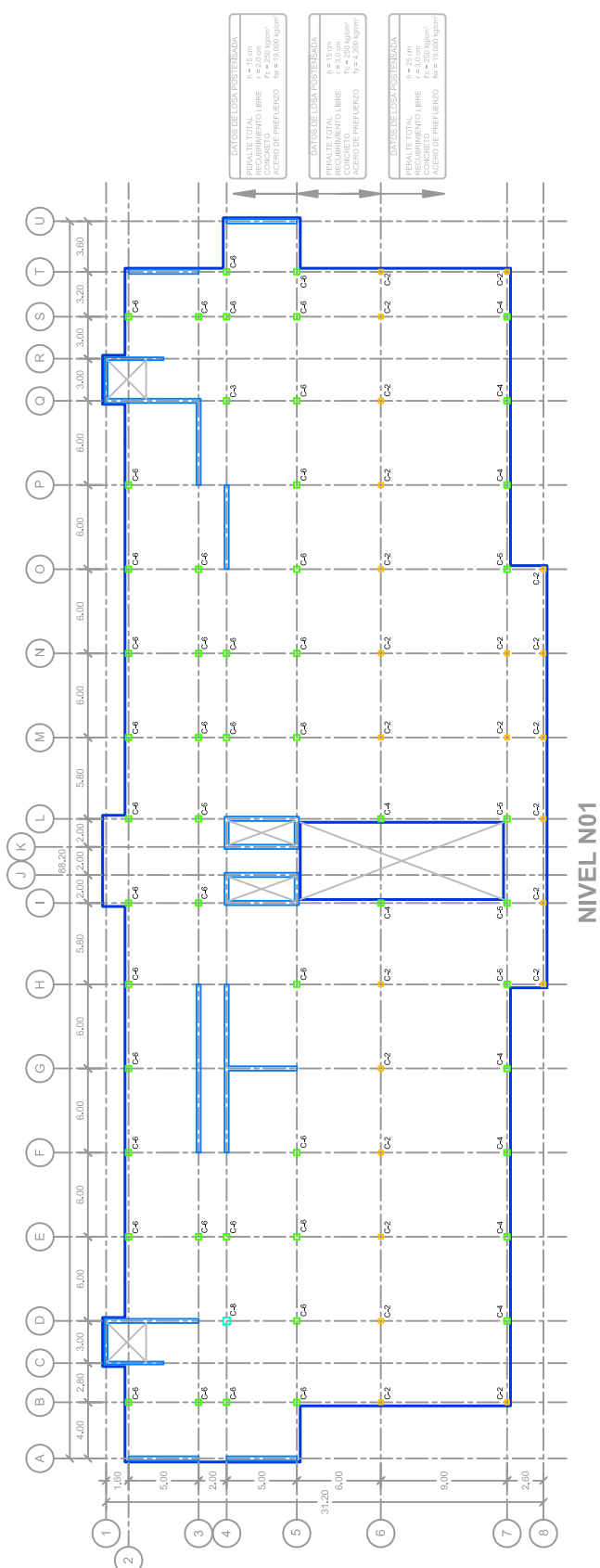



Figura A.9 PLANTA DE NIVEL N01 PARA MODELO B

Medidas en metros

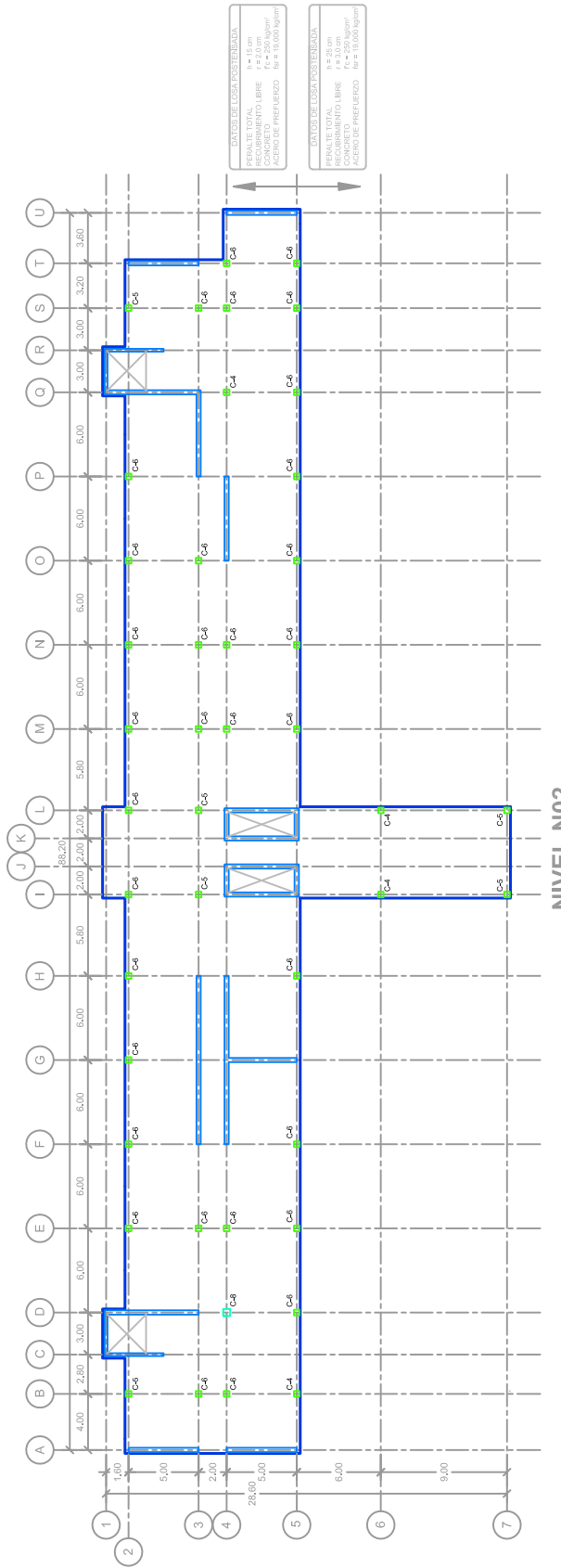
TESIS PROFESIONAL

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTEREA"

PRESENTADO: JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO
DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA
COMITÉ: EDIFICIO 8 NIVELES CONCRETO REFORZADO, MODELO B
DIBUJOS: UBICACIÓN DE COLUMNAS N01

M A T E R I A L E S

CONCRETO
 $f_c = 250\text{ kg/cm}^2$
 $E = 221,380\text{ kgf/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO
 $f_y = 4,200\text{ kg/cm}^2$
 $E = 2,100,000\text{ kgf/cm}^2$



NIVEL N02

Medidas en metros

Figura A.10 PLANTA DE NIVEL N02 PARA MODELO B

TESIS PROFESIONAL

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTENSADO"

PRESENTADO: JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO

DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA

COMITÉ: EDIFICIO 8 NIVELES CONCRETO REFORZADO, MODELO B

DIBUJOS: UBICACIÓN DE COLUMNAS N02

FECHA: 18/10/15

ESCALA: 1:10

M A T E R I A L E S

CONCRETO

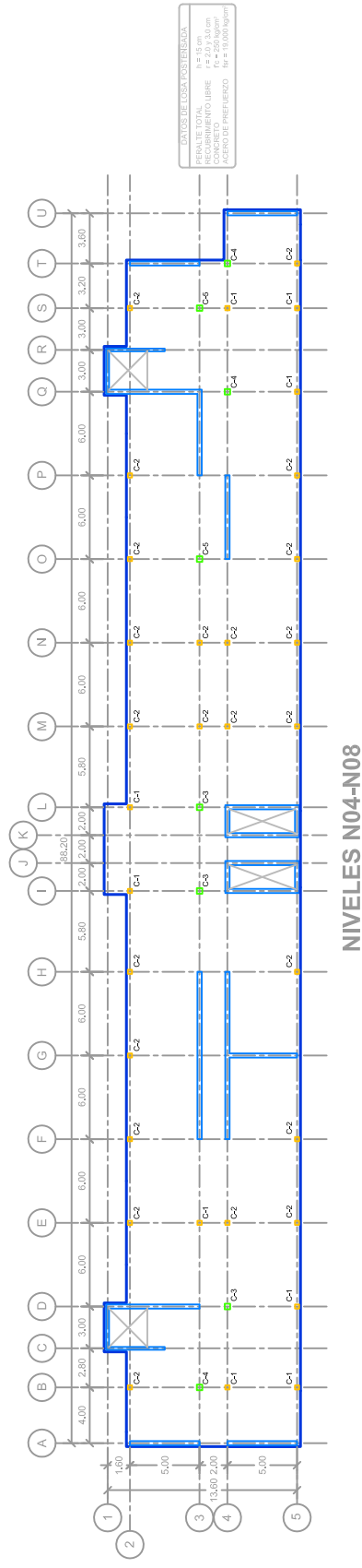
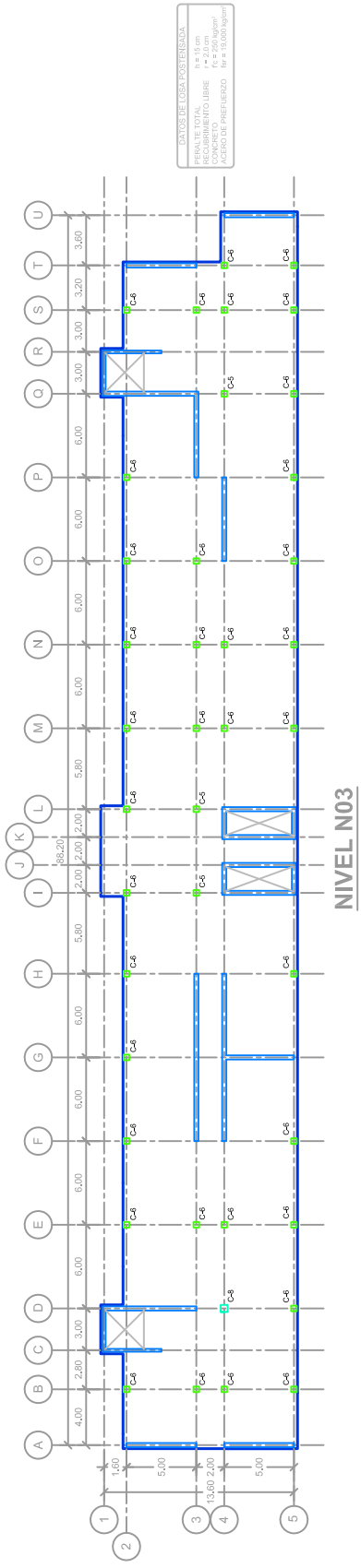
f_c = 250 kg/cm²

E = 221,380 kgf/cm²

ACERO DE REFUERZO

f_y = 4,200 kgf/cm²

E = 2,100,000 kgf/cm²



Medidas en metros

Figura A.11 PLANTA DE NIVELES N03 A N08 PARA MODELO B

TESIS PROFESIONAL:

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTENSADO"

PRESENTADO: JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO

DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA

COMITÉ: EDIFICIO 8 NIVELES CONCRETO REFORZADO, MODELO B

DIBUJOS: UBICACIÓN DE COLUMNAS N03-N08

FECHA: 18/10/15

PAÍ: A.T.T.

M A T E R I A L E S

CONCRETO

$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$E = 221.380 \text{ kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO

$f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$

$E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$

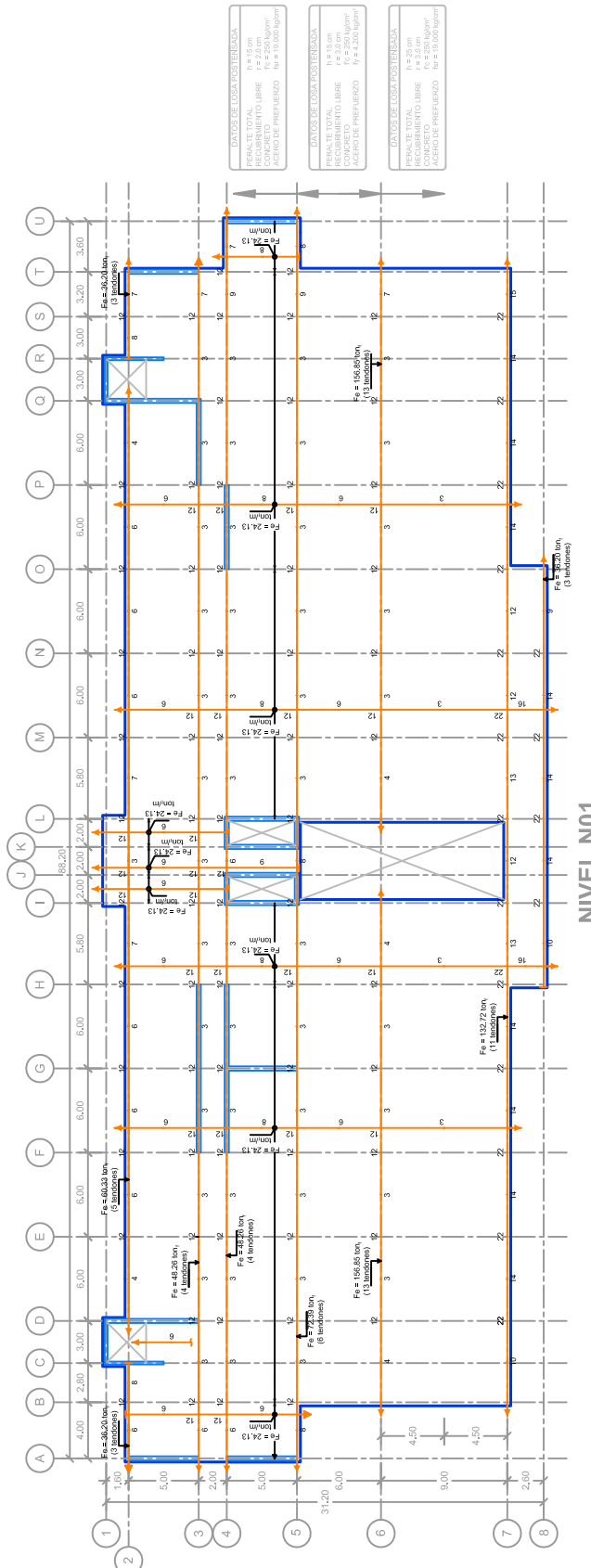


Figura A.12 TENDIDO DE ACERO DE PRESUFUERZO PARA NIVEL N01

Medidas en metros
 Distancia de C.G. de tendones a parte inferior de la losa en centímetros

TESIS PROFESIONAL

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTENSADO"

PRESENTE: JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO

DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA

COMITÉ: EDIFICIO 8 NIVELES CONCRETO REFORZADO, MODELO B

DIBAJOS: ARMADO LOSA CONCRETO POSTENSADO N01

FECHA: 18/10/15

PLAZA:

M A T E R I A L E S

CONCRETO

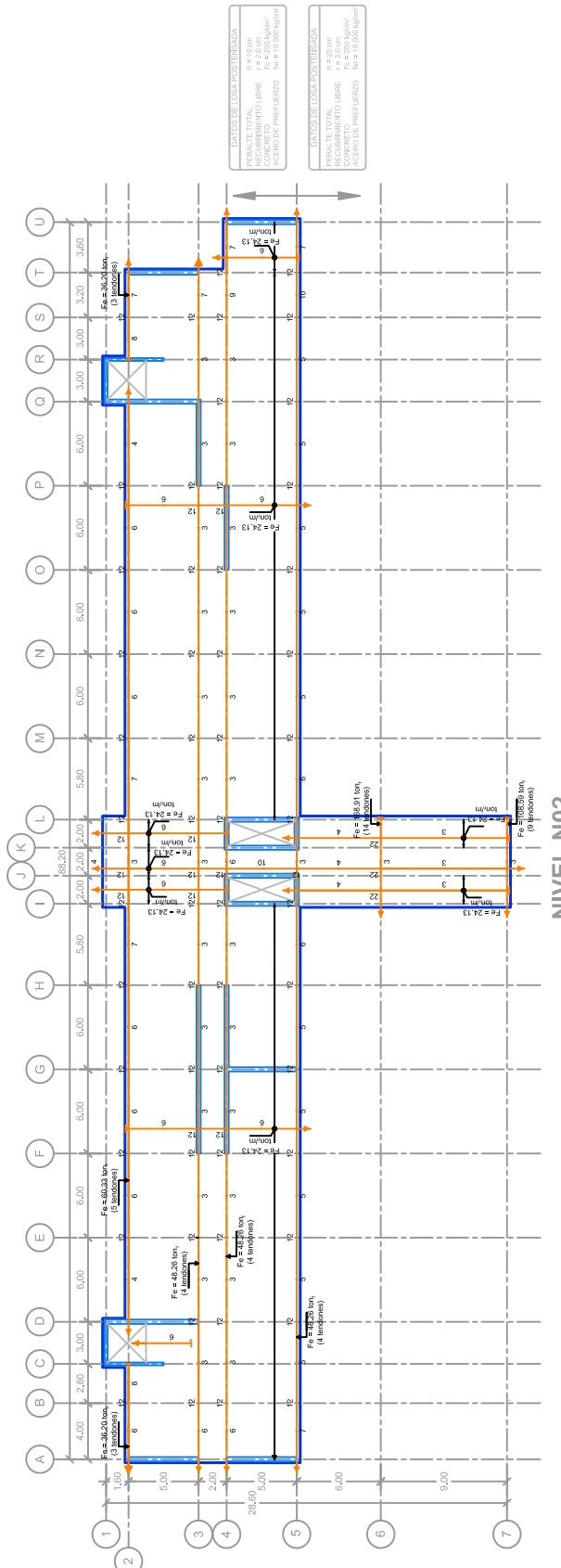
f_c = 250 kg/cm²

E = 221,380 kgf/cm²

ACERO DE REFUERZO

f_y = 4,200 kgf/cm²


E = 2,100,000 kgf/cm²



DATOS DE LOSA POSTERIORA	
PRELITE TOTAL	h = 25 cm
CONCRETO	f _c = 250 kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	f _y = 4,200 kg/cm ²

DATOS DE LOSA POSTERIORA	
PRELITE TOTAL	h = 25 cm
CONCRETO	f _c = 250 kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	f _y = 4,200 kg/cm ²

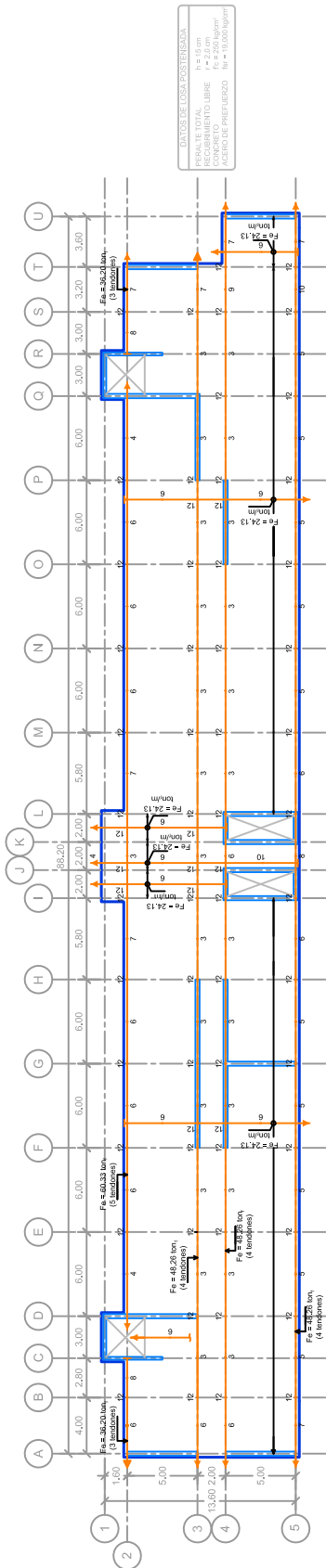
MATERIALES	
CONCRETO	f _c = 250 kg/cm ²
	E = 221,380 kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	f _y = 4,200 kg/cm ²
	E = 2,100,000 kg/cm ²

TESIS PROFESIONAL

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTERIORA"

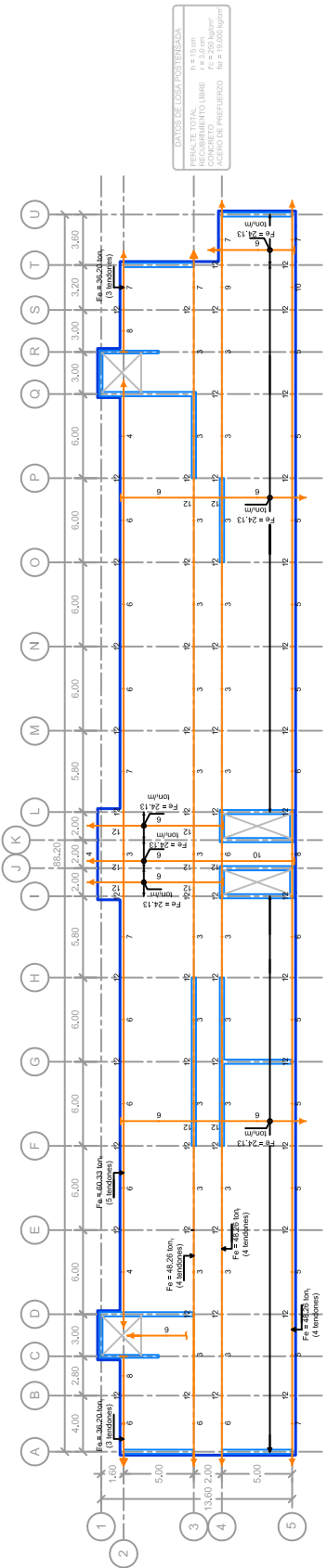
PRESENTE: JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO
DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA
COMITÉ: EDIFICIO 8 NIVELES CONCRETO REFORZADO, MODELO B
DIBAJOS: ARMADO LOSA CONCRETO POSTERIORA_N02
 ESCALA: 1/10
 FECHA: 18/10/15

Figura A.13 TENDIDO DE ACERO DE PRESFUERZO PARA NIVEL N02

Medidas en metros
 Distancia de C.G. de tendones a parte inferior de la losa en centímetros



NIVELES N03 - N07



NIVEL N08

Medidas en metros
Distancia de C.G. de tendones a parte inferior de la losa en centímetros

Figura A.14 TENDIDO DE ACERO DE PRESFUERZO PARA NIVELES N03 A N08

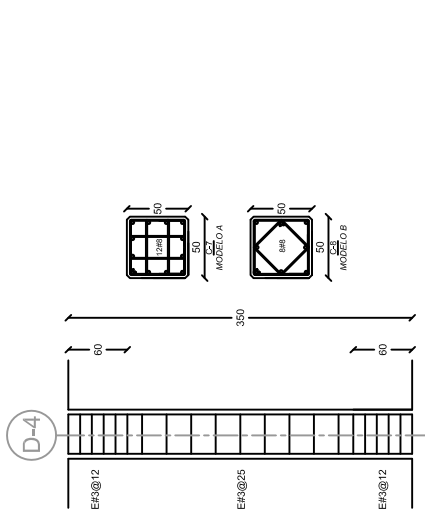
TESIS PROFESIONAL
"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTENSUADO"

PRESENTE: JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO
DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA
COMITÉ: EDIFICIO 8 NIVELES CONCRETO REFORZADO, MODELO B
DIBAJOS: ARMADO LOSA CONCRETO POSTENSUADO_N03=N08
FECHA: 18/10/15
PAÍS: ECUADOR

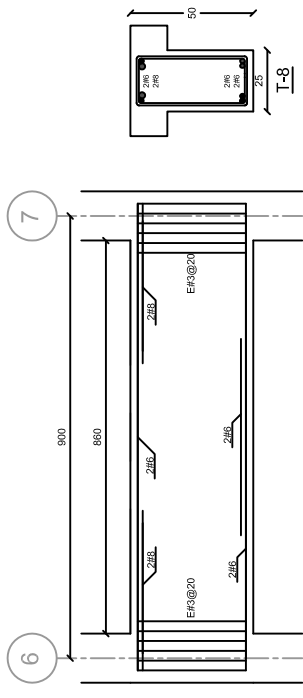
M A T E R I A L E S

CONCRETO
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 221.360 \text{ kg/cm}^2$

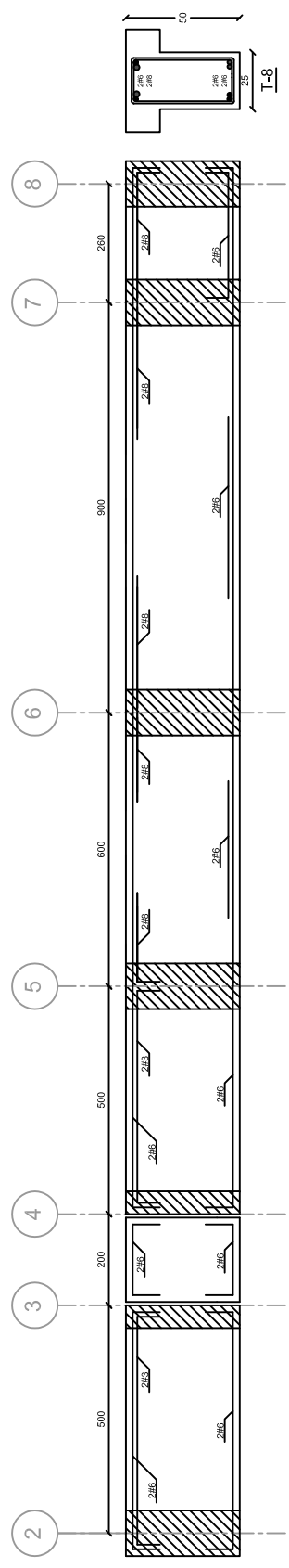
ACERO DE REFUERZO
 $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$



Columna en ejes D-4 nivel N03



Trabe eje F nivel N01



Trabe eje F nivel N01

Medidas y separaciones en centímetros



TESIS PROFESIONAL:
 "ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EMPLEANDO DIFERENTES SISTEMAS DE PISO: LOSAS DE CONCRETO REFORZADO PERIMETRALMENTE, APOYADAS Y LOSAS PLANAS DE CONCRETO POSTENSADO"

PRESIDENTE:	JORGE SALVADOR AGUILAR MORENO
DIRECTOR DE TESIS:	M. EN I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA
COMISARIO:	EDIFICIO 8 NIVELES HOTEL EMBASSY SUITES
DIBAJOS:	ARMADO DE COLUMNA Y TRABE
FECHA:	18/10/15
TRABAJO:	A.15

Figura A.15 DETALLES DE ARMADO PARA COLUMNA Y TRABE

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI Committee 318 (2008), "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary", American Concrete Institute, first edition, 467 pp.
2. Bondy K.D. y Allred B. (2013), "Post-tensioned concrete, principles and practice", Lulu publishing services, second edition, 353 pp.
3. Carabela Hernández J.C. (2013), "Comparación de la modelación, análisis y diseño de estructuras entre los programas SAP2000, ETABS, STAAD Pro y ROBOT", Tesina para obtener el grado de especialista en estructuras, Universidad Nacional Autónoma de México, 79 pp.
4. Chopra A.K. (2007), "Dynamics of structures", Pearson prentice hall, third edition, 876 pp.
5. Computers & structures, Inc. (2013), "CSI analysis reference manual for SAP2000, ETABS, SAFE, and CSiBridge", 488 pp.
6. De Jesús Delfina J. y Sánchez Correón S.M. (2009), "Análisis y diseño de edificio habitacional a base de losas postensadas", Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil, Instituto Politécnico Nacional, 113 pp.
7. Elnashai A.S. y Di Sarno L. (2008), "Fundamentals of earthquake engineering", John Wiley & Sons, Ltd, first edition, 347 pp.
8. Escobar S.J.A., Mendoza S.A. y Gómez M.R. (2004), "Diseño simplificado por torsión sísmica estática", Revista de ingeniería sísmica, No. 70, pp. 77-107.
9. Gallo Ortiz G.O., Espino Márquez L.E. y Olvera Montes A.E. (2005), "Diseño estructural de casas habitación", Mc Graw Hill, segunda edición, 187 pp.
10. Gere J.M. y Goodno B.J. (2009), "Mecánica de materiales", Cengage learning, séptima edición, 1029 pp.
11. Gerwick, Jr. B.C. (1993), "Construction of prestressed concrete structures", John Wiley & Sons, Ltd, second edition, 591 pp.
12. Gioncu V. and Mazzolani F.M. (2011), "Earthquake engineering for structural design", Spon press, first edition, 566 pp.
13. Gobierno del Distrito Federal (2004), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Gaceta oficial del Distrito Federal, 29 de enero, 43 pp.

14. Gobierno del Distrito Federal (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", Gaceta oficial del Distrito Federal, tomo I, No. 103, 6 de octubre, 107 pp.
15. Gobierno del Distrito Federal (2004), "Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones", Gaceta oficial del Distrito Federal, tomo II, No. 103, 6 de octubre, 9 pp.
16. Gobierno del Distrito Federal (2004), "Normas técnicas para diseño por sismo", Gaceta oficial del Distrito Federal, tomo II, No. 103, 6 de octubre, 23 pp.
17. González Cuevas O.M. y Robles Fernández Villegas F. (2011), "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", Limusa, cuarta edición, 804 pp.
18. Hernández Ramírez Josué (2011), "Análisis estructural de un edificio de 51 niveles mediante el uso del programa informático ETABS", Desarrollo de un caso práctico para obtener el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional Autónoma de México, 83 pp.
19. McCormac J.C. y Nelson J.K. (2006), "Design of reinforced concrete", John Wiley & Sons, Ltd, seventh edition, 725 pp.
20. Meli Piralla R. (2013), "Diseño estructural", Limusa, segunda edición, 596 pp.
21. Minor García O. (2014), "Comparación entre dos posibles soluciones al diseño estructural, en 1930 y contemporánea, para el edificio *La Nacional*, primer rascacielos en México", Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional Autónoma de México, 166 pp.
22. Naaman A.E. (2004), "Prestressed concrete analysis and design: fundamentals", techno press 3000, second edition, 1072 pp.
23. Nawy E.G. (2002), "Prestressed concrete, a fundamental approach", Pearson prentice hall, fourth edition, 939 pp.
24. Reinoso Angulo E. (2007), "Riesgo sísmico de la Ciudad de México", Academia de ingeniería, 24 de mayo.
25. http://www.cires.org.mx/1985_es.php
26. http://www2.ssn.unam.mx:8080/website/jsp/Sismo85/sismo85_inf.htm