



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Revisión Estructural De Una
Edificación, Utilizado El Nuevo
Reglamento De Construcciones De
La Ciudad De México**

TESINA

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Edwin Facundo Torres Martinez

DIRECTOR(A) DE TESINA

M.I. Héctor Javier Guzmán Holguín



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ÍNDICE

	Página
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. GENERALIDADES.....	10
2.1. Antecedentes	10
2.2. Estudios Previos.....	10
2.2.1. Información Disponible.....	10
3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	11
3.1. Geometría Del Proyecto.....	11
3.2. Usos De La Edificación.....	11
3.3. Condición Actual De La Estructura	12
3.4. Características De La Ubicación Del Sitio.....	12
3.5. Características Del Suelo.....	15
4. PROYECTO ESTRUCTURAL.....	16
4.1. Reglamentos Y Códigos De Construcción.....	16
4.2. Parámetros De Análisis.....	17
4.3. Propiedades De Materiales.....	17
4.4. Cargas Gravitacionales.....	18
4.4.1. Cargas Muertas De Diseño.....	18
4.4.2. Cargas Muertas Adicionales De Diseño.....	18
4.4.3. Cargas Vivas De Diseño.....	18
4.5. Combinaciones De Diseño.....	19
4.5.1. Combinaciones Para Análisis Por Servicio Y Resistencia.....	19
4.6. Criterios De Aceptación De Enfoque Reglamentario.....	20
4.6.1. Deflexiones Verticales En General.....	20
4.6.2. Desplazamientos Laterales.....	20
4.7. Análisis Sísmico.....	20
4.7.1. Zonificación Sísmica.....	21
4.7.1.1. Construcción Del Espectro De Diseño (NTC-17).....	23
4.7.1.2. Espectros Obtenidos Con Los Parámetros Básicos.....	24
4.7.1.3. Factores De Reducción De Las Ordenadas Espectrales.....	24
4.7.1.4. Factor De Sobre-Resistencia.....	25
4.7.1.5. Factor De Irregularidad.....	25
4.7.1.6. Corrección DE Q´ Por Irregularidad.....	26
4.8. Comparación De Los Parámetros De Diseño.....	26
4.8.1. Revisión Simple De Vulnerabilidad Con Base En La Demanda De Ductilidad (Q).....	26
5. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.....	28
5.1. Modelo de la Estructura.....	28
5.2. Resultados del Análisis Modal.....	29
5.2.1. Participación De Masa De La Edificación.....	30
5.2.2. Cortante Basal Mínimo.....	32

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

5.2.3. Periodos Fundamentales de Vibrar.....	33
5.3. Revisión de la estructura.....	34
5.3.1. Desplazamientos laterales (distorsiones)	35
5.3.2. Desplazamientos Verticales.....	36
6. ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	39
6.1. Columnas.....	40
6.1.1. Construcción Del Diagrama De Interacción (ACI-318-14).....	44
6.1.2. Revisión De la Cuantía.....	51
6.2. Trabes.....	56
6.2.1. Revisión De Trabe (NTC-17).....	57
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	64
8. BIBLIOGRAFÍA.....	67

Apéndice A.- Planos Arquitectónicos

Apéndice B.- Planos Estructurales

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

OBJETIVO

Precisar el factor de seguridad actual de una edificación en base al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) publicado en la Gaceta Oficial del Distrito Federal, No. 8-TER, del 29 de enero de 2004, junto con las modificaciones que se publicaron en el “Decreto por el que se reforman, adicionan y derogan diversas disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”, en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 96-Bis, del 17 de junio de 2016 e incluyendo la suspensión de artículos publicada el 10 de noviembre del mismo año, además de las Normas Técnicas Complementarias (NTC) publicadas el 1 de diciembre de 2017 y que entraron en vigor el 1 de junio de 2018.

Capítulo 1

1 INTRODUCCIÓN

A raíz de los sismos ocurridos en septiembre del 2018, surgió toda una controversia sobre el tema de la revisión post-sismo, debido a la necesidad de la población por conocer el estado actual de los edificios mediante una evaluación de la susceptibilidad de daño estructural y una evaluación de seguridad estructural para poder así determinar si aún era habitable.

Con base a lo anterior, se clasifico el estado de las estructuras mediante un semáforo sísmico. Esta primera clasificación nos ayuda a determinar a las estructuras que fueron afectadas ante un evento sísmico y así identificar dichas estructuras con mayor peligro de colapso, de esta manera poder considerar si es adecuado realizar un análisis más detallado con instrumentación o determinar si la estructura representa un riesgo para la sociedad con base a un dictamen de seguridad estructural.

	1. Habitable La edificación tiene un nivel de susceptibilidad de daño baja. No es indispensable un dictamen de seguridad estructural, se le recomienda realizarlo, de acuerdo con el reglamento local, en caso de edificaciones tipo A.
Opcional	2. Segura con Restricciones La edificación tiene un nivel de daño medio. Se recomienda solicitar un dictamen de seguridad estructural, de acuerdo con el reglamento local, en caso de edificaciones tipo A.
Necesaria	
Urgente	3. Insegura La edificación tiene un nivel de susceptibilidad de daño alto. No se permite el acceso, se deberá solicitar un dictamen de seguridad estructural, de acuerdo con el reglamento local.

**Los resultados y comentarios no constituyen un dictamen estructural, son recomendaciones para la toma de decisiones por parte del dueño y la autoridad local.*

Figura 1.1. Semáforo de daño sísmico (Conferencia del II-UNAM, Revisión Post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz)

Diversas edificaciones fueron revisadas, en los cuales los datos generales a determinar fueron: el número de niveles, uso de la edificación, ubicación, geometría de los elementos, sistema o sistemas estructurales, etc., así también como la medición del daño estructural ocasionado por dicho sismo.

Existen algunas complicaciones durante los levantamientos, esto debido en relación con los sistemas de piso, esto debido a la serie de acabados que son colocados en algún proceso constructivo de la construcción o en alguna remodelación. Si bien los sistemas de piso no son relevantes ya que el daño estructural se concentra principalmente en los elementos verticales de una estructura, consecuentemente en los demás elementos sismo-resistentes de la estructura de estudio. En cuanto a estos temas es importante poder identificar correctamente el tipo de grietas que pueden presentar en una estructura, debido a que estos son factores para el comportamiento esperado en el diseño estructural.

Es importante tener las herramientas necesarias para poder determinar una correcta revisión estructural y no cometer errores que pueden afectar psicológicamente a la sociedad con un mal comentario sobre la evaluación estructural de una edificación, por lo que indispensable que el ingeniero pueda portar siempre en eventos sísmicos además de casco, botas, libretas, flexómetro, etc., un fisurómetro y un par de recomendaciones primarias como son la figura 1 y la tabla 1.

Condición	Aviso
1.- Derrumbe total o parcial de edificaciones, edificaciones separadas con respecto a su cimentación o falla de está. Hundimientos provocados por el sismo.	Insegura
2.- La edificación cualquiera de sus pisos se encuentra apreciablemente inclinada.	Insegura
3.- Daños importantes en los elementos estructurales (columnas, vigas, muros, losas , etc.).	Insegura
4.- Daño severo en muros no estructurales, escaleras o cubos de ascensores.	Insegura
5.- Grietas grandes en el terreno, movimiento masivo del suelo.	Insegura
6.- Elementos de fachada, vidrios, chimeneas u otros elementos en peligro de caer.	Área Insegura
7.-Presencia de otros tipos de riesgo (ej. Derrames tóxicos, peligro de contaminación, líneas de gas rotas, líneas de energía caídas).	Área Insegura

Tabla 1.1. Criterios básicos para la evaluación rápida (Conferencia del II-UNAM, Revisión Post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz)

Como primera revisión estructural post-sismo, es recomendable tomar en cuenta la figura y la tabla anterior mencionadas para poder así determinar el grado de daño estructural que se encuentra la edificación en estudio, esta revisión visual es primaria ya que se requieren de más detalles de la estructura para lo cual con el apoyo de un fisurómetro, determinar el grado de las grietas en los elementos estructurales.

Es necesario tener en cuenta los diferentes tipos de comportamientos de los elementos estructurales, esto considerando las demandas ocasionados por un evento sísmico. La información requerida para el correcto planteamiento de la ecuación de diseño puede agruparse en tres categorías:

- 1) Niveles sísmicos de diseño
- 2) Criterios de Desempeño
- 3) Demandas y Capacidades sísmicas

Donde el nivel de daño o degradación que sufren los elementos estructurales, no estructurales y el contenido de la estructura dependen de los valores del desplazamiento lateral (deformación plástica), velocidad, aceleración. Un menor nivel de respuesta implica menor nivel de daño, como se ilustra en la figura 2. En la mayoría de los casos, la dificultad del diseño sísmico radica en controlar el desplazamiento lateral de la estructura.

Es posible detallar y ser un poco más preciso en la clasificación de daño de los elementos estructurales y no estructurales, con base a los estudios realizados en materia de mecánica de materiales podemos determinar la siguiente clasificación del daño estructural y no estructural de los elementos, esto tomando como base en los anchos de grietas para poder tener una clasificación del daño (ver tabla 2 y 3).

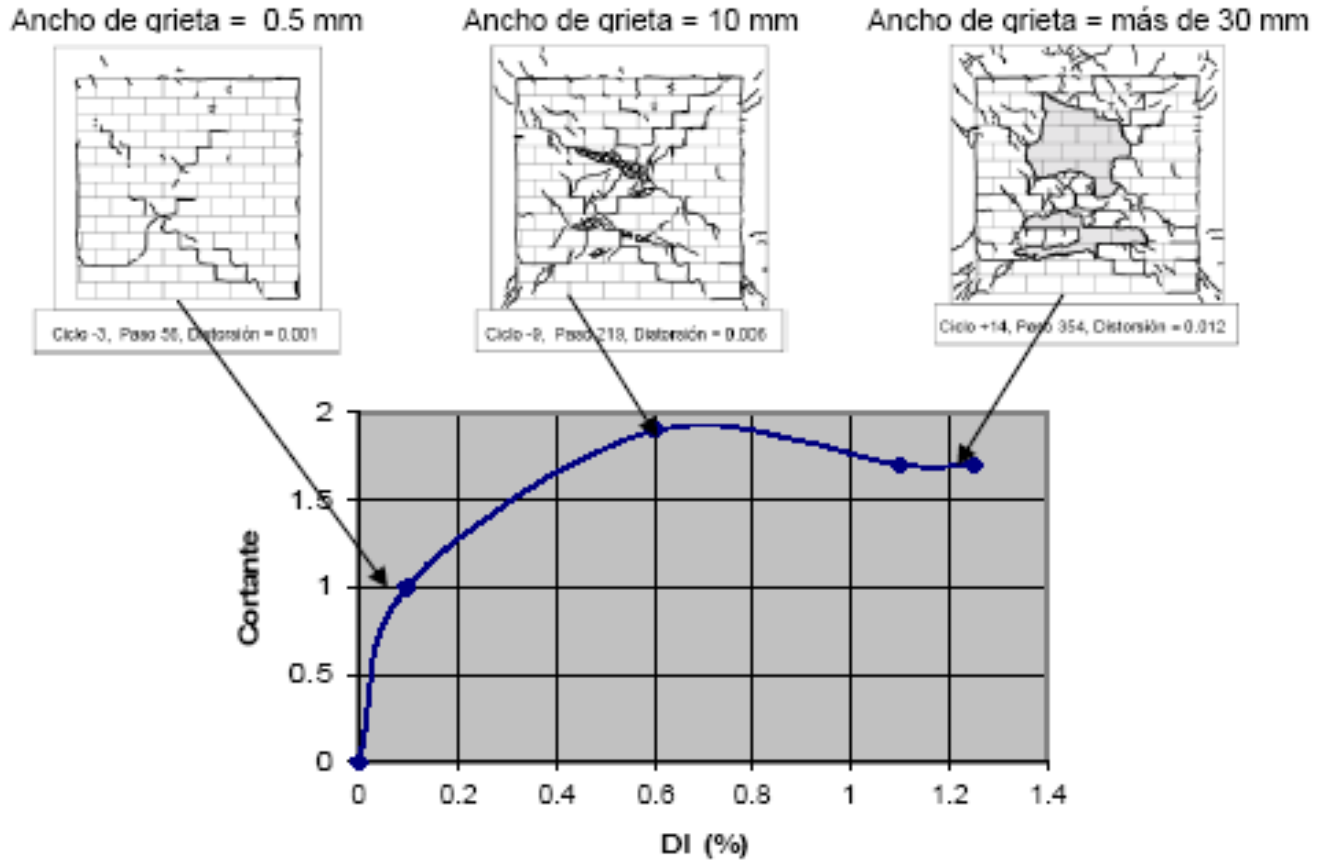


Figura 1.2. Nivel de daño estructural

Es posible detallar y ser un poco más preciso en la clasificación de daño de los elementos estructurales y no estructurales, con base a los estudios realizados en materia de mecánica de materiales podemos determinar la siguiente clasificación del daño estructural y no estructural de los elementos, esto tomando como base en los anchos de grietas para poder tener una clasificación del daño.

Con base a lo anterior mencionado, procedemos a reestructurar la gráfica de la figura 3, donde ahora idealizamos la gráfica a los elementos con comportamiento dúctil (agrietamiento por flexión) y en elementos de comportamiento frágil, en la cual podemos observar los diferentes tipos de daño estructural los cuales se seccionara en 5 tipos de daño.

Lo elementos de comportamiento dúctil son columnas y travesaños, estos elementos de acuerdo con las NTC-17, especifica un detallado de acero de refuerzo mas específico y en donde la resistencia ante esfuerzos presentes ocasionados por un evento sísmico, en el caso de cortantes, será tomado directamente por la cuantía de acero. Con lo anterior mencionado es posible construir una gráfica del comportamiento de estos elementos de comportamiento dúctil donde además podemos clasificarlos diferentes tipos de daños que pueden sufrir dichos elementos.

A demás, es necesario determinar los agrietamientos permisibles de acuerdo con el Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM), se describen en la tabla 2, la cual es un indicado de la gravedad de daño de los elementos que a su vez nos ayudaran de igual manera en que grado de seguridad estructural se encuentra la estructura y determinar el riesgo potencial de la misma.

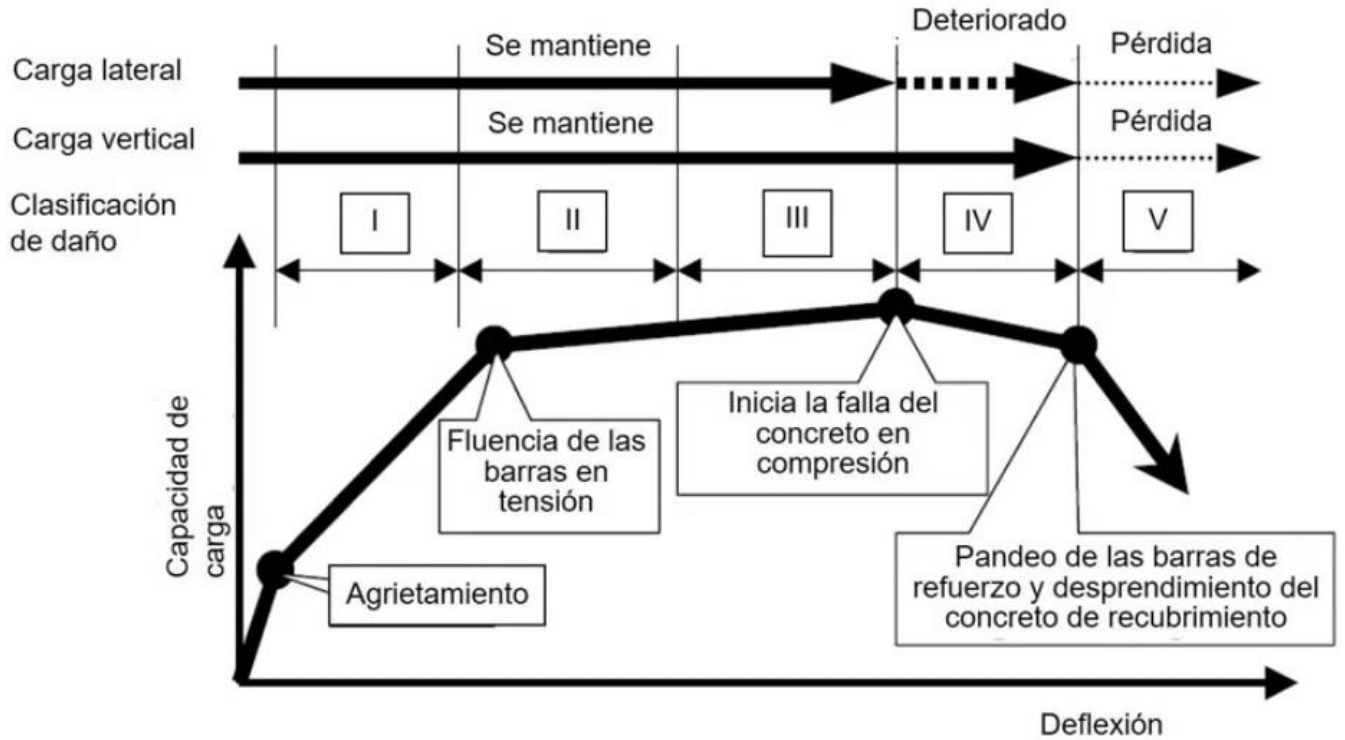


Figura 1.3. Elemento de Comportamiento dúctil (Viga columna) (Conferencia del II-UNAM, Revisión Post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz)

Clasificación del daño	Daño observable en los elementos estructurales
I	Algunos agrietamientos se observan. Ancho de grieta menor de 0.5 mm.
II	Se observan grietas con ancho entre 0.5 y 1.0 mm.
III	Se observan agrietamiento severo con anchos de 1.0 a 5.0mm. Se observa algún desprendimiento del concreto.
IV	Se observa mucho agrietamiento severo. El ancho de grieta es mayor de 5.0 mm. El acero de refuerzo se encuentra expuestas producto del desprendimiento del concreto de recubrimiento.
V	Pandeo del refuerzo, aplastamiento del concreto y deformación vertical y/o muros estructurales. Exposición del acero de refuerzo por demanda de flexión y/o fractura de algunas de las barras.

Tabla 1.2. Elementos de comportamiento dúctil (agrietamiento por flexión) (Conferencia del II-UNAM, Revisión Post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz)

De esta manera con el apoyo de la tabla y grafica anterior, en el caso de existir una incertidumbre en una revisión estructural será posible determinar de una manera más certera el nivel de daño de la estructura, pero de igual manera debemos tener en cuenta la existencia de los elements de comportamiento frágil que pueden afectar de igual manera el comportamiento estructural como los son

muros y vigas de gran peralte que principalmente son diseñados para resistir las fuerzas de corte que se presentan en alguna estructura.

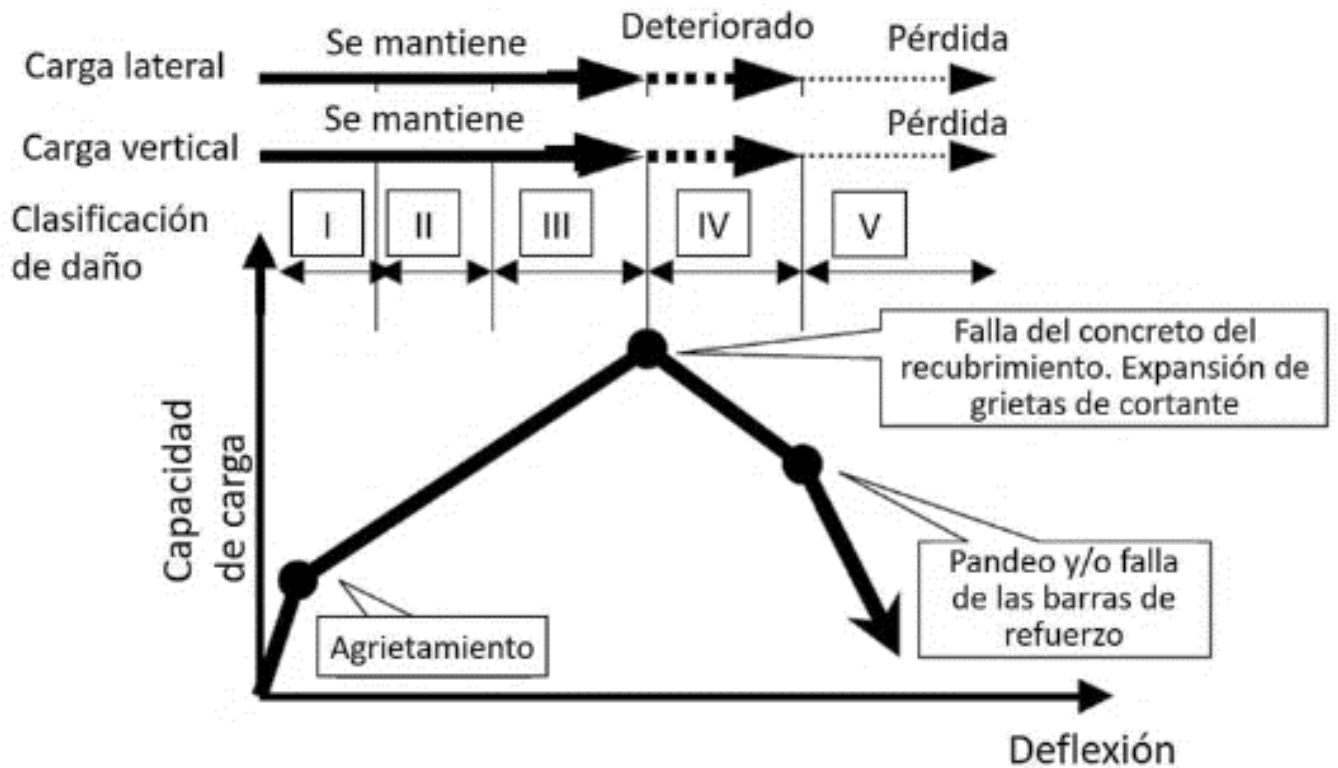


Figura 1.4. Elemento de Comportamiento frágil (Conferencia del II-UNAM, Revisión Post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz)

Clasificación del daño	Daño observable en los elementos estructurales
I	Algunos agrietamientos se observan. Ancho de grieta menor de 0.2mm.
II	Se observan grietas con ancho entre 0.2 y 1.0mm.
III	Se observan agrietamiento severo con anchos de 1.0 a 2.0mm. Se observa algún desprendimiento del concreto.
IV	Se observa mucho agrietamiento severo. El ancho de grieta es mayor de 2.0mm. El acero de refuerzo se encuentra expuestas producto del desprendimiento del concreto de recubrimiento.
V	Pandeo del refuerzo, aplastamiento del concreto y deformación vertical y/o muros estructurales. Exposición del acero de refuerzo por demanda de cortante y flexión.

Tabla 1.3. Elementos de comportamiento dúctil (agrietamiento por flexión) (Conferencia del II-UNAM, Revisión Post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz).

Una vez determinado los 5 tipos de daño estructural en cada uno de los tipos de comportamiento estructural, es indispensable tener el conocimiento de la resistencia que presentan los elementos estructurales ante dicho nivel de daño presente. Es necesario determinar las resistencias que presentan

los elementos ante un evento sísmico, esto debido a que sabiendo las resistencias esperadas de los elementos estructurales puede resultar de gran utilidad, ya que se puede hacer una estimación de los costos de reparación de la estructura, es decir, en el caso de ser necesario el reforzamiento estructural.

Factor De Reducción De Capacidad Sísmica η

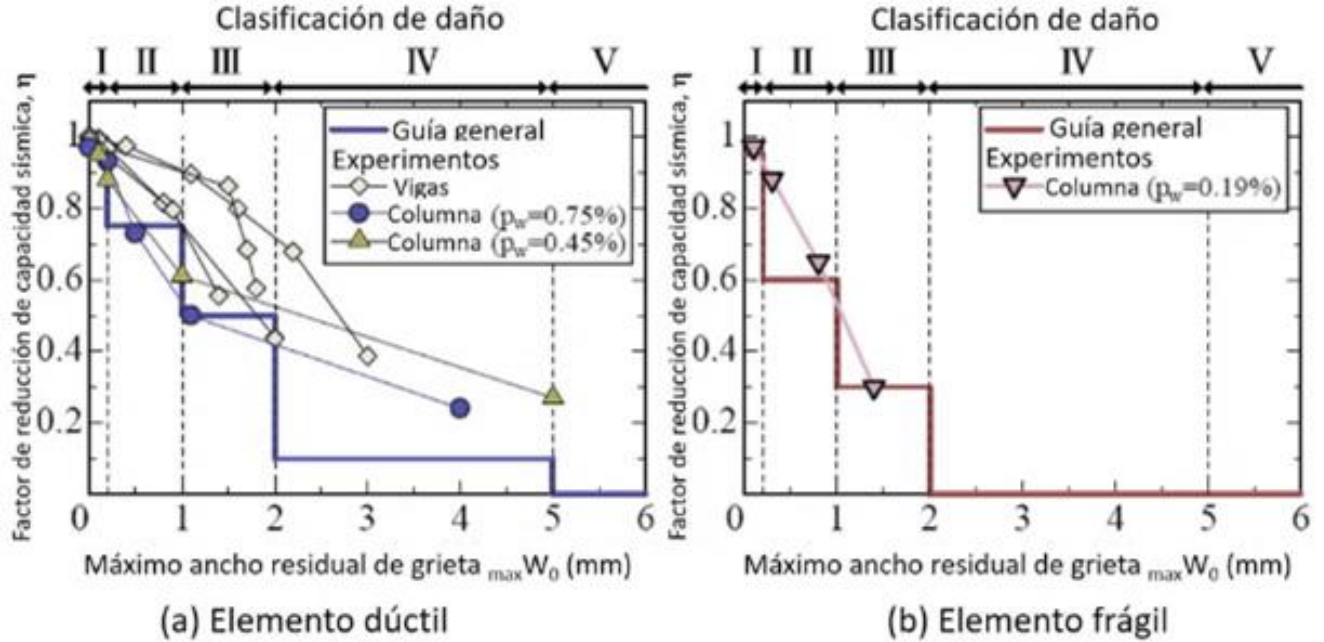


Figura 1.5. Factores de reducción sísmica (agrietamiento por flexión) (Conferencia del II-UNAM, Revisión Post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz).

Clasificación de Daño	Columna Dúctil	Columna Frágil	Muro
I	0.95	0.95	
II	0.75	0.6	
III	0.5	0.3	
IV	0.1	0	
V	0	0	

Tabla 1.4. Factores de reducción sísmica (agrietamiento por flexión) (Conferencia del II-UNAM, Revisión Post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz).

Nota: Los factores de reducción de capacidad de los elementos son los propuestos, estos pueden variar de acuerdo al criterio de cada uno.

Dichos factores de reducción sísmica son utilizados para la reducción del momento de inercia resistente de los elementos estructurales y de igual manera es común que las estructuras se diseñen para un tipo de daño II, esto en cuanto a costos se refiere.

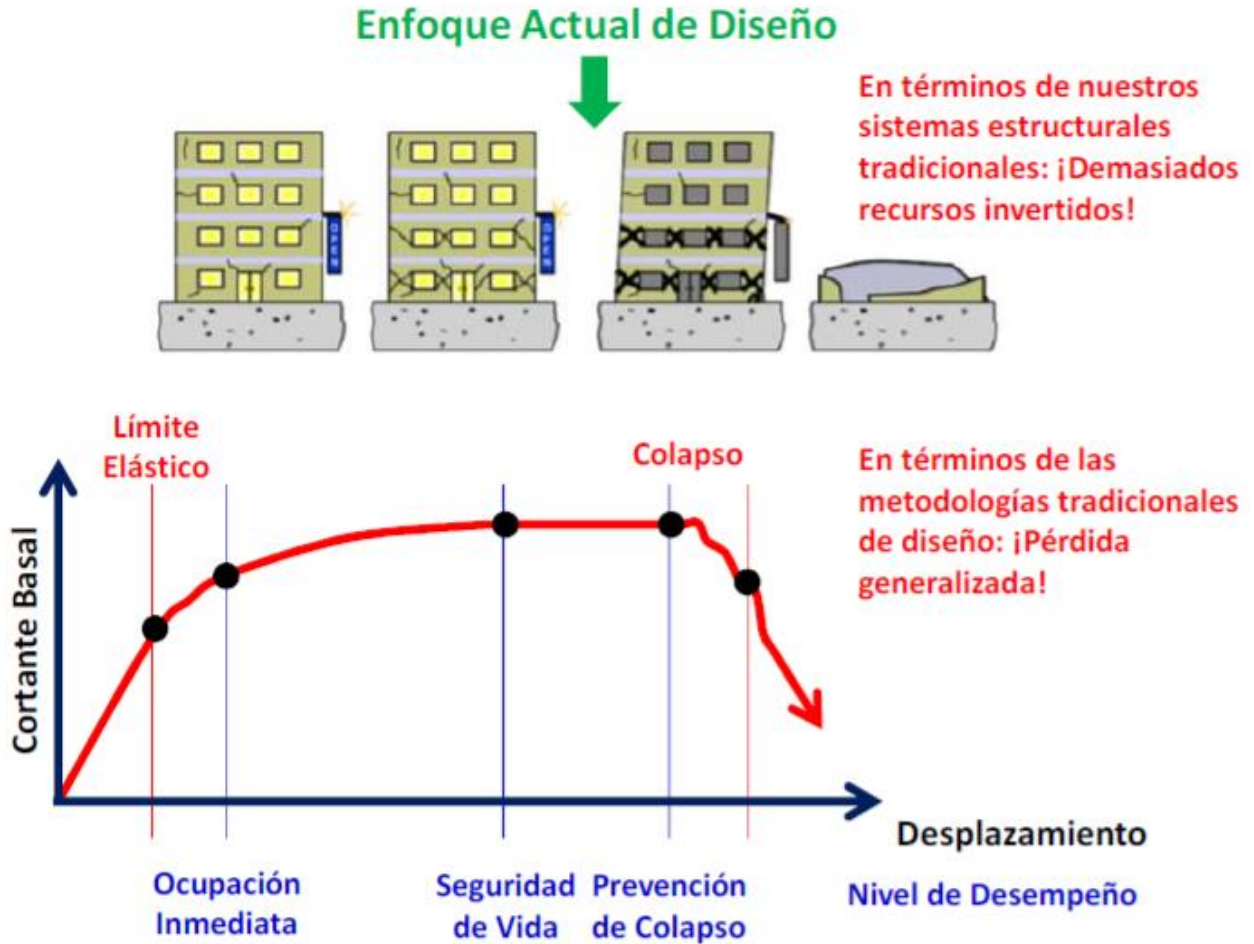


Figura 1.6. Comportamiento Estructural de las edificaciones (SMIE – Diplomado De Análisis Sísmico No Lineal)

Como se observa en la figura 1.6, va relacionada con el comportamiento de los elementos estructurales, en la cual se observan los niveles desempeño que presentan las edificaciones. El tema de la rehabilitación es un importante, ya que debido a la intensidad sísmica que puede presentarse de acuerdo con un evento sísmico, una gran parte de las estructuras son diseñadas para sismos ocasionales y sismos frecuentes, por lo que cuando se presentan sismos raros estas edificaciones presentan agrietamientos considerables en las mismas provocando así la dictaminación de demolición o existen casos donde es posible realizar una serie de reparaciones, pero es responsabilidad de quien las efectuó garantice la seguridad estructural.

Existen caso donde se exponen los niveles de empeño esperados ante una intensidad sísmica como se puede observar en la tabla 1.5.

Las características mecánicas de la estructura deben proporcionarse para controlar (rigidez, resistencia, disipación de energía) y plasticidad (capacidad de deformación), dentro de límites técnicos y económicos aceptables, su respuesta dinámica durante las excitaciones sísmicas de diseño. El diseño sísmico puede plantearse como un problema de demanda \leq capacidad.

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

Actualmente, se plantean objetivos de diseño de una estructura con base a su ocupación, las cuales deben ser capaces de resistir sin daño niveles menores de movimiento sísmico (sismos frecuentes), resistir sin daño estructural, aunque posiblemente con algún tipo de daño no estructural y resistir sin colapso, aunque con algún tipo de daño estructural y no estructural.

Para el cumplimiento de dichos criterios, los reglamentos de diseño sísmico suelen establecer que el diseño de estructuras de ocupación estándar debe llevarse a cabo bajo la consideración de un solo criterio de desempeño y su correspondiente nivel sísmico de diseño, con la suposición implícita de que con ello se satisfacen los tres objetivos de diseño. El criterio de desempeño que normalmente se considera con este propósito es el de prevención de colapso.

En la Tabla 5, se ilustran de forma esquemática los niveles de diseño sísmico en función de la ecuación Demanda-Capacidad, donde el objetivo de desempeño es la capacidad que se debe suministrar y las intensidades sísmicas son las demandas. El caso del viento es análogo.

		Nivel de desempeño sísmico				
Intensidad sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso		
Sismo frecuente	•	Inaceptable	Inaceptable	Inaceptable	Nivel de diseño sísmico	
Sismo Ocasional	•	•	Inaceptable	Inaceptable		
Sismo Raro	•	•	•	Inaceptable		
Sismo Muy Raro	•	•	•	•		

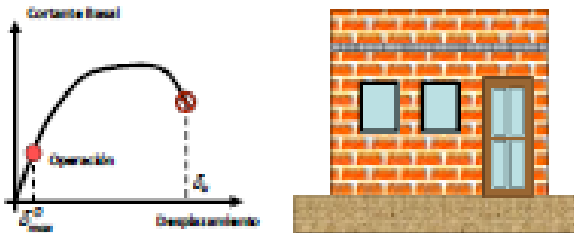
Tabla 1.5. Nivel de desempeño sísmico (Andrés Gama, 2015)

Las estructuras con sistemas disipadores (SD) y estructuras de gran altura se plantean objetivos de diseño diferentes a los que se plantea un sistema tradicional, por consiguiente, cambian los estados límite de diseño sísmico. Las estructuras con sistemas disipadores deben tener como objetivo de diseño:

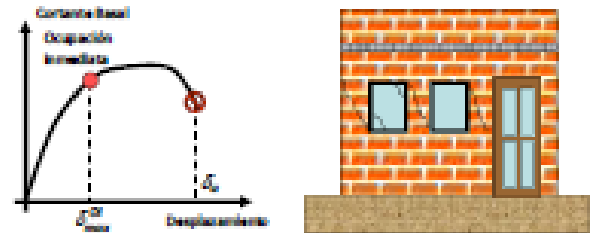
- a) daño mínimo del sistema gravitacional, tal que éste no necesite reparaciones
- b) un daño severo (trabajo efectivo) en los dispositivos disipadores, sin que lleguen a desconectarse

Objetivos de diseño para estructura de ocupación estándar

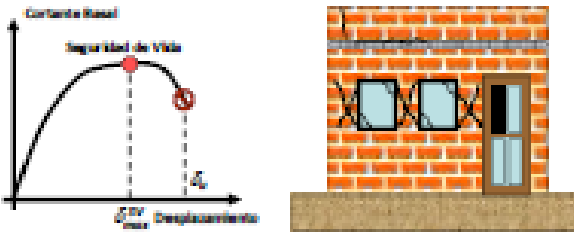
Operación – Sismo Frecuente



Ocupación Inmediata – Sismo Ocasional



Seguridad de Vida – Sismo Raro



Prevención de Colapso – Sismo Muy Raro

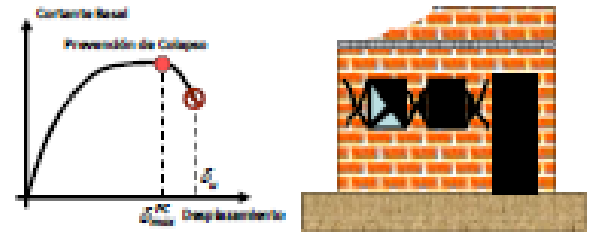


Figura 1.7. Comportamiento Estructural de las edificaciones (SMIE – Diplomado De Análisis Sísmico No Lineal)

Capítulo 2

2 GENERALIDADES

A continuación, se explica brevemente los principales acontecimientos sísmicos ocurridos en la historia de la ciudad de México, así también con como la información disponible de la estructura para poder estimar el comportamiento estructural ante un evento sísmico.

2.1 ANTECEDENTES

Se tienen el registro que la estructura fue construida antes del año 1985, por lo que a continuación se describen algunos sismos de consideración que pudieron tener alguna repercusión en la estructura.

Eventos Sísmicos Considerables	
Año	Descripción
1985	Magnitud 8.1 con lugar al noroeste de La Mira, Michoacán.
2017	Magnitud 8.2 con lugar al suroeste de Pijijiapan, Chiapas.
2017	Magnitud 7.1 con lugar al noroeste de Chiautla de Tapia. Puebla.
2018	Magnitud 7.2 con lugar al sur de Pinotepa Nacional, Oaxaca.

Tabla 3.1. Eventos sísmicos históricos

Como podemos observar en la tabla 3.1, a lo largo de la historia de la Ciudad de México, se han tenido registrados sismos con magnitudes considerables, por lo cual el diseño sísmico juega un papel muy importante en el diseño estructural dentro de la ciudad de México.

2.2 ESTUDIOS PREVIOS

Considerando que la Edificación es propiedad privada, se logró obtener una serie de planos elaborados a raíz de un levantamiento topográfico, en los cuales se pueden observar los principales elementos estructurales que componen la edificación en estudio.

Nota: La serie de planos puede observarse en el Apéndice A

2.3 INFORMACIÓN DISPONIBLE

Se tiene como disponibilidad la siguiente serie de planos correspondiente a las plantas de la estructura de la edificación en estudio, en los cuales se puede observar lo usos que tiene la edificación actualmente.

- Plano Planta 01 (Tipo)
- Plano Planta 01-A (Entre Piso Tipo)
- Plano Planta Azotea.

Nota: La serie de planos puede observarse en el Apéndice B

Capítulo 3

3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El predio donde se localiza la edificación en estudio se distribuye en cuatro áreas. En dirección oeste se encuentran dos cuerpos donde se localizan máquinas de fuerza, así como una caseta de vigilancia que se encuentra fuera de servicio. En dirección oeste se encuentra el cuerpo de la edificación, también se encuentra una sala de almacén de residuos peligrosos, en la entrada se encuentra la una caseta de vigilancia.

La edificación está estructurada a base de marcos rígidos de concreto y un sistema de piso de losas macizas, cuenta además con un sótano conocido como fosa de cables, planta baja, tres niveles y azotea donde se albergan antenas. Todas las plantas de la edificación están estructuradas con 11 ejes transversales, estos se encuentran separados a cada 4.50 m, los ejes están designados con caracteres numéricos del 1 al 11. En el sentido longitudinal existen 3 ejes, designados con caracteres alfabéticos de A al C, separados a distancias variables; Tiene una altura aproximada de 21.60 m y la fosa de cables tiene una profundidad de -2.40 m a partir del nivel de Planta Baja.

3.1 GEOMETRÍA DEL PROYECTO

El área de desplante de la edificación es de un aproximado de 638 m², la estructuración de la edificación está compuesta por un sistema de marcos rígidos conformados por columnas y traveses de concreto reforzado. El sistema de piso de dicho cuerpo está conformado por una losa maciza.

La superestructura está formada por una planta baja y cuatro niveles. Las plantas son de forma rectangular de 45m en su sentido longitudinal por 17.4 m en su sentido transversal, además hay un cubo de escaleras adosado en su cara sur, también de forma rectangular de 18 m x 6 m. Con dos ejes de resistencia longitudinal y 11 ejes transversales equidistantes de 4.5 m, en cada uno de estos ejes se tiene una viga secundaria.

3.2 USOS DE LA EDIFICACIÓN

A continuación, se describen los usos de las plantas de la edificación:

➤ Planta Fosa De Cables

El sótano funciona como fosa de cables y cuenta con una cisterna localizada a un costado de las escaleras de acceso a dicha planta entre los ejes 6 al eje 7, sobre los ejes B y eje C, tiene una profundidad aproximada de 2.4 m.

➤ Planta Baja

En este nivel se localiza el acceso al interior de la edificación, salas de baterías, espacios para compañías telefónicas, comedor, tableros de fuerza, sala de control, Sala de coubicación telefónica, equipo de transmisión, cada planta tiene una altura de 4.5m.

➤ Planta 01-A (Entre piso Tipo)

Siendo el entrepiso de planta tipo a primer piso cuenta con una altura media de aproximadamente 2.70 m, ubicada en los ejes 3 al eje 7, del eje B al eje C, el área está distribuida en cubo de escaleras, oficinas y una bodega.

➤ Planta Primer Nivel (Planta Tipo)

Tiene una altura aproximada 5.40 m.

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

- Planta Primer Nivel 1A
Se encuentra a una altura de 8.10 m tomando como referencia que la planta baja es el nivel 0.00 m.
- Planta Segundo Nivel
Tiene una altura aproximada 5.40 m.
- Planta Primer Nivel 2A
Se encuentra a una altura de 13.50 m tomando como referencia que la planta baja es el nivel 0.00 m.
- Planta Tercer Nivel
Tiene una altura aproximada 5.40 m.
- Planta Primer Nivel 3A
Se encuentra a una altura de 18.90 m, tomando como referencia que la planta baja es el nivel 0.00 m.
- Nivel Azotea
En este nivel se alojan antenas. Se encuentra a una altura de 21.60 m.

3.3 CONDICIÓN ACTUAL DE LA ESTRUCTURA

La edificación se encuentra en las coordenadas 19.361151° latitud y -99.157910°, su configuración estructural en la fosa de cables, planta baja, primer nivel, segundo nivel, tercer nivel y azotea es a base de marcos rígidos de concreto, con trabes de concreto armado y un sistema de piso a base de losas macizas.

Actualmente la en la edificación no se presentan fisuras, agrietamientos, deflexiones en sus elementos estructurales visualmente, por lo cual se determinó que los elementos estructurales no presentan afectaciones que pudiesen provocarse a raíz de los sismos antes mencionados. De igual manera no se tienen la certeza del cumplimiento de las distorsiones de entre piso que pudiesen generar en la presencia de un sismo, debido que con el reglamento del 1976, no considera la prevención al colapso en estructuras, se procede a realizar la revisión estructural de la edificación para garantizar el cumplimiento con las normas y realizar una estimación del acero adecuado en los elementos estructurales para tener un adecuado comportamiento estructural que cumpla con las normas vigentes.

3.4 CARACTERÍSTICAS DE LA UBICACIÓN DEL SITIO

LA edificación en estudio se encuentra en la zona sur de la Ciudad de México, Colonia General Anaya, Delegación Benito Juárez, en Ciudad de México. En las imágenes 3.4.a y 3.4.b se observa el área del edificio, así como sus colindancias. La construcción está dentro de un predio de aproximadamente 638 m².

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

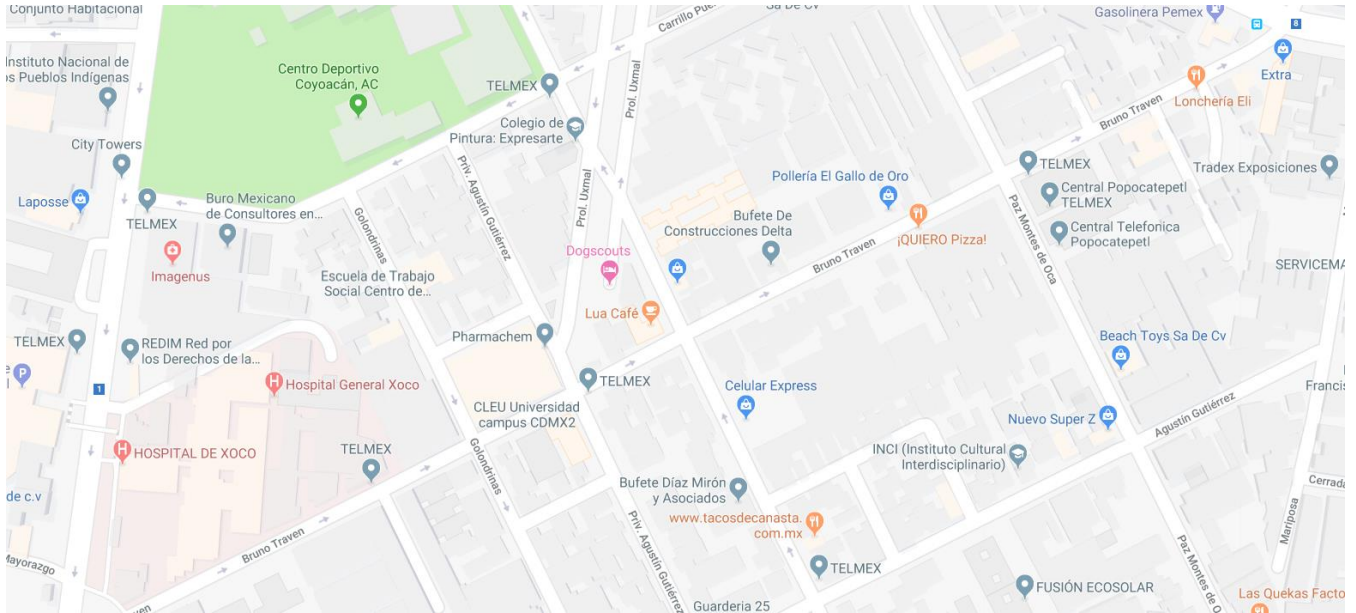


Figura 3.4.a. Localización general de la Edificación (Google Maps)

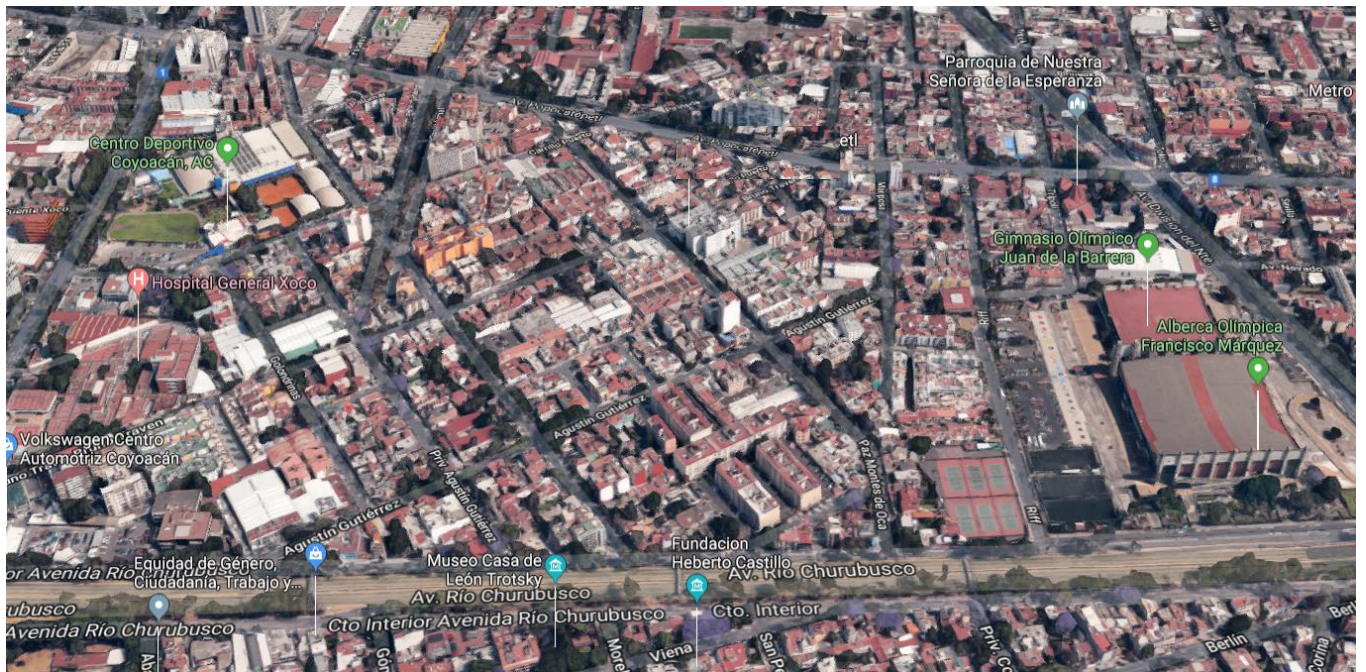


Figura 3.4.b. Localización general de la Edificación (Google Maps)

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México del 2017 (NTC-17), procedemos a ubicar el predio mediante la zonificación geotécnica de la CDMX, donde se observa que se encuentra en los límites de la zona de transición y la zona del lago (ver imagen 3.4.c), en la cual se pueden encontrar con mayor frecuencia en este límite, depósitos lacustres muy blandos comprensibles con altos contenidos de agua, los cuales favorecen a la amplificación de las ondas sísmicas.

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

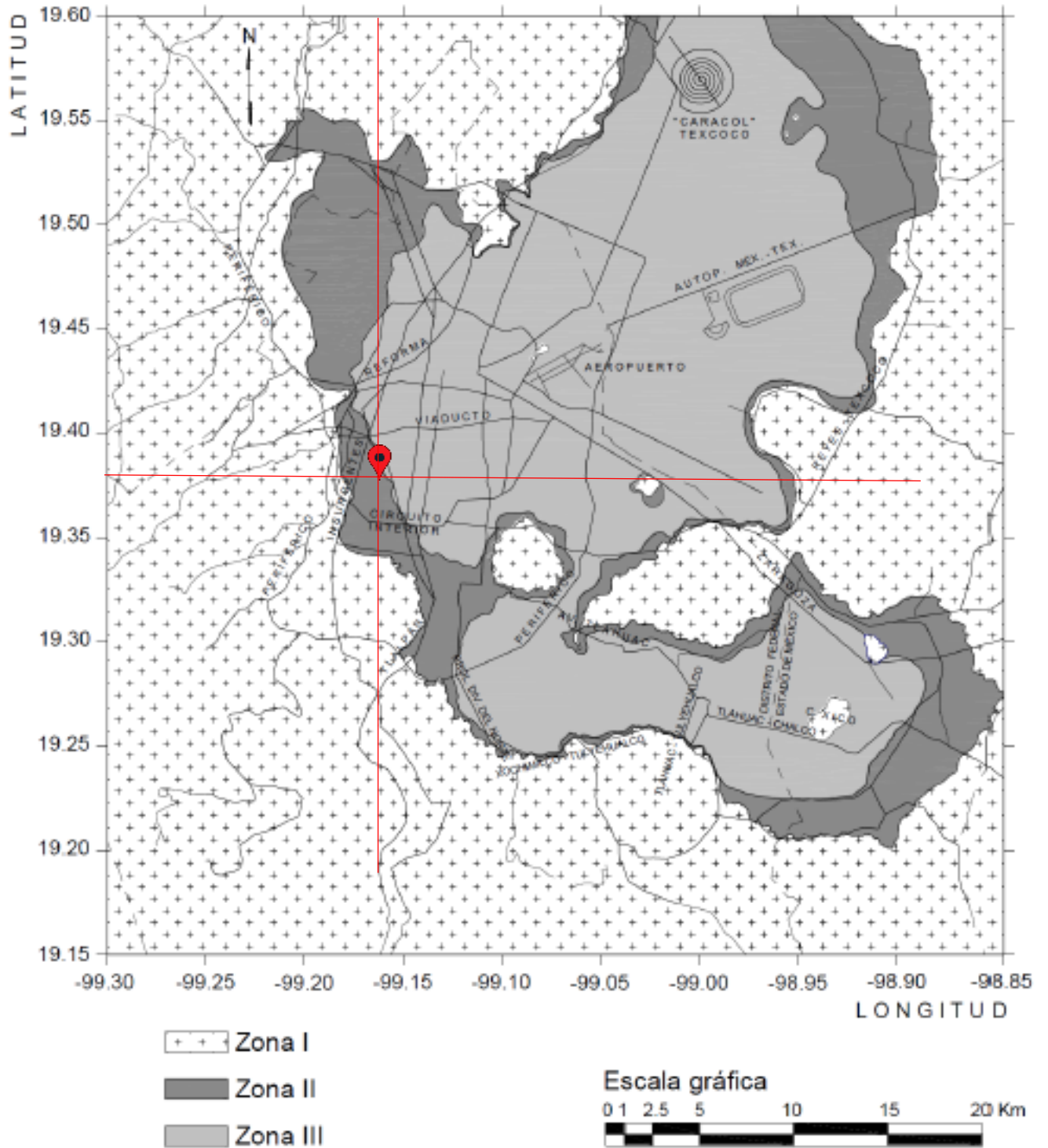


Figura 3.4.d. Ubicación del predio en la zonificación geotécnica de la Ciudad de México

3.5 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

Se sabe que el suelo de la Ciudad de México provoca que cada año se encuentre en un constante hundimiento diferencial, esto debido a las características y al comportamiento del suelo, debido a la

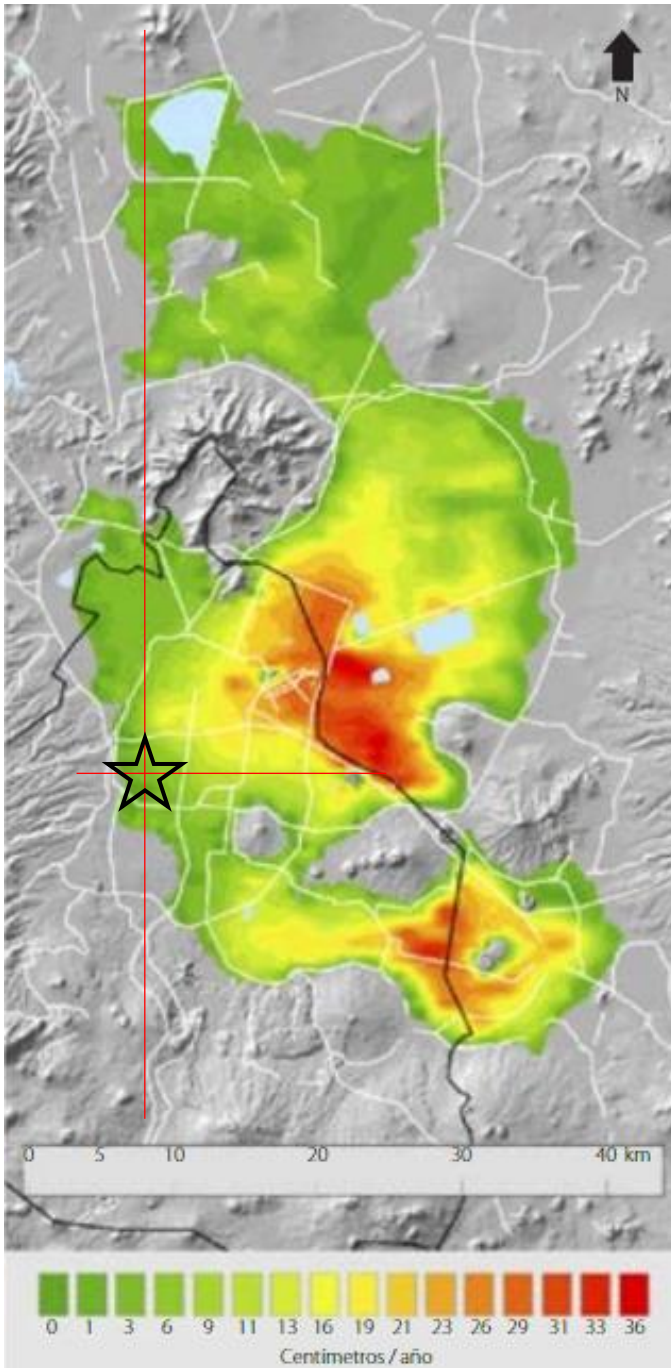


Figura 3.5. Velocidad de hundimiento en cm/año (Periodo 1999-2007) (II-UNAM, Revista H₂O, Gestión del Agua, Enero-Marzo 2016)

existencia de arcillas muy compresibles. Debido a este fenómeno, la Ciudad de México se encuentra en constante observación debido a la serie de fenómenos adicionales que provoca el tipo del suelo, uno de ellos es la amplificación de las ondas sísmicas.

Este fenómeno se debe principalmente por la sobre explotación de los acuíferos para el abastecimiento de agua potable de la Ciudad de México, además de que no existe alguna reincorporación de agua en dichos acuíferos, lo que provoca a su vez que las arcillas del lago se compriman y teniendo el efecto esponja, de esta manera la ciudad seguirá teniendo este fenómeno el cual provocará año con año un hundimiento considerable, con lo que el debate de reincorporar agua en los acuíferos es un tema muy sonado en los últimos años.

Con base a lo anterior, tomando de referencia una serie de artículos publicados por el instituto de ingeniería de la UNAM (II-UNAM), se pudo tener un mapa de referencia de la Ciudad de México, donde con el apoyo de la instrumentación se obtuvo el hundimiento de cada zona de la ciudad (ver figura 3.5).

Se estima un hundimiento aproximado de 3 cm/año. Considerando el hundimiento que presenta cada año en la ubicación de la estructura en estudio, se estima que la cimentación de la edificación este resuelta mediante pilotes. La determinación de las características de los pilotes es compleja, debido a que se debería realizar un análisis y determinar el hundimiento diferencial de la estructura, además de realizar una excavación a cielo abierto para determinar las características de los pilotes, esto ayudaría a determinar el comportamiento futuro de la estructura y si es el caso presentar un proyecto de nivelación de la edificación en estudio.

Capítulo 4

4 PROYECTO ESTRUCTURAL

A continuación, se describe la serie de reglamentaciones necesarias para llevar a cabo la adecuada revisión estructural de la edificación en estudio, de igual manera se describen los parámetros necesarios para la obtención del espectro de diseño, así como las cargas de diseño estimadas de acuerdo con la serie de usos de la edificación y así poder determinar a partir de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-CADE, Diciembre 2017).

De acuerdo con los reglamentos vigentes se obtendrán los límites de desplazamientos y deflexiones a partir de las características de la estructura con apoyo de programas de cómputo que faciliten la obtención de estos valores, así determinar el cumplimiento de dicha estructura con el reglamento vigente de la Ciudad de México.

4.1 REGLAMENTOS Y CÓDIGOS DE CONSTRUCCIÓN

De acuerdo con el reglamento vigente para la Ciudad de México “Reglamento de construcciones para el Distrito Federal” (RCDF-17), hace referencia al cumplimiento de las “Normas Técnicas Complementarias 2017” (NTC-17), las cuales se adoptarán para esta revisión estructural con el fin de estimar el comportamiento de los elementos estructurales, así como de la subestructura, utilizando un análisis modal espectral dentro de la revisión, por lo que la revisión estructural se evaluó fundamentalmente con las siguientes normas y reglamentos para dicha la estructura:

- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (Diciembre, 2017).
- Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADE).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTCDCEA).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC-DCEM).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS).

Para la evaluación de los elementos estructurales se realizará con base al cumpliendo los requerimientos que establece el código vigente, se someterá a la estructura a una revisión verificar la seguridad ante el colapso de esta, además de su comportamiento ante el Sismo Máximo Esperado con base en criterios internacionales reconocidos.

Adicionalmente, se utilizarán otros códigos y reglamentos como apoyo adicional a lo establecido en el RCDF-17, los cuales se mencionan a continuación:

- ASCE/SEI 7-10 “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures,” SEI/ASCE 7-02, American Society of Civil Engineers,
- ACI-318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
- AISC-14th ed.: Steel Construction Manual 14th Ed.

4.2 PARÁMETROS DE ANÁLISIS

La estructura tiene un nivel de importancia, de acuerdo con el tipo de destino de cada espacio y al apartado 1.4 “Clasificación de las estructuras” de NTC-DS, el edificio puede clasificar dentro del Grupo A, y Subgrupo A1, debido a que estipula que es necesario mantener operación aun después de un sismo de magnitud importante ya que su funcionamiento es esencial para la población.

Para los factores de carga (F_c) para condiciones permanentes y acciones variables, de acuerdo con el apartado 3.4 de NTC-CADEE, especifica un $F_c=1.5$ para cargas permanentes y un $F_c=1.7$ para cargas variables; también un $F_c=1.1$ para diseño por sismo y viento.

4.3 PROPIEDADES DE MATERIALES

De acuerdo con la consideración fundamental de los concretos, se sabe que la resistencia a la compresión con el tiempo aumenta en algunos casos considerablemente, lo cual para la evaluación de la estructura se partirá de un nuevo planteamiento para su correcta evaluación estructural.

Se tienen contemplado utilizar un concreto de $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$ para analizar los elementos estructurales, contemplando de igual manera la degradación de los mismo. Este deterioro se debe principalmente al uso, la afectación de los sismos recientes y además considerando que se desconoce si existe un correcto mantenimiento de la estructura.

Considerando esto se contempló lo siguiente:

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	Columnas y muros.
$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	Losas macizas
$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	Trabes
$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	Muros de Subestructura

El módulo de elasticidad para cada calidad de concreto se obtiene a partir de las siguientes expresiones:

Para concretos con $f'_c < 400 \text{ kg/cm}^2$

$$E = 14\,000\sqrt{f'_c} \quad \text{Si el agregado grueso es calizo.}$$

$$E = 11\,000\sqrt{f'_c} \quad \text{Si el agregado grueso es basáltico.}$$

Para el caso del acero de refuerzo, se tiene contemplado utilizar el f_y con un esfuerzo mínimo de fluencia del acero es el siguiente:

$$f'_c = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ para todos los diámetros de las barras de refuerzo.}$$

El módulo de elasticidad, E , se toma igual a $2\,040\,000 \text{ kg/cm}^2$. El acero de refuerzo debe ser conforme como lo especifican las NTC-17, sección 1.5.2. De acuerdo con el reporte fotográfico no se observan desprendimientos del recubrimiento en los elementos estructurales, por lo que se intuye que el acero estructural tiene aún un buen estado.

4.4 CARGAS GRAVITACIONALES

Las cargas gravitacionales son las aplicables al sistema de piso de una estructura, las cuales principalmente son divididas en dos, donde las cargas muertas representan directamente a las cargas ocasionadas por acabados, instalaciones, cielo raso, muros divisorios, servicios, aislamientos, etc., mientras que las cargas vivas pueden ser representadas por personas, vehículos, cargas constructivas, animales, equipos, equipo de oficina, entre otros.

Se recomienda en ocasiones desglosar la lista de posibles cargas vivas y muertas, de las posibles cargas presentes en uno o varios niveles de la estructura, esto con el fin de poder determinar la serie de cargas de diseño adecuadas para realizar la revisión estructural de los elementos.

4.4.1 Cargas Muertas De Diseño

Las cargas muertas de diseño se calcularán con base en el peso propio de los materiales usados para la construcción de la estructura, dentro del peso propio se consideró una carga de 40 kg/m² según lo establecido en el RC-CDMX-17 para losas y firmes colados en sitio, los cuales corresponden a “El peso muerto calculado de losa de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementa 20 kg/m². Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 kg/m² de manera que el incremento total será de 40 kg/m².” (NTC-CADE).

4.4.2 Cargas muertas adicionales de diseño (CMA)

Las cargas muertas adicionales y las cargas vivas se asignan en función del tipo de uso de cada espacio y el tipo de acabado de cada superficie. En la siguiente tabla contiene un resumen de las cargas utilizadas para el diseño de la estructura.

Espacio	Servicios y acabados considerados	Carga muerta adicional W_{CMA} (kg/m ²)
Equipos y mecánicos	Acabados, e instalaciones	200
Baños	Acabados, e instalaciones	150
Escalera	Acabados, e instalaciones	150
Azotea	Acabado, instalaciones e impermeabilizantes.	250

Tabla 4.4.2. Cargas muertas Adicionales de diseño

4.4.3 Cargas vivas de diseño (CV)

Las siguientes cargas vivas se utilizarán para la revisión estructural de la edificación son las que se presentan en la siguiente tabla. Las cargas fueron estimadas a partir de la tabla de cargas vivas unitarias las NTC-17.

Espacio	Carga viva máxima W_{CVmax} (kg/m ²)	Carga viva instantánea W_{CVinst} (kg/m ²)	Carga viva media W_{CVmed} (kg/m ²)
Equipos y mecánicos	500	450	125
Baños	350	150	40
Escalera	350	150	40
Azotea	100	70	15

Tabla 4.4.3. Cargas vivas de diseño

4.5 COMBINACIONES DE DISEÑO

Las combinaciones de cargas utilizadas para comprobar la capacidad de servicio de los cuerpos son una combinación de las requeridas por las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADE). Las combinaciones de carga son las siguientes:

4.5.1 Combinaciones para análisis por servicio y resistencia

a) Combinaciones de carga para revisión contra **Colapso**:

CM+CMA

CM+CMA+CVM

CM+CMA+CVI+(±SCx±0.30SCy)

CM+CMA+CVI+(±0.30SCx±SCy)

b) Combinaciones de carga para revisión por **Limitación De Daños**:

CM+CMA

CM+CMA+CVM

CM+CMA+CVI+(±SLx±0.30SLy)

CM+CMA+CVI+(±0.30SLx±SLy)

c) Combinaciones de carga para revisión de **Efectos A Largo Plazo**:

CM+CMA+CVMED

d) Combinaciones de carga por **Carga Ultima**:

1.5CM+1.5CMA

1.5CM+1.5CMA+1.7CVM

1.1CM+1.1CMA+1.1CVI+(±1.1SDx±0.33SDy)

1.1CM+1.1CMA+1.1CVI+(±0.33SDx±1.1SDy)

Donde:

CM: Carga muerta de la estructura

SCM: Carga muerta adicional + carga adicional reglamentaria

CVmax: Carga viva máxima

CVmed: Carga viva media

CVinst: Carga viva instantánea

SCx: Fuerza lateral por sismo en el sentido longitudinal (x) obtenida del espectro contra colapso

SCy: Fuerza lateral por sismo en el sentido transversal (y) obtenida del espectro contra colapso

SLx: Fuerza lateral por sismo en el sentido longitudinal (x) obtenida del espectro por limitación de daño

SLy: Fuerza lateral por sismo en el sentido transversal (y) obtenida del espectro por limitación de daño

SDx: Fuerza lateral por sismo en el sentido longitudinal (x) obtenida del espectro de diseño

SDy: Fuerza lateral por sismo en el sentido transversal (y) obtenida del espectro de diseño

4.6 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DE ENFOQUE REGLAMENTARIO

Los criterios de aceptación mediante un enfoque reglamentario, se utiliza para determinar el correcto comportamiento de la estructura, esto se ve reflejado directamente en deflexiones, estos pueden presentarse directamente en los sistemas de piso, en los elementos estructurales. De igual manera brinda a apoyo para poder determinar los desplazamientos laterales ocasionados ante un evento sísmico.

4.6.1 Deflexiones verticales en general

Las deflexiones verticales para las losas macizas de concreto, con base en lo estipulado en el ACI 318-14, son las siguientes:

Deflexiones instantáneas, con cargas muertas y vivas instantáneas (máximas):

- ✓ Longitud del claro/360 (soportadas en ambos extremos)
- ✓ Longitud del claro/180 (cantiléver)

Deflexiones diferidas o a largo plazo, con cargas muertas y vivas sostenidas (medias):

- ✓ Longitud del claro/240 (soportadas en ambos extremos)
- ✓ Longitud del claro/120 (cantiléver)

4.6.2 Desplazamientos laterales

El desplazamiento lateral se limitará de acuerdo con las NTC-DS, en su apartado 4.2 “valores de Q y Y_{max} ”, estableciéndose dos límites. El primero limita el daño a los elementos no estructurales (no debe exceder 0.004h) ante sismo de servicio. El segundo tiene como objetivo la seguridad ante el colapso con los siguiente limites según el sistema lateral en la dirección del sismo.

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	Y_{max}
Marcos de Concreto	Baja	---	2.0	0.015

Tabla 4.6.2. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto (NTC-DS)

4.7 ANÁLISIS SÍSMICO

A continuación, determinaremos los factores que influyen directamente a la construcción de espectro de diseño, así como los parámetros que influyen en el mismo, así como lo son el tipo de suelo existente en la zona, geometría de la edificación y consideración que afecten la construcción del espectro de diseño de la estructura con base a los parámetros de los factores estipulados en las NTC-DS.

4.7.1 Zonificación sísmica

De acuerdo con el apartado 3. Espectros para Diseño Sísmico de las NTC-CADE, se generó un espectro sísmico de diseño el cual nos da los siguientes parámetros sísmicos para emplearlos en el análisis, los parámetros fueron obtenidos con apoyo del programa SASID. Dichos valores se muestran a continuación:

- T_s (Periodo del suelo): 0.864 s
- a_0 (Aceleración máxima del terreno): 0.238
- c (aceleración máxima espectral, coeficiente sísmico): 0.695

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

- T_a (Límite inferior de la meseta del espectro de diseño): 0.760 s
- T_b (Límite superior de la meseta del espectro de diseño): 1.705 s
- k : 0.598

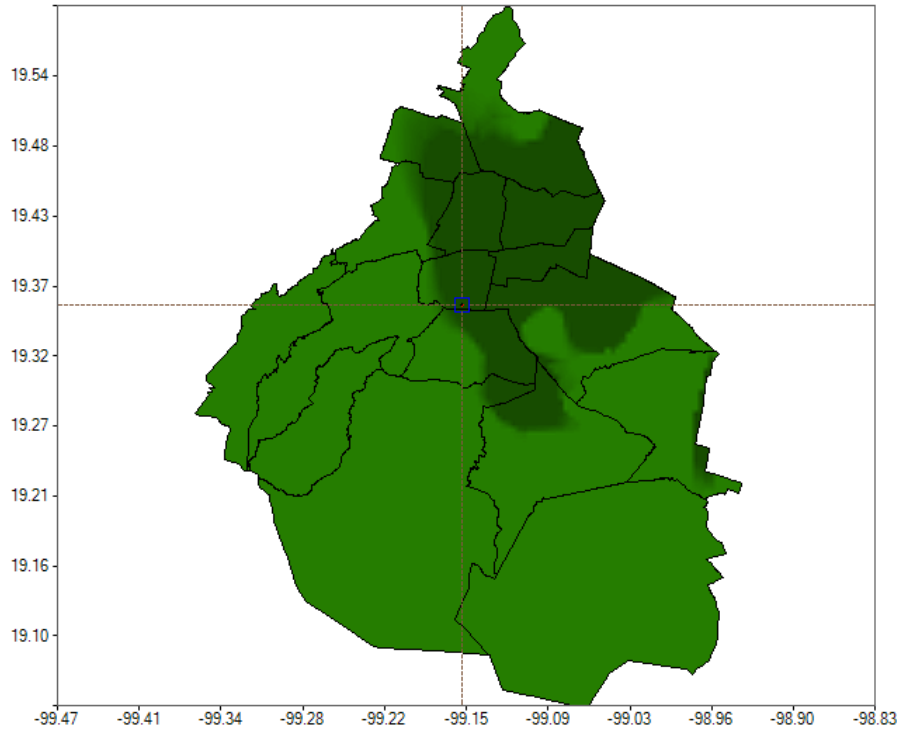


Figura 4.7.1.a Localización del edificio en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID de NTC-DS).

A partir de programa SASID, se pueden obtener los espectros de diseño, Colapso y servicio. El espectro de diseño es utilizado para el diseño de los elementos estructurales, mientras que el de servicio es para la revisión de distorsiones ante eventos sísmicos frecuentes y la revisión contra el peligro de colapso, se revisan las distorsiones ante un evento sísmico raro, para el cual la estructura a partir del nivel de desempeño sísmico será el grado de daño que sufrirá la estructura Este nivel de diseño es determinado por el cliente ya que influye directamente en los costos de una estructura.

Periodo	Espectros			
	Diseño	Colapso	Servicio	Elástico
T	a_{red}	a	a	a
seg	a/g	a/g	a/g	a/g
0.0	0.188	0.351	0.133	0.238
0.1	0.222	0.415	0.157	0.298
0.2	0.244	0.455	0.172	0.358
0.3	0.262	0.489	0.185	0.418
0.4	0.270	0.504	0.191	0.478
0.4	0.278	0.519	0.196	0.538
0.5	0.292	0.545	0.206	0.599
0.6	0.305	0.570	0.216	0.659

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

0.7	0.318	0.593	0.224	0.695
0.8	0.325	0.606	0.229	0.695
0.9	0.325	0.606	0.229	0.695
1.0	0.325	0.606	0.229	0.695
1.1	0.325	0.606	0.229	0.695
1.2	0.325	0.606	0.229	0.695
1.3	0.325	0.606	0.229	0.695
1.4	0.325	0.606	0.229	0.695
1.4	0.325	0.606	0.229	0.695
1.5	0.325	0.606	0.229	0.695
1.6	0.325	0.606	0.229	0.695
1.7	0.325	0.606	0.229	0.695
1.8	0.283	0.528	0.200	0.598
1.9	0.247	0.460	0.174	0.516
2.0	0.217	0.405	0.153	0.450
2.1	0.192	0.359	0.136	0.395
2.2	0.172	0.321	0.121	0.350
2.3	0.154	0.288	0.109	0.313
2.4	0.140	0.260	0.099	0.281
2.5	0.127	0.237	0.090	0.254
2.6	0.116	0.216	0.082	0.230
2.7	0.106	0.198	0.075	0.210
2.8	0.097	0.182	0.069	0.192
2.9	0.090	0.168	0.064	0.177
3.0	0.083	0.155	0.059	0.163
3.1	0.077	0.144	0.055	0.151
3.2	0.072	0.134	0.051	0.140
3.3	0.067	0.125	0.047	0.131
3.4	0.063	0.117	0.044	0.122
3.5	0.059	0.110	0.042	0.114
3.6	0.055	0.104	0.039	0.107
3.7	0.052	0.097	0.037	0.101
3.8	0.049	0.092	0.035	0.095
3.9	0.047	0.087	0.033	0.090
4.0	0.044	0.082	0.031	0.085
4.1	0.042	0.078	0.030	0.080
4.2	0.040	0.074	0.028	0.076
4.3	0.038	0.070	0.027	0.072
4.4	0.036	0.067	0.025	0.069
4.5	0.034	0.064	0.024	0.065
4.6	0.033	0.061	0.023	0.062

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

4.7	0.031	0.058	0.022	0.059
4.8	0.030	0.056	0.021	0.057
4.9	0.029	0.053	0.020	0.054
5.0	0.027	0.051	0.019	0.052

Tabla 4.7.1. Espectros de Diseño, Colapso, Servicio y Elástico

A partir del SASID se pueden obtener los datos anteriores que son necesarios para poder construir el espectro de diseño y a su vez el espectro de prevención al colapso, por lo cual es necesario determinar cada uno de los parámetros necesarios de acuerdo con las NTC-DS.

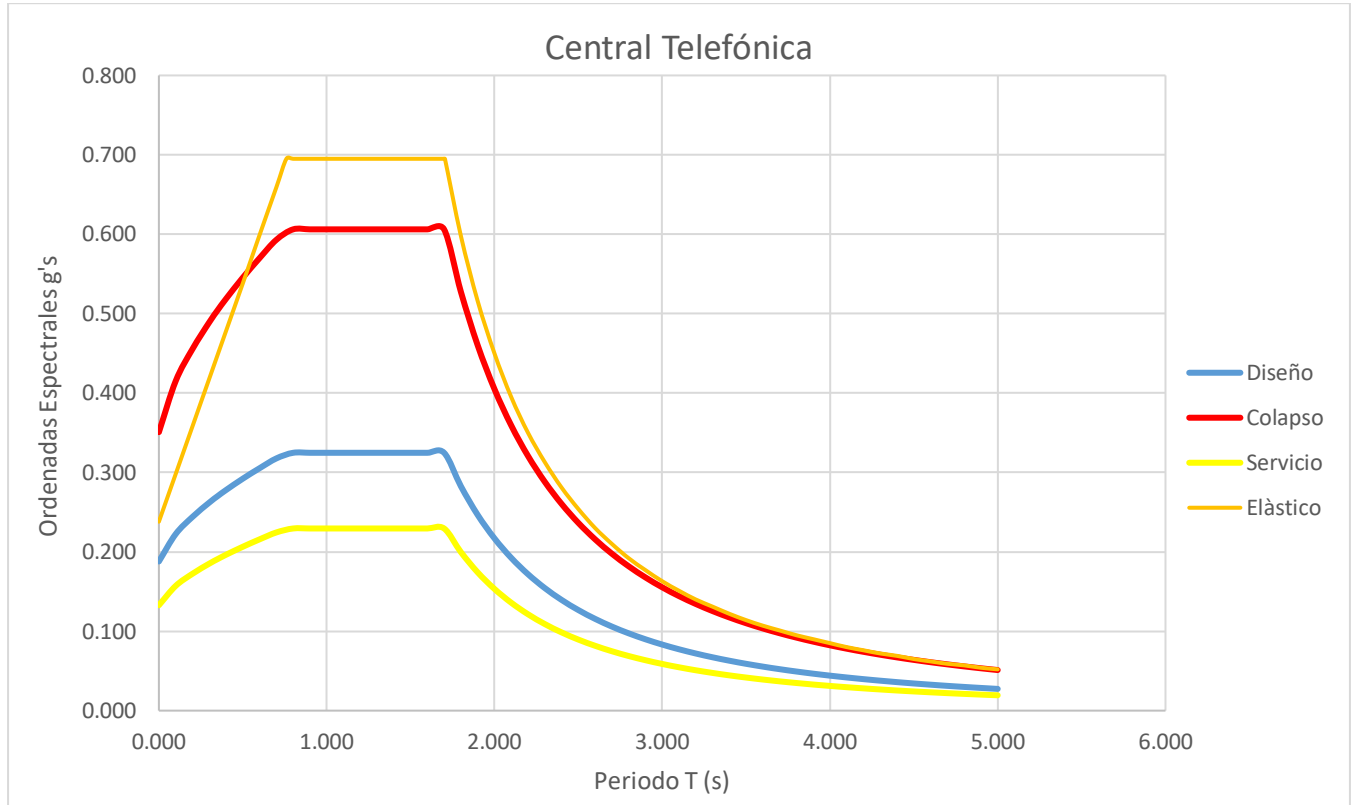


Figura 4.7.1. Espectros de Diseño, Colapso, Servicio y Elástico.

Para la comprensión de dichos espectros de diseño, es necesario determinar la construcción de estos, con base a lo ya mencionado en el capítulo 3, se determinará la construcción de los espectros los cuales son los obtenidos por el programa SASID.

4.7.1.1 Construcción del Espectro de diseño (NTC-17)

Para la revisión del requisito de limitación de daños según la sección 1.8 de las NTC-DS, las distorsiones máximas de entrepiso deben obtenerse del análisis con el espectro de diseño reducido en función de los factores de comportamiento sísmico y sobre-resistencia, multiplicándolas por Q'R y por el factor Ks, que se determina como:

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6}; & \text{si } T_s < 0.5s \\ \frac{1}{6-4(T_s-0.5)}; & \text{si } 0.5 \leq T_s < 1.0s \\ \frac{1}{4}; & \text{si } T_s \geq 1.0s \end{cases} \quad (3.1.1 \text{ NTC-17})$$

4.7.1.2 Espectros obtenidos con los parámetros básicos

Las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad, a , se determinarán en función del periodo de vibrar de la estructura, T , y de parámetros básicos, como sigue:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (3.1.2 \text{ NTC-17})$$

Donde:

$$p = k + (1 - k)(T_b/T)^2 \quad (3.1.3 \text{ NCT} - 17)$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - [1 - (\frac{0.05}{\zeta})^\lambda] \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ (\frac{0.05}{\zeta})^\lambda; & \text{si } T_a < T < \tau T_b \\ 1 + [(\frac{0.05}{\zeta})^\lambda - 1] (\frac{\tau T_b}{T})^\epsilon; & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases} \quad (3.1.4 \text{ NTC-17})$$

El factor de reducción β considera el amortiguamiento suplementario (mayor que 0.05) por efectos de interacción suelo-estructura o del uso de disipadores de tipo viscoso; δ es la fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño, y los valores de λ , ϵ y τ como se indica anterior.

Periodo del sitio (s)	λ	ϵ	τ
$0.5 < T_s \leq 1.0$	0.45	0.20	1.0

Tabla 4.7.1.2 Valores de λ , ϵ y τ en función de T_s .

El factor de reducción β considera el amortiguamiento suplementario (mayor que 0.05) por efectos de interacción suelo-estructura o del uso de disipadores de tipo viscoso; δ es la fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño, y los valores de λ , ϵ y τ se listan en la tabla 3.1.1.

4.7.1.3 Factores de reducción de las ordenadas espectrales

Las ordenadas espectrales correspondientes al espectro elástico pueden dividirse con fines de diseño entre el factor de sobre-resistencia R que se calcula como se indica en la sección 3.5 de las NTC-DS, y el factor de reducción por comportamiento sísmico, Q' , que se calcula como:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T}{k T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (3.4.1 \text{ NTC-17})$$

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

donde Q es el factor de comportamiento sísmico que se especifica en la tabla 3.6.2. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto (NTC-DS).

4.7.1.4 Factor de sobre-resistencia

El factor de sobre-resistencia, R, debe determinarse con la ecuación siguiente:

$$R = k_1 R_0 + K_2 \quad (3.5.1 \text{ NTC-17})$$

donde R0 es un factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural, que se tomará igual a:

0.8	Para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengas menos de tres crujiás resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos crujiás resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis.
-----	---

$$k_2 = 0.5[1 - (T/T_a)^{1/2}] > 0 \quad (3.5.2 \text{ NTC-17})$$

4.7.1.5 Factor de irregularidad.

De acuerdo con los requisitos que debe satisfacer una estructura que se mencionan en las NTC-DS en el apartado 5 Condiciones de Regularidad, la edificación en estudio, se clasifica como una estructura regular y presenta un factor de 1.0. Para que una estructura se considere regular debe satisfacer los requisitos siguientes:

1. Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados. **(Cumple)**
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro. **(Cumple)**
3. La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro. **(Cumple)**
4. En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente. **(No Cumple)**
5. Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido. **(Cumple)**
6. El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción. **(Cumple)**
6. El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción. **(Cumple)**
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior. **(Cumple)**
8. En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección. **(Cumple)**

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él. **(Cumple)**

10. Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exime de este requisito al último entrepiso de la construcción. **(Cumple)**

11. La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

12. En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la misma. **(Cumple)**

13. En sistemas diseñados para Q de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para Q igual o menor que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Queda excluido de este requisito el último entrepiso. **(Cumple)**

4.7.1.6 Corrección de Q' por irregularidad

Si se realiza un análisis dinámico modal o uno estático como los establecidos en las secciones 6.1 y 7.1 de las NTC-DS, las condiciones de irregularidad se tomarán en cuenta multiplicando el factor Q' definido en la sección 3.4 de las mismas, por 0.8 cuando la estructura sea irregular según la sección 5.2 y por 0.7 cuando la estructura sea muy irregular según la sección 5.3. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que 1.0.

4.8 COMPARACIÓN CON LOS PARAMETROS DE DISEÑO

Se realiza la comparación de parámetros de diseño para terminar la variación a lo largo de los años, por lo que los datos relevantes que se tienen son que la central se construyó antes del año 1985, por lo cual su reglamento de diseño está basado al publicado en el año 1976, por lo cual se concluye que el edificio fue diseñado en zona de lago con un coeficiente sísmico $C=0.24$ y para una estructura de del grupo A, con un incremento de 1.3, por lo que haciendo la comparativa con las normas por las que actualmente diseñamos tenemos:

c (NTC 1976): 0.240

c (NTC-DS 2017): 0.695

Por lo tanto, el coeficiente sísmico que nos proporciona SASID, está muy por encima del coeficiente sísmico que se utilizó para el diseño de este edificio central Telefónica, a razón del sismo presentado el 19 de septiembre de 2017

4.8.1 Revisión simple de vulnerabilidad con base en la demanda de ductilidad (Q)

Debido a que se desconocen las cuantías de acero longitudinal y transversal en las columnas se utilizara una expresión simplificada de la resistencia al corte para la estimación de la resistencia lateral. Si se contara con los refuerzos en columnas, se podría hacer una revisión de análisis de plasticidad concentrada y así tener un para determinar de una manera más precisa la resistencia lateral.

Cálculo aproximado de la resistencia:

- Peso Total Del Edificio: 3,937.63 Ton
- Coeficiente de Diseño (NTC 1976) $C_D= 0.240$
- Área Total De Columnas De PB: 237,600.00 cm^2

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

- Superficie De Construcción Del Edificio: 648 m²
- Resistencia Aproximada A Corte En La Planta Baja
(Resistencia lateral mínima esperada)

$$V_{CR \text{ Aprox}}: 0.5 \times (f'c)^{1/2} \times A_{Cols}$$

$$V_{CR \text{ Aprox}}: 0.5 \times (200)^{1/2} \times 237,600 = 1,680,085.712$$

$$V_{CR \text{ Aprox}}: 1680.085 \text{ Ton}$$

Coeficiente sísmico asociado a la resistencia lateral PB:

$$C_R = V_{CR \text{ Aprox}} / W_{TOTAL}$$

$$C_R = 0.426$$

Conclusión:

Con base en el reglamento de 1970

$$C_R = V_{CR \text{ Aprox}} / W_{TOTAL}$$

$$C_R = 0.426$$

Demanda de $Q = C_R / C_D = 1.77$

Con base en el reglamento del 2017:

$$C_R = 0.426$$

$$C_D = 0.695$$

Demanda de $Q = C_R / C_D = 0.612$

Por lo tanto, el nivel de vulnerabilidad es bajo, mientras que la demanda de Q indica gran rigidez en la edificación en estudio, por lo que es altamente probable la necesidad de flexibilizar la estructura.

Capítulo 5

5 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

En este capítulo se determinará la evaluación de la estructura, es decir, se determinará el comportamiento dinámico estructural, así como las revisiones ya mencionadas en el capítulo 4 como son las distorsiones permisibles de la estructura ante servicio y prevención al colapso, de igual se realizará una revisión al sistema de piso, revisando las deformaciones permisibles considerando las deformaciones a largo plazo.

De igual manera se realizará la revisión de los elementos estructurales como lo son trabes y columnas principalmente para determinar la integridad de estos y así posteriormente determinar si es adecuado su comportamiento ante un sismo esperado o en su defecto, cuáles serían las recomendaciones necesarias para garantizar la seguridad estructural en la central en estudio.

5.1 MODELO DE LA ESTRUCTURA

Se elaboró un modelo matemático basado con la información ya mencionada con anterioridad en el capítulo 2. Dicho modelo, se analizará dinámicamente el cual se considera todas las combinaciones mencionadas en el capítulo 4, este análisis matemático se realizó con el apoyo del programa Etabs v.16.2.1 para poder analizar el comportamiento estructural y realizar las correspondientes revisiones de distorsiones permisibles, así de igual manera se realizó la revisión del sistema de piso mediante deformaciones a largo plazo (ver capítulo 6), en las cuales contempla el agrietamiento del concreto, dichas desplazamientos permisibles son revisados según lo mencionado en el capítulo 4.

Además de la geometría de cada uno de los elementos estructurales, es necesario conocer las propiedades mecánicas de todos los elementos estructurales, dado que no se desconoce la información, en el capítulo 4 se propone un $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$, sin embargo, es necesario poder contar en un futuro con las propiedades de los materiales reales para determinar el mejor comportamiento de los elementos en cuanto a resistencias esperadas.

En este capítulo solo se abordarán el análisis de resultados del modelo matemático, sin embargo, se recomienda revisar el manual del programa para el apoyo de la elaboración del modelo estructural. De igual manera se analizará la estructura considerando únicamente el comportamiento dinámico estructural que aportan las columnas, trabes y losas de concreto, sin tomar en consideración el aporte de los muros de mampostería existentes.

La revisión estructural se revisó de esta manera, debido a que, si bien se conoce que el aporte de los muros de mampostería aporta rigidez en ambos sentidos de la estructura que eso se ve reflejado directamente en los desplazamientos permisibles, pero de igual manera de acuerdo con las NTC-DS, si se considera mampostería confinada, reduce las distorsiones permisibles en la estructura. Además, existe la incertidumbre del proceso constructivo de la mampostería, esto debido a que se desconoce si existe un refuerzo horizontal en dicha estructura por lo que la existencia o no de este refuerzo modifica considerablemente los parámetros permisibles de las distorsiones.

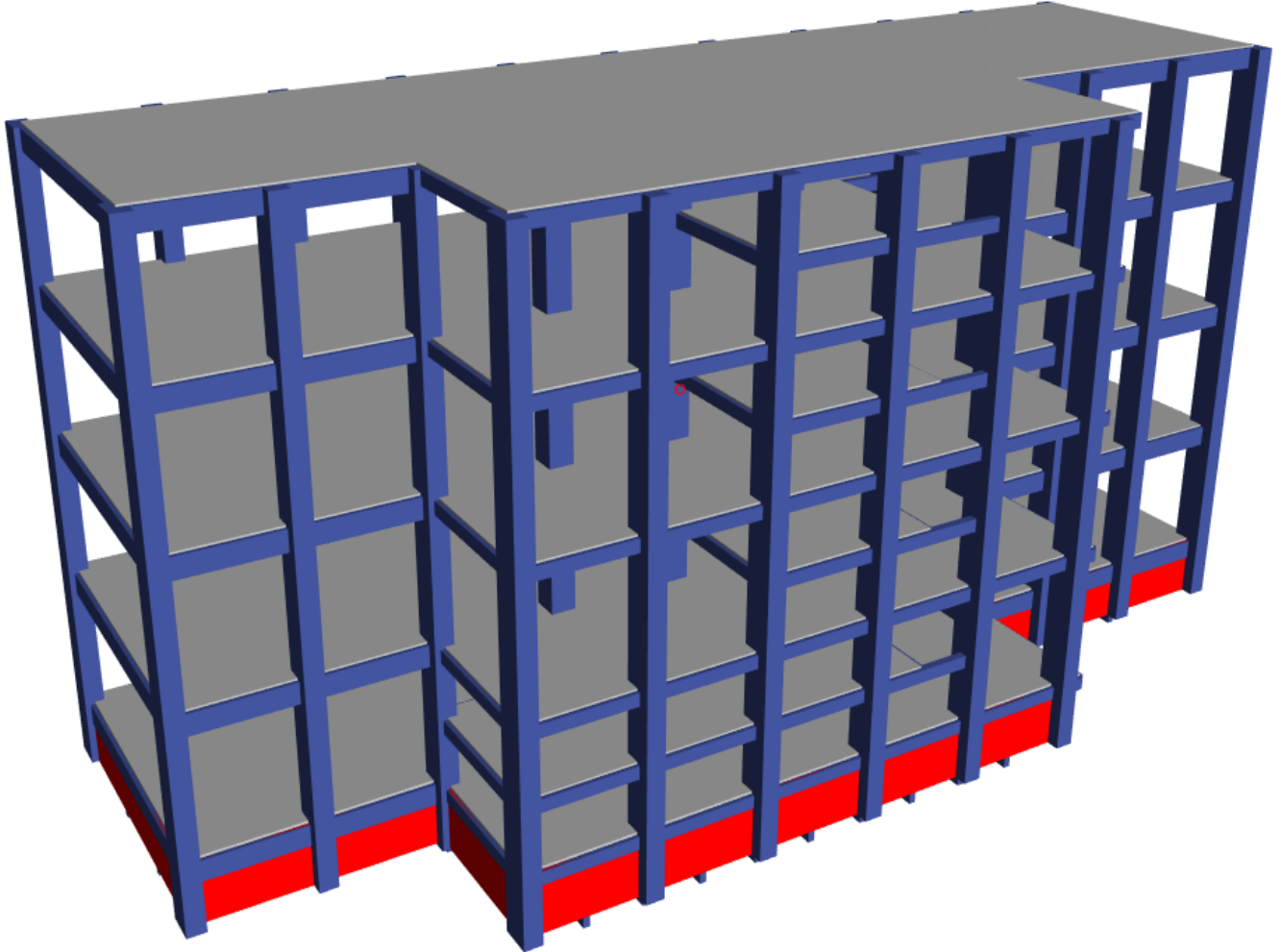


Figura 5.1. Modelo Estructural de la Estación en estudio

5.2 RESULTADOS DEL ANALISIS MODAL

A continuación, indicaremos las revisiones adecuadas del análisis estructural de la edificación en estudio. En la cual se observarán la participación de masa de la estructura, los periodos fundamentales de vibrar de la estructura y los límites permisibles de las distorsiones de la estructura. Cada uno de los mencionados anteriormente serán revisado con las NTC-DS, las cuales se describen más adelante. Está revisión es fundamental para poder determinar un buen comportamiento de la edificación y así poder analizar los elementos detalladamente con apoyo de las normas más adecuadas en el capítulo 6.

De igual manera, se realizará la revisión de los desplazamientos permisibles del sistema de piso de la edificación. Todos los límites permisibles de deformaciones de la estructura y de la edificación son mencionadas en el capítulo 4, los cuales se deberán cumplir, en caso de no cumplir con dichos límites permisibles, en el capítulo 6 se realizará una serie de recomendaciones con base a los incumplimientos encontrados en este capítulo.

5.2.1 Participación De Masa De la Edificación

Se utilizaron 60 modos, los cuales fueron necesarios para que la suma de participación de masas laterales alcanzar un mínimo de 90 % en cada dirección, conforme lo marca en el reglamento de la Ciudad de México. Dichos periodos se muestran continuación en la tabla 4.2.1.

Modo	Periodo (Ts)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	1.28	0.000003103	0.6113	0.000005144	0.000003103	0.6113	0.000005144
2	1.069	0.2074	0.00001327	0.4044	0.2074	0.6113	0.4044
3	1.039	0.4345	0	0.1957	0.6419	0.6113	0.6001
4	0.32	0.0001	0.1363	0.0001	0.642	0.7477	0.6002
5	0.316	0.0933	0.0001	0.0003	0.7353	0.7478	0.6004
6	0.279	0.00002327	0.000007218	0.1202	0.7353	0.7478	0.7206
7	0.166	0.0386	0	0	0.7739	0.7478	0.7206
8	0.137	0	0.0606	0.0003	0.7739	0.8084	0.7209
9	0.124	0.0001	0.0000314	0.0527	0.774	0.8084	0.7735
10	0.109	0.0136	0	0.00000593	0.7876	0.8084	0.7736
11	0.078	0	0.028	0.0002	0.7876	0.8364	0.7738
12	0.072	0.0002	0.000004214	0.0219	0.7878	0.8364	0.7957
13	0.064	0.0002	0	0.00002053	0.788	0.8364	0.7957
14	0.055	0.0034	0	0.0004	0.7914	0.8364	0.7961
15	0.049	0.0013	0.0002	0.0006	0.7927	0.8366	0.7967
16	0.043	0.0003	0.0305	0.0014	0.793	0.8671	0.7981
17	0.041	0.0074	0.0023	0.0014	0.8005	0.8693	0.7995
18	0.039	0.0003	0.0828	0.0044	0.8007	0.9521	0.8039
19	0.036	0.0112	0.0027	0.0013	0.8119	0.9548	0.8053
20	0.035	0.0003	0.007	0.0025	0.8122	0.9618	0.8077
21	0.035	0.0001	0.00001969	0.0002	0.8123	0.9619	0.8079
22	0.035	0.0001	0.0101	0.0002	0.8124	0.972	0.8081
23	0.034	0.0007	0.0003	0.0002	0.8131	0.9722	0.8082
24	0.033	0.0004	0.00001871	0.000009031	0.8135	0.9723	0.8083
25	0.033	0.0002	0.00001772	0.00001035	0.8137	0.9723	0.8083
26	0.033	0.00004443	0.00001432	0.0002	0.8137	0.9723	0.8085

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

27	0.033	0.00002075	0.000001127	0.00001466	0.8137	0.9723	0.8085
28	0.033	0.0004	0.00002557	0.0001	0.8141	0.9723	0.8086
29	0.032	0.00002366	0.000002919	0.00001693	0.8141	0.9723	0.8086
30	0.032	0.000002003	0	5.173E-07	0.8141	0.9723	0.8086
31	0.032	0.0041	0.00002216	0.0005	0.8182	0.9723	0.8091
32	0.031	0.00002196	0.00000512	0.00002426	0.8183	0.9723	0.8091
33	0.031	0.0000482	0.000009804	0.0001	0.8183	0.9724	0.8092
34	0.031	0.0005	0.000002682	0.0003	0.8188	0.9724	0.8096
35	0.031	0.00002157	0	0.00001581	0.8188	0.9724	0.8096
36	0.03	0.0005	0	0.0014	0.8193	0.9724	0.811
37	0.03	0.0000254	0.0002	0.000002148	0.8193	0.9725	0.811
38	0.03	0.0012	0.0022	0.0027	0.8206	0.9747	0.8137
39	0.03	0	6.631E-07	0	0.8206	0.9747	0.8137
40	0.03	0.0011	0.0088	0.035	0.8217	0.9835	0.8488
41	0.029	0.0005	0.0001	0.0001	0.8222	0.9836	0.8488
42	0.029	0.0001	0.0001	0.0002	0.8222	0.9837	0.849
43	0.029	0.0022	0.0001	0.0001	0.8244	0.9839	0.8491
44	0.029	0.0001	6.361E-07	0.000008026	0.8245	0.9839	0.8491
45	0.029	0.0079	0.0002	0.01	0.8324	0.984	0.8591
46	0.029	0.001	0.0002	0.0065	0.8333	0.9842	0.8656
47	0.028	0.0022	0.0032	0.0558	0.8355	0.9873	0.9214
48	0.028	0.0006	0.00001365	0.0003	0.8361	0.9874	0.9217
49	0.028	0.0014	0.0001	0.0028	0.8375	0.9875	0.9244
50	0.028	0.00002803	0.00001082	0.0003	0.8376	0.9875	0.9247
51	0.028	0.0001	0.0008	0.012	0.8377	0.9883	0.9367
52	0.027	0.0001	0.00001297	0.0001	0.8378	0.9883	0.9369
53	0.027	0.0012	0.001	0.0009	0.839	0.9893	0.9378
54	0.027	0.000001868	9.096E-07	0	0.839	0.9893	0.9378
55	0.027	0.0024	0.00001092	0.00003827	0.8414	0.9894	0.9378
56	0.027	0.0004	0.000002773	0.0009	0.8418	0.9894	0.9387

57	0.027	0.0007	0.00002804	0.0001	0.8425	0.9894	0.9388
58	0.026	0.0004	0	0.00002113	0.8429	0.9894	0.9388
59	0.026	0.0284	0.000002912	0.0009	0.8713	0.9894	0.9397
60	0.026	0.0027	0.0008	0.0195	0.8739	0.9901	0.9592

Tabla 5.2.1. Participación de masa

5.2.2 Cortante Basal Mínimo

Se obtendrá de acuerdo con las NTC-DS, se procederá a revisar el cortante basal mínimo de la estructura el cual se describe a continuación por dichas normas, *“Se obtendrá un cortante basal mínimo V_o obtenido por el análisis dinámico modal especificado en la sección 6.1 es menor $a_{min} W_o$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_o iguale ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección W_o es el peso total de la estructura al nivel de desplante, y a_{min} se tomará igual a 0.03 cuando $T_s < 0.5s$ o 0.05 si $T_s \geq 1.0s$, donde T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés. Para valores comprendidos entre 0.5 y 1.0, a_{min} se hará variar linealmente entre 0.03 y 0.05.”*

De acuerdo con lo anterior mencionado, a partir del periodo dominante más largo del terreno ($T_s=0.864s$), se hará variar finalmente entre 0.3 y 0.5 el valor de a_{min} , consecuentemente se obtiene lo siguiente:

$$Vb_{min} = W_t * a_{min}$$

Donde:

Vb_{min} : Cortante Basal Mínimo

W_t : Peso Sísmico (3937.63 Ton)

a_{min} : Ordenada Espectral Mínima de Diseño

a_{min}	0.03	0.04	0.05
Vb_{min}	118.1 Ton	157.5 Ton	196.8 Ton

Tabla 5.2.2.a Cortante mínimo Basal

Cortante Dinámico Modal	
Vbx	1242.11 Ton
Vby	1222.37 Ton

Tabla 5.2.2.b Cortante Dinámico Modal

De acuerdo con lo observado en las tablas 4.2.2 a y b, se concluye que la estructura cumple con los cortantes mínimos indicados por las NTC-DS.

5.2.3 Periodos Fundamentales de Vibrar

A continuación, se muestran los 3 primeros modos de vibrar, de igual manera son llamados los periodos fundamentales de vibrar debido a que en los 3 primeros modos del análisis modal se pueden observar los desplazamientos en las direcciones X y Y, así como la torsión de la edificación en estudio. Comúnmente los 3 primeros periodos se utilizan en el diseño de una estructura, esto para comparar el periodo de la estructura con el periodo fundamental del suelo, e identificar en que parte del espectro construido nos encontramos y así determinar en primera instancia si se requiere que la estructura sea flexible y alejarnos de la llamada meseta del espectro de diseño o en caso contrario rigidizar la estructura debido a que el periodo de la estructura es muy alto.

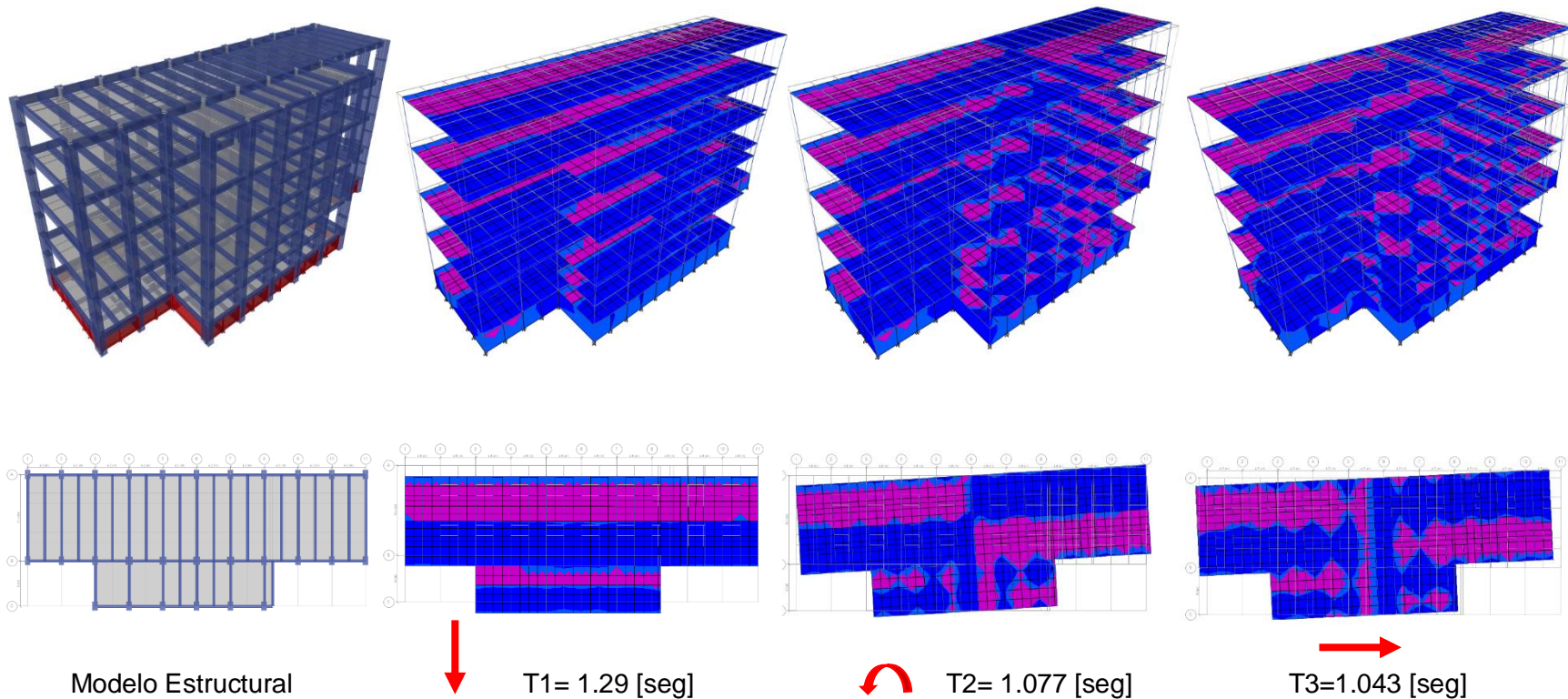


Figura 5.2.3. Periodos Fundamentales de Vibrar

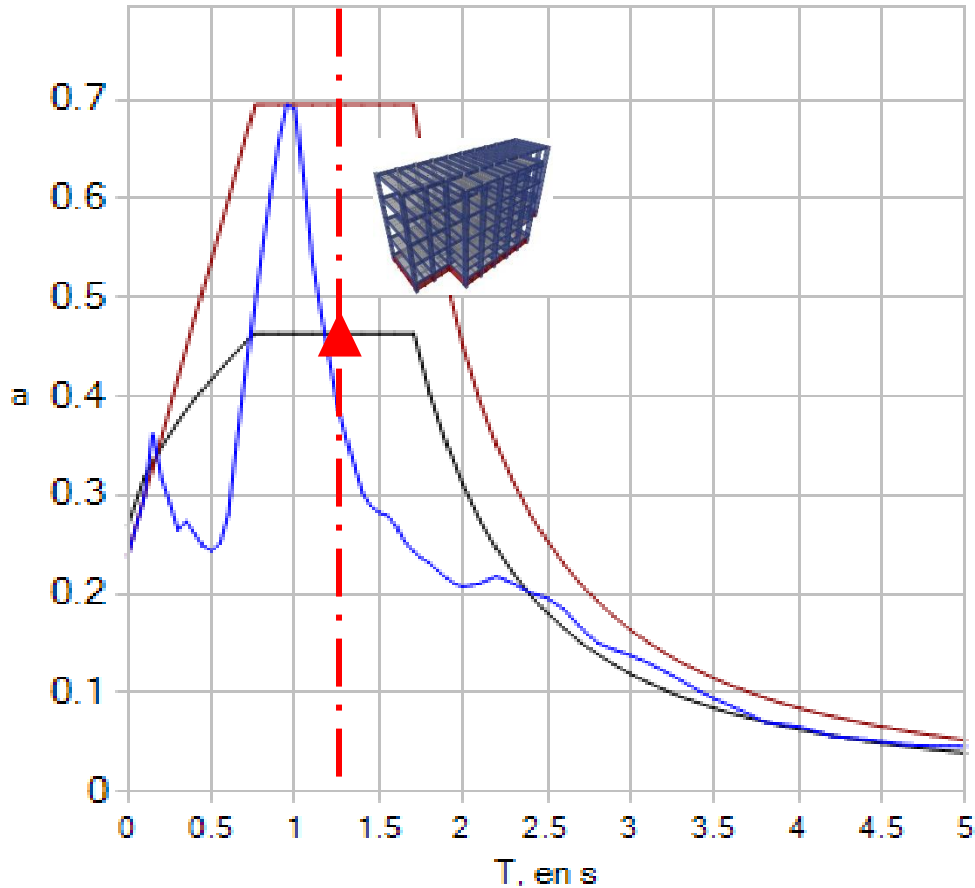


Tabla 5.2.3 Ubicación de la Estructura en el Espectro de Diseño

De tal manera que si ubicamos la estructura dentro de las curvas de los espectros determinados en el capítulo 4, podemos determinar que nos encontramos en la meseta, es decir, el periodo del suelo es muy similar con el de la estructura, por lo cual la edificación de estudio corre el peligro de entrar en resonancia con lo que es propenso en caso de un evento sísmico, la edificación sufra afectaciones de grandes magnitudes o en el peor de ellos casos el colapso de la estructura.

5.3 REVISIÓN DE LA ESTRUCTURA

A continuación, se procede a revisar el cumplimiento de las distorsiones permisibles de la edificación en estudio, así como los desplazamientos permisibles correspondiente al sistema de piso. En el caso del sistema de piso se utilizó una serie de combinaciones no lineales, esto para determinar las deformaciones a largo plazo con apoyo del programa SAFE, para las cuales se recomienda hacer uso del manual de programa para determinar dichas combinaciones.

En dichas combinaciones se contempla el agrietamiento del concreto el cual se estima en $1.6\sqrt{f'c}$, así también se recomienda hacer el uso del programa SAFE para determinar los desplazamientos permisibles inmediatos en casos especiales en otras estructuras, así como la fomentación del uso del programa para revisar deformaciones a largo plazo y tener mayor certeza en la revisión del sistema de piso.

5.3.1 Revisión De Desplazamientos Laterales (Distorsiones)

De acuerdo con las NTC-DS, en la sección 1.8 Revisión de desplazamientos laterales, se deberá revisara dos condiciones de diseño las cuales son:

- Seguridad Contra Colapso.- Se revisarán las distorsiones de entrepiso obtenidas por el espectro de colapso, dichos valores obtenidos no deberán exceder lo mencionado en el capítulo 3.
- Limitación de daños ante sismos frecuentes.- Se revisarán las distorsiones de entrepiso obtenidas por el espectro de diseño, “No excederán 0.002, salvo que todos los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será 0.004. Al calcular las distorsiones mencionadas en este párrafo pueden descontarse las debidas a la flexión de conjunto de la estructura. Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, la revisión de las distorsiones de entrepiso se hará como se especifica” (NTC-DS).

Con base a lo anterior, se procede a revisar las distorsiones para la seguridad contra colapso, así como para límite de daños para sismos frecuentes con sus respectivas limitantes ya mencionadas con anterioridad.

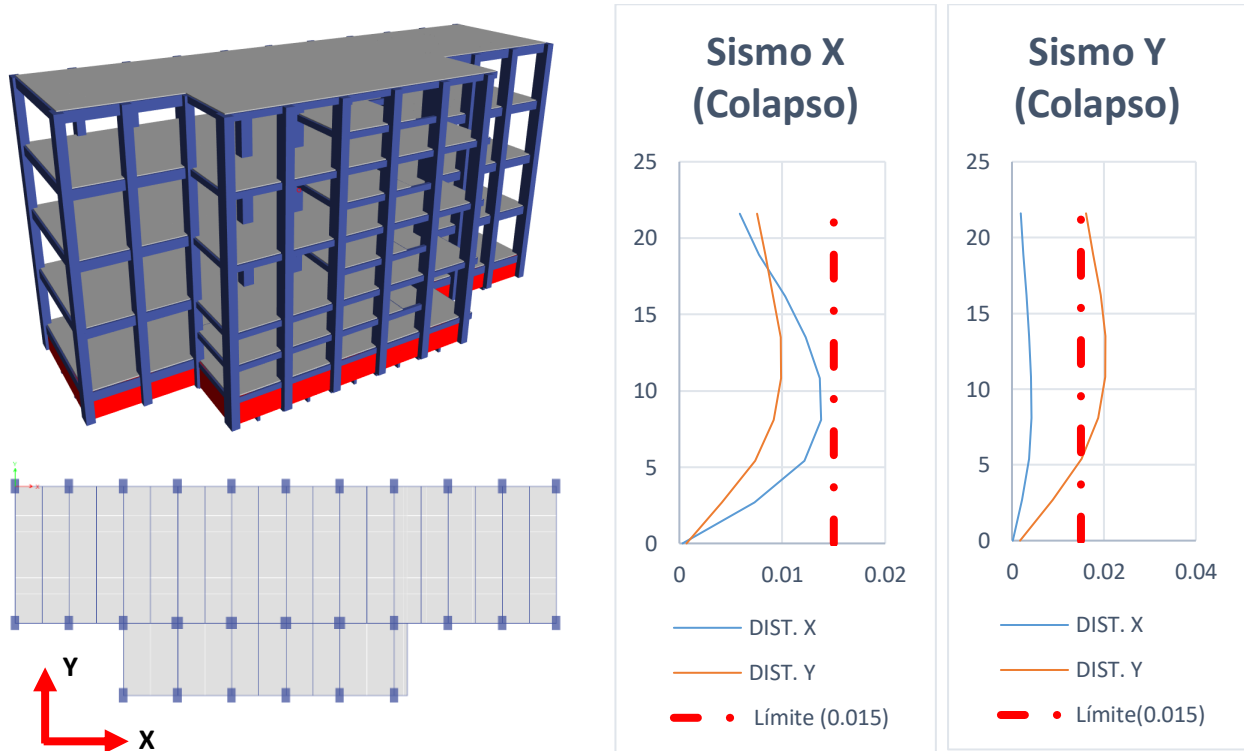


Figura 5.3.1.a. Distorsiones de la Estructura, Revisión del Sismo de Seguridad ante el Colapso

Como se puede observar en la figura anterior, la edificación en estudio no cumple con las distorsiones permisibles, por lo cual se recomienda rigidizar la estructura en la dirección Y, de esta manera cumplir con los límites de distorsiones para la prevención al colapso.

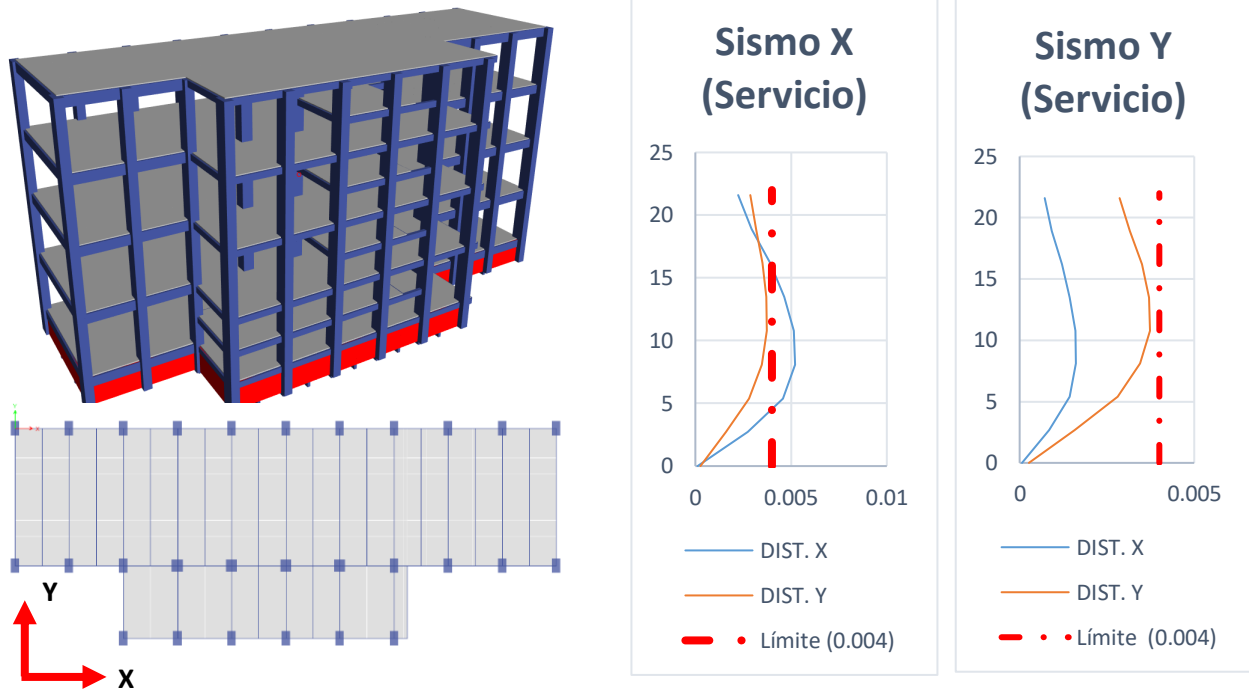


Figura 5.3.1.b. Distorsiones de la Estructura, Revisión del Sismo de Servicio

5.3.2 REVISION DE DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

Se analizó el sistema de piso mediante el programa SAFE, el cual se analizaron las deformaciones a largo plazo. A continuación, se muestran los resultados a partir de las secciones y propiedades mecánicas de los materiales definidas con anterioridad.

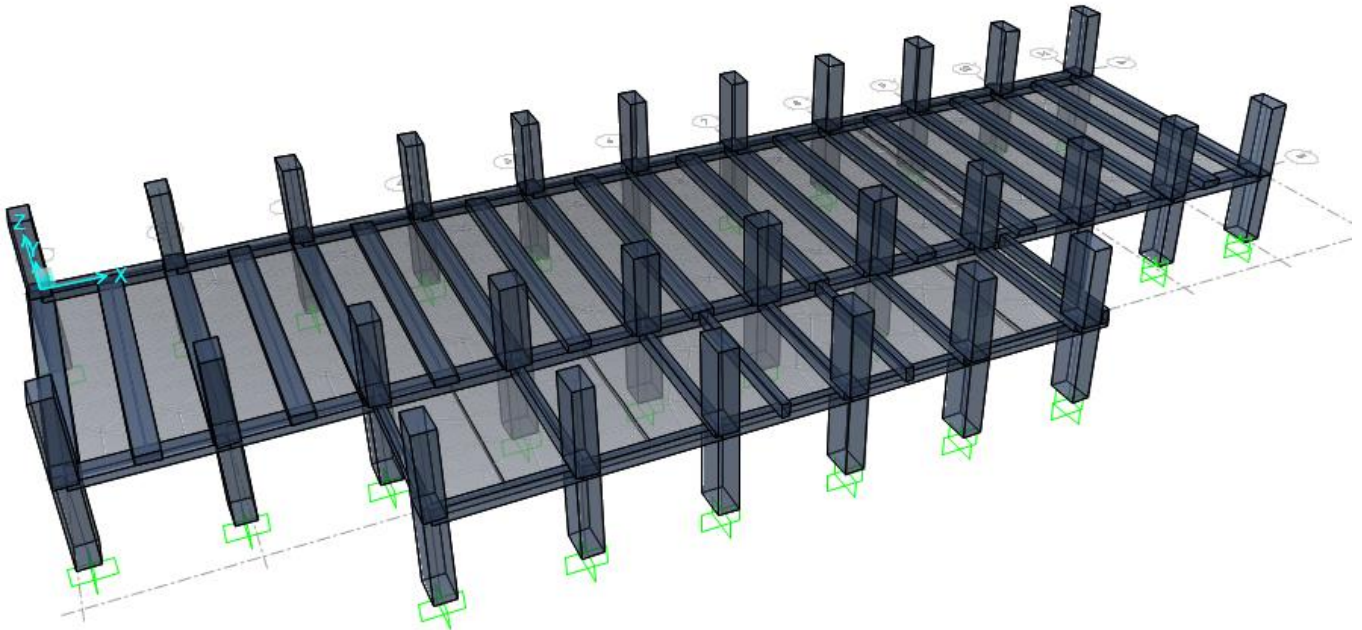


Figura 5.3.2.a. Modelo SAFE-Sistema de Piso (Tipo)

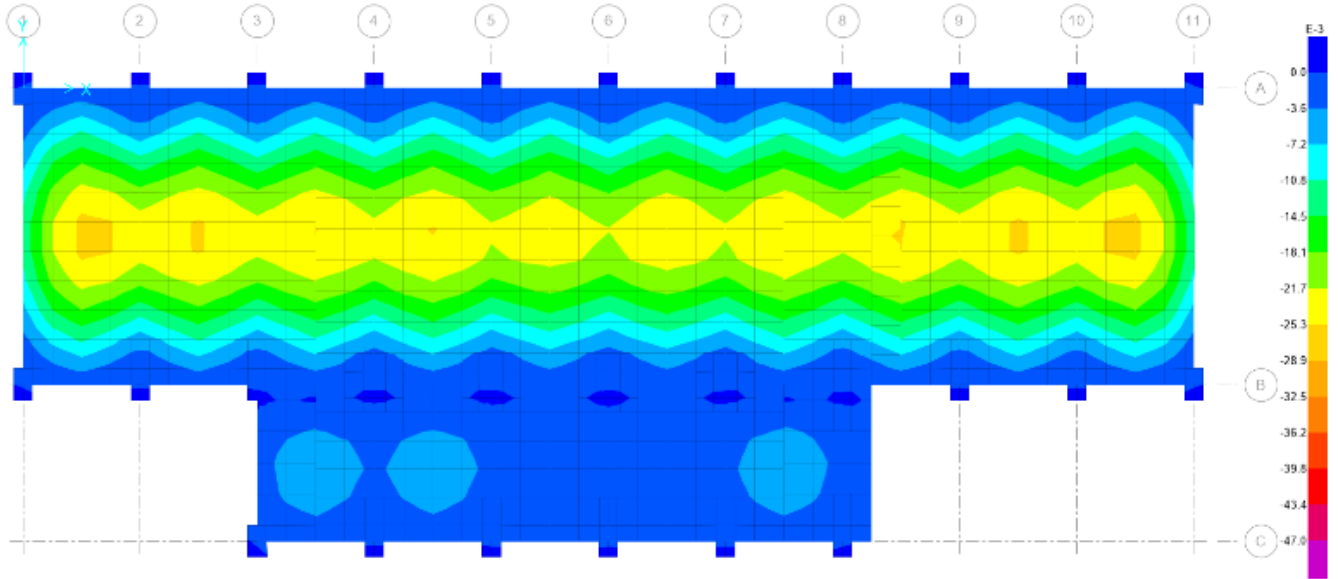


Figura 5.3.2.b. Deformaciones de piso-Sistema de Piso (Tipo)

De acuerdo con el capítulo 3, se procederán a hacer la s revisiones del sistema de piso, dichas para las deformaciones a largo plazo corresponden a $L/240$.

Deformaciones a Largo Plazo (m)	
Deformaciones Permisibles	0.043
Deformaciones Actuantes	0.024

Tabla 5.3.2.a. Deformaciones Permisibles-Sistema de Piso (Tipo)

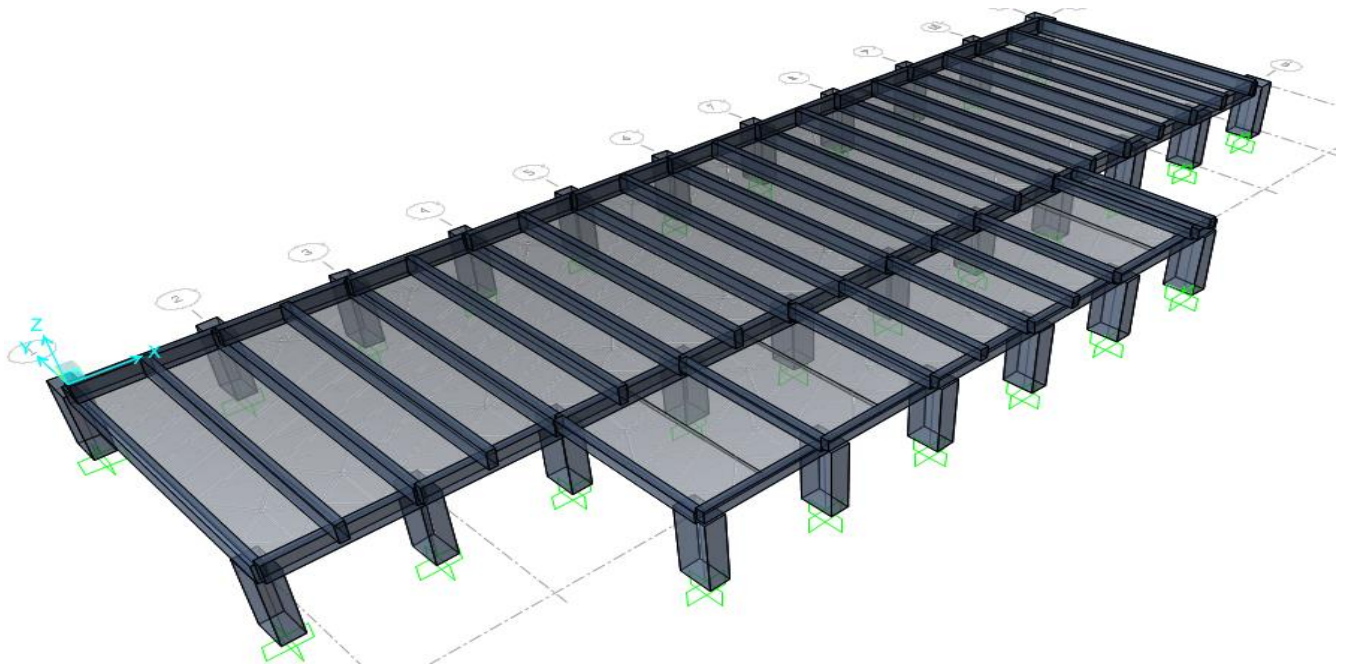


Figura 5.3.2.c. Modelo SAFE-Sistema de Piso (Azotea)

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

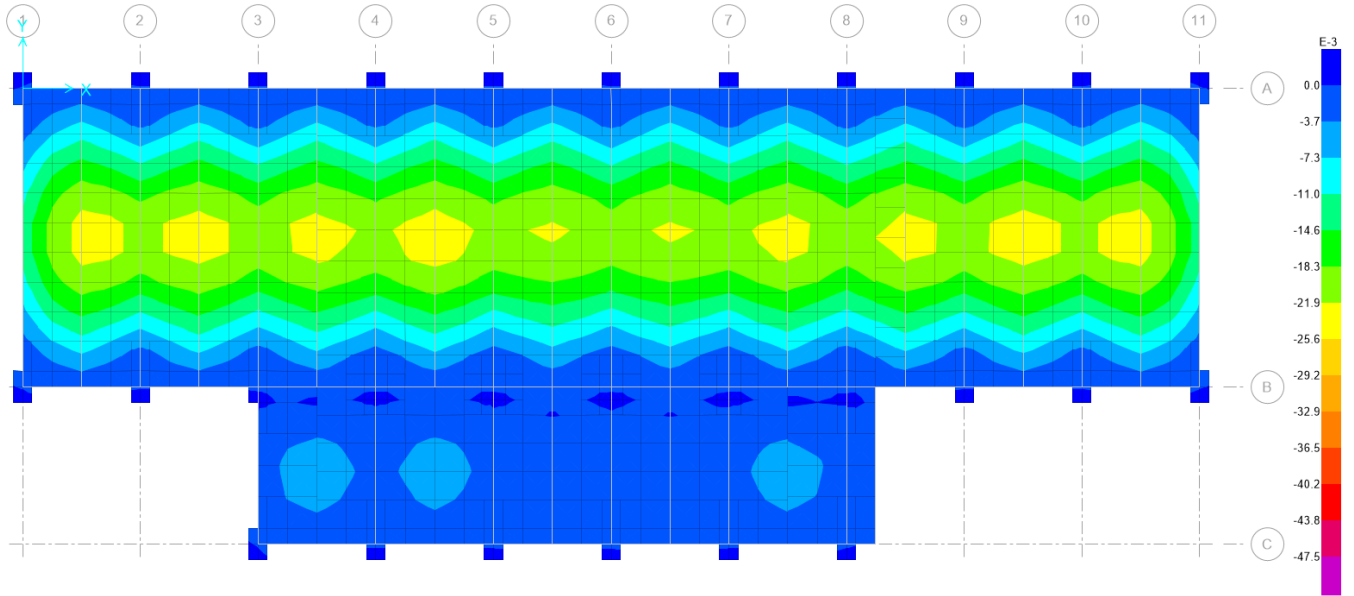


Figura 5.3.2.d. Deformaciones de piso-Sistema de Piso (Azotea)

Deformaciones a Largo Plazo (m)	
Deformaciones Permisibles	0.043
Deformaciones Actuantes	0.0249

Tabla 5.3.2.b. Deformaciones Permisibles-Sistema de Piso (Azotea)

Capítulo 6

6 ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este capítulo se revisarán únicamente una de las columnas más esforzadas, de igual manera se hará con una trabe, lo cual se realizará para las columnas con el apoyo de las normas ACI-316-14, esto como apoyo para la construcción del diagrama de interacción de las columnas y con base a los esfuerzos presentes en la misma evaluar a partir del acero mínimo requerido, verificar el comportamiento de dicha columna. Para el caso de la trabe se precederá a realizar siguiendo las NTC-DCEC, donde se realizará el paso a paso de la revisión de una trabe.

Además, se buscará concientizar al estructurista, ya que es común en la ejecución de las obras civiles, se suele tener problemas relacionados con el proceso constructivo, esto es debido a que como ingenieros en ocasiones se sigue a pie de la letra la serie de especificaciones de reglamentos y normas para el diseño de la resistencia de estos, sin considerar la complejidad que puede resultar en la ejecución.

Tomando como ejemplo el diseño de una columna, se toma en consideración el área mínima y máxima de acero como base del diseño, existen casos donde podemos estar cercanos al área máxima de acero de una trabe, en la cual se puede tener una gran cantidad de varillas. Si bien dicha cuantía cumple con la norma, esa cantidad de varillas en obra pueden resultar un conflicto al momento de elaborar armado del acero de refuerzo debido al acomodo de esta gran cantidad de varillas en la sección.

Es adecuado tomar como base las recomendaciones de las normas y reglamentos, pero nunca esta demás realizar esquemas o croquis que nos ayuden a visualizar los detalles en planos tan específicos como lo son los armados de trabes, columnas, muros y demás elementos estructurales que requieran algún detalle.

Dicho esto, se evaluarán los detalles necesarios que requiere cada elemento estructural para la facilitación de la ejecución en obra que es donde comúnmente suelen tener problemas, por lo que se debe detallar y ser lo más claro posible en los planos estructurales.

A demás es fundamental como ingenieros civiles estructuristas tener el conocimiento de la ejecución del diseño de los elementos mediante el programa y saber encontrar cuando existe un error en él, ya sea por mal modelado o por cargas excesivas que pueden duplicar los elementos mecánicos o en algunos casos no presentar elementos mecánicos en los elementos.

Es importante tener en mente siempre en el diseño, de donde provienen los elementos básicos ya que, si bien se sabe, es muy común encontrar programas que se especialicen en el diseño de trabes, muros, columnas zapatas, etc., esto ya se en temas de concreto o de acero, esto si facilita en gran parte el diseño de estos elementos y en su caso conexiones, pero si bien se sabe que no todos los proyectos son iguales, sucede lo mismo en este tipo de elementos.

Es común ya ver hoy en día ingenieros que manejan una infinidad de programas, pero poco a poco con el tiempo van perdiendo esa sensibilidad del diseño, ya que es más fácil para algunos estar iterando hasta obtener la solución, que detenerse un minuto a analizar que está pasando, ya sea con el simple hecho de mirar los elementos mecánicos y darse cuenta que algo está mal, ese simple hecho de analizar que está sucediendo y tartar de predecir cómo debe ser el comportamiento de una estructura y sus elementos, por ese instante en que uno se detiene, esos 5 minutos de análisis pueden ahorrarte horas o días de estar iterando valores y sin la certeza de que lo que se está evaluando es correcto.

Con base a lo anterior se buscará sensibilizar al ingeniero y formar un criterio en el cual no esté tan apegado al programa, ya que primero es el razonamiento del problema, después las herramientas y por último el criterio de ingenieros de tomar decisiones adecuadas para garantizar un adecuado diseño y seguridad estructural.

6.1 COLUMNAS

Para el diseño de columnas seguiremos las recomendaciones del reglamento ACI-318-14 mencionado con anterioridad en el capítulo 4.

Como primera revisión de manera general, se revisará la cuantía de las columnas no supere por lo menos el 3.5%, ya que, si este valor es mayor, entramos en problemas para el detallado de la posición de las varillas de nuestra columna. En reglamentos se puede encontrar un límite de cuantía del 5%, en este caso ya es criterio del estructurista el valor máximo que puede tomar. Es necesario tomar en cuenta los tipos de fallas que pueden presentarse en una columna:

- i) **Falla a compresión de la columna.** - Cuando esto se presenta, en las curvas de interacción (ver figura 5.1.a), podemos observar que las fuerzas que rigen el diseño estructural sobre pasan los elementos mecánicos de la sección, estos van directamente correspondiente a la geometría, propiedades de los materiales y a la distribución de acero en la sección.

Cuando ocurre este caso, no se recomienda incrementar la sección de las columnas, esto debido a que los resultados no nos favorecerán, ya que, la resistencia a compresión va directamente proporcional con la resistencia del concreto, que es el que toma la mayor fuerza a compresión del elemento. Por lo tanto, cuando existen casos similares es recomendable aumentar el f'_c del concreto.

- ii) **Falla a tensión de la columna.** - Cuando la falla ocurre por tensión en la columna (ver figura 5.1.a), ocurre el caso contrario de la falla a compresión, es decir, aquí es recomendable aumentar la sección, esto directamente requiere mayor área de acero mínimo, debido a que se presentan momentos mayores a los resistentes de la sección.

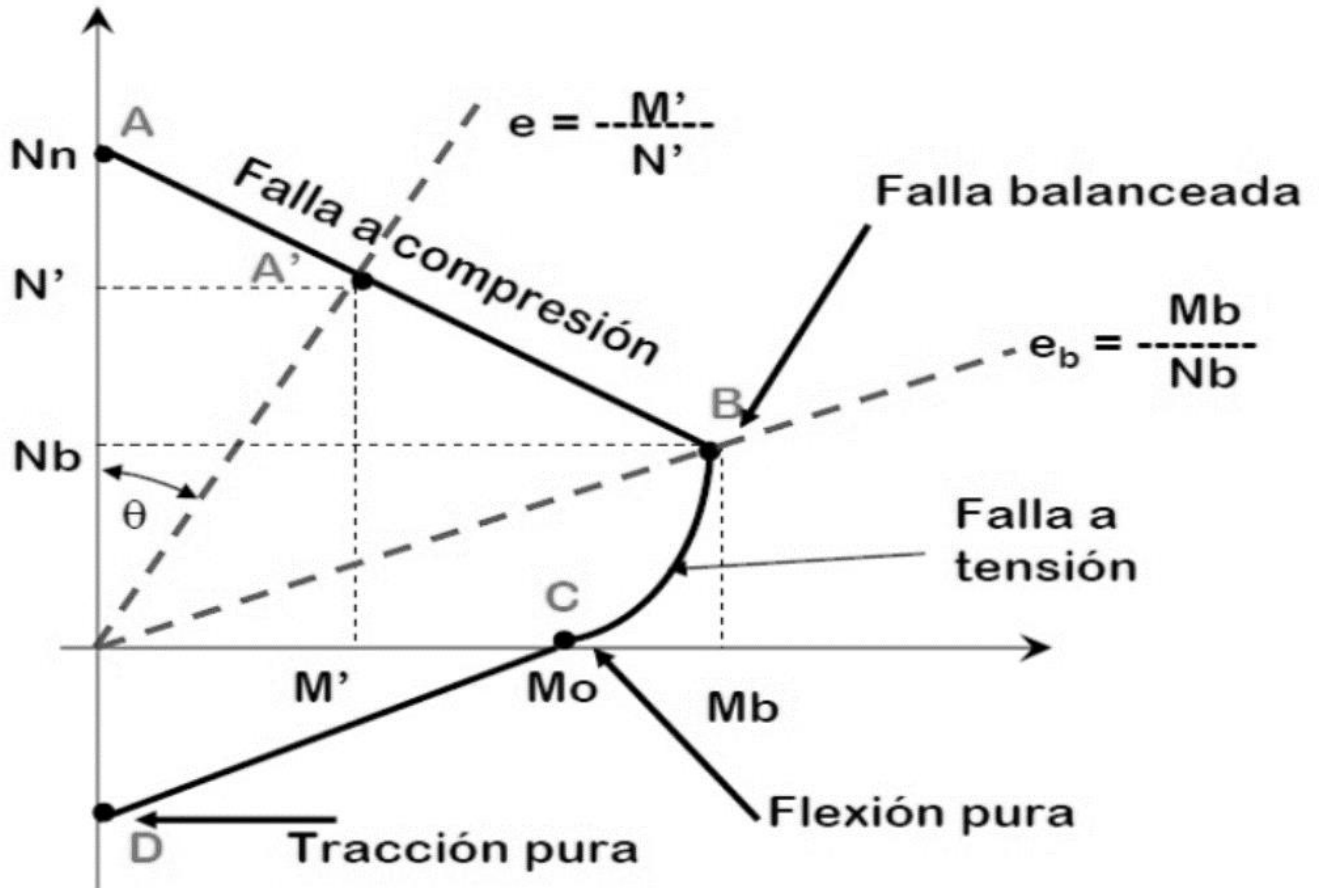


Figura 6.1.a. Diagrama de Interacción típico de una sección rectangular

Comúnmente el diseño de los elementos estructurales, en el caso de columnas, se busca agrupar primero por dimensiones similares y posteriormente agrupar las columnas de 3 niveles máximo, esto por facilidad de diseño y por el detallado. Esto es debido a que se toma en cuenta en primera instancia, la facilidad del proceso constructivo, así como tomar en cuenta las longitudes de las varillas, de este modo es eficiente el proceso de elaboración de columnas y los desperdicios de materiales son menores, por otra parte, considerar dichos elementos mecánicos de 3 niveles, agiliza la revisión y detallado de dichas columnas.

En el caso de la edificación en estudio, las secciones de las columnas son muy parecidas entre sí, por lo cual se partirá de las dimensiones de la columna que presente mayores esfuerzos ocasionadas por sismo y/o cargas gravitacionales en la sección, en la cual se detalla y se diseña de una manera conservadora las demás columnas con la sección similar.

Tomando en cuenta lo anterior se observa en la figura 6.1.b, en las columnas requieren más del 1% al 2.88% de acero, lo cual representa más del área de acero mínimo de cada sección correspondiente. A continuación, evaluaremos las columnas a partir de los esfuerzos que se presentan dentro de la columna, lo cual partiremos del diagrama de interacción de la columna como lo estipula el ACI-318-14.

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

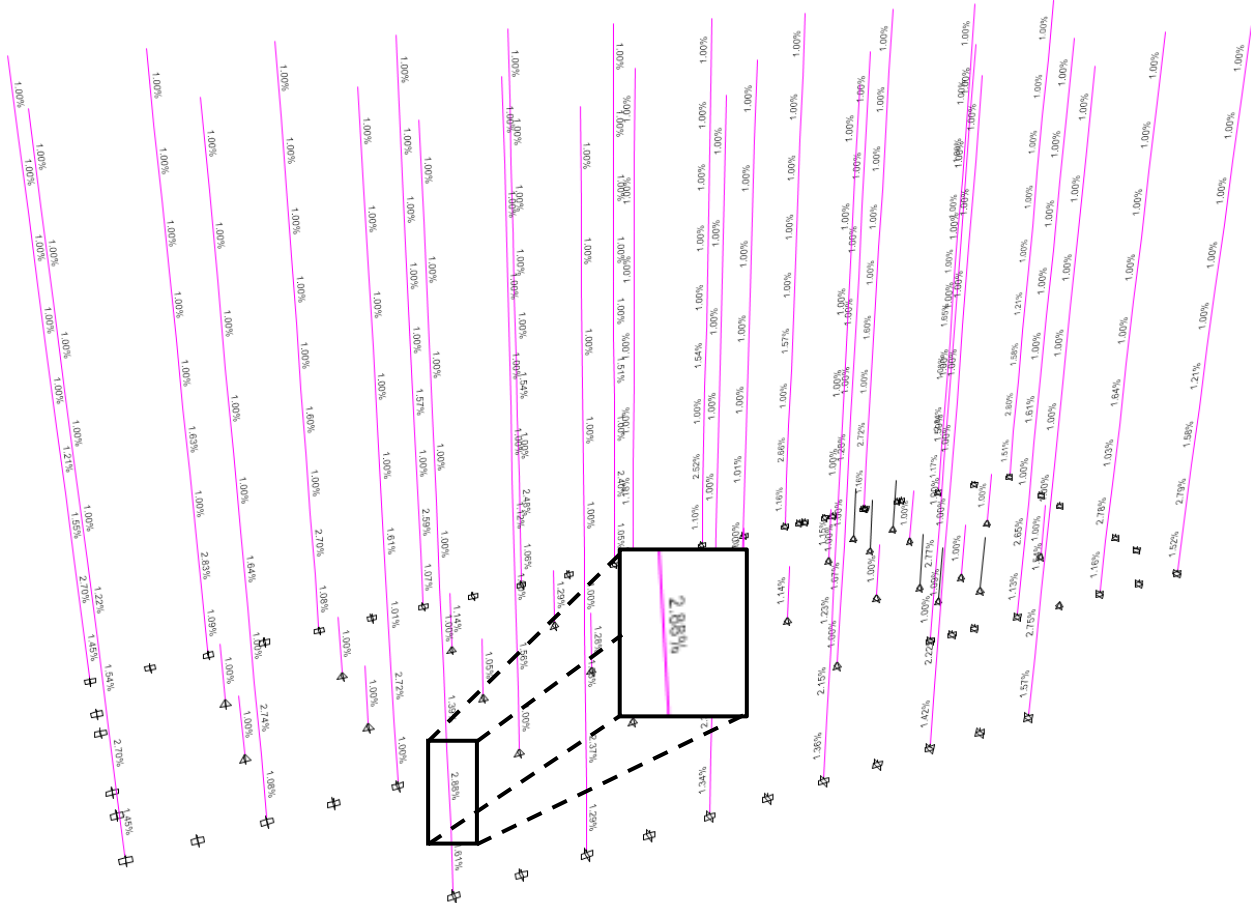


Figura 6.1.b. Cuantías de columnas de la edificación en estudio

En la figura 6.1.b, se observa la cuantía máxima de 2.88%, la cual corresponde a la columna 70 cm x 120 cm, para la cual procederemos a analizarla.

De acuerdo con las consideraciones establecidas por las NTC-DCEC, no permite colocar varillas longitudinales de diámetro menor de $\frac{1}{2}$ plg. (1.27 cm^2), considerando lo anterior y teniendo en mente que tenemos secciones de 70 cm x 120 cm, en las tablas 5.1.b y 5.1.d, se propone un armado adecuado para la sección, esto cumple con el área de acero requerida de la sección, para el acero transversal se sigue el mismo procedimiento y siguiendo las recomendaciones de las NTC-DCEC.

En estos casos donde se presenta un área transversal menor, se toma como recomendación de las NTC-DCEC, los estribos o acero transversal no será de un diámetro menor a una varilla del #3 (0.95 cm^2) y se tomará en recomendación el detallado especificado para columnas como se muestra en la figura 6.1.c, correspondiente a las NTC-DCEC.

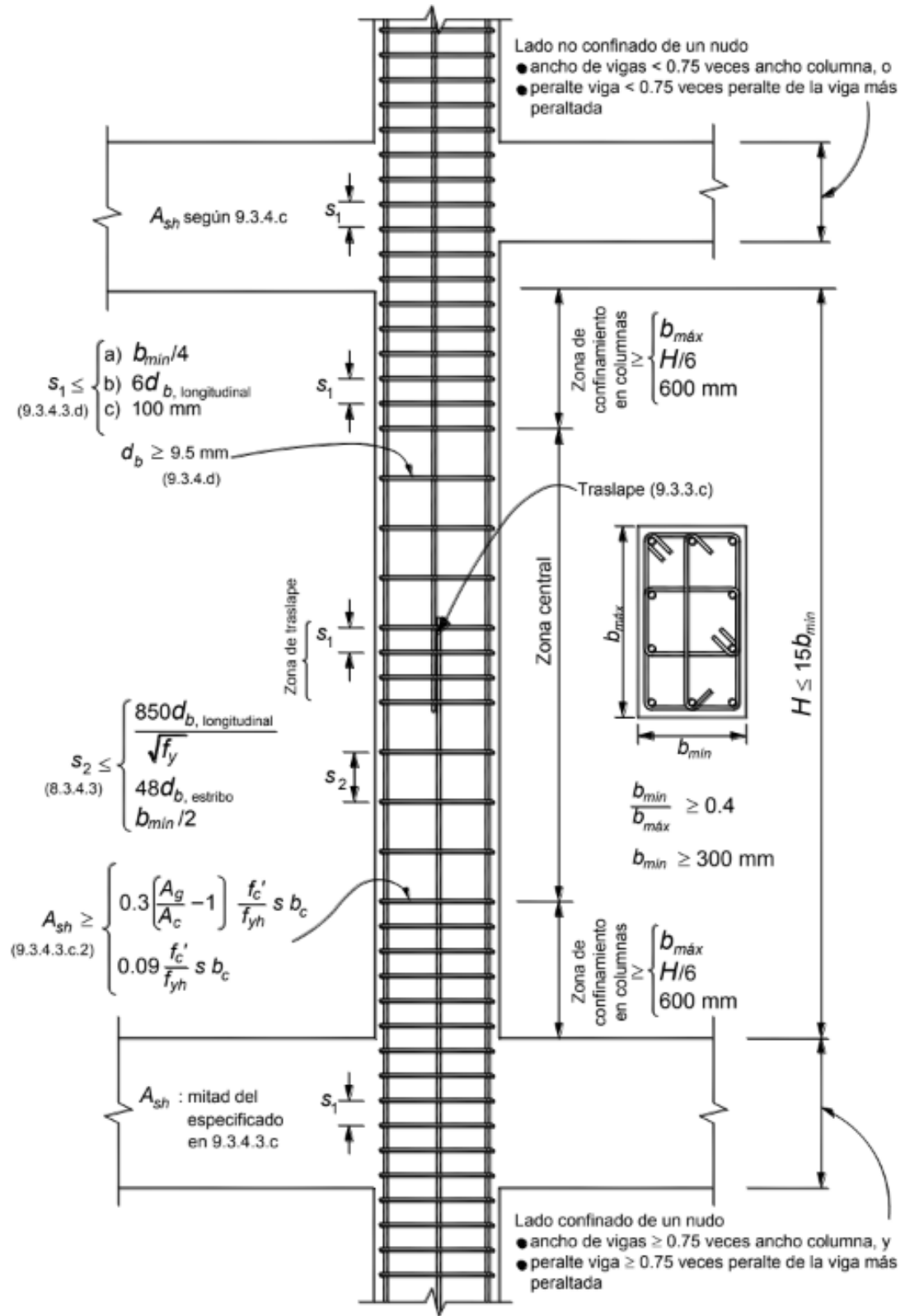


Figura 6.1.c. Detallado del acero por cortante de columnas (NTC-17)

Var #	Diámetro		Área de acero cm/cm ²									
	Plg	cm ²	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2.5	1/3	0.79	0.49	0.99	1.48	1.98	2.47	2.97	3.46	3.96	4.45	4.95
3	3/8	0.95	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70	6.41	7.13
4	1/2	1.27	1.27	2.53	3.80	5.07	6.33	7.60	8.87	10.13	11.40	12.67
5	5/8	1.59	1.98	3.96	5.94	7.92	9.90	11.88	13.86	15.83	17.81	19.79
6	3/4	1.91	2.85	5.70	8.55	11.40	14.25	17.10	19.95	22.80	25.65	28.50
8	1	2.54	5.07	10.13	15.20	20.27	25.34	30.40	35.47	40.54	45.60	50.67
10	1 1/4	3.18	7.92	7.84	11.75	15.67	19.59	23.51	27.42	31.34	35.26	39.18
12	1 1/2	3.81	11.40	16.25	24.37	32.50	40.62	48.74	56.87	64.99	73.11	81.24

Tabla 6.1.a. Áreas de acero de varillas comerciales

En la figura 6.1.a., se observa el diagrama típico de una sección rectangular en el cual se muestra claramente los dos tipos de fallas. Estas fallas van directamente relacionadas con los esfuerzos permisibles de las secciones, donde estos esfuerzos serán obtenidos de los resultados del modelo matemático de Etabs.

Este método está basado en diagramas de interacción para columnas usando el bloque equivalente de esfuerzos, en otras palabras, se evaluarán las fuerzas internas de tensión, compresión y momento que puede resistir las columnas. Estos diagramas de interacción están definidos directamente por su geometría, propiedades de los materiales y por el acero de refuerzo, así como la distribución de este. Dichas fuerzas de diseño serán obtenidas a partir de las combinaciones de diseño del capítulo 3.

A continuación, definiremos como desarrollar esta curva o diagrama de interacción para columnas. Definiremos la sección, materiales y una propuesta de acero y consecuentemente determinar los puntos para la construcción de la curva. Para realizar la comparación con los métodos tomaremos como base la misma columna de ancho 70 cm y de largo 120 cm, con una resistencia del concreto de $f'c = 200$ kg/cm².

Este método se basa en los diagramas de deformación estudiados en la mecánica de materiales, los cuales nos brindaran apoyo para su mejor entendimiento, es indispensable saber ubicar cada punto a desarrollar en el diagrama de interacción, esto para tener en claro en que sección comienza a ser fundamental el área de acero, de tal manera que no presente alguna falla o el caso que sea requerido mayor resistencia de concreto. Si se tienen claro este concepto de las fallas por tensión y las fallas por compresión será más sencillo poder determinar que necesita la sección para ser adecuada.

6.1.1 Construcción del Diagrama de Interacción

A continuación, procederemos a la construcción del diagrama de interacción de columnas, dichos pasos se describen a continuación, los cual nos ayudaran a construir dicha curva y proponer una cuantía de acero necesaria para resistir los esfuerzos presentes en las columnas de la edificación en estudio.

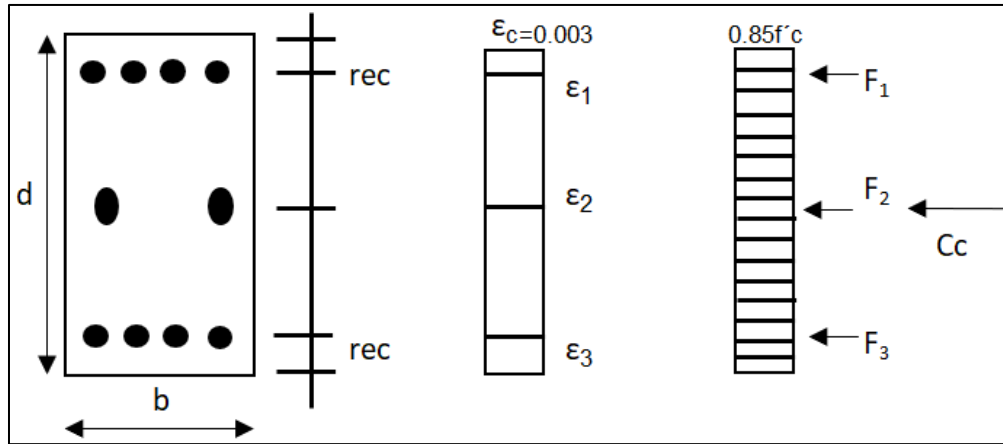


Figura 6.1.d. Obtención de P_{oc} (punto 1)

Calculando el punto P_{oc} , que corresponde a la carga axial de compresión pura

$$P_{oc} = 0.85f'_c A_g + A_s f_y \quad (Ec 4.1 ACI - 318 - 14)$$

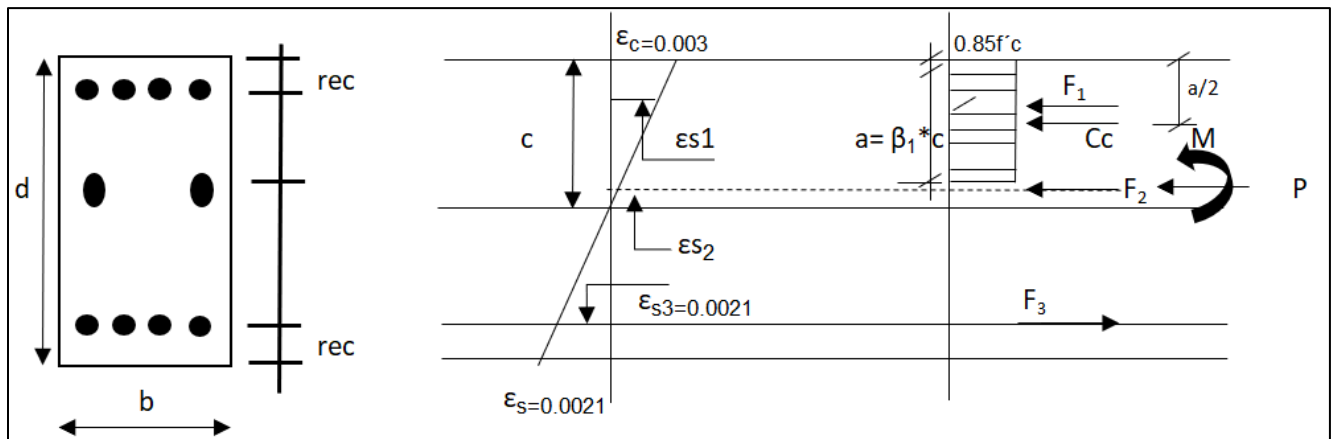


Figura 6.1.e. Obtención del punto de falla balanceada (punto 2)

Por triángulos semejantes se obtiene:

$$c = \frac{\epsilon_{cu} * d}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s3}}$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{\epsilon_{cu} * (c - rec)}{c} > \epsilon_y$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{\epsilon_{cu} * (c - \frac{d}{2})}{c} < \epsilon_y$$

$$\epsilon_{s3} = \epsilon_y$$

Donde:

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

C= Profundidad al eje neutro

a= Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos

ϵ_{cu} = Deformación unitaria del concreto

ϵ_s = Deformación unitaria del acero

β_1 = Coeficiente del bloque equivalente

d= peralte de la sección

b= ancho de la sección

rec= recubrimiento

- Calculando los esfuerzos en el acero:

$E_s=2.04 \times 10^6$ kg/cm²; Modulo de elasticidad del acero

$f_{s1} = f_y = 4200$ kg/cm²

$f_{s2} = E_s * \epsilon_{s2}$ [kg/cm²]

$f_{s3} = f_y = 4200$ kg/cm²

- Fuerzas del acero:

A_{sX} = Área de acero propuesta en la sección (superior, centro e inferior)

$F_1 = A_{s1} * f_{s1}$ [ton]

$F_2 = A_{s2} * f_{s2}$ [ton]

$F_3 = A_{s3} * f_{s3}$ [ton]

- Fuerza en el concreto:

$Cc=0.85f'c*a*b$

Cálculo de la fuerza a compresión P:

$$P = Cc + F_1 + F_2 - F_3$$

Para el punto 2:

P [Ton], ΣM [Ton]

Cálculo de los momentos		
Fuerza [Ton]	Brazo [cm]	Momento [Ton-cm]
Cc	d/2 – a/2	Cc * Brazo
F ₁	d/2 - rec	F ₁ *Brazo
F ₂	0	0
F ₃	d/2 - rec	F ₂ *Brazo
		ΣM
*Distancia a un eje que pasa por el medio del peralte		

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

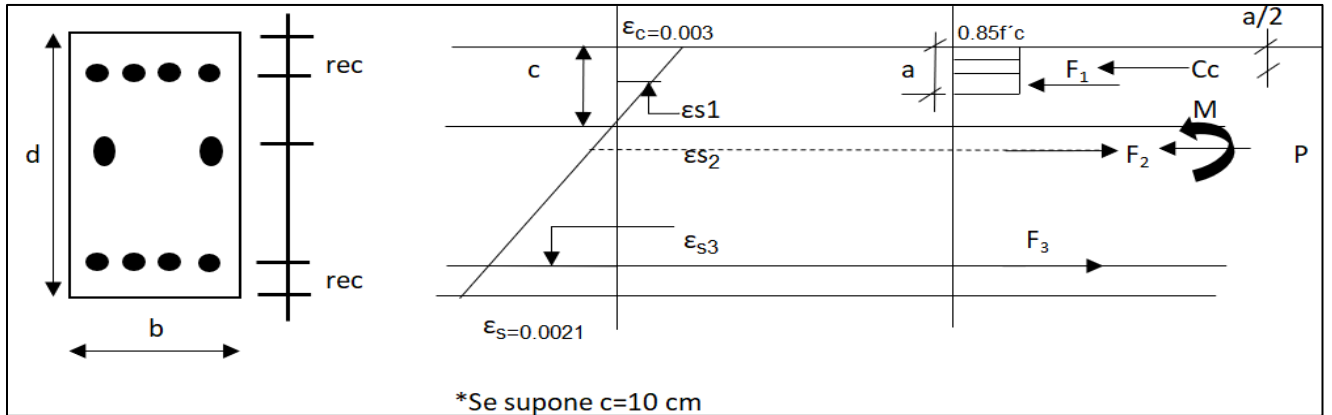


Figura 6.1.f. Determinación de un punto cercano a Mo (punto 3)

Por triángulos semejantes se obtiene:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu} * (c - rec)}{c} < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu} * (\frac{d}{2} - c)}{c} > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{cu} * (d - rec - c)}{c} > \varepsilon_y$$

- Calculando los esfuerzos en el acero:

$$f_{s1} = E_s * \varepsilon_{s1} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{s2} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Fuerzas del acero:

$$F_1 = A_{s1} * f_{s1} \text{ [ton]}$$

$$F_2 = A_{s2} * f_{s2} \text{ [ton]}$$

$$F_3 = A_{s3} * f_{s3} \text{ [ton]}$$

- Fuerza en el concreto:

$$C_c = 0.85 f'_c * a * b$$

Cálculo de los momentos		
Fuerza [Ton]	Brazo [cm]	Momento [Ton-cm]
Cc	d/2 - a/2	Cc * Brazo
F ₁	d/2 - rec	F ₁ * Brazo
F ₂	0	0
F ₃	d/2 - rec	F ₂ * Brazo
		ΣM
*Distancia a un eje que pasa por el medio del peralte		

Cálculo de la fuerza a compresión P:

$$P = C_c + F_1 - F_2 - F_3$$

Para el punto 3:

P [Ton], ΣM [Ton]

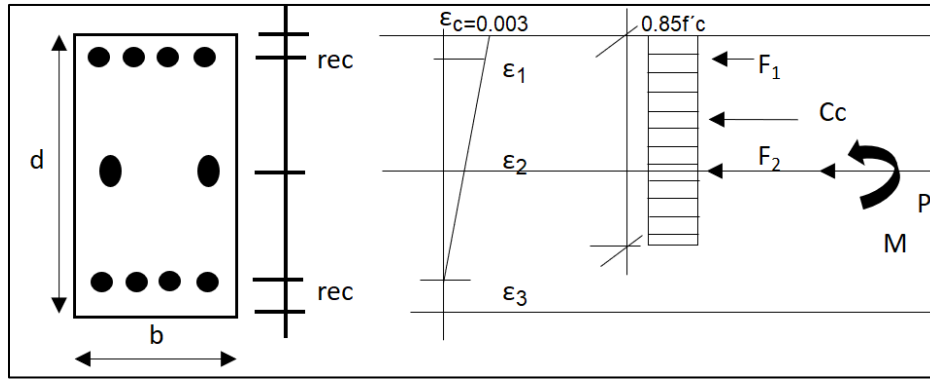


Figura 6.1.g. Obtención de un punto entre el (1) y el (2) (punto 4)

Se supone $\epsilon_{s3} = 0$

Por triángulos semejantes:

$$c = d - rec$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{\epsilon_{cu} * (d - rec)}{c} > \epsilon_y$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{\epsilon_{cu} * (d - rec)}{c} < \epsilon_y$$

- Calculando los esfuerzos en el acero:

$$f_{s1} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = E_s * \epsilon_{s1} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{s3} = 0$$

- Fuerzas del acero:

$$F_1 = A_{s1} * f_{s1} \text{ [ton]}$$

$$F_2 = A_{s2} * f_{s2} \text{ [ton]}$$

$$F_3 = 0$$

- Fuerza en el concreto:

$$C_c = 0.85f'c * a * b$$

Cálculo de los momentos		
Fuerza [Ton]	Brazo [cm]	Momento [Ton-cm]
Cc	d/2 - a/2	Cc * Brazo
F ₁	d/2 - rec	F ₁ * Brazo
F ₂	0	0
		ΣM
*Distancia a un eje que pasa por el medio del peralte		

Cálculo de la fuerza a compresión P:

$$P = C_c + F_1 + F_2$$

Para el punto 3:

P [Ton], ΣM [Ton]

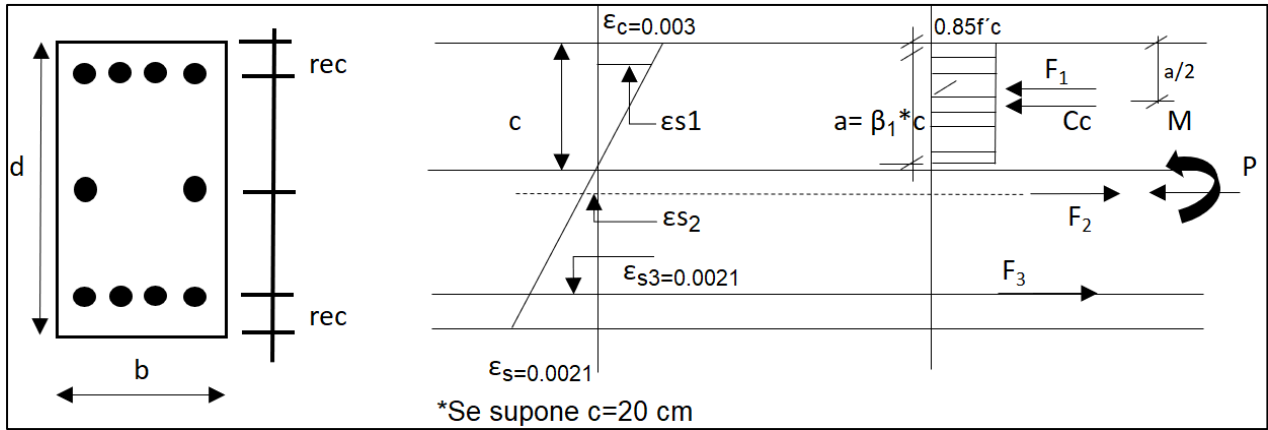


Figura 6.1.h. Obtención del punto 5 en la zona de falla por tensión

Por triángulos semejantes se obtiene:

$$\epsilon_{s1} = \frac{\epsilon_{cu} * (c - rec)}{c} < \epsilon_y$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{\epsilon_{cu} * (\frac{d}{2} - c)}{c} > \epsilon_y$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{\epsilon_{cu} * (\frac{d}{2} + \frac{d}{2} - c)}{c} > \epsilon_y$$

- Calculando los esfuerzos en el acero:

$$f_{s1} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = E_s * \epsilon_{s1} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{s3} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Fuerzas del acero:

$$F_1 = A_{s1} * f_{s1} \text{ [ton]}$$

$$F_2 = A_{s2} * f_{s2} \text{ [ton]}$$

$$F_3 = A_{s3} * f_{s3} \text{ [ton]}$$

- Fuerza en el concreto:

$$C_c = 0.85 f'_c * a * b$$

Cálculo de los momentos		
Fuerza [Ton]	Brazo [cm]	Momento [Ton-cm]
Cc	d/2 - a/2	Cc * Brazo
F ₁	d/2 - rec	F ₁ * Brazo
F ₂	0	0
F ₃	d/2 - rec	F ₂ * Brazo
		ΣM
*Distancia a un eje que pasa por el medio del peralte		

Cálculo de la fuerza a compresión P:

$$P = C_c + F_1 - F_2 - F_3$$

Para el punto 3:

P [Ton], ΣM [Ton]

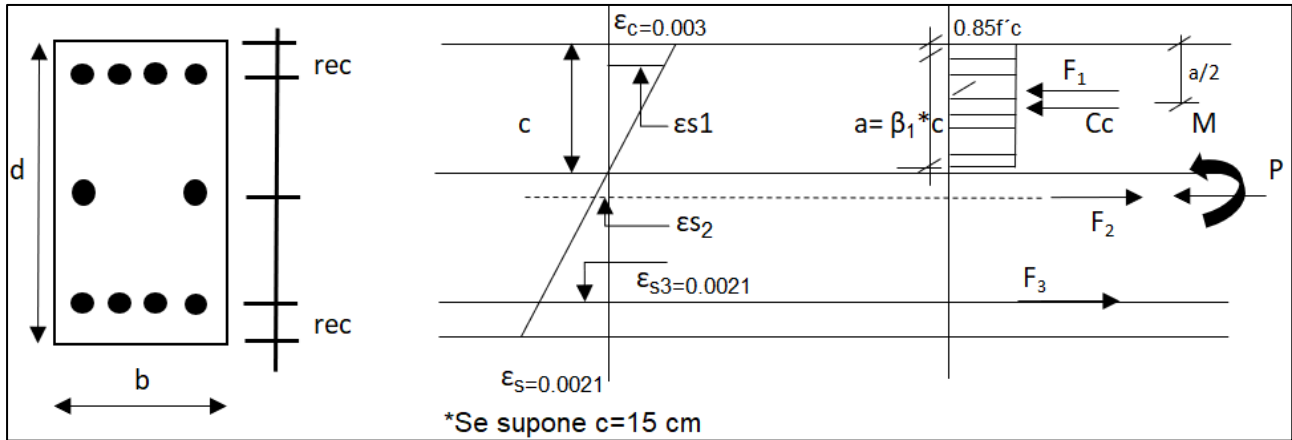


Figura 6.1.i. Obtención del punto 6 en la zona de falla por tensión

Por triángulos semejantes se obtiene:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu} * (c - rec)}{c} < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu} * (\frac{d}{2} - c)}{c} > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{cu} * (\frac{d}{2} + \frac{d}{2} - c)}{c} > \varepsilon_y$$

- Calculando los esfuerzos en el acero:

$$f_{s1} = E_s * \varepsilon_{s1} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{s2} = E_s * \varepsilon_{s2} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{s3} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Fuerzas del acero:

$$F_1 = A_{s1} * f_{s1} \text{ [ton]}$$

$$F_2 = A_{s2} * f_{s2} \text{ [ton]}$$

$$F_3 = A_{s3} * f_{s3} \text{ [ton]}$$

- Fuerza en el concreto:

$$C_c = 0.85f'_c * a * b$$

Cálculo de los momentos		
Fuerza [Ton]	Brazo [cm]	Momento [Ton-cm]
Cc	d/2 - a/2	Cc * Brazo
F1	d/2 - rec	F1 * Brazo
F2	0	0
F3	d/2 - rec	F2 * Brazo
		ΣM
*Distancia a un eje que pasa por el medio del peralte		

Cálculo de la fuerza a compresión P:

$$P = C_c + F_1 - F_2 - F_3$$

Para el punto 3:

P [Ton], ΣM [Ton]

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

Una vez obtenidos los puntos anteriores podemos determinar el diagrama de interacción de cualquier elemento ya sea una columna o muro de concreto. Para tener la curva completa solo basta con espejear los puntos obtenidos y podremos obtener una curva muy similar a como se muestra en la figura 5.1.j.

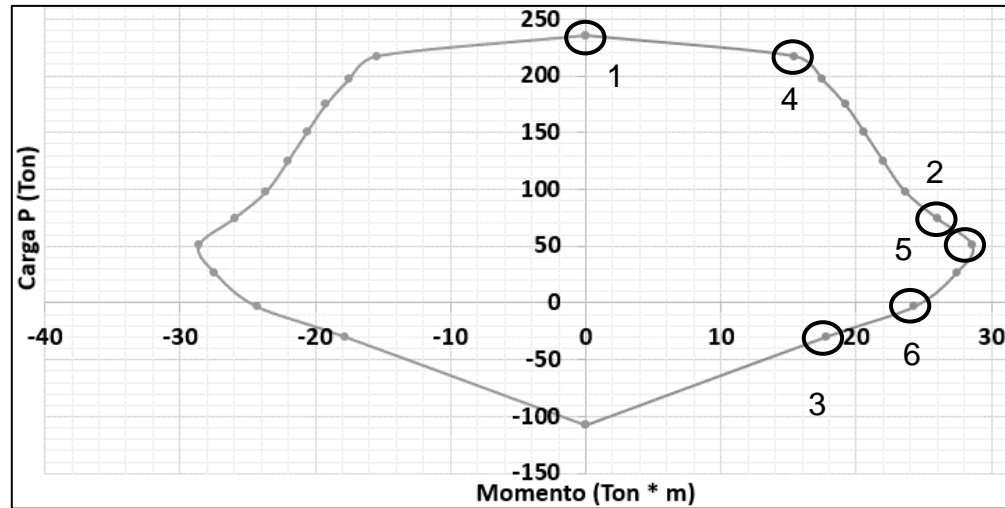


Figura 6.1.j. Diagrama típico construido para una sección rectangular

Con base a lo anterior podemos ahora determinar a partir de los elementos mecánicos, verificar si las sesiones son adecuadas o si se presentan alguna de las fallas ya mencionadas con anterioridad. Los elementos mecánicos se obtendrán a partir de del modelo Etabs los cuales serán ingresados en una tabla para su mejor manejabilidad de los datos los cuales serán representados en los diagramas de interacción correspondientes de las secciones.

6.1.2 Revisión de la cuantía necesaria

A continuación, se muestra la cuantía de acero propuesta para la columna de 70 cm x 120 cm, donde siguiendo los pasos para la construcción del diagrama de interacción de la columna se obtuvo los siguientes resultados a partir de una cuantía requerida del 2.8%.

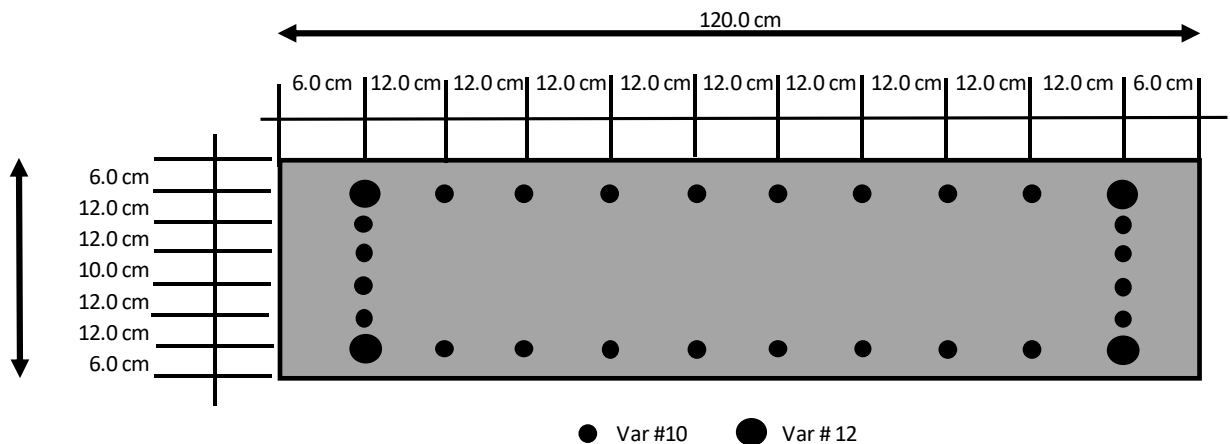
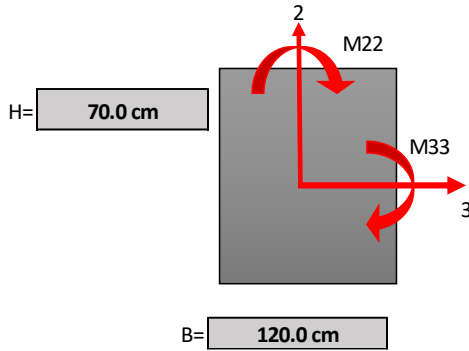


Figura 6.1.k. Ubicación del acero de refuerzo

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México



Propuesta de aceros				
Varillas	#Var	As	d	Separación (s)
8	10	63.3 cm ²	6.0 cm	6.0 cm
2	10	15.8 cm ²	18.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	30.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	40.0 cm	10.0 cm
2	10	15.8 cm ²	52.0 cm	12.0 cm
8	10	63.3 cm ²	64.0 cm	12.0 cm
				H= 70.0 cm

Tabla 6.1.b. Propuesta de acero de refuerzo longitudinal (Dirección B)

Varillas adicionales en el mismo lecho		
Varillas	#Var	As
2	12	22.8 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
2	12	22.8 cm ²

Tabla 6.1.c. Propuesta de acero adicional longitudinal (Dirección B)

Las varillas adicionales mencionadas en la tabla 5.1.c, tienen su representación en la figura 5.1.k. Además, se observa en la figura 5.1.l, acuerdo con la cuantía necesaria de 2.8%, cumple para la resistencia de las fuerzas y el momento resistente M33, el cual se toma a partir de los ejes locales de la sección.

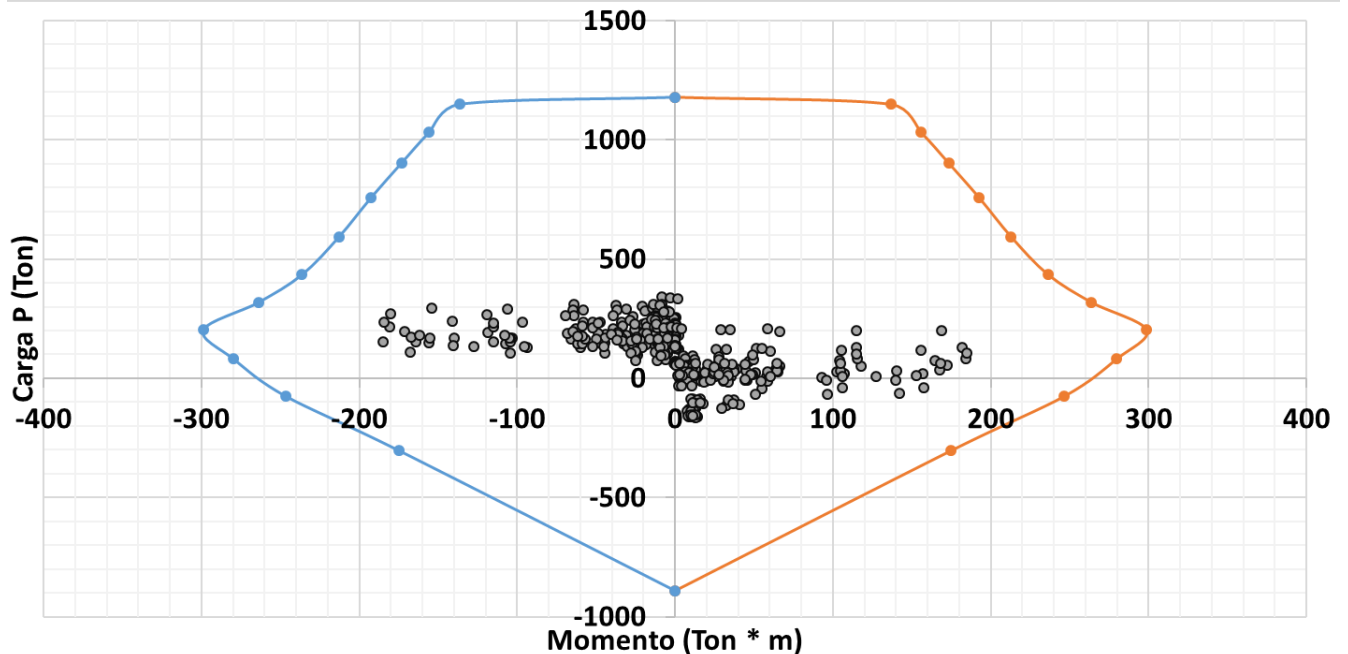
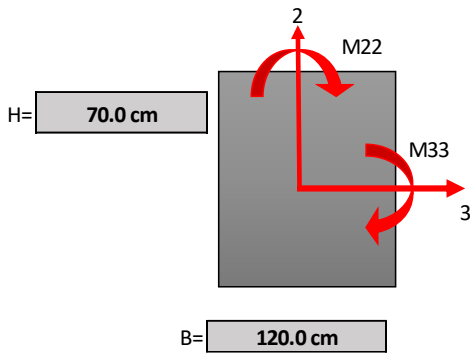


Figura 6.1.I. Diagrama de interacción – Columna 70 cm x 120 cm (M33).

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México



Propuesta de aceros				
Varillas	#Var	As	d	Separación (s)
4	10	31.7 cm ²	6.0 cm	6.0 cm
2	10	15.8 cm ²	18.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	30.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	42.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	54.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	66.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	78.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	90.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	102.0 cm	12.0 cm
4	10	31.7 cm ²	114.0 cm	12.0 cm
				B= 120.0 cm

Tabla 6.1.d. Propuesta de acero de refuerzo transversal (Dirección H)

Varillas adicionales en el mismo lecho		
Varillas	#Var	As
2	12	22.8 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
2	12	22.8 cm ²

Tabla 6.1.e. Propuesta de acero de refuerzo transversal (Dirección H)

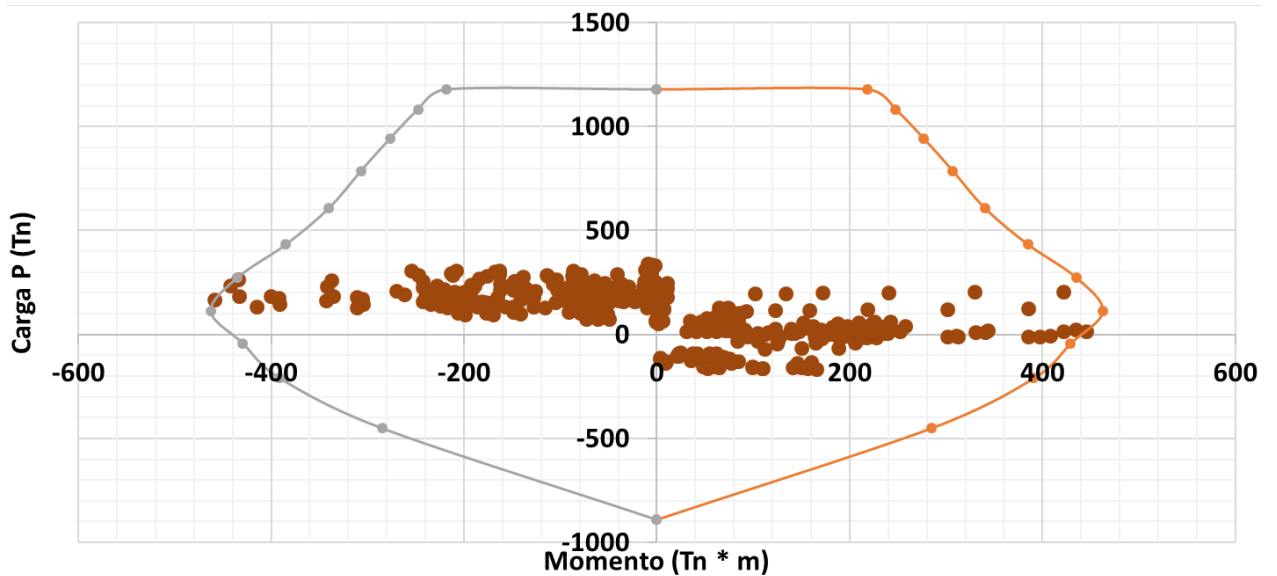


Figura 6.1.m. Diagrama de interacción – Columna 70 cm x 120 cm (M22).

Como se muestra en los diagramas de interacción queda comprobado que el área de acero propuesto es adecuada. Se utilizan dos diagramas de interacción para la sección, esta para determinar

Revisión Estructural De Una Edificación, Utilizando El Nuevo Reglamento De Construcciones De La Ciudad De México

los esfuerzos que se presentan en cada dirección y así poder determinar claramente la resistencia de la sección de concreto con acero de refuerzo.

En el caso del refuerzo por cortante en la sección, no basaremos en la figura 5.1.c para el detallado de la sección, las cual de igual manera a partir de los cortantes V2 y V3 los cuales son de 63.7 Ton y 106.5 Ton correspondientemente.

V_u : 106.53 ton
 V_{lim} : 164.28 tn **OK**
 VCR: 40.74 ton
 Vsr necesario: 65.79 ton

Estribos por cortante

# Estribos	3	ramas	6
Av:	0.713 cm ²	S calculada:	13.1 cm
S propuesta:	10.0 cm	Vsr:	86.19 ton
var. Longitudinal:	10	cumple separación	
bc:	64.0 cm	db varilla:	3.2 cm
		Ac:	7,296.0 cm ²
		db Estribo:	0.95 cm

Área de acero transversal 2.7 cm²
El área de acero de los estribos es adecuada

Por lo tanto, se obtiene la siguiente propuesta de acero de refuerzo para resistir las fuerzas cortantes presentes en la columna de la edificación en estudio.

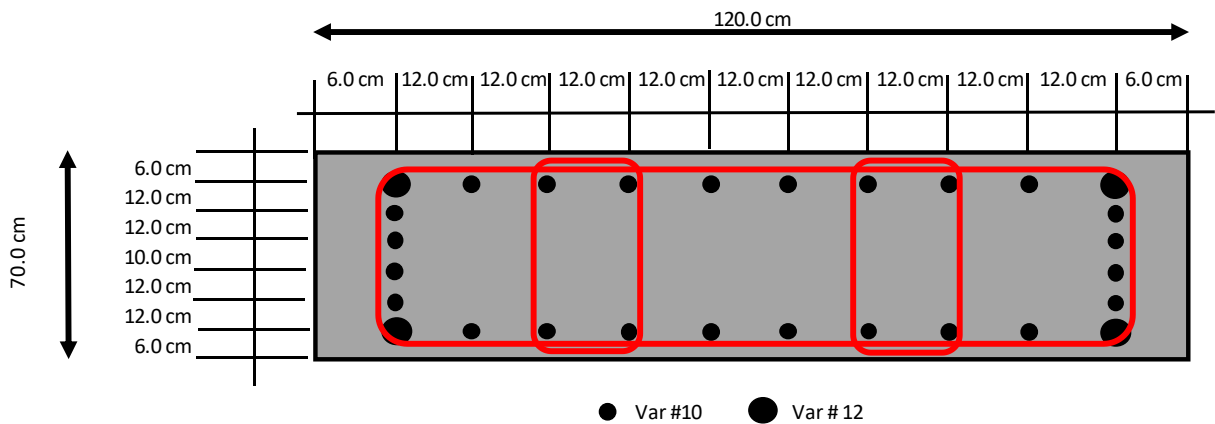


Figura 6.1.n. Diagrama de interacción – Columna 70 cm x 120 cm (M22).

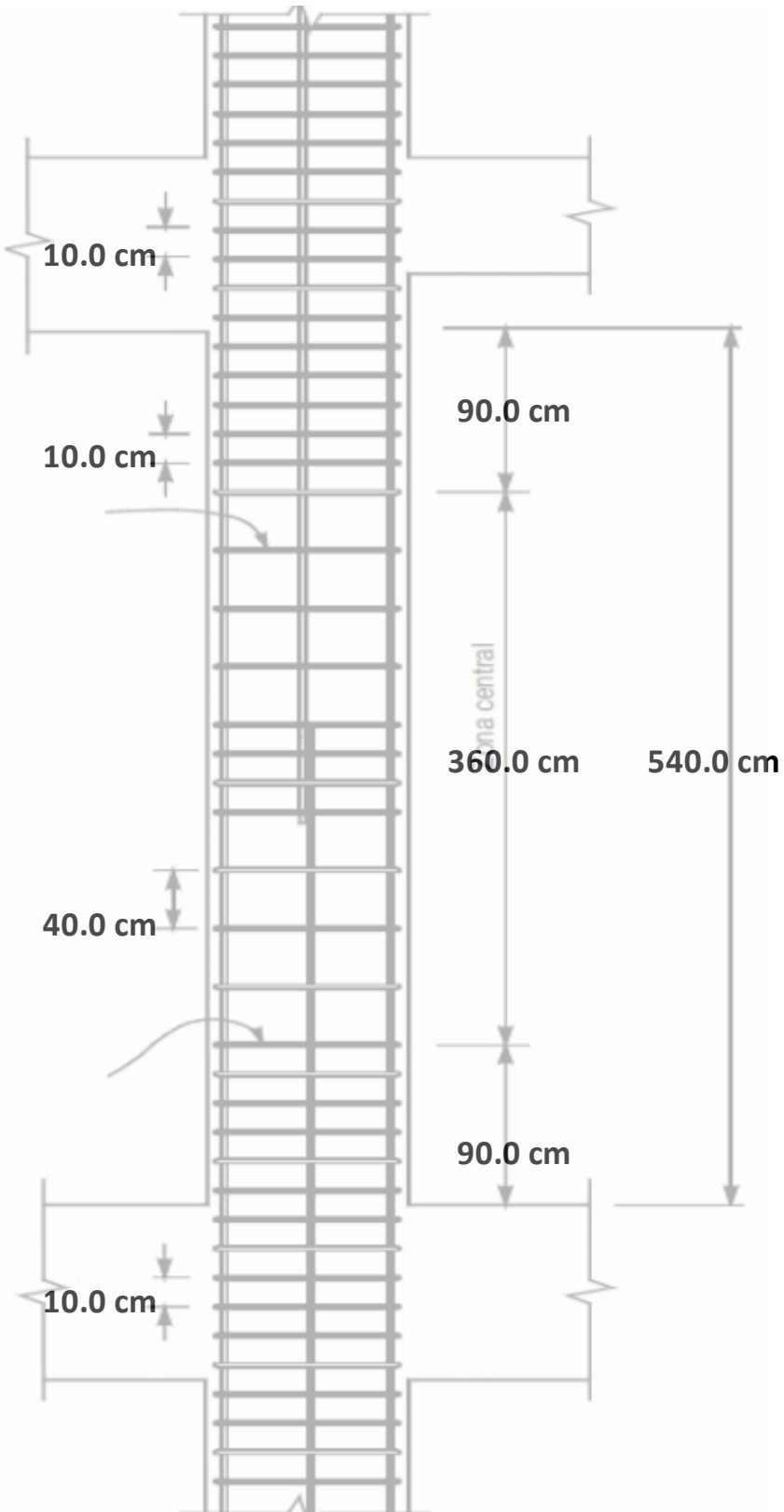


Figura 6.1.c. Detallado de la separación del acero por cortante de columna

6.2 TRABES

La revisión se efectuó considerando a partir de las NTC-17, se hace la revisión del porcentaje de área de acero requerida por cada una de las traves en estudio, con lo cual se determina cuáles son necesarias no excedan del 3% de acero requerido por sección, debido a problemas con la ubicación del acero. Para este caso las traves presentan mayor a dicho valor recomendado, por lo cual se realizará una propuesta de acero de refuerzo y evaluar el comportamiento ante dichas fuerzas presentes en la trabe con mayor demanda, dicha trabe es de 30 cm x 80 cm.

De acuerdo con lo anterior, la trabe excede lo recomendado, por lo que se seguirán los pasos de diseño de la trabe para comprobar que el área máxima de acero de refuerzo para la trabe en estudio no es capaz de resistir la demanda de fuerzas existentes.

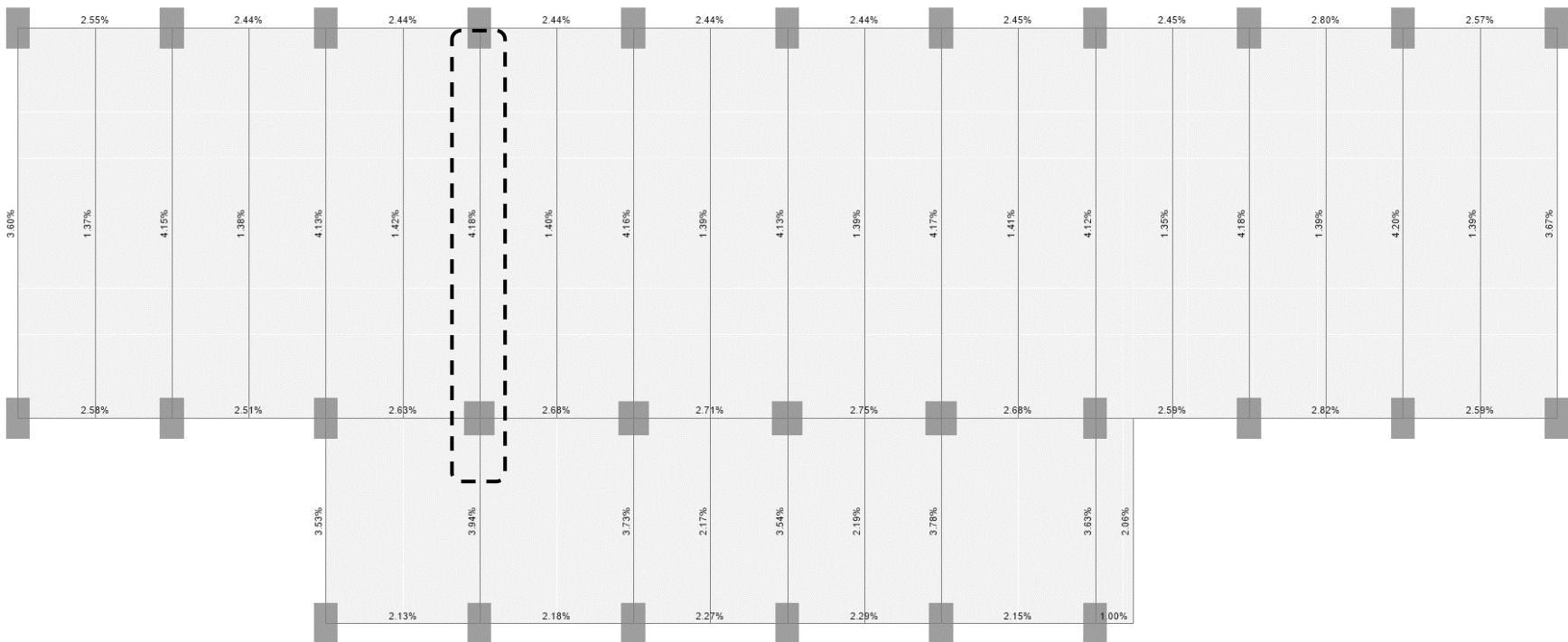


Figura 6.2.a. Planta Estructural Nivel 3

A partir de las combinaciones de diseño descritas en el capítulo 3, se determinó los elementos mecánicos de diseño.

Geometría de la viga		
Base (b) =	30	cm
Altura (h) =	80	cm
Recub.=	4	cm

Materiales		
f'c=	200	kg/cm ²
f''c =	0.85*f'c	
f''c =	170.0	kg/cm ²
β=	0.85	
fy=	4200	kg/cm ²

Factores de diseño	
F _R (flexión) =	0.9
F _R (cortante) =	0.75

Consideraciones generales para el acero longitudinal y cálculo del momento resistente

Revisando de refuerzo mínimo	
$A_{s_{\min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} bd$	(5.1.18 NTC – 17)
A_{s_{min}} =	5.66 cm²

Revisión de refuerzo máximo	
Ductibilidad:	Baja
F _R Balanc. =	0.9
Cálculo del área balanceada	
$A_s = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} bd$	(5.1.1 NTC – 17)
As =	45.47 cm ²
A_{s_{máx}} =	40.92 cm²

Propuesta de acero longitudinal en ambos lechos de la sección		
Lecho superior		
#	Varilla #	As (cm ²)
4	6	11.40
Lecho inferior		
#	Varilla #	As (cm ²)
4	6	11.40

Una vez propuesto un acero que cumpla con el mínimo requerido por la norma, en el caso de diseño se utiliza una ductilidad baja, esto debido a que durante la construcción de la edificación no se tenía contemplado el termino de articulaciones platicas en los nodos, por lo que no se utilizara dicho detallado como lo estipulan las normas, debido a que se trata de una revisión estructural y se desconoce el acero existente en traveses y columnas.

Sin embargo, se basará en la figura 6.2.b para determinar aspectos importantes como lo son la separación del primer estribo de la trabe, así como diferenciar las zonas de confinamiento existentes en las vigas.

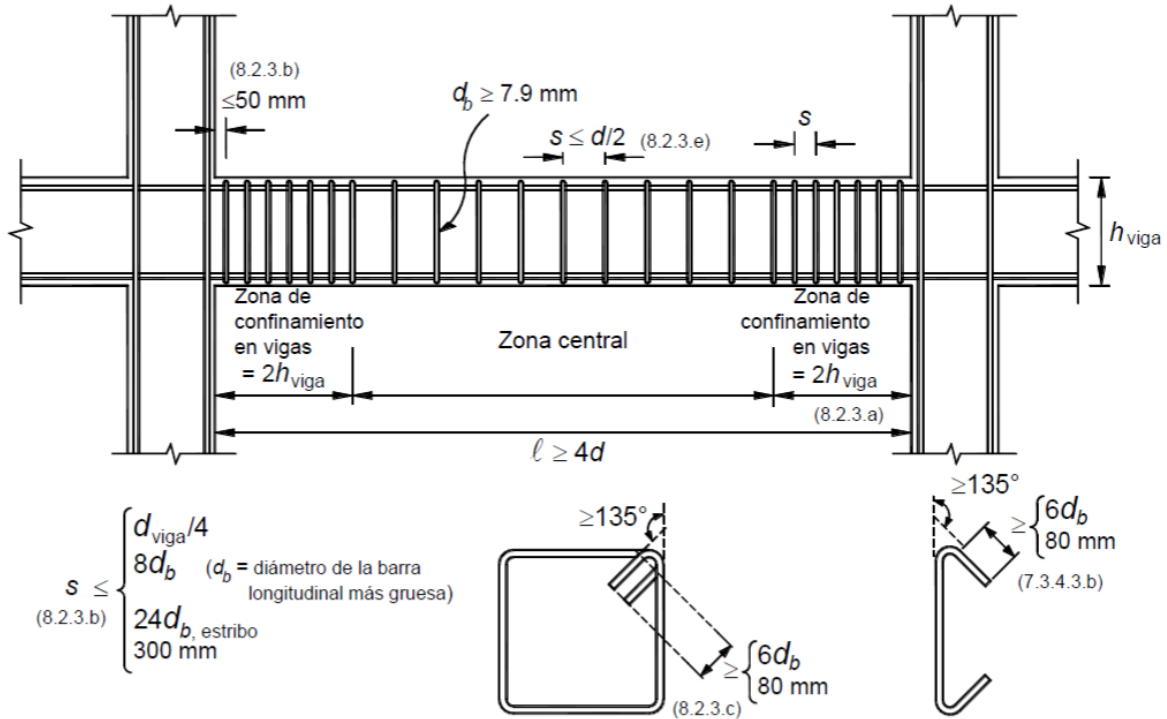


Figura 6.2.b. Detallado de elementos a flexión de ductilidad media

Como ya menciono anteriormente, partiremos de la máxima cuantía que permite el reglamento para las dimensiones de la trabe en estudio. La serie de normas a seguir se evaluarán para una sección de la trabe, pero dicho proceso se realiza de igual manera para las zonas de estudio de una trabe, es decir, el proceso que se seguirá a continuación se deberá repetir por lo menos 3 veces, esto para poder determinar el acero necesario en la zona inicial de la trabe, en la zona central y final.

Se realiza de este modo para determinar el detallado de cada zona de la trabe de igual manera como se ilustra en la figura 6.2.b, donde el acero mínimo representa el acero longitudinal existente en toda la trabe y el acero de refuerzo será colocado en zonas específicas que se describirán mas adelante.

Propuesta del refuerzo por momentos		
Refuerzo en Lecho superior		
#	Varilla #	As (cm ²)
4	6	11.40
4	6	11.40
0	0	0.00
Total		22.80
Refuerzo en Lecho inferior		
#	Varilla #	As (cm ²)
2	8	10.13
0	0	0.00
0	0	0.00
Total		10.13

El peralte efectivo esta defino como el peralte de la sección menos el recubrimiento a la varilla longitudinal, pero lo más adecuado es considerar el diámetro mayor de las varillas considerando las longitudinales y las varillas de refuerzo, a partir de ese centro considerar el peralte efectivo.

Geometría		
h-d _{superior} =	4.953	cm
d _{superior} =	75.05	cm
h-d _{inferior} =	5.270	cm
d _{inferior} =	74.73	cm

A partir de dichos valores obtenidos es posible determinar el momento resistente en cada sección de la trabe con el apoyo de las siguientes ecuaciones:

Calculando el momento resistente de la sección	
$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$	(5.1.3 NTC - 17)
Donde:	
$q = \frac{\rho f_y}{f_c''}$	(5.1.4 NTC - 17)
$\rho = \frac{A_s}{b d}$	(5.1.5 NTC - 17)
b:	Ancho de la sección
d:	Peralte efectivo
As:	Área de acero a tensión
f _c '':	Esfuerzo uniforme de compresión
ρ:	Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión

Momento Resistente Positivo	
p=	0.0096
q=	0.2373
$M_R=$	5361385.6 kg*cm
$M_R=$	53.61 ton*m

Momento Resistente Negativo	
p=	0.0152
q=	0.3753
$M_R=$	7881818.5 kg*cm
$M_R=$	78.82 ton*m

Propuesta de Acero de refuerzo en ambos lechos								
Refuerzo en Lecho superior			Refuerzo en Lecho superior			Refuerzo en Lecho superior		
Zona Inicial			Zona Central			Zona Final		
#	Varilla #	As (cm ²)	#	Varilla #	As (cm ²)	#	Varilla #	As (cm ²)
4	6	11.40	0	0	0.00	4	6	11.40
4	6	11.40	0	0	0.00	4	6	11.40
0	0	0.00	0	0	0.00	0	0	0.00
Total		34.20	Total		11.40	Total		34.20
Refuerzo en Lecho inferior			Refuerzo en Lecho inferior			Refuerzo en Lecho inferior		
Zona Inicial			Zona Central			Zona Final		
#	Varilla #	As (cm ²)	#	Varilla #	As (cm ²)	#	Varilla #	As (cm ²)
2	8	10.13	0	0	0.00	2	8	10.13
0	0	0.00	0	0	0.00	0	0	0.00
0	0	0.00	0	0	0.00	0	0	0.00
Total		21.54	Total		11.40	Total		21.54

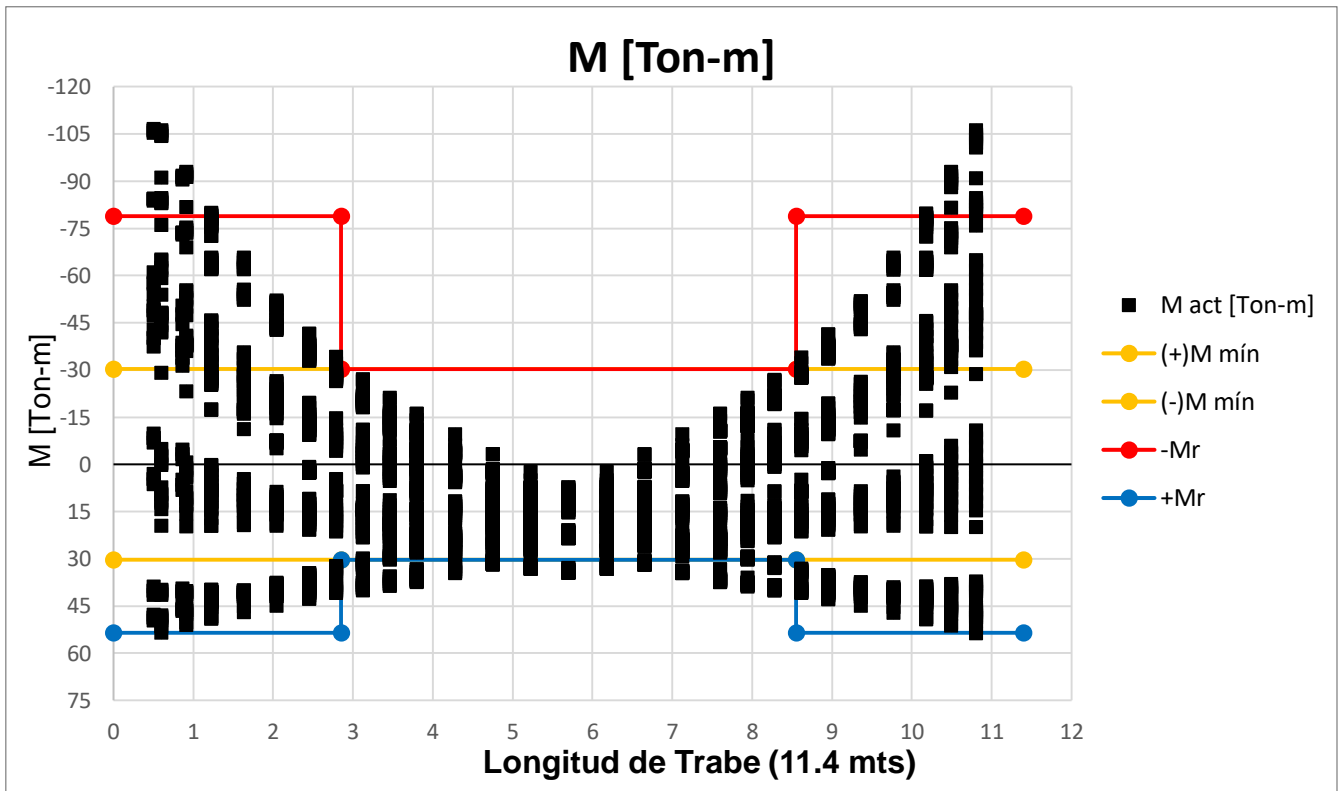


Figura 6.2.c. Diagrama de Momentos Flexionantes

Se observa en la figura 6.2.c en las líneas amarillas representan el momento resistente de acuerdo con el acero de refuerzo mínimo, mientras que la azul y roja corresponden al momento resistente por el refuerzo adicional en dichas secciones de la trabe. De igual manera es visible observar los puntos que representan los esfuerzos presentes en la trabe, los cuales superan el refuerzo propuesto considerando la cuantía máxima de la trabe.

De igual manera que se determina el área de acero mínima para el acero longitudinal, es importante determinar el área de acero, esto por requerimientos de confinamiento de la sección, así como el cortante máximo que puede resistir la sección, esto para verificar que la secciones adecuada para resistir los esfuerzos presentados.

Cálculo del cortante máximo de la sección	
$V_{act} =$	42.9 Ton
$V_u < F_R 2.5\sqrt{f'c} bd$	(5.3.27 NTC – 17)
$V_{m\acute{a}x} =$	59447.35 kg
$V_{m\acute{a}x} =$	59.45 Ton

Cálculo del cortante que puede tomar el concreto y el acero	
Si $p < 0.015$	
$V_{CR} = F_R (0.2 + 20p)\sqrt{f'c} bd$	(5.3.1 NTC – 17)
Si $p \geq 0.015$	
$V_{CR} = F_R 0.5\sqrt{f'c} bd$	(5.3.2 NTC – 17)
Donde:	
$p =$	0.0248
Por lo tanto:	
$V_{CR} =$	11889.47 kg
$V_{CR} =$	11.89 Ton
Entonces:	
$V_{SR} = V_U - V_{CR}$	(5.3.30 NTC – 17)
$V_{SR} =$	30.98 Ton

Como lo menciona las NTC-DCEC, no se colocarán estribos para confinamiento menores avarillas del # 3, por lo que partimos del mínimo para el refuerzo por cortante.

Propuesta de Refuerzo por Cortante			
Estribos	Ramas	Varilla #	Av (cm ²)
2	4	3	2.85
Ganchos	Ramas	Varilla #	Av (cm ²)
0	0	0	0.00
Total			2.85

Partiendo de la propuesta de refuerzo por cortante se determinó la separación de estribos necesaria, como se menciono anteriormente, se divide en zonas la trabe debido a que el cortante máximo es usualmente presentado en los extremos de las trabes por lo que el detallado de los estribos en las trabes es claro tener definida las separaciones que deben ser colocados los mismos.

Calculo de la separación de los estribos de la sección	
$V_U =$	42.87 Ton
$V_{CR} =$	11.89 Ton
$V_{SR} =$	30.98 Ton
$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)}{V_{SR}}$	(5.3.29 NTC - 17)
$\theta =$	90 °
$S_{SR} =$	21.65 cm
$S_{SR} =$	20 cm
$A_{v_{\min}} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{b s}{f_y}$	(5.3.32 NTC - 17)
$A_{S_{\min}} =$	0.6 cm ²
$S = 0.5 * d$	
$S_{\max} =$	37.37 cm
$S_{\max} =$	35 cm
S =	20 cm
$V_R =$	33.55 Ton

Propuesta del Acero por Cortante												
Refuerzo por Cortante Zona Inicial				Refuerzo por Cortante Zona Central				Refuerzo por Cortante Zona Final				
Estribos	Ramas	#Varilla	Asv	Estribos	Ramas	#Varilla	Asv	Estribos	Ramas	#Varilla	Asv	
2	4	3	2.85	2	4	3	2.85	1	2	4	2.53	
Ganchos	Ramas	#Varilla	Asv	Ganchos	Ramas	#Varilla	Asv	Ganchos	Ramas	#Varilla	Asv	
0	0	0	0.00	0	0	0	0.00	0	0	0	0.00	
Total 2.85				Total 2.85				Total 2.53				
S= 20 cm				S= 35 cm				S= 20 cm				

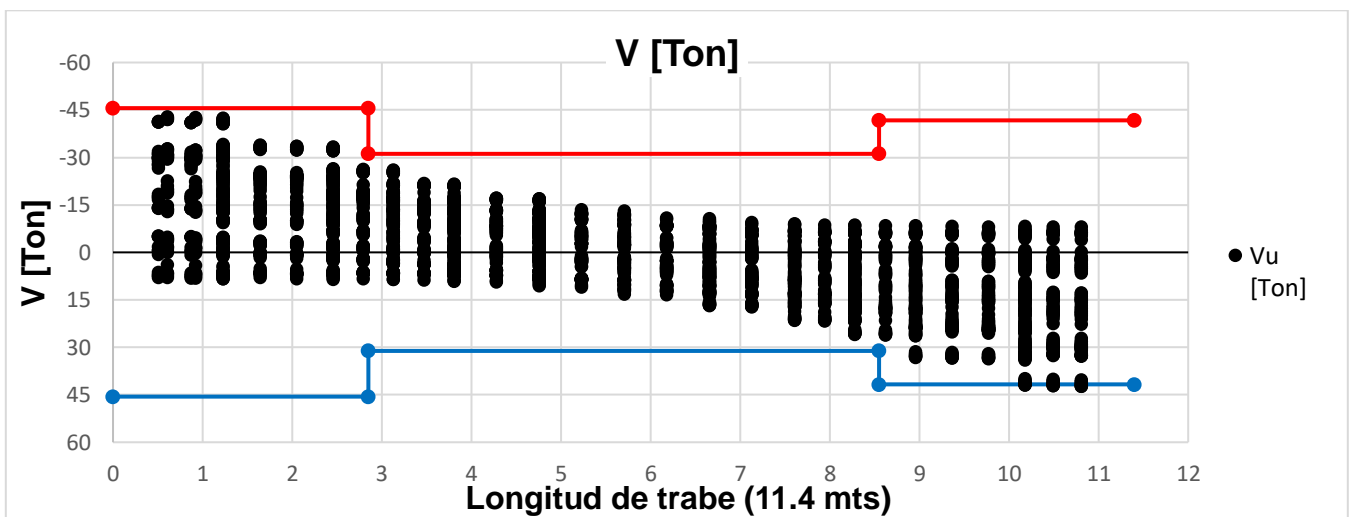
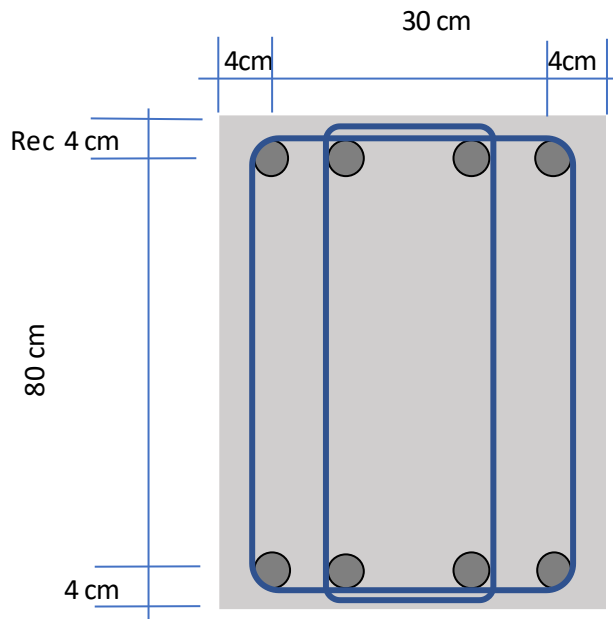


Figura 6.2.c. Diagrama de Fuerzas Cortantes

A diferencia del digrama de momentos flexioantes, las fuerzas cortantes pueden ser rsistidas por el acero propuesto sin llegar a una cuantía excesiva. Cabe destacar que las zonas de confinamiento de las vigas, o la zona de nodos, conservadoramente se suele utilizar una longitud para la colocación de estribos a $L/4$, sin embargo, existen casos donde en base a los diagrmas de fuerzas cortantes, se puede observar que dicha longitud propuesta no es lo suficiente para resitir las fuerzas cortantes por lo que esta longitud puede crecer en casos de ser requeridos.

De igual manera, existen criterios donde suelen tomar estas longitudes directos del modelo estructural, las cuales pueden ser menores a $L/4$, esto es posible de acuerdo al criterio que el ingeniero tenga y que pueda garantizar que dicha longitud cumpla para resitir los esfuerzos presentes. Dicho esto, conservadoramente la longitud de las varillas de refuerzo o bastones, suelen mantener esta longitud propuesta.



De igual manera que se observo en el subcapitulo 5.1 con la revisión de columnas, es importante el elaborar esquemas donde se aprecie la representación y ubicación del acero de refuerzo y así verificar el cumplimiento de las NTC-17, debido a que communmente pasar por alto este detalle como lo es la condición d epaquetes de varillas, y el acomodo de las mismas.

Este detalle es importante debido a que nosotros como ingenieros podemos visualizar mediante esquemas o planos el como debe ser armado un elemento pero no tenemos la claridad en ocasiones de visualizar las complicaciones que pudiesen presentarse en los precesos cosntructivos de las edificaciones que cada vez más demandan mayor cantidad de recursos

Capítulo 7

7 CONCLUSIONES

Considerando que en la ciudad de México aún existen estructuras que fueron construidas antes del sismo de 1985 y posteriores a el mismo, es necesario concientizar a la población que durante los 80's y 90's el diseño estructural no contemplaba ciertos rubros para garantizar la seguridad estructural de las mismas. Esto es debido a que, últimamente las normas de diseño por sismo han sido cambiadas o modificadas después de un evento sísmico, lo que ha ido provocado que existan daños considerables en las estructuras debido a estas nuevas consideraciones, lo cual conlleva determinar una manera adecuada de revisar una estructura después de un evento sísmico.

Si bien el nuevo reglamento no obliga a los dueños de las edificaciones a reforzar estructuras que tengan un nivel alto de vulnerabilidad o de realizar un estudio de susceptibilidad al daño, es necesario poder crear una serie de normas que garanticen que las recomendaciones efectuadas ante una revisión post-sismo se lleven a cabo y así garantizar la integridad estructural y la seguridad de quienes habitan o laboran en la edificación.

De tal manera que es necesario analizar las estructuras principalmente las estructuras que tienen un grado de importancia alto para la sociedad, como lo son: escuelas, hospitales, centrales telefónicas, puentes, etc., por lo que, en gran mayoría de estas estructuras se estima que no cumplen con los nuevos criterios de diseño de las NTC, se deberá hacer un plan de reforzamiento en los casos que sea necesario y así garantizar la seguridad de estas.

Ante estas revisiones deberá, hacerse principalmente pruebas de resistencia a compresión del concreto y determinar las cuantías de acero para determinar así el detallado de los elementos estructurales, con lo cual se revisará el detallado del acero de refuerzo en la zona de nodos, así como el confinamiento de ellos mismos, esto para garantizar que las demandas de esfuerzos puedan ser resistidas por dichos elementos estructurales.



Figura 7.1 Daños del sismo del 2017 (CNN En Español)

También es necesario destacar los hundimientos diferenciales que presenta la ciudad de México ya que afecta en gran medida a todas las estructuras existentes en la ciudad, con lo cual de igual manera se deberán realizar estudios donde se indique el hundimiento diferencial de las estructuras y verificar el comportamiento de esta ante esos hundimientos, ya que existen casos en donde la estructura está completamente desnivelada de un lado, lo que provoca a su vez que tenga un riesgo de volteo de la estructura completa.

Por lo que la concientización de los dueños de las edificaciones es importante para tomar medidas adecuadas y preventivas al colapso de las estructuras, lo cual se vio reflejado en el pasado sismo, muchos de estos dueños hicieron caso omiso de las recomendaciones realizadas por un ingeniero estructural o en la ausencia de una revisión estructural, provocaron daños catastróficos en la ciudad.

Dicho esto, se procedió a revisar la estructuración de una edificación de gran importancia, con lo cual se basa en la revisión en el reglamento vigente de la ciudad de México y así determinar lo antes descrito para poder evaluar el grado de riesgo que presenta dicha estructura.

Con base a lo anterior mencionado en cada uno de los capítulos, se concluye que la edificación en estudio no cumple con los límites permisibles que estipulan las NTC-DS, esto en cuanto a las revisiones de seguridad ante colapso y servicio (ver figuras 5.3.1.a y 5.3.1.b), por lo tanto, se considera que la edificación se encuentra en peligro de colapso. Por lo cual se deberán realizar las revisiones adecuadas para determinar el comportamiento de los materiales como se menciona a continuación.

Es necesario mencionar que la estructura en estudio se encuentra en la meseta del espectro de diseño, por lo cual corre el riesgo de que la estructura entre en una resonancia debido a que el periodo de la estructura es similar al periodo del suelo. Esto es debido a la gran rigidez estructural que presenta la edificación en estudio, por lo cual se recomienda revisar ciertos puntos fundamentales en la edificación para garantizar la seguridad estructural de la misma, considerando que la edificación fue construida antes de 1985.

Ciertos puntos fundamentales para revisar con mayor detalle son los siguientes:

- Se estima una vulnerabilidad estructural en columnas, debido a la ausencia de un adecuado detallado en los estribos pertenecientes a columnas.
- Se estima una vulnerabilidad estructural en unión Trabe-Columna, debido a la ausencia de un adecuado detallado.
- Es necesario verificar la resistencia a compresión del concreto.
- Es necesario determinar en las cuantías existentes dentro de los elementos estructurales (Columnas, trabes y Losa).

A partir de estos puntos mencionados, se recomienda hacer algunas de las siguientes pruebas para determinar la resistencia de los materiales en estudio, las cuales son las siguientes:

Pruebas no destructivas

- Inspección Visual
- Medición de gritas- testigos de cal
- Velocidad de transmisión de sonido
- Esclerómetro o martillo de rebote
- Detección del acero e instalaciones
- Medición de la madurez del concreto
- Pruebas con rayos X
- Prueba con Ferroskan

Pruebas con mínimo efecto destructivo

- Resistencia del concreto a la penetración
- Extracción de insertos o de Pull-out
- Análisis petrográficos de concreto

Pruebas ligeramente destructivas

- Extracción de núcleos y/o vigas
- Determinación de la humedad y densidad del concreto
- Determinación de adherencia
- Determinación de carbonatación
- Determinación de la corrosión
- Determinación de la permeabilidad
- Arranque de cilindros colados in situ o brake off
- Cilindros colados in situ

Pruebas destructivas

- Pruebas de carga y deformación

Dichas pruebas se describen claramente en el documento “Pruebas no destructivas del concreto, Las estructuras no son eternas” Imcyc, las cuales son fundamentales para determinar principalmente la resistencia del concreto y acero de refuerzo de los elementos estructurales de una edificación en estudio. Estas pruebas son necesarias debido a que no se cuenta con la información correspondiente las cuantías de dichos elementos.

Con base a los resultados obtenidos en el modelo matemático, las cuantías de acero de los elementos superan el 1% que representa la cuantía mínima. Además, se sabe que el sistema de piso (losa maciza) tiene un buen comportamiento ya que, no presentada deformaciones que excedan los permisibles.

Es importante primero determinar la resistencia del concreto debido a que puede modificar el comportamiento de la estructura, y a su vez modificar los esfuerzos internos, posteriormente realizar una serie de pruebas para determinar las cuantías de acero y partir de dichos resultados determinar si la cuantía presente en los elementos cumple para la resistencia ante los esfuerzos generados por la serie de combinaciones mencionadas en el capítulo 4.

Una vez determinado las resistencias de los materiales, se recomienda realizar una serie de revisiones más adecuadas para la estructura, como lo son el realizar un análisis de plasticidad concentrada y/o un análisis Pushover. Con estos análisis, verificar nuevamente el comportamiento de la estructura y realizar la serie de revisiones mencionadas en el capítulo 4.

Una vez realizada las revisiones, se verificará las cuantías necesarias de los elementos estructurales, así como el comportamiento de estos, para así poder pasar a la etapa de reforzamiento estructura, donde en esta primera revisión estructural nos indica que es necesario el reforzamiento de algunos elementos.

Es fundamental analizar el comportamiento y las cuantías de los elementos estructurales, debido a que, si no se cuida esto, podemos dar una sobre resistencia a los elementos estructurales.

De igual manera deber a realizarse una serie de pozos a cielo abierto, para determinar la solución de la cimentación, así como verificar los hundimientos diferenciales existentes ene la estructura. Dicha cimentación deberá revisarse de igual manera, donde se determinará si el concreto el acero de refuerzo es adecuado, en caso de cumplir deberá realizar una etapa de reforzamiento.

Por la tanto, se determina que la estructura presenta un grado alto de daño ante el máximo sismo probable, como que se recomienda realizar una serie de reforzamientos en la estructura para poder garantizar la seguridad estructural de los que laboran en dicha edificación. Dichos reforzamientos vendrán acompañados de una nueva revisión estructural, por lo que se recomienda realizar el mismo estudio para las demás estructuras de este tipo e identificar cuales corren mayor riesgo, con lo cual se busca que la concientización de revisar estructuras de este tipo crezca y se comience a revisar mas estructuras antiguas para evitar daños estructurales y humanos como los presentados en los sismos pasados.

8 BIBLIOGRAFÍA

1. Revista H₂O, Gestión del agua (II-UNAM, Enero-Marzo 2016)
2. Reglamento de construcciones de la Ciudad de México
3. Gonzalez Cuevas, Ó., & Casillas, J. (2010). Enseñanza de la Ingeniería Civil. Azcapotzalco, México.
4. Guías de Diseño, Andres Gama
5. Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (Diciembre, 2017).
6. Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADE).
7. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC).
8. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTCDCEA).
9. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC-DCEM).
10. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS).
11. ASCE/SEI 7-10 "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures," SEI/ASCE 7-02, American Society of Civil Engineers,
12. ACI-318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
13. AISC-14th ed.: Steel Construction Manual 14th Ed.
14. Conferencia del II-UNAM, Revisión Post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz
15. SMIE – Diplomado De Análisis Sísmico No Lineal

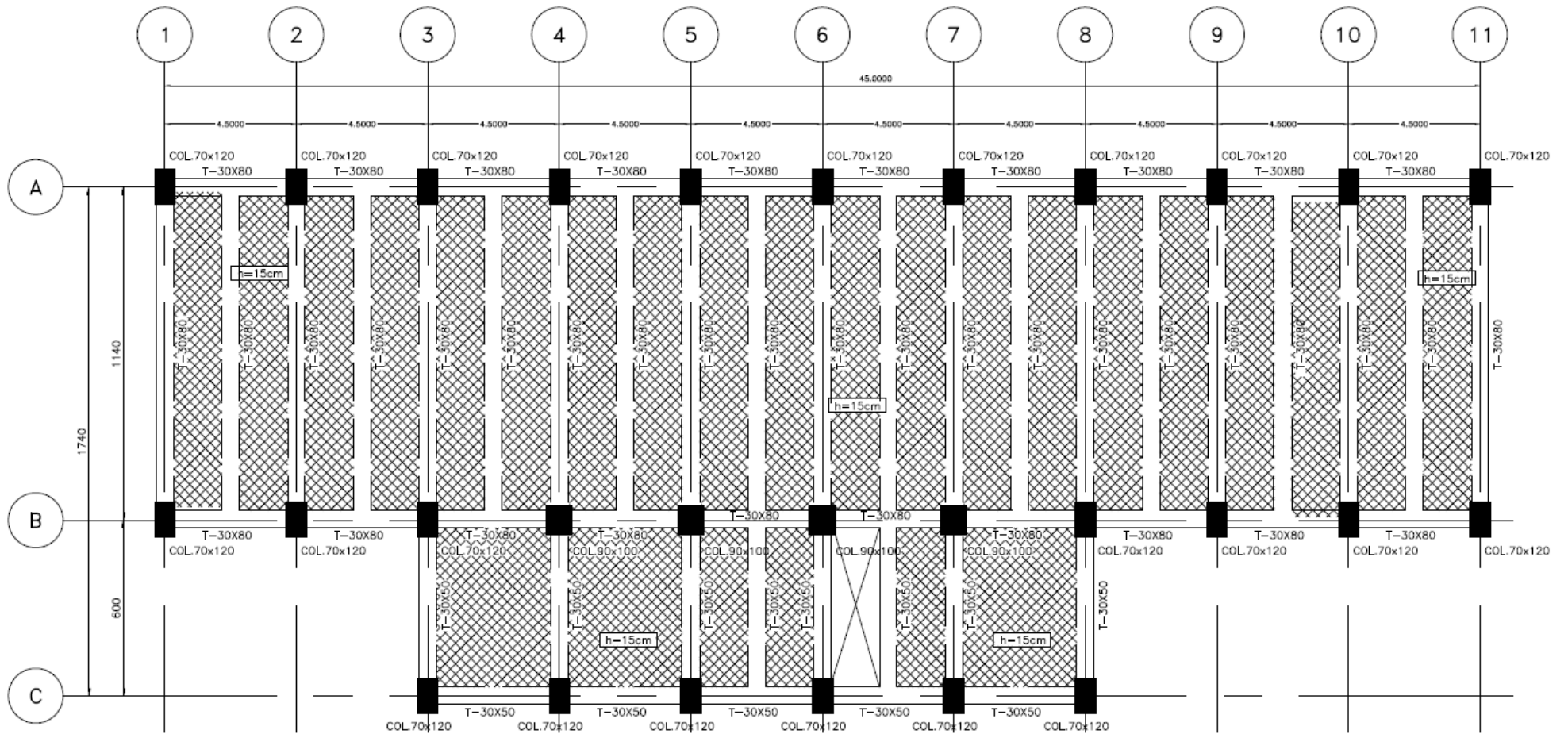
8.1 BIBLIOGRAFÍA WEB

1. http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_11/63.PDF
2. <http://blog.uca.edu.ni/estructuras/files/2011/02/espectros-de-respuesta-y-de-dise%C3%B1o.pdf>
3. <http://www.antaac.org.mx/assets/vbv-fin8-12-08-1-.pdf>
4. <http://www.imcyc.com/ct2006/mayo06/TECNOLOGIA.pdf>
5. <https://cnnespanol.cnn.com/2018/09/13/mexico-un-ano-despues-del-terremoto-del-19-s-todo-lo-que-queda-por-hacer/>

Apéndice A

(Planos Estructurales De La Edificación En Estudio)

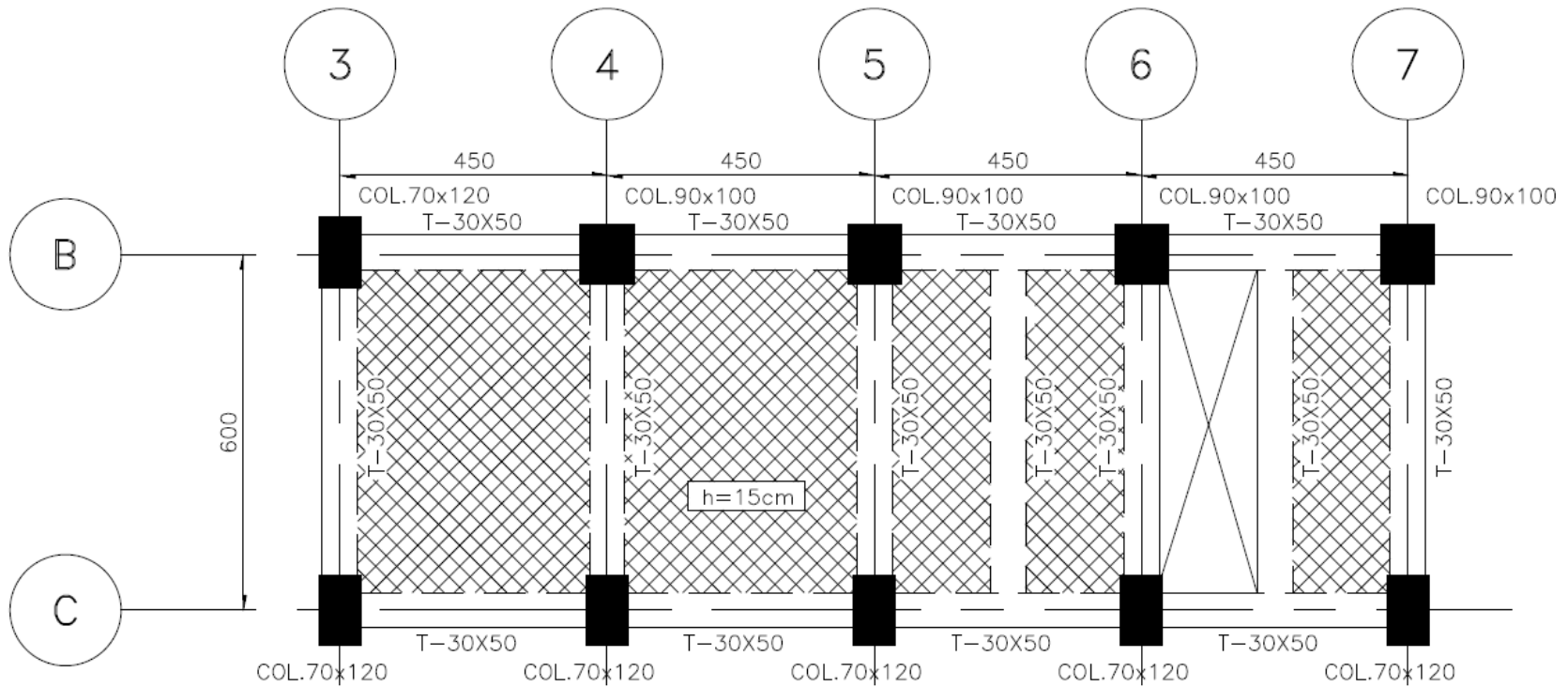
REVISIÓN ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN, UTILIZANDO EL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE LA CIUDAD DE MÉXICO



PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL-01

ESC. 1:125
ACOT. EN cm

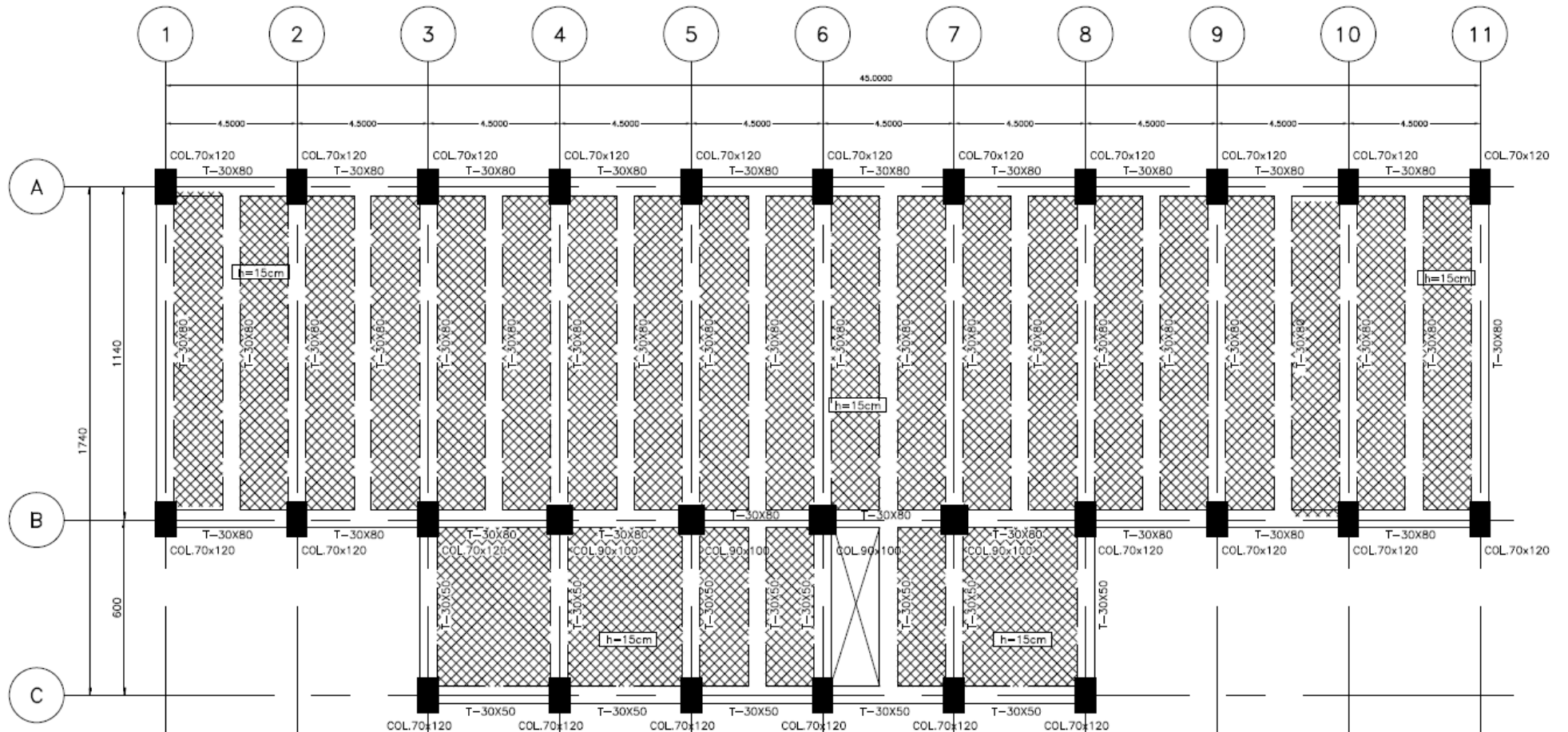
(N.T.C. +5.40)



PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL-01A

ESC.1:125
ACOT. EN cm

(N.T.C. +2.70)



PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL-Az

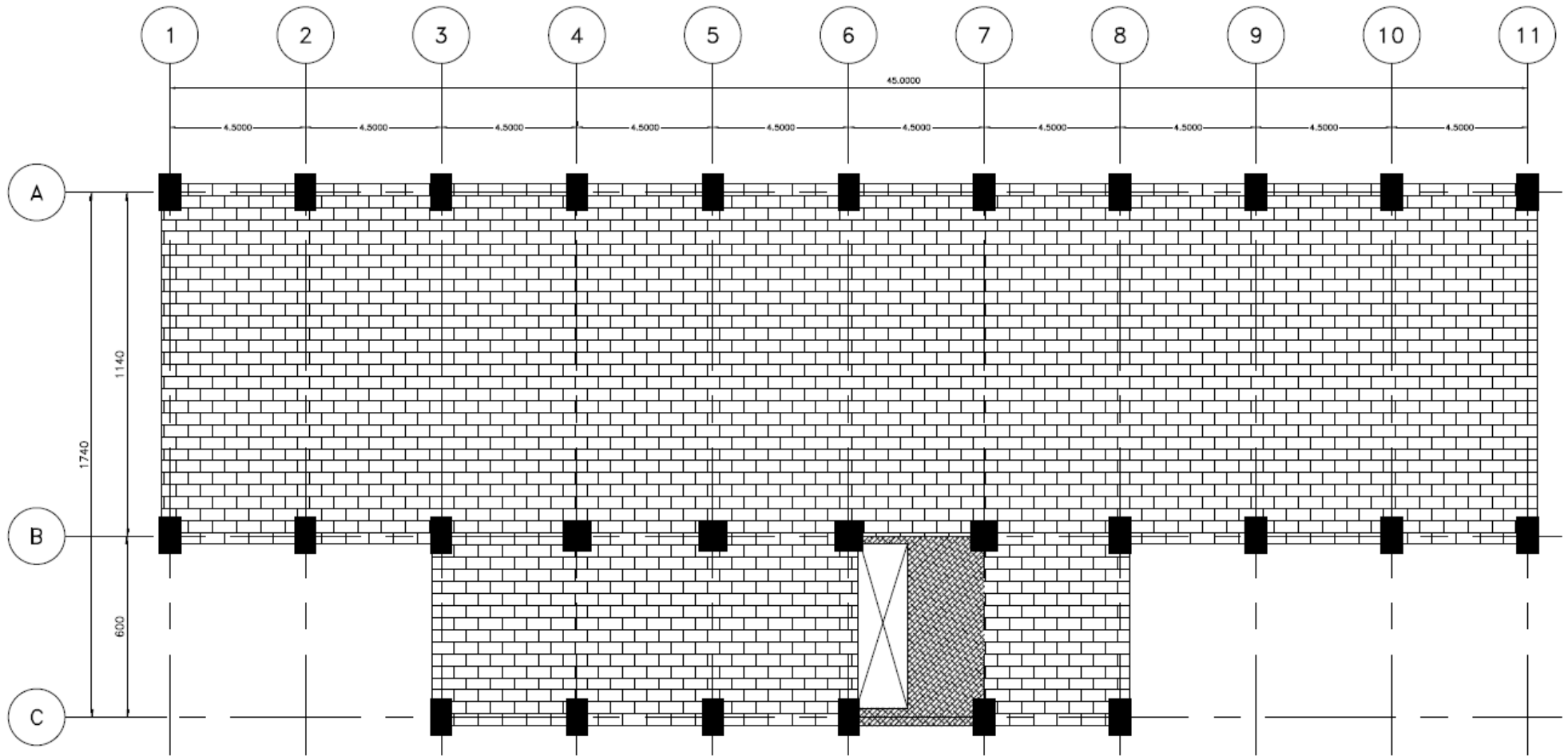
ESC. 1:125
ACOT. EN cm

(N.T.C. +21.60)

Apéndice B

(Planos De Cargas De La Edificación En Estudio)

REVISIÓN ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN, UTILIZANDO EL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE LA CIUDAD DE MÉXICO

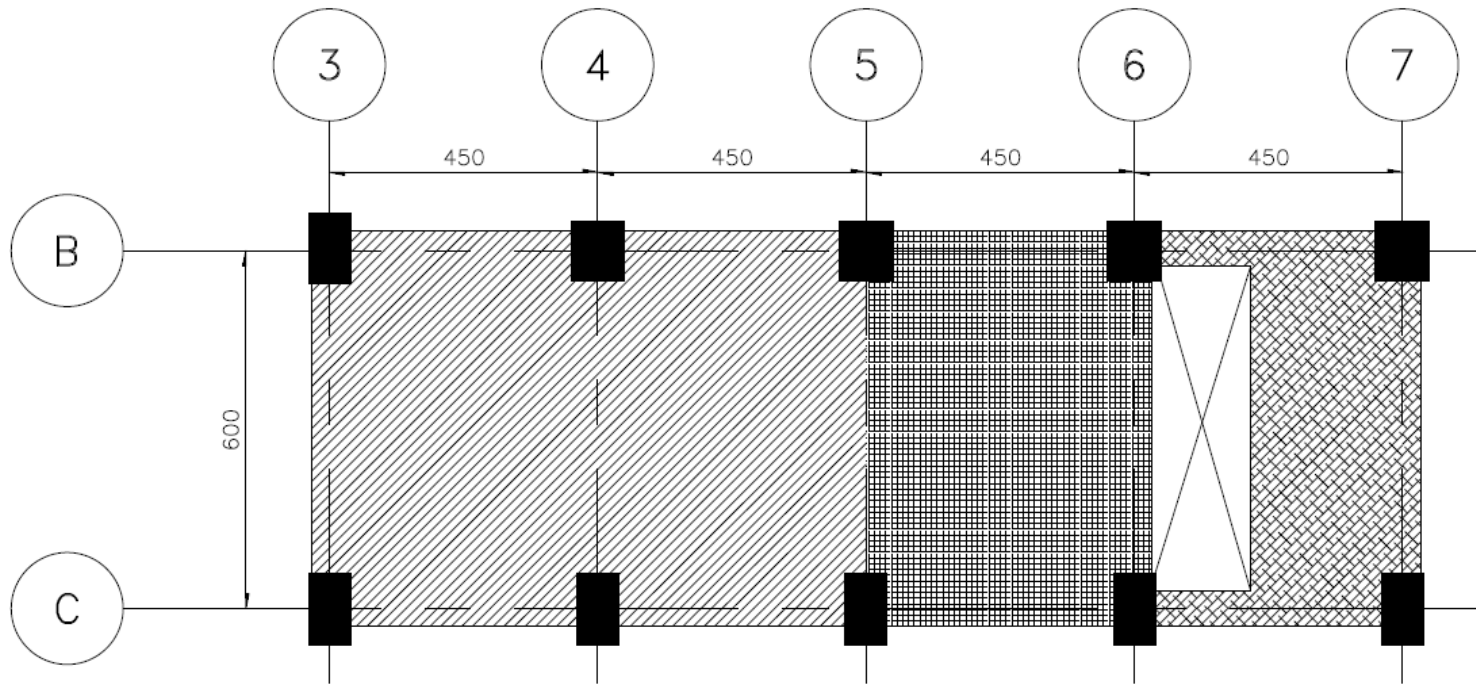


PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL-01

ESC.1:125
ACOT. EN cm

(N.T.C. +5.40)

DESCRIPCION	AREA	SOBRE CARGA POR COLADO Kg/m ²	CARGA MUERTA ADICIONAL kg/m ²	CARGA VIVA		
				MAXIMA kg/m ²	INSTANTANEA kg/m ²	MEDIA kg/m ²
EQUIPOS Y MECANICOS		40	200	500	450	125
ESCALERA		40	150	350	150	40



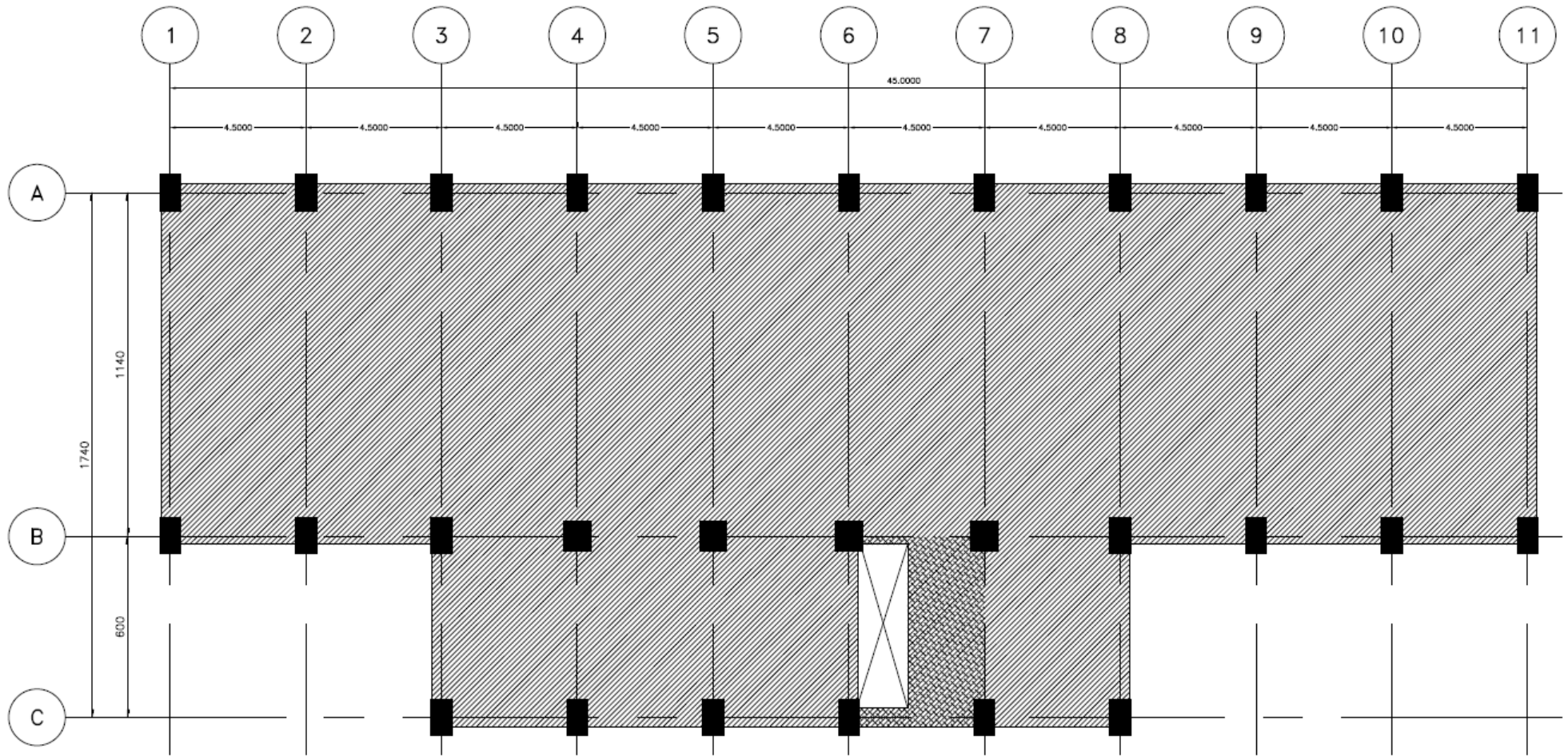
PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL-01A

ESC.1:125
ACOT. EN cm

(N.T.C. +5.40)



DESCRIPCION	AREA	SOBRE CARGA POR COLADO Kg/m ²	CARGA MUERTA ADICIONAL kg/m ²	CARGA VIVA		
				MAXIMA kg/m ²	INSTANTANEA kg/m ²	MEDIA kg/m ²
EQUIPOS Y MECANICOS		40	200	500	450	125
BAÑOS		40	150	350	150	40
ESCALERA		40	150	350	150	40

REVISIÓN ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN, UTILIZANDO EL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE LA CIUDAD DE MÉXICO



PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL-Az

ESC. 1:125
ACOT. EN cm (N.T.C. +21.60)

DESCRIPCION	AREA	SOBRE CARGA POR COLADO Kg/m ²	CARGA MUERTA ADICIONAL kg/m ²	CARGA VIVA		
				MAXIMA kg/m ²	INSTANTANEA kg/m ²	MEDIA kg/m ²
ESCALERA		40	150	350	150	40
AZOTEA		40	250	100	70	15