



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

UNAM
POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

Diseño estructural de un edificio de acero con irregularidad en planta y elevación.

T E S I N A

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

Arq. Elizabeth Meza Martínez

D I R E C T O R D E T E S I N A :

M. I. Octavio García Domínguez

México D.F.2013

INDICE

INTRODUCCION.....	1
I. DESCRIPCION GENERAL DE PROYECTO.....	3
II. CRITERIOS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES.....	7
III. MECANICA DE SUELOS.....	27
II.1 GEOLOGIA REGIONAL	
II.2 UBICACIÓN DE SONDEOS	
II.3 RESULTADOS DE SONDEOS	
II.4 GRAFICAS DE CAPACIDADES DE PILAS	
IV. PROPUESTA ESTRUCTURAL.....	36
IV.1 ESTRUCTURACION	
IV.2 CIMENTACION	
V. ANALISIS SISMICO.....	50
V.1 CRITERIOS DE DISEÑO	
V.1.1 CARGAS	
V.1.2 COMBINACIONES DE ACCIONES	
V.2 ANALISIS SISMICO ESTATICO	
V.3 ANALISIS SISMICO DINAMICO	
VI. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	66
VI.1 CIMENTACION	
VI.2 SUBESTRUCTURA	
VI.3 SUPER ESTRUCTURA	

CONCLUSIONES.....	139
BIBLIOGRAFIA.....	141

INTRODUCCION

Este trabajo tiene como propósito mostrar, en forma general, las etapas para llevar a cabo el pre diseño y cálculo estructural de un edificio a base de una solución de acero utilizando los criterios establecidos en las Nomas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, de Concreto y sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigentes basado en el LRFD.

Sin embargo, hay que mencionar que, lejos de ser un proceso lineal como aquí se presenta, es un proceso dinámico e interactivo donde es importante tener una constante comunicación con los profesionistas involucrados en el proyecto: arquitectos, especialistas en geotecnia, estructuras, instalaciones, etc., además de conocer las expectativas del dueño y una constante verificación de las implicaciones en costo/constructividad/desempeño; así como las muchas posibilidades de soluciones estructurales.

Con base en lo anterior, en esta tesina se incluye:

- Una descripción de las particularidades geométricas y uso de la estructura utilizada como caso de estudio.
- Una breve descripción del estudio de mecánica de suelos que incluye la geología regional del predio, la ubicación de los sondeos que se hicieron en sitio y las gráficas de las capacidades de pilas propuestas por el Ing. Geotecnista.
- Los criterios adoptados para el análisis y diseño de la estructura.
- La construcción y uso del espectro de diseño aplicable a la estructura en cuestión, calculado en base a los criterios establecidos en el Apéndice A de las NTCS.
- Los resultados más significativos del programa ETABS utilizados para el análisis de la estructura, tales como fuerzas internas y desplazamientos.
- Comentarios sobre el diseño final de la estructura.
- Los criterios de detallado de los distintos elementos
- La cuantificación de los volúmenes de los materiales.

Con el propósito de hacer más ágil la lectura de este documento y dado que se hace un uso constante de la normatividad vigente, se propone utilizar los siguientes acrónimos:

- RCDF (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal)

- NTCS (Nomas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo)
- NTCM (Nomas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas)
- NTCC (Nomas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto)
- NTCCA (Nomas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones)



I.DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO



I. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

Es una estructura con planta en “C” con niveles escalonados en 16, 9 y 7 niveles de vivienda en renta, locales comerciales en sus primeros 3 niveles, y seis niveles de sótanos, uno comercial y cinco de estacionamiento.

Este edificio pertenece a un complejo de varios edificios de usos múltiples: habitacional, comercial y de oficinas ubicado en la delegación Coyoacán.

Contempla un área de aproximadamente 3,070 m² sobre rasante, desplantado sobre 6 sótanos, de los cuales el primero se destinará para comercios (4.6 m de altura) y los cinco restantes para estacionamiento (3.6 m de altura el primer sótano y 3.0 m los cuatro restantes) con 679 cajones destinados para los departamentos y 377 cajones para comercio dando un total de 1,056 cajones, hasta la cota -22.3 m. Del nivel de PB se desarrolla un área comercial de 3 niveles con un área de aproximadamente 3,070 m² (6 m de altura) cada planta, que alberga un área de gimnasio. Posteriormente se desplanta el cuerpo de la estructura referida como Torre E/F, la cual contará aproximadamente de 542 departamentos con un área de 3,070 m² en los primeros cuatro niveles de departamentos, 2,530 m² en los niveles 5, 6, 7, 2,382 m² en los niveles 8 y 9, y en los niveles del 10 – 16 tienen un área de 922 m² con una altura de 3.5m.

Para entender un poco mejor la geometría de la Torre, las *Figuras 1.1 a la 1.8* describen las plantas arquitectónicas de conjunto y las plantas estructurales de los niveles tipo de dicha Torre.

Para mostrar los planos estructurales se definirá la siguiente nomenclatura:

- **Figura I.1** Planta Conjunto
- **Figura I.2** Planta Sótanos Tipo.....(Sótanos 1-6, Sótano Comercial)
- **Figura I.3** Planta Comercial Tipo.....(Niveles 01-03)
- **Figura I.4** Planta Departamentos Tipo.....(Niveles 04-07)
- **Figura I.5** Planta Departamentos Tipo.....(Niveles 08-10)
- **Figura I.6** Planta Departamentos Tipo.....(Niveles 11-12)
- **Figura I.7** Planta Departamentos Tipo.....(Niveles 13-21)
- **Figura I.8** Perspectiva
- **Figura IV.9 – IV.27** Centro de Masas y Rigideces
- **Figura IV.28** Detalle Losa Tipo
- **Figura IV.29** Corte Losa Tipo 1
- **Figura IV.30** Corte Losa Tipo 2
- **Figura IV.31** Distribución de Pilas

En las *Figuras 1.1 – 1.8* se presenta el plano de conjunto con la ubicación de nuestro edificio en estudio, la Torre E y las plantas estructurales tipo de los distintos niveles ya que aún no se cuentan con plantas arquitectónicas.



Figura 1.1 Planta de Conjunto

Plantas tipo

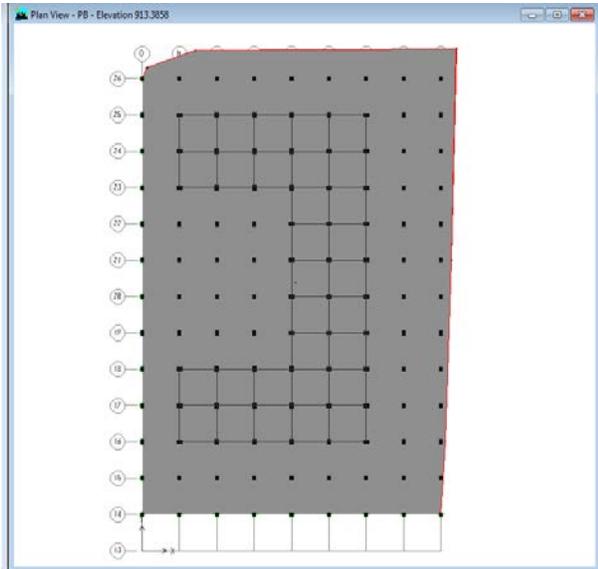


Figura 1.2 Planta tipo Sótanos 1-6 y Sótano Comercial

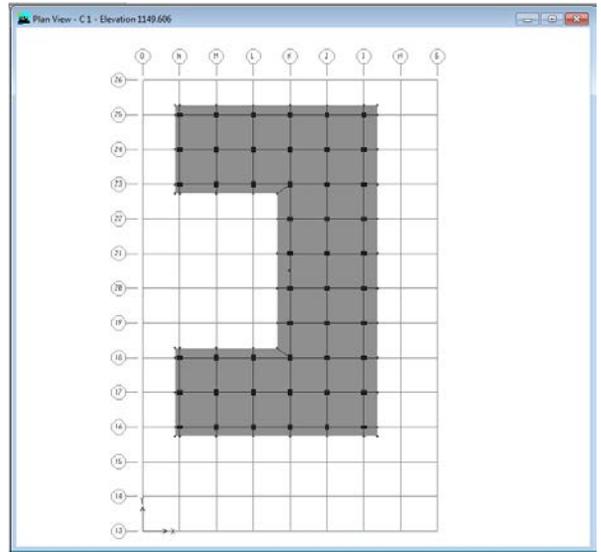


Figura 1.3 Planta Comercial 1-3 tipo

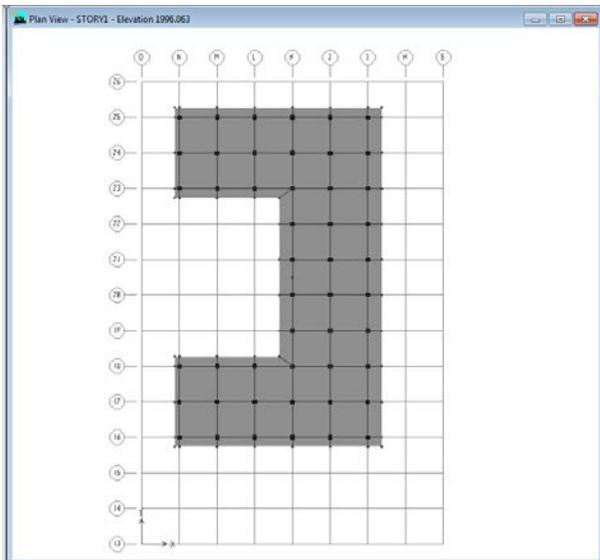


Figura 1.4 Departamento tipo niveles 4-7

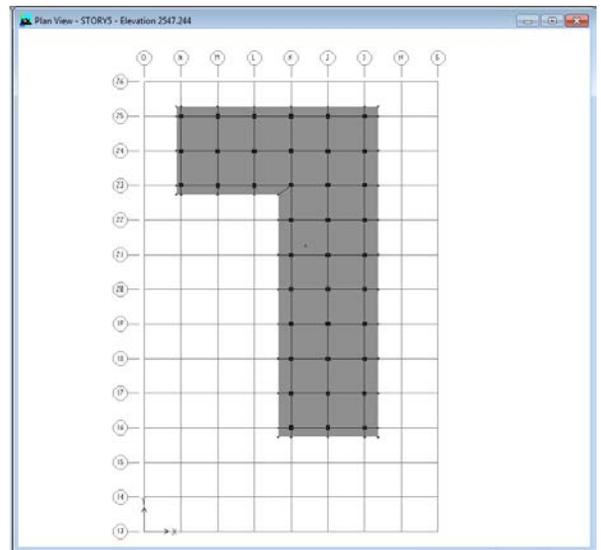


Figura 1.5 Planta Departamento tipo niveles 8-10

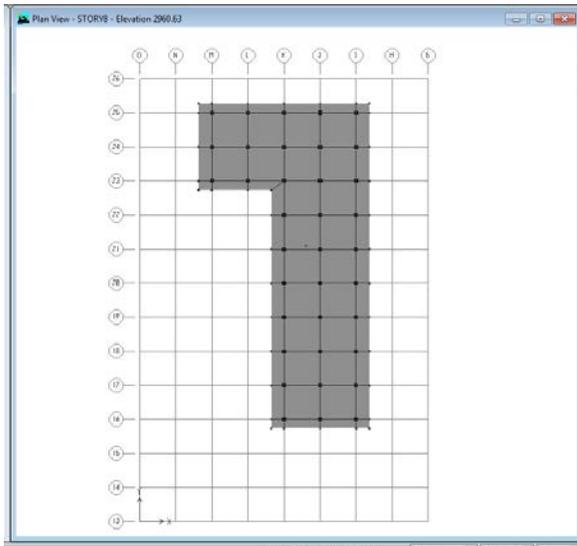


Figura 1.6 Planta Departamento tipo niveles 11-12

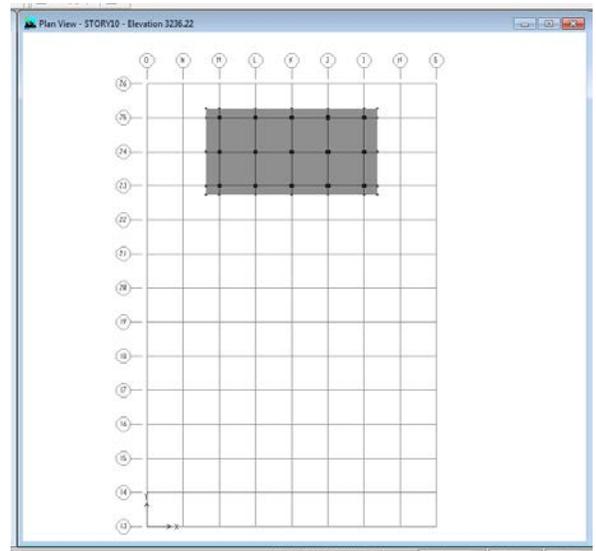


Figura 1.7 Planta Departamento tipo niveles 13-20

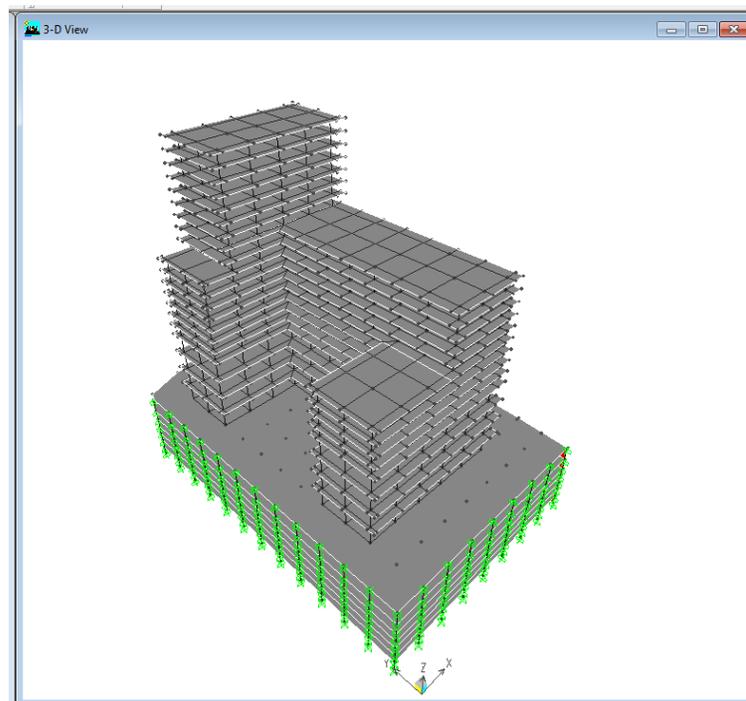


Figura 1.8 Perspectiva

II.CRITERIOS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DELAS EDIFICACIONES

II. CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

En este capítulo se mencionarán algunos de los criterios establecidos en las NTC del RCDF que se utilizaron para el análisis y diseño estructural de dicho edificio en estudio.

Cabe mencionar que muchas de las referencias citadas corresponden tal cual a la estructura capitular del documento en cuestión, así como la identificación de las ecuaciones.

II.1 ACCIONES DE DISEÑO

II.1.1 Tipos de acciones, según su duración

Se consideran tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran estas sobre las estructuras con su intensidad máxima, como se describe a continuación:

a) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a preesfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos;

b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado; y

c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

II.1.2 Combinaciones de acciones

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de la tabla II.6.1, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en la mencionada sección; y

b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación. En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con la sección II.2.3.

c) Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes. Se aplicarán los factores de carga que se presentan en la sección II.2.3.

II.2 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

II.2.1 Estados límite

De acuerdo con la normatividad vigente, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. De acuerdo con los artículos 148 y 149 del RCDF, tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga. Los segundos incluyen la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.

II.2.2 Resistencias de diseño

Definición

Resistencia es la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualquiera de sus componentes.

En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Estas fuerzas internas corresponden a las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

II.2.3 Factores de carga

Para determinar el factor de carga, FC, se aplicarán las reglas siguientes:

a) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso II.1.2a, acciones permanentes y variables, se aplicará un factor de carga de 1.4.

Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará igual a 1.5;

b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso II.1.2b, acciones permanentes, variables y accidentales, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación;

c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con la sección 2.2 de las NTCCA; y

d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

II.3 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

De este anexo únicamente mencionaremos los desplazamientos y otros los cuales se requirieron para este tema.

Desplazamientos

Para revisar este punto se tendrá que verificar que la estructura sujeta a acciones permanentes o variables, no exceda los valores siguientes:

a) Un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 5 mm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las NTC correspondientes.

II.4 DISPOSICIONES GENERALES DE CARGAS VARIABLES

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias (explicadas en la sección II.1.1 de esta tesina) se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

a) La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;

b) La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;

c) La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas; y

d) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición de la sección 2.2 de las NTCCA.

Las cargas uniformes de la tabla II.5.1 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

II.6 CARGAS VIVAS UNITARIAS

A continuación se presenta la tabla II.6.1 que se utilizó para definir las cargas vivas dependiendo del uso de la estructura y su ubicación.

Tabla II.6.1 Cargas vivas unitarias, KN/m² (kg/m²)

Destino de piso o cubierta	W	W _s	W _m	Observaciones
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.7 (70)	0.9 (90)	1.7 (170)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8W _m	0.9W _m	W _m	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7, 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

II.7 DISEÑO POR SISMO

De las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS) se presenta los siguientes aspectos de interés para el trabajo.

II.7.1 Condiciones de análisis y diseño

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifican estas Normas, y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan, según los criterios que establecen las NTCCA.

Según las características de la estructura a tratar, se podrá analizar por sismo a través del:

- a) método simplificado
- b) método estático
- c) métodos dinámicos

Estos se describen los Capítulos 7 al 9 de las NTCS, respectivamente, con las limitaciones que se establecen en el Capítulo 2 de las mismas normas. Además, para estructuras ubicadas en las zonas II y III será factible aplicar el método de análisis del Apéndice A.

En el análisis se tendrá en cuenta la contribución a la rigidez de todo elemento, estructural o no, que sea significativa. Con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis, se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y, cuando sean significativos, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos geométricos de segundo orden, entendidos éstos últimos como los que producen las fuerzas gravitacionales que actúan en la estructura deformada por la acción de dichas fuerzas y de las laterales.

Se verificará que la estructura y su cimentación no rebasen ningún estado límite de falla o de servicio a que se refiere el RCDF.

Para el diseño de todo muro, columna o contraviento que contribuya en más del 35 por ciento a la resistencia total en fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se adoptarán factores de resistencia 20 por ciento inferiores a los que le corresponderían de acuerdo con las Normas Técnicas correspondientes.

Muros divisorios, de fachada y de colindancia

Tratándose de muros de mampostería divisorios, de fachada o de colindancia, se deberá observar lo dispuesto en las secciones siguientes.

Muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales

Los muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales o a castillos y dadas en todo el perímetro del muro; su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico y se verificará su resistencia de acuerdo con las NTC correspondientes. Los castillos y dadas de estos muros, a su vez estarán ligados a los marcos. Se verificará que las vigas o losas y columnas resistan la fuerza cortante, el momento flexionante, las fuerzas axiales y, en su caso, las torsiones que induzcan los muros en ellas. Se verificará, asimismo, que las uniones entre elementos estructurales resistan dichas acciones.

Muros que no contribuyan a resistir fuerzas laterales

Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura de manera que no restrinjan la deformación de ésta en el plano del muro, pero a la vez que se impida el volteo de estos muros en dirección normal al supiano. Preferentemente estos muros serán de materiales flexibles.

II.7.2 Zonificación

Para los efectos de estas Normas se considerarán las zonas del Distrito Federal que fija el artículo 170 del RCDF.

Adicionalmente, la zona III se dividirá en cuatro subzonas (IIIa, IIIb, IIIc y III d), según se indica en la *Figura II.7.2.1*. En dicha figura se indica exactamente donde se ubica nuestra estructura en estudio.

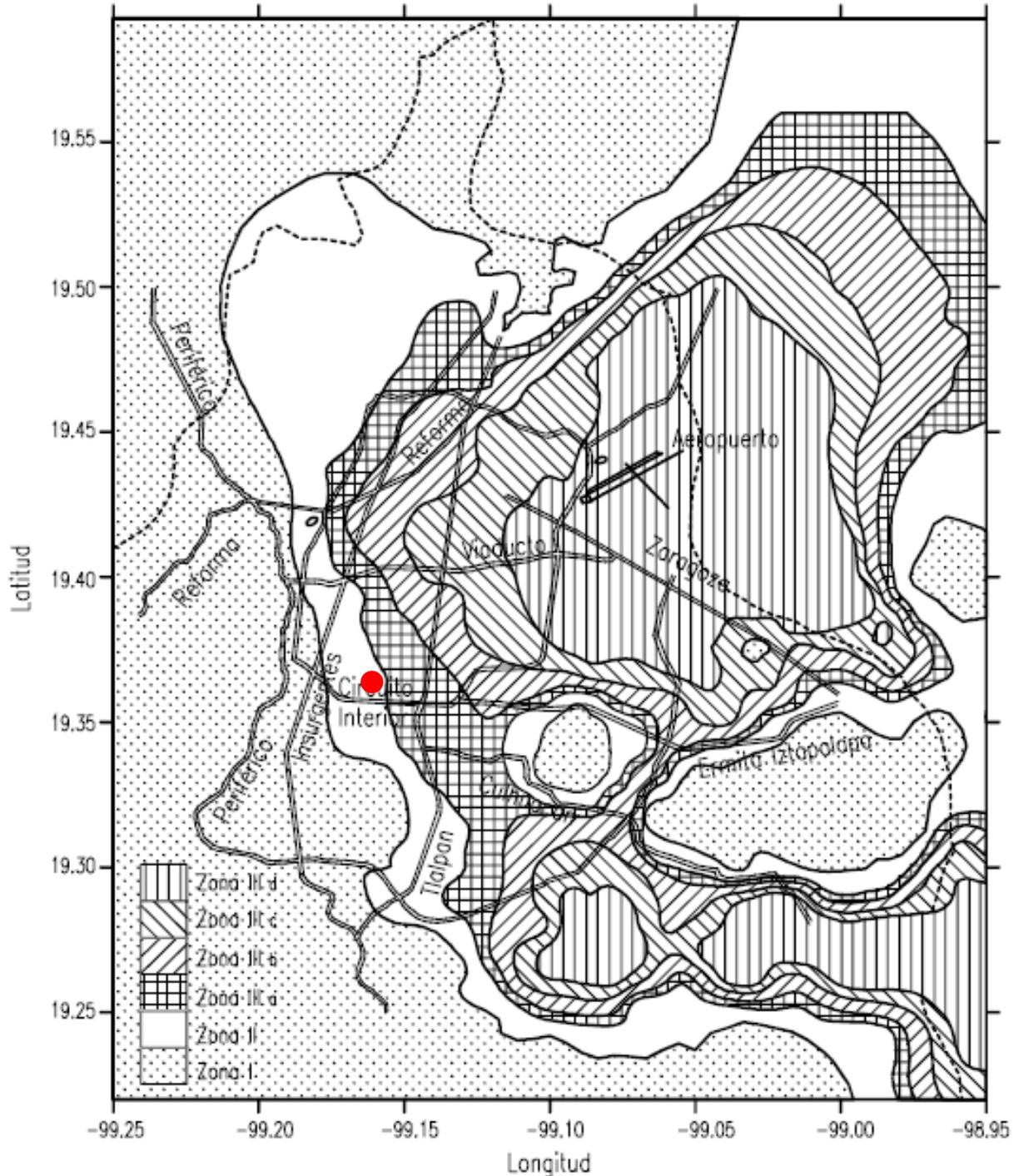


Figura II.7.2.1 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo

● Ubicación de estructura en estudio

II.7.3 Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico, c , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, V_o , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel, W_o .

Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según las NTCCA.

El coeficiente sísmico para las edificaciones clasificadas como del grupo B en el artículo 139 del RCDF se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II, 0.40 en las zonas IIIa y IIIc, 0.45 en la IIIb y 0.30 en la III d (ver tabla 3.1 de las NTCS), a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fija el Capítulo 7 de las NTCS (ver tabla 7.1). Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

II.7.4 Reducción de fuerzas sísmicas

Al aplicarse el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, las fuerzas sísmicas calculadas podrán reducirse con fines de diseño usando los criterios que fija el Capítulo 4 de las NTCS, en función de las características estructurales y del terreno.

Los coeficientes que se especifican para la aplicación del método simplificado de análisis toman en cuenta todas las reducciones que procedan por los conceptos mencionados; por ello, las fuerzas sísmicas calculadas por este método no deben sufrir reducciones adicionales.

II.7.5 Revisión de desplazamientos laterales

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico (estático o dinámico), no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q . Este mismo desplazamiento se empleará para la revisión del cumplimiento de los requisitos de holguras de vidrios y de separación de edificios colindantes de las secciones 1.9 y 1.10 de las NTCS, respectivamente.

Cuando se aplique el método de análisis del Apéndice A, se observarán los límites que ahí se establecen para los desplazamientos.

Al calcular los desplazamientos mencionados arriba pueden descontarse los causados a la flexión de conjunto de la estructura.

En edificios donde la resistencia sísmica sea proporcionada principalmente por sistemas de losas planas y columnas, no se excederá en ningún caso el límite de 0.006, calculado como se indica en el párrafo inicial de esta sección.

Para edificios estructurados con muros de carga de mampostería se observarán los límites fijados en las NTCS.

II.7.7 Elección del tipo de análisis

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos que se describen en los Capítulos 7 a 9 de las NTCS o en el Apéndice A, con las limitaciones que se establecen a continuación.

Método simplificado de análisis

Se ocupará dicho método siempre y cuando se cumpla lo siguiente:

- a) En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las normativas correspondientes. Para que la distribución de muros pueda considerarse sensiblemente simétrica, se deberá cumplir en dos direcciones ortogonales, que la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , no exceda del diez por ciento de la dimensión en planta del edificio medida paralelamente a dicha excentricidad, b . La excentricidad torsional, e_s , podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección de análisis. El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro y del factor FAE, que está dado por donde H es la altura del entrepiso y L la longitud del muro.

$$F_{AE} = 1 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H} \right)^2 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33$$

Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales, o de madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales. Los muros deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas Técnicas correspondientes.

- b) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior, y cada tramo resista según el criterio que marca el Capítulo 7 de las NTCS.
- c) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

II.7.8 Análisis estático y dinámico

Los métodos dinámicos del Capítulo 9 pueden utilizarse para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características. Puede utilizarse el método estático del Capítulo 8 de las NTCS para analizar estructuras regulares, según se define en el Capítulo 6, de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. Con las mismas limitaciones relativas al uso del análisis estático, para estructuras ubicadas en las zonas II ó III también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el Apéndice A, en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo–estructura.

II.7.9 Espectros de Diseño Sísmico

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el Capítulo 9 de las NTCS, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a, la cual está en función del periodo del terreno, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$\begin{aligned}
 a &= a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; & \text{si } T < T_a \\
 a &= c ; & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\
 a &= qc ; & \text{si } T > T_b
 \end{aligned} \tag{3.1}$$

donde

$$q = (T_b/T)^r \tag{3.2}$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la siguiente tabla:

Tabla II.7.9.1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

Zona	c	a ₀	T _a ¹	T _b ¹	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

¹ Periodos en segundos

II.7.10 Reducción de fuerzas sísmicas

Factor de reducción

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas por cualquiera de los métodos que se fijan en el Capítulo 9 del NTCS, se empleará un factor de reducción Q' que se calculará como sigue:

$$\begin{aligned}
 Q' &= Q ; & \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a \\
 Q' &= 1 + \frac{T}{T_a} (Q - 1) ; & \text{si } T < T_a
 \end{aligned}$$

T será el periodo fundamental de la estructura,

Ta es un periodo característico del espectro de diseño que se define en el Capítulo 3 de las NTCS.

Q es el factor de comportamiento sísmico.

Para el diseño de estructuras que sean irregulares, de con el Capítulo 6 de las NTCS, el valor de Q' se corregirá como se indica en dicho Capítulo.

II.7.11 Factor de Comportamiento Sísmico

El factor que se utilizó para dicha estructura fue un $Q=2$ por las siguientes condiciones:

Requisitos para $Q= 2$

Se usará $Q= 2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones 5.1 y 5.2 del Capítulo 5 de las NTCS, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas correspondientes.

También se usará $Q= 2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las NTCS, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas Técnicas Complementarias respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las NTCM.

II.7.12 CONDICIONES DE REGULARIDAD

Estructura regular

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos.

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, de 20 por ciento del área de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por traveses o losas planas.
- 10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

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

Estructura irregular

Si la estructura no satisface uno o más de los requisitos de la sección anterior será considerada irregular.

Estructura fuertemente irregular

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- 1) La excentricidad torsional calculada estáticamente, excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- 2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

Corrección por irregularidad

El factor de reducción Q' , definido en la sección II.7.10, de este trabajo, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos 1 a 11 de la sección II.7.11, por 0.8 cuando no se cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la sección anterior última. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que uno.

II.7.13 ANÁLISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL

Revisión por cortante basal

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_o es menor que

$$0.8 a \frac{W_o}{Q'} \quad (9.3)$$

se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que V_o iguale a este valor; a y Q' se calculan para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis, como se indica en los Capítulos 3 y 4 de las NTCS.

En ningún caso V_o se tomará menor que $a_o W_o$.

Efectos bidireccionales

Cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán al igual que en el método estático de análisis sísmico en la sección 8.7 del NTCS que dice, que los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.. Igualmente aplicables son las demás disposiciones del Capítulo 8 de las NTCS en cuanto al cálculo de fuerzas internas y desplazamientos laterales, con las salvedades que señala el presente Capítulo.

II.8 ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

Apéndice A

El espectro que se utilizó para el análisis dinámico de la estructura en estudio se formó bajo los criterios del Apéndice A de las NTCS. Se considerará explícitamente los efectos del periodo dominante más largo del terreno, T_s . Para ello, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (\text{A.1})$$

Donde

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; \text{ y}$$

es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo–estructura. El coeficiente de aceleración del terreno, a_o , el coeficiente sísmico c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b del espectro de aceleraciones se obtendrán en función del periodo dominante del sitio, usando las siguientes expresiones:

$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.2})$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5 (T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.3})$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.4})$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.5})$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.6})$$

El valor de T_s se tomará de la figura A.1, antes mencionada, o, cuando la importancia de la estructura lo justifique, se determinará a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés.

Para realizar los análisis sísmicos, las ordenadas espectrales de aceleración obtenidas con la ecuación. A.1 podrán ser reducidas por los factores de ductilidad, Q' , y de sobre resistencia, R , de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (\text{A.9})$$

Donde Q es el factor de comportamiento sísmico que se fija en el Capítulo 5 de las NTCS.

La reducción por sobre resistencia está dada por el factor

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (\text{A.10})$$

Si del análisis se encuentra que en la dirección que se considera, la fuerza cortante V_o es menor que ***a mín*** * W_o , se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_o iguale a ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. ***A mín*** se tomará igual a 0.03 cuando $T_s < 1$ s o 0.05 cuando $T_s \geq 1$ s.

Las ordenadas espectrales que resultan de la aplicación de las expresiones anteriores son para las estructuras del grupo B, y habrán de multiplicarse por 1.5 para las estructuras del grupo A.

A.4 Revisión de desplazamientos laterales

De acuerdo al apéndice A de las NTCS se revisará que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

- a) Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior y multiplicadas por el factor $Q'R/7$, no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004. Los valores de Q' y R se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.
- d) Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior, multiplicadas por el factor QR y divididas por las diferencias de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla A.4.1, que en seguida se muestra, para los distintos sistemas estructurales. El valor de R se calculará para el periodo fundamental de la estructura. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes de

la sección 1.10, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden según la sección 8.6 de las NTCS.

Tabla A.4.1 Distorsiones permisibles de entrepiso

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q = 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

II.9 ISOPERIODOS

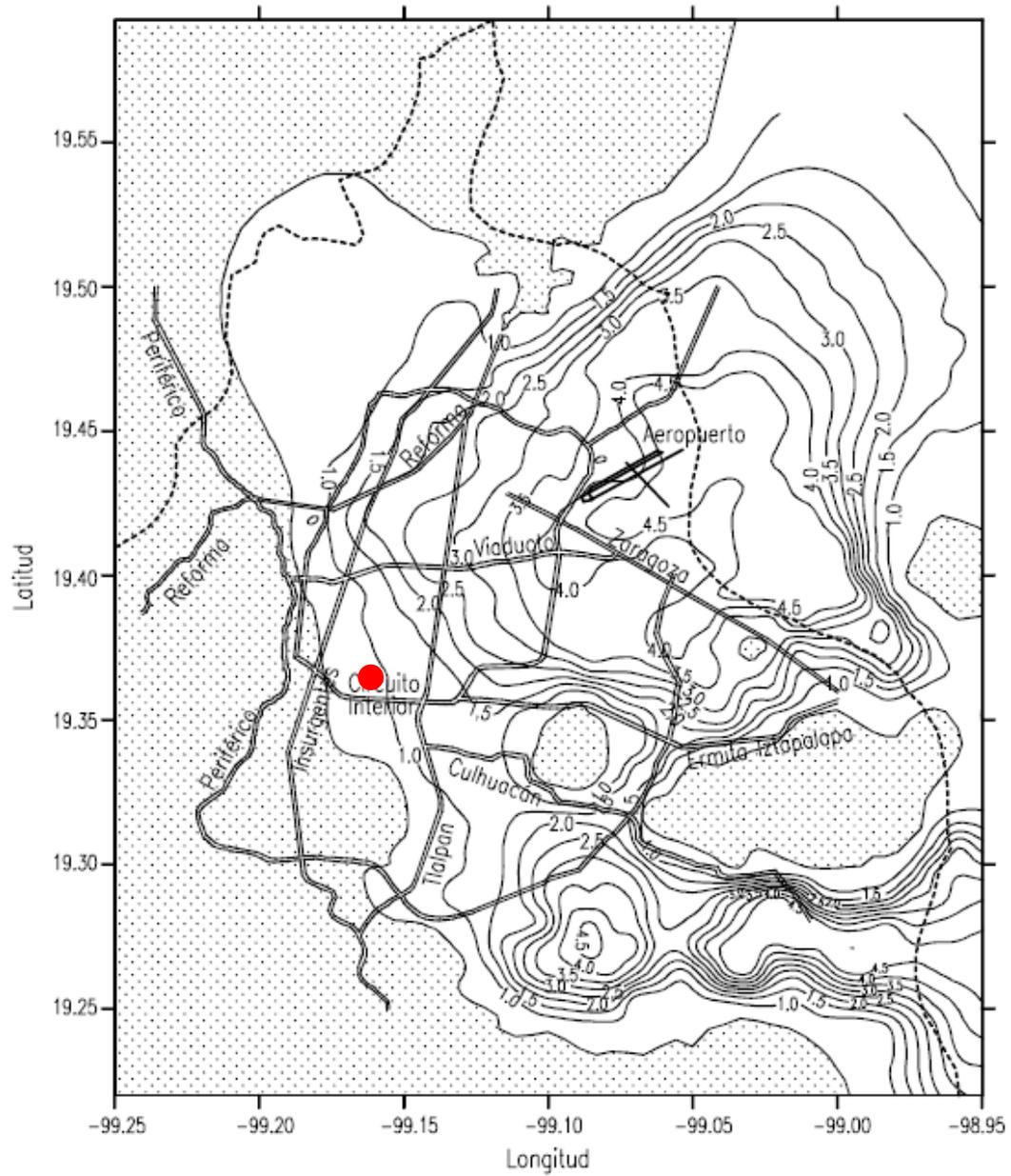


Figura II.9 Períodos predominantes del suelo, T_s

● Isoperíodo de estructura en estudio



III.MECANICA DE SUELOS



III. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Consideraciones Generales

Ya que no se habían elaborado durante el análisis los sondeos específicos del predio, SMS 4 y SMS 5, en la zona del edificio en cuestión, y en base a conversaciones realizadas con el especialista de Mecánica de Suelos y con experiencia que se tiene en la zona, se decidió que la estratigrafía era bastante regular en su composición y que para fines de un pre-diseño se podían tomar los resultados de los sondeos SMS-2 y SMS-3 como válidos para el pre-diseño de la cimentación de esa zona.

III.1 Geología Regional

El predio de interés se localiza en la Zona II (Zona de Transición), según la zonificación de los materiales del subsuelo considerada por el RCDF, en donde los materiales del subsuelo se encontraron de la siguiente manera:

- Entre la superficie y 16.0 m de profundidad, aproximadamente, corresponden a depósitos aluvio-lacustres, constituidos por capas interestratificadas de arcilla arenosa poco limosa, arena arcillosa, arcilla poco arenosa, de consistencia media a dura
- Subyacentes entre 16.0 y 22.0 m de profundidad, aproximadamente, por depósitos aluviales, constituidos por capas de arcilla arenosa, y arena arcillosa con gravas
- Subyacentes a su vez por la denominada Formación Tarango constituida por depósitos volcánicos de tipo piroclástico, que entre 22.0 y 33.0 m de profundidad corresponden a una toba, arena limosa arcillosa a poco arcillosa, de consistencia dura a muy dura, intercalada entre 27.0 y 29.0 m de profundidad por una capa de materiales pumíticos arena limosos poco arcillosos de compactación media a compacta, parcialmente degradados
- Entre 33.0 y 50.0 m de profundidad se encuentra un depósito de lahar constituido por gravas con proporción variable de 15 a 70% empacadas en arena poco limosa, con contenido de agua de 20%, muy compacto.

En las figuras III.2.1, III.3.1 y III.3.2 se muestran, respectivamente las ubicaciones y resultados de los sondeos (SMS-2 y SMS-3) que se ocuparon para los muestreos de la estratificación del predio.

Profundidad

0.00 – 1.20 Arcilla arenosa, café grisáceo, con contenido de agua de 30%, de consistencia muy firme, con índice de resistencia a la penetración estándar de 15 a 27

golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 20 % de arena, 80 % de finos, de límite líquido de 31 % y límite plástico de 20 %, del grupo SC según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

1.20 – 8.00 Arcilla arenosa a poco arenosa, café grisáceo oscura y gris oscura, con contenido de agua de 30 a 75 %, de consistencia muy blanda a muy firme, con índice de resistencia a la penetración estándar de peso de herramienta a 18 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 3 % de arena, 97% de finos, de límite líquido de 35 a 74 % y límite plástico de 27 a 34 %, del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 6 ton/m^2 y ángulo de fricción interna de 15° , determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

8.00 – 10.20 Arcilla arenosa poco limosa, café grisáceo y gris oscura, con contenido de agua de 30 %, de consistencia muy firme a muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de 20 a más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 36 a 63 % de arena, 37 a 61 % de finos; con límite líquido de 35 a 49 %, y plástico de 20 a 31 %, del grupo CL según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 18 ton/m^2 y ángulo de fricción interna de 20° , determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

10.20 – 16.00 Arcilla poco arenosa, gris oscura, con contenido de agua de 60 a 240%, de consistencia blanda a muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de 4 a 15 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 6 a 20 % de arena, 80 a 94 % de finos; con límite líquido de 144 a 396 %, y plástico de 55 a 60 %, del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 6 ton/m^2 , determinada en compresión axial no confinada, con peso volumétrico de 1.15 ton/m^3 , densidad de sólidos de 2.14, relación de vacíos de 6.27, y grado de saturación de 99.7%. Con cohesión de 5 ton/m^2 y ángulo de fricción interna de 15° , determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

16.00 – 18.50 Arcilla arenosa, gris oscura, con contenido de agua de 25%, de consistencia muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 10 % de gravas, 46 % de arena, 44 % de finos; con límite líquido de 30 %, y plástico de 16 %, del grupo CL según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 25 ton/m^2 y ángulo de fricción interna de 20° , determinados en función de la correlación de estos parámetros

con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

18.50 – 20.00 Arcilla poco arenosa, café grisácea claro, con contenido de agua de 120%, consistencia dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de 46 a más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 16 % de arena, 84 % de finos; con límite líquido de 121 %, y plástico de 58 %, del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 10 ton/m² y ángulo de fricción interna de 15°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

20.00 – 22.00 Arcilla arenosa, gris oscuro, con contenido de agua de 90%, de consistencia muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 8 % de gravas, 69 % de arena, 23 % de finos; del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 30 ton/m² y ángulo de fricción interna de 36°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

22.00 – 27.00 Arena arcillosa poco limosa, café grisácea, con contenido de agua de 15%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 43 a 65 % de arena, 35 a 57 % de finos; con límite líquido de 28 %, y plástico de 11 %, del grupo SC según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 25 ton/m² y ángulo de fricción interna de 35°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

27.00 – 29.00 Arena pumítica y gravillas pumíticas limo arcillosa, café, parcialmente degradada a materiales finos arcillosos, incrementándose el contenido de arcilla al presentar mayor degradación, con contenido de agua de 20 a 60%, de consistencia dura a muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de 29 a más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 36 % de arena, 64 % de finos; con límite líquido de 37 %, y plástico de 25 %, del grupo SC según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 20 ton/m² y ángulo de fricción interna de 25°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

29.00 – 33.00 Arena arcillosa con poca grava, gris oscuro, con contenido de agua de 30%, de consistencia muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 12 a 31 % de gravas, 46 a 52 % de arena, 24 a 45 % de finos, del grupo SC-GP según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 25 ton/m² y ángulo de fricción interna de 28°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

33.00 - 38.00 Gravas empacadas en arena limosa poco arcillosa, gris oscuro, con contenido de agua de 13 a 18%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 33 a 60 % de gravas, 27 a 46 % de arena, 10 a 17 % de finos; con límite líquido de 26.0 % en la fracción fina que pasa la malla 40 y límite plástico de 16.0 % del grupo CL-ML en la fracción fina, y del grupo GW en la muestra integral, según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 8 ton/m² y ángulo de fricción interna de 42°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

38.00 - 41.00 Arena limosa poco arcillosa con gravas a pocas gravas, gris oscuro, con contenido de agua de 20 a 40%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 5 a 20 % de gravas, 47 a 80 % de arena, 13 a 25 % de finos; del grupo SM-GP según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 8 ton/m² y ángulo de fricción interna de 40°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

41.00 – 48.00 Gravas empacadas en arena limosa poco arcillosa, gris oscuro, con contenido de agua de 15 a 25%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 43 a 70 % de gravas, 26 a 50 % de arena, 10 a 25 % de finos; con límite líquido de 25 a 36 % en la fracción fina que pasa la malla 40 y límite plástico de 14 a 24 % del grupo CL-ML en la fracción fina, y del grupo GW en la muestra integral, según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 8 ton/m² y ángulo de fricción interna de 42°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

48.00 - 50.00 Arena limosa poco arcillosa con gravas, gris oscuro, con contenido de agua de 15 a 30%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 20 a 25 % de gravas, 50 a 70 %

de arena, 20 a 30 % de finos; con límite líquido de 26 a 31 % en la fracción fina que pasa la malla 40 y límite plástico de 19 a 20 % del grupo CL-ML en la fracción fina, y del grupo GP-SM en la muestra integral, según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Con cohesión de 8 ton/m² y ángulo de fricción interna de 40°, determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

El nivel freático se encontró a 7.0 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizó la exploración, de acuerdo a los resultados de un piezómetro instalado a 26 m de profundidad, en una capa de arena limosa poco arcillosa que se encuentra entre 26 y 28 m de profundidad, se determinó que se tiene un abatimiento piezométrico total, a partir de 21 m de profundidad.

III.2 Ubicación de sondeos

Dichos sondeos se efectuaron a 50 m de profundidad, respecto al nivel de la superficie del terreno, avanzando sin muestreo entre la superficie y 35 m de profundidad, hasta que los materiales presentan rechazo o el índice de resistencia a la penetración estándar sea mayor de 50 golpes para avances menores de 5 cm. La *Figura III.2.1* muestra las ubicaciones de los distintos sondeos elaborados en el predio.

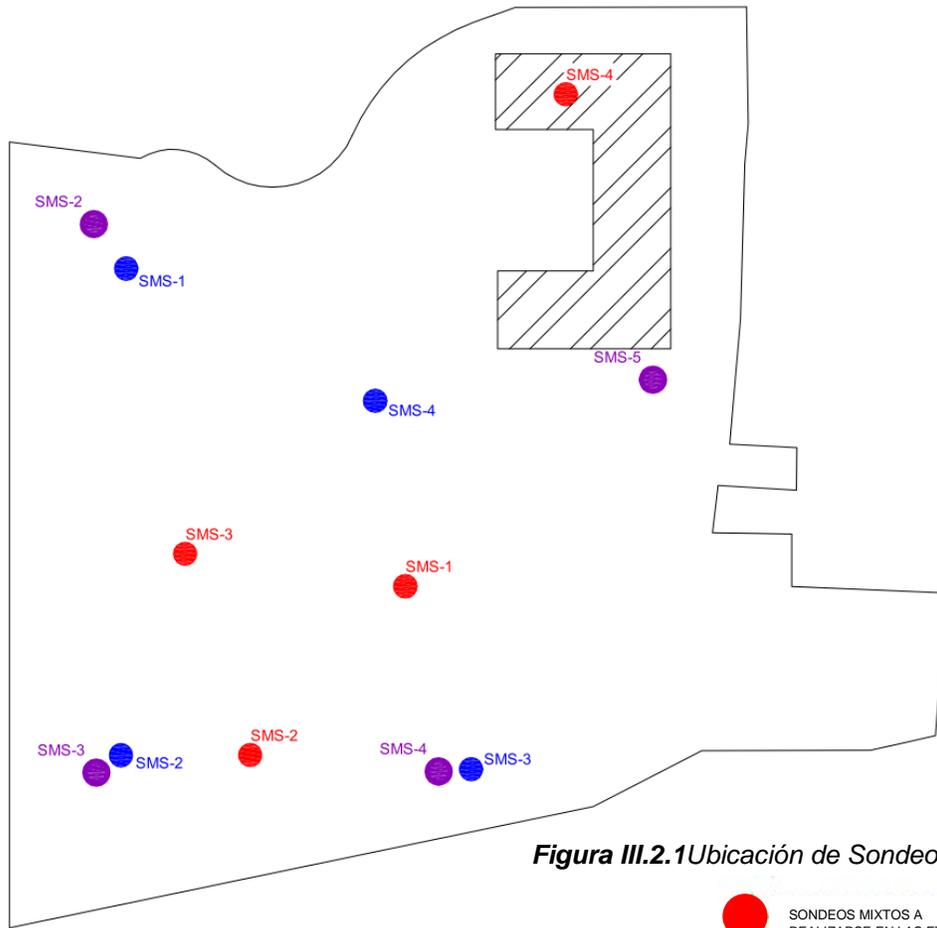


Figura III.2.1 Ubicación de Sondeos



III.3 Resultados del sondeo SMS-2 y SMS-3

El sondeo SMS-2 se realizó a una distancia de 10 m aproximadamente del sitio en que previamente se realizó el sondeo SMS-3 a 40 m de profundidad, como se observa en la figura 1; y el sondeo SMS-3 se realizó a una distancia de 10 m aproximadamente del sitio en que previamente se realizó el sondeo SMS-3 a 40 m de profundidad como se observa en la figura 1. El brocal de los sondeos tiene un nivel de -0.9 m, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico.

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); se determinó también su contenido natural de agua.

En la *Figura III.3.1* se muestran los resultados obtenidos en el sondeo SMS-2 y la *Figura III.3.2* los resultados obtenidos en el sondeo SMS-3 entre la superficie y 35 m de profundidad, y entre 35 y 50 m de profundidad los resultados obtenidos en el sondeo SMS-03, en ambos casos incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados; se presenta también una gráfica con la penetración obtenida con el penetrómetro estándar cuando se alcanzaron 50 golpes en la prueba de penetración estándar, en la que se tiene que a menor penetración se incrementa la resistencia de los materiales; y además se señala con una barra vertical de color rojo las profundidades en las que en la prueba de penetración estándar se alcanzaron más de 50 golpes en la penetración de los primeros 15 cm de avance de la prueba, correspondientes a materiales muy duros y por consecuencia de alta resistencia. La *Figura III.3.3* muestra el corte estratigráfico de los sondeos realizados y se marca con una línea azul la profundidad a la cual se ubica el sótano 6 de donde parten las pilas llegando a profundidades de -36 m hasta -41 m.

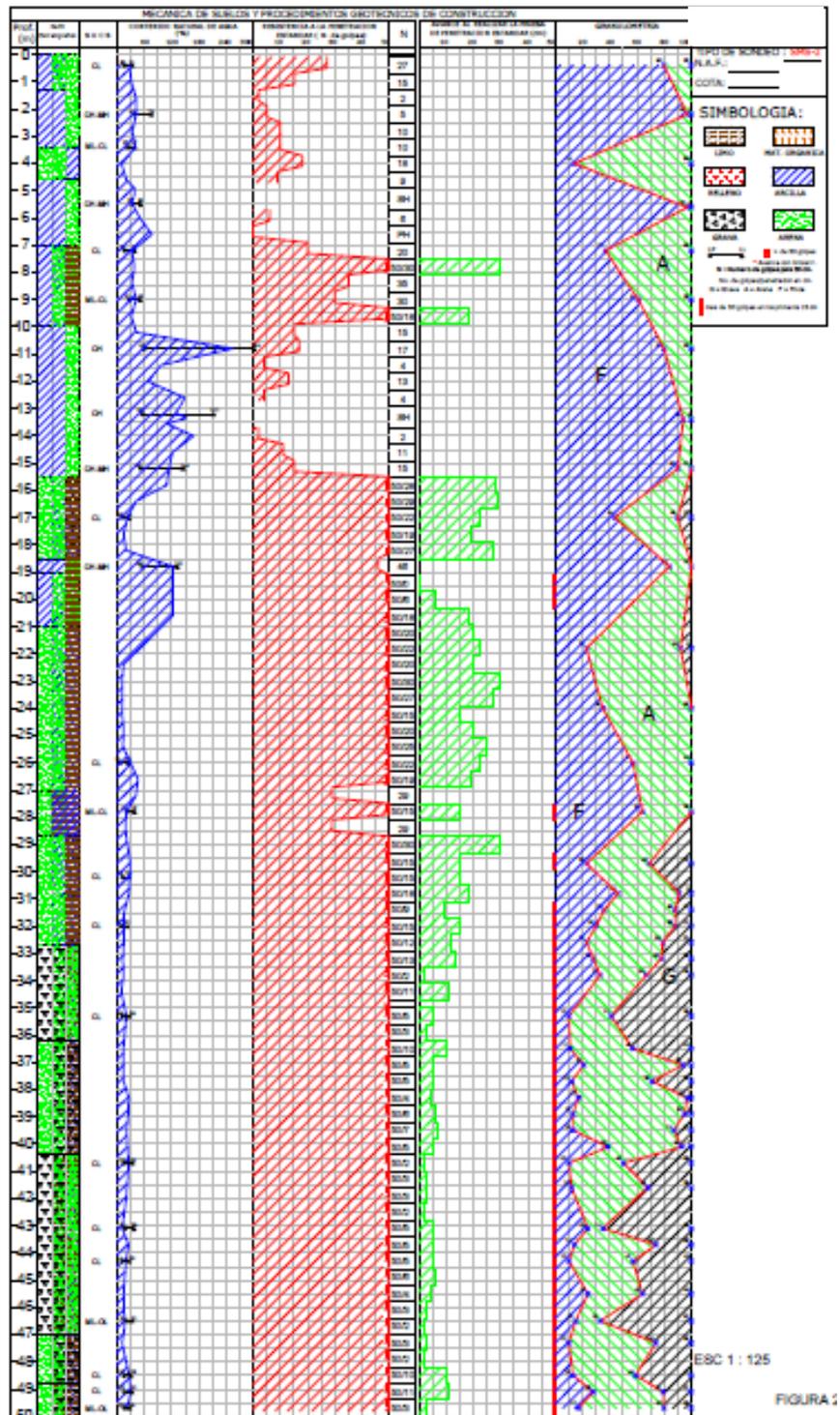


Figura III.3.1 Sondeo SMS-2

C
O
R
T
E

E
S
T
R
A
T
I
G
R
A
F
I
C
O

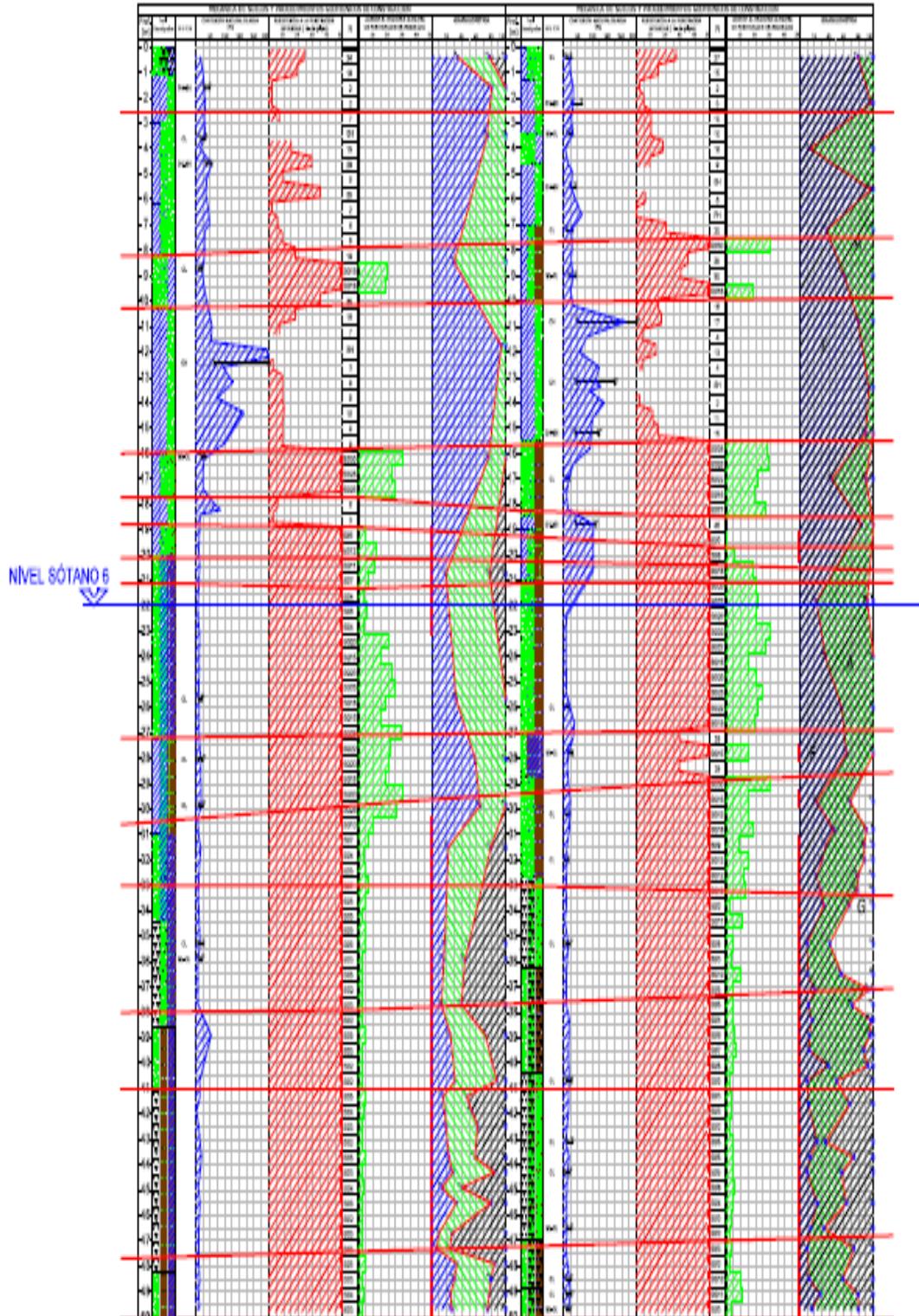


Figura III.3.3 Corte Estratigráfico



IV.PROUESTA ESTRUCTURAL



IV. PROPUESTA ESTRUCTURAL

IV.1 Estructuración Esquemática

En esta etapa se proponen los distintos sistemas y estructuración que se emplearán para el edificio, así como las dimensiones y características de los elementos principales y secundarios. El caso particular que se presenta es una estructuración a base de losacero y marcos de acero sin muros.

Se definen las dimensiones que en primera instancia satisfacen los criterios arquitectónicos. Se obtiene los volúmenes de materiales para que el área de costos del proyecto haga una valuación de esta opción y las compare con otros sistemas estructurales, y el área de construcción haga sus observaciones en cuanto al programa de obra e interacción con los proyectos de las otras disciplinas.

IV.2 Aspectos estructurales a considerar:

Geometría

La geometría del edificio tiene forma de C, este cuerpo a su vez no presenta la misma altura en todos sus segmentos.

Implicaciones Estructurales

El edificio ya que tiene una forma irregular tanto en planta como en alzado tendrá componentes horizontales de mayor magnitud que un edificio regular.

Distintos Usos Arquitectónicos

En la planta de sótano las columnas deberán alinearse de tal manera que no se afecte el sembrado de los cajones de estacionamiento.

Por otra parte en los niveles destinados a habitación y comercios las columnas deberán orientarse preferentemente perpendiculares a la fachada para minimizar su interferencia con la funcionalidad arquitectónica de la edificación.

Particularidades Arquitectónicas

El sistema estructural debe ser capaz de:

- Manejar de manera eficiente los volados en los perímetros del edificio
- Permitir el paso de instalaciones para tener una altura de plafón en pasillo de 2.4 m y en departamentos de 2.6m.
- Permitir un cambio en las trayectorias de los ductos verticales de extracción cuando hay una interrupción de los mismos por la presencia de las terrazas.

Parámetros estructurales más importantes

- Factor de comportamiento sísmico Q

El factor describe el comportamiento esperado de la estructura y se eligió en valor de 2 tomando en cuenta lo siguiente:

- En este caso se obtienen ahorros importantes por el uso de un Q mayor a 2.

- Factor de irregularidad: 0.7

Este factor define, como su nombre lo indica, la irregularidad de una estructura.

Se define que la estructura es fuertemente irregular, ya que cumple uno o más de los requisitos de la sección 6.1. Por esta razón se utiliza el factor de 0.7.

La *Tabla IV.2.1* muestra que la rigidez de un entrepiso a otro cambia bruscamente más del 100%.

ENTREPISO	DIM. COLUMNA (m)	AREA TRANS POR COL (m ²)	# COLS	TOTAL (m ²)
NIVEL 10	0.45 X 0.45	0.20	15	3.04
NIVEL 9	0.45 X 0.45	0.20	30	6.075

Tabla IV.2.1 Cambio de rigidez entre entrepisos

La siguiente *Tabla IV.2.2* y la *Tabla IV.2.3* muestran las características de una estructura regular e irregular, dando como resultado una estructura irregular del edificio en estudio.

Estructura Regular	Cumple	No cumple
1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.		•
2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.	•	
3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.	•	
4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.		•
5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.	•	
6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.	•	
7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.	•	
8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.		•
9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.	•	
10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.		•
11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.		•

Tabla IV.2.2 Cumplimiento de las Condiciones de Regularidad

Estructura Irregular	Cumple	No cumple
1) La excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.	●	
2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso no exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.		●

Tabla IV.2.3 Cumplimiento de las Condiciones de Irregularidad

Así mismo, se calcularon las distancias entre centros de masas y centros de rigideces de cada planta de la estructura dando una excentricidad torsional mayor al 20% de la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica: 20% (45 m) = 9 m., conforme a la sección 6.3 del RCDF. (Ver Figuras IV. 9 – IV.27. Centro de Rigideces y Masas)

A continuación se presenta la *Tabla IV.2.4* y figuras con los centros de masa y centros de rigideces de cada planta y sus diferencias.

Tabla IV.2.4 Centros de Masa y Rigideces						
Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ΔX	ΔY
Nivel 16	3617	9357	3675	8900	-58	456
Nivel15	3600	9356	3688	8806	-88	550
Nivel14	3600	9356	3704	8687	-104	669
Nivel13	3606	9356	3730	8512	-124	844
Nivel12	3614	9355	3765	8241	-150	1114
Nivel11	3614	9355	3804	7816	-189	1539
Nivel10	3614	9355	3839	7202	-225	2152
Nivel9	4166	6804	3830	6766	336	38
Nivel8	4148	6883	3785	6679	363	205
Nivel7	3937	7054	3742	6601	195	453
Nivel6	3957	7029	3700	6516	257	514
Nivel5	3954	7024	3663	6440	291	584
Nivel4	3580	6341	3638	6399	-59	-58
Nivel3	3598	6381	3620	6381	-22	0
Nivel2	3598	6381	3607	6376	-9	5
Nivel1	3598	6381	3594	6374	4	7
Nivel C3	3584	6380	3540	6367	43	13
Nivel C2	3584	6380	3494	6364	89	16
Nivel C 1	3584	6380	3430	6359	154	21

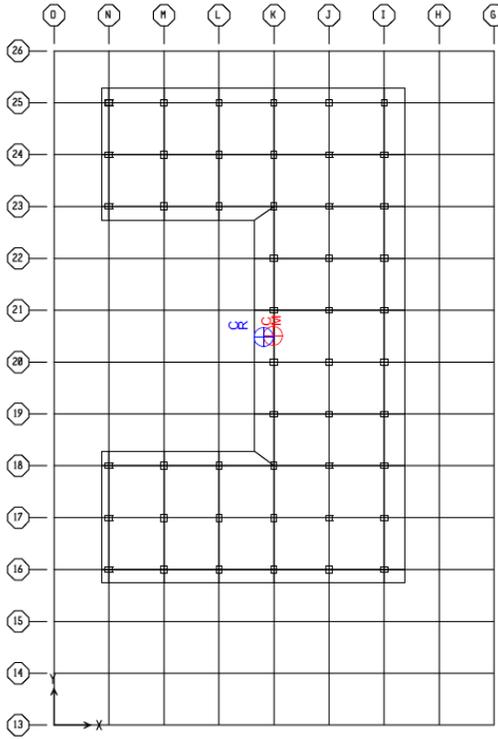


Figura IV.9 Nivel C2

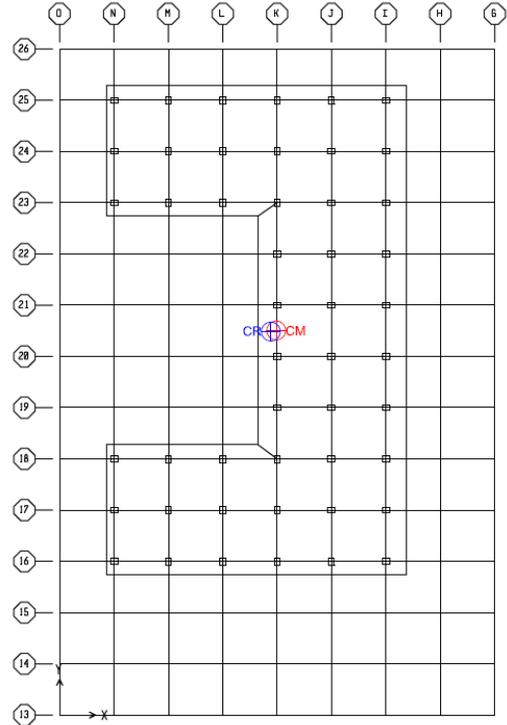


Figura IV.10 Nivel C2

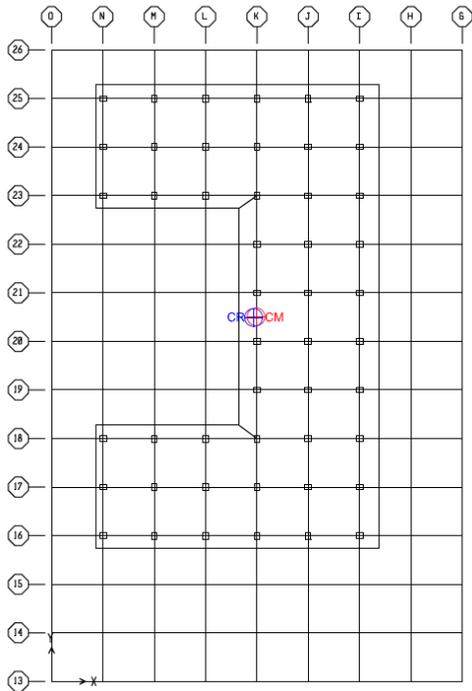


Figura IV.11 Nivel C3

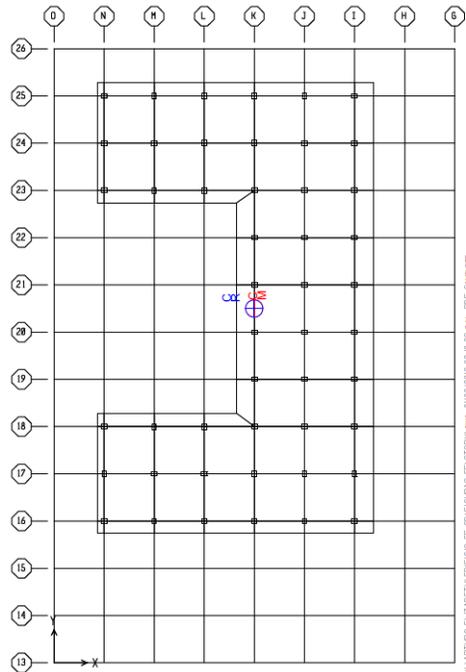


Figura IV.12 Nivel 1

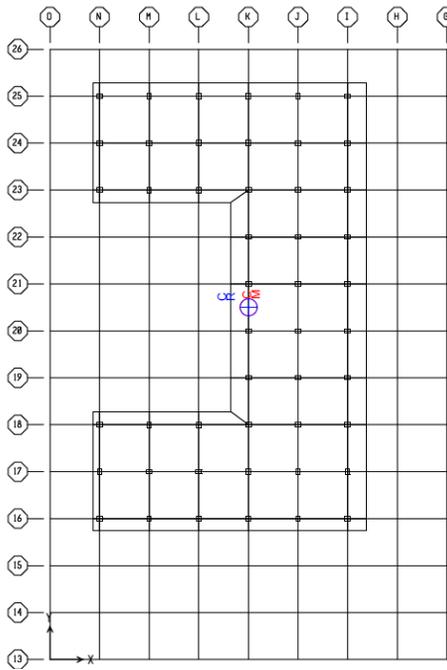


Figura IV.13 Nivel 2

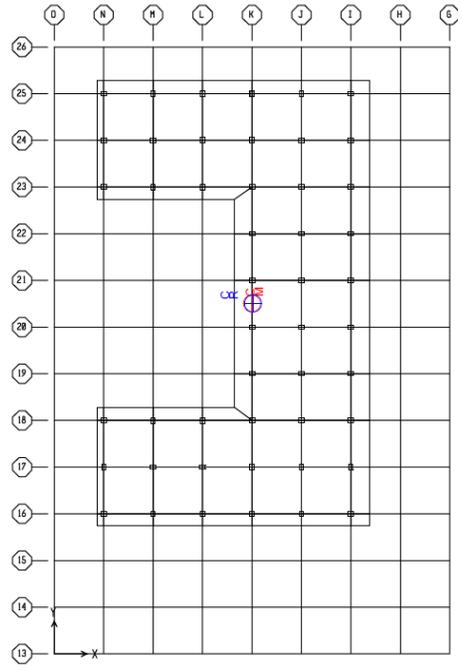


Figura IV.14 Nivel 3

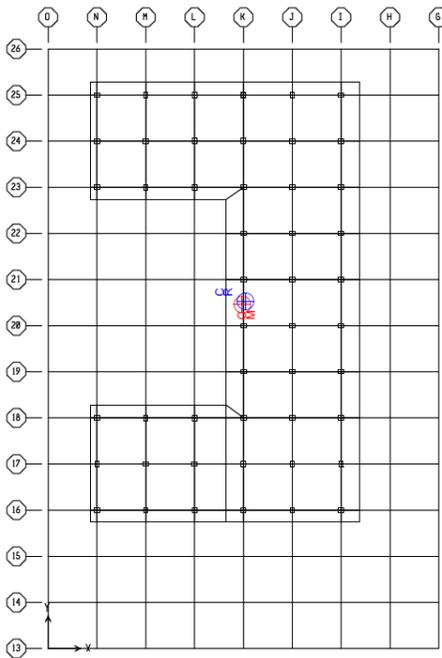


Figura IV.15 Nivel 4

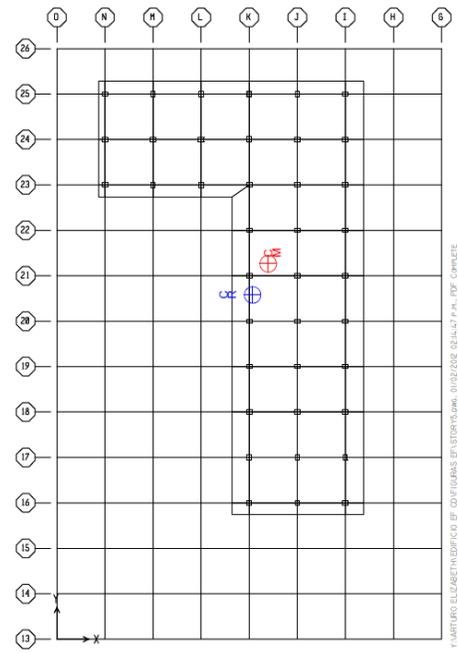


Figura IV.16 Nivel 5

Y:\ARTURO ELIZABETH\DTFCID EP\CD\FIGURAS EP\STORIS.dwg, 01/02/2016 02:34:17 P.M., PDF COMPLETE

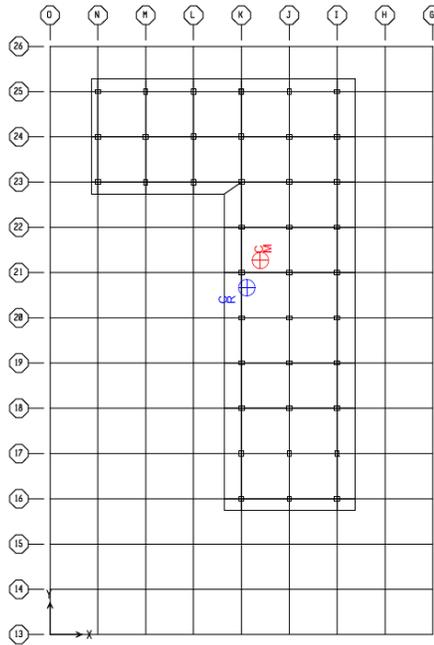


Figura IV.17 Nivel 6

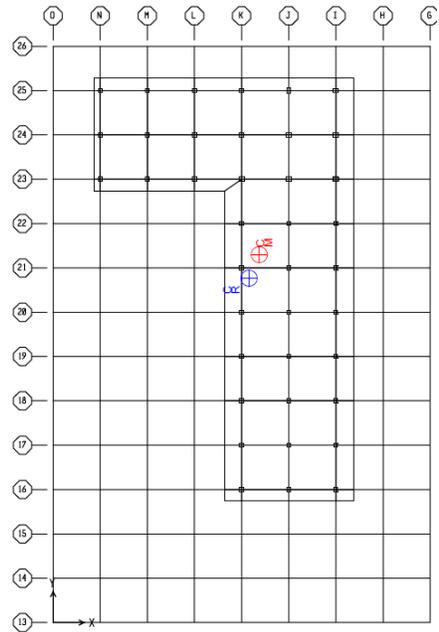


Figura IV.18 Nivel 7

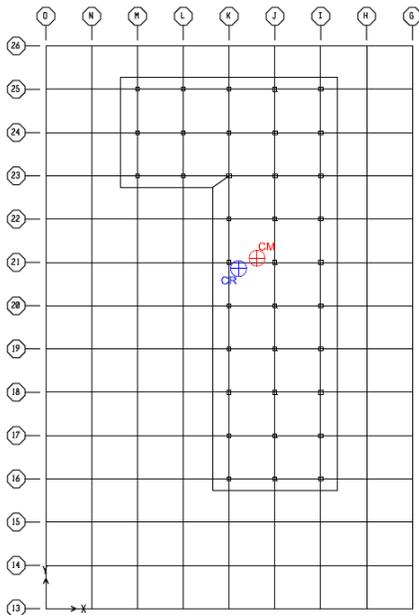


Figura IV.19 Nivel 8

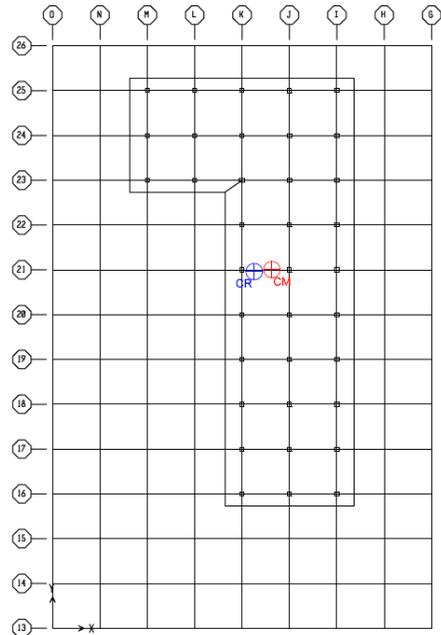


Figura IV.20 Nivel 9

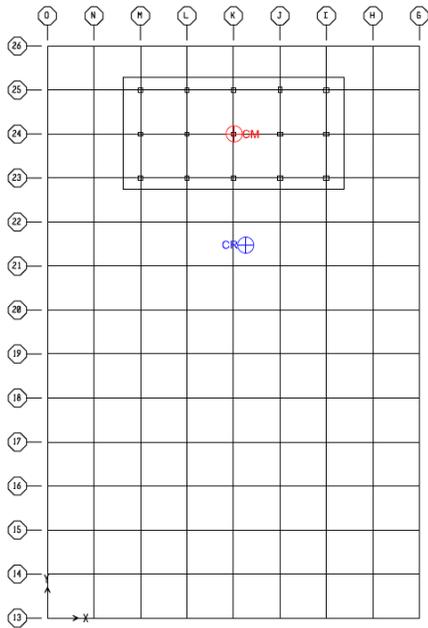


Figura IV.21 Nivel 10

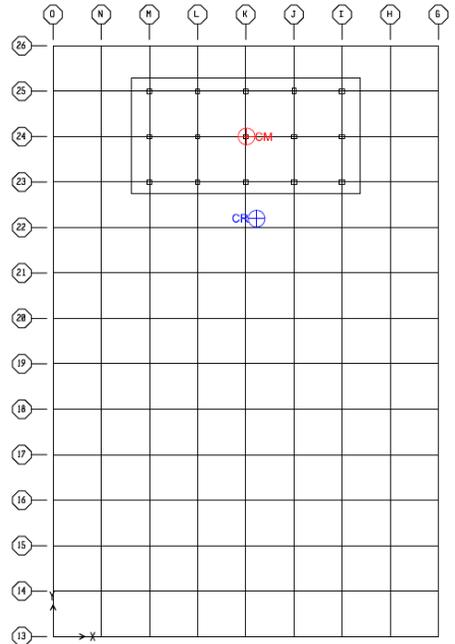


Figura IV.22 Nivel 11

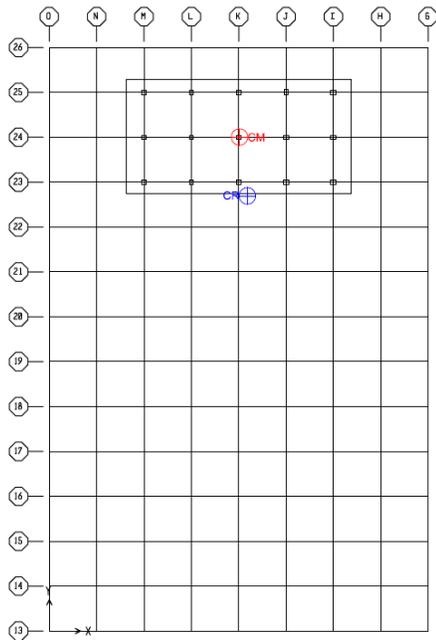


Figura IV.23 Nivel 12

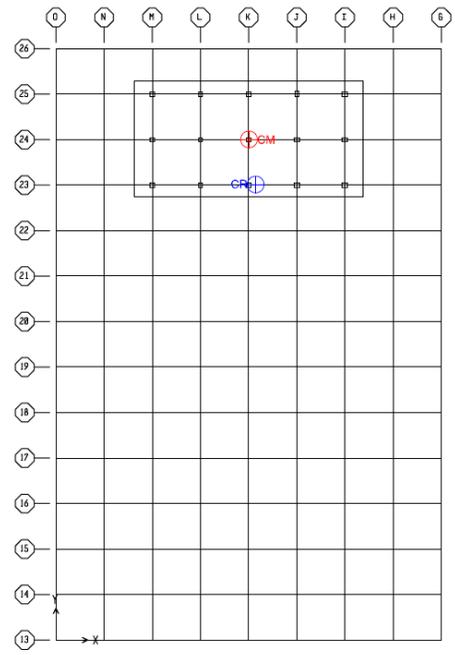


Figura IV.24 Nivel 13

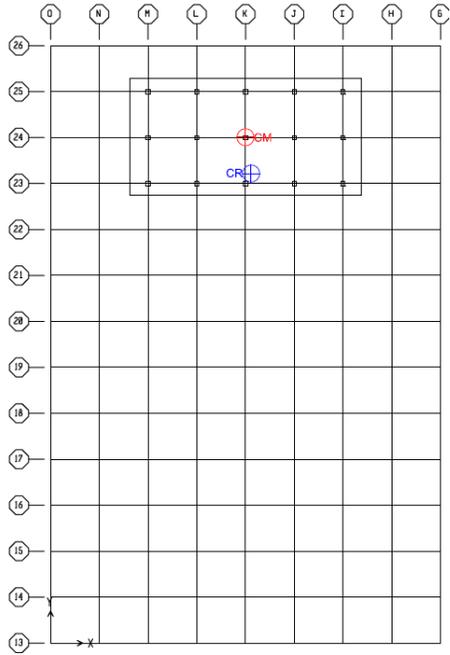


Figura IV.25 Nivel 14

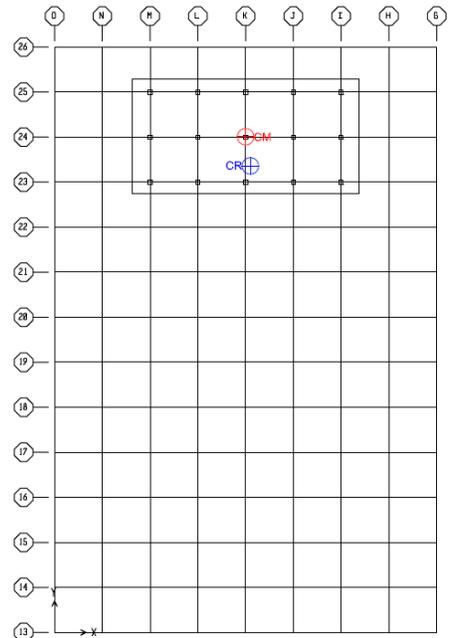


Figura IV.26 Nivel 15

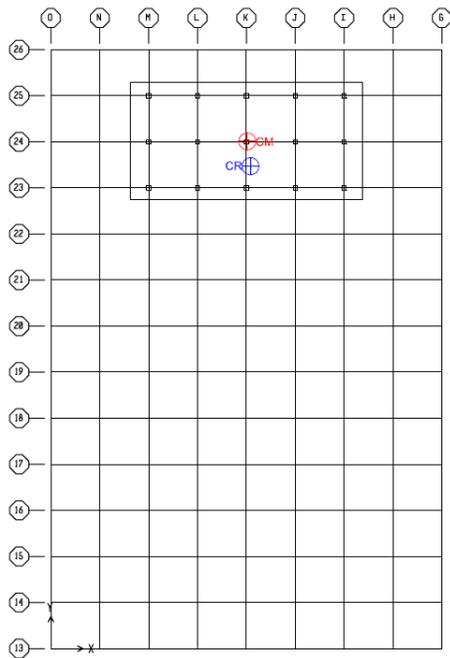


Figura IV.27 Nivel 16

Espectros de diseño:

Se utilizaron los parámetros del Apéndice A del RCDF para la elaboración del análisis dinámico. Se conocía del Estudio de Mecánica de Suelos, el periodo fundamental del suelo en el sitio, $T_s = 0.58$ s.

Por lo tanto para el diseño dinámico del edificio así como para la revisión de los desplazamientos de colapso y servicio se utiliza el apéndice A de las NTCS, figura IV.27.a. Ver memoria de cálculo del espectro en Anexo 1.

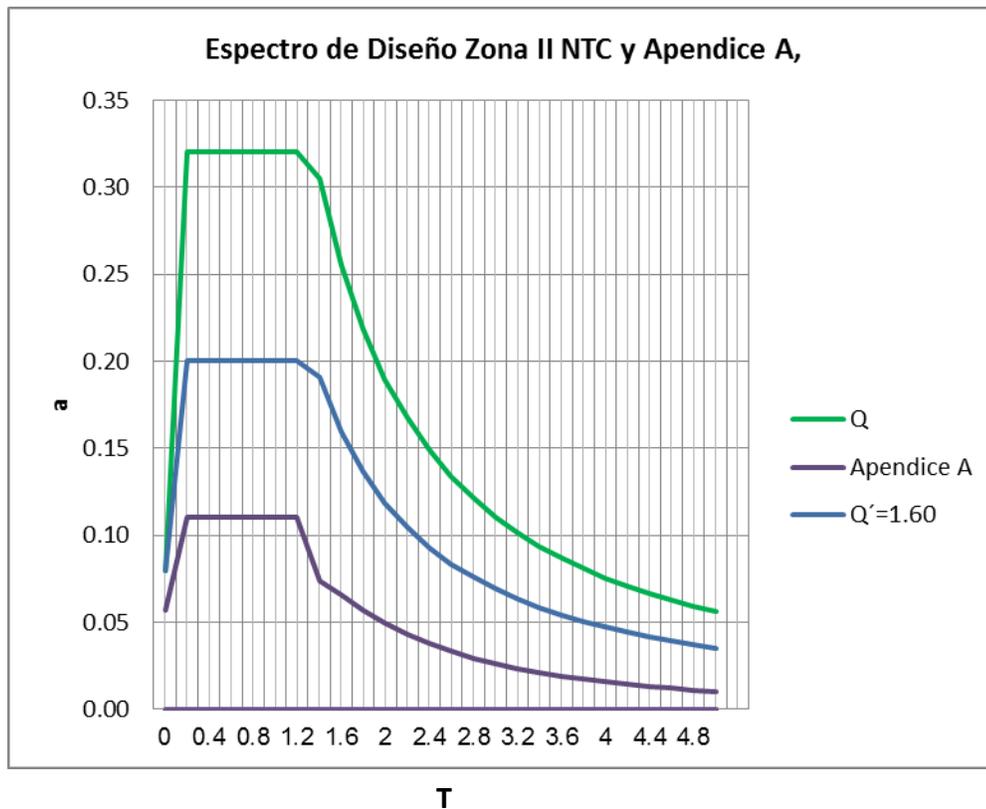


Figura IV.27.a

Las consideraciones particulares de análisis dinámico se detallan en el capítulo “V. Análisis Sísmico”.

Subestructura

La subestructura consiste de los seis sótanos, cinco de estacionamiento y uno comercial, ubicados debajo del edificio en estudio. Debido a que se requiere que la propuesta del sistema estructural de este edificio sea de acero, el sistema resistente de la subestructura se propone de columnas de concreto; el sistema de piso se propone de un sistema de vigueta y bovedilla de 25 cm de espesor con un $f'c = 300$ kg/m² para

la crujía tipo de 8.00 x 9.50 m. Aclarando que el diseño de losas y columnas en sótanos no se consideró en los alcances de este trabajo. (Ver figura Figura IV.28, IV.29, IV.30)

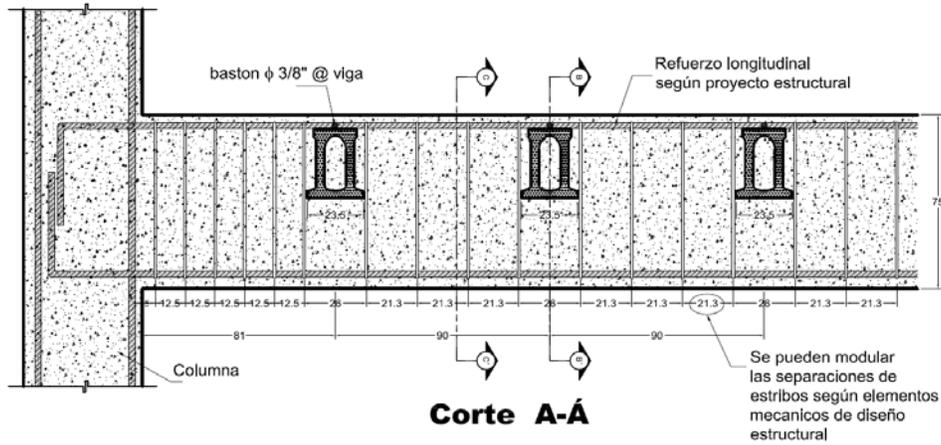


Figura IV.28 Detalle Losa Tipo

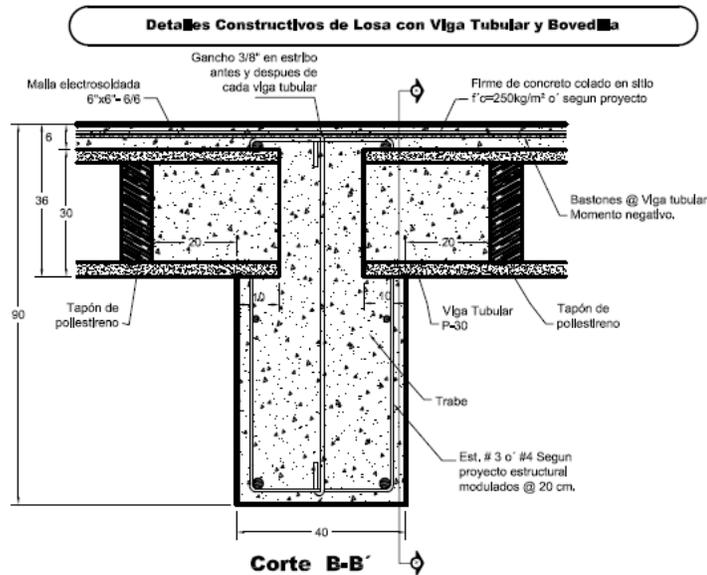


Figura IV.29 Corte Losa Tipo 1

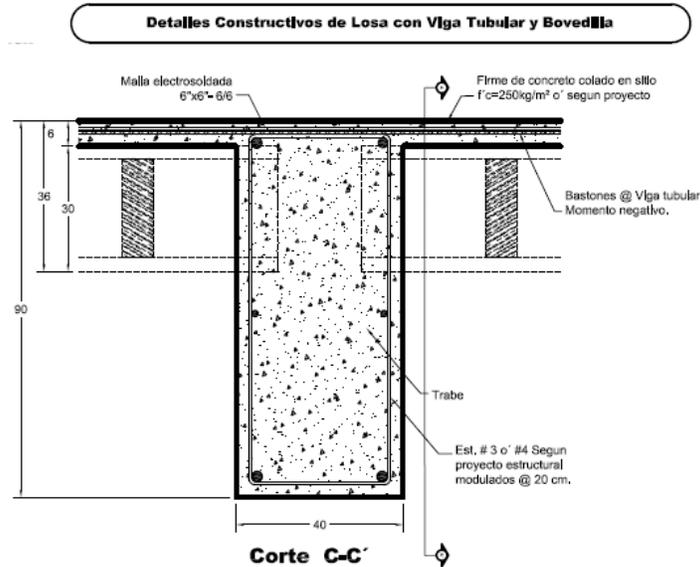


Figura IV.30 Corte Losa Tipo 2

Superestructura

El sistema resistente de la súper estructura que consiste de 19 niveles, 3 comerciales y 16 niveles de departamentos se propone lo siguiente: las trabes y largueros, de perfiles comerciales W; el sistema de piso, de losacero sección 4 cal. 22 de 20 cm de espesor tanto en el área de comercios como en el área de vivienda el área de vivienda. En cuanto a columnas se proponen tres secciones tipo cajón de distintas medidas y espesores.

Estas propuestas deberán ser capaces de soportar las cargas laterales y axiales a las cuales están sujetas los elementos estructurales conforme al RCDF, por medio de un análisis dinámico utilizando el programa ETABS; a fin de conseguir las secciones adecuadas para que el periodo de la estructura no sea igual al del sitio y sea una edificación estable dentro de los parámetros que marca el RCDF.

IV.3 Cimentación

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del edificio proyectado, contando con un semisótano comercial, con nivel de piso terminado de -4.80 m, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico, y seis sótanos para estacionamiento de automóviles, con nivel de piso del sótano inferior a -22.3 m, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico; y las características estratigráficas y físicas del subsuelo determinadas mediante el estudio de mecánica de suelos, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada para las estructuras proyectadas de mayor altura será mediante pilas de sección transversal circular, con diámetros de 1.40 m, apoyadas desde - 36 a - 41 m de profundidad, respecto al nivel 0.00 de proyecto arquitectónico.

Para el dimensionamiento de las pilas se deberá considerar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas: Que considera la combinación de carga permanente más carga viva máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.
- Condiciones dinámicas: Que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea y la acción accidental más crítica (incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1.

Dimensionamiento de las pilas

Para el dimensionamiento de pilas se utilizaron gráficas de capacidades de pilas dadas por el Geotecnista. La siguiente *Tabla IV.3.1* y la *Figura IV.31*, muestran las dimensiones de las pilas localizadas debajo al edificio. (Ver figura IV.31)

Tabla IV.3.1 Capacidades de Pilas			
DIAMETRO PILAS	PROF. DE DESPLANTE	f'c	CAPACIDAD FACTORIZADA (TON)
1.4	-36	300	1,354
1.4	-38.5	300	1,964
1.4	-38.5	350	2,292
1.4	-38.5	400	2,619
1.4	-41	300	2,586
1.4	-41	350	3,017
1.4	-41	400	3,448

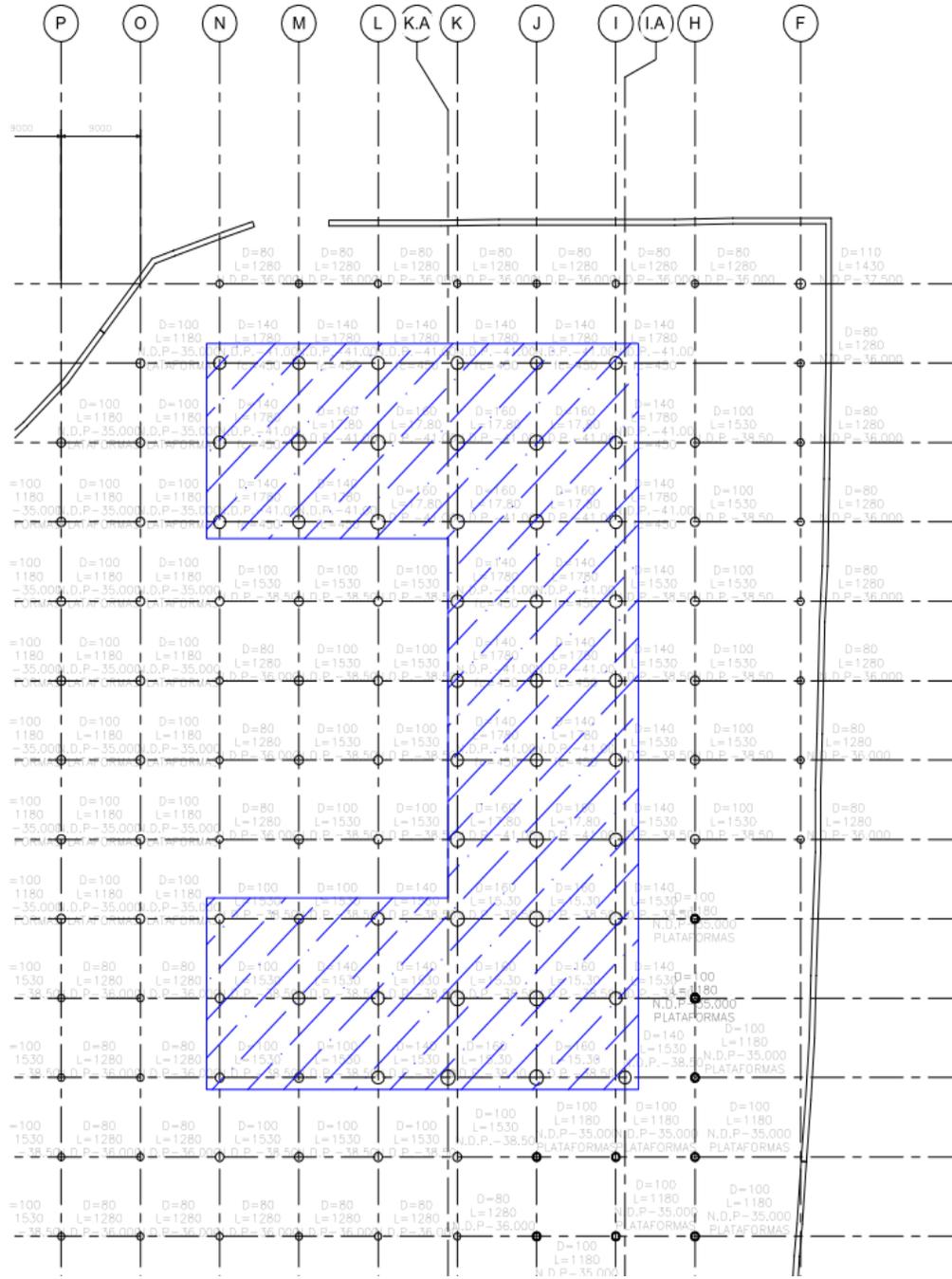


Figura IV.31 Distribución de pilas



V.ANALISIS SISMICO



V.ANALISIS SISMICO

En este capítulo se presentan los criterios para el análisis y diseño de la estructura en estudio.

V.1. Criterios de Diseño

V.1.1 Cargas

Conforme a la sección 6 de las NTCCA, se definieron las cargas y valores para el análisis.

	CARGAS MUERTAS (Kg. /M2)				CARGAS VIVAS (Kg. /M2)			NOTAS
	FINISHES (RELLENO %O PISO)	PARTITIONS (MUROS DIVISORIOS)	CEILINGS (PLAFONES, INSTALACIONES)	SDL (SOBRECARGA, C. MUERTA)	LL (C. VIVA MAX.)	RLL (C. VIVA REDUCIDA)	SL (C. VIVA SISMICA)	
	0	0	0	0	250	0	100	ESTACIONAMIENTOS, BODEGAS, UN NIVEL DE C O M E R C I O
	100	30	25	205	350	0	315	TRANSFER Y DOS NIVELES DE C O M E R C I O
	100	30	25	205	0	170	315	ZONA DE DEPARTAMENTOS
	100	30	25	205	0	170	315	ZONA DE DEPARTAMENTOS
	100	30	25	205	0	170	315	ZONA DE DEPARTAMENTOS
	100	0	0	100	350	0	315	A Z O T E A S
324 KILOGRAMOS POR METRO LINEAL EN FACHADAS, APLICADAS AL BORDE (NO INDICADO, SE SUPONE PRETL. DE CONCRETO)								
A TODAS ESTAS CARGAS AÑADIRLES EL PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA (TRABES, COLUMNAS Y LOSAS)								

Tabla V.1.1.1Tabla de Cargas

- Carga Viva Reducible (RLL)

Corresponde a la carga viva que es posible reducir en función del área tributaria de lo(s) elemento(s) portantes para las combinaciones de acciones estáticas.

- Carga Viva (LL)

Corresponde a la definición de carga viva máxima.

- Carga Viva Accidental (SL)

Corresponde a la carga viva instantánea.

- Carga Viva de Construcción (CCLL)

Corresponde a la carga viva de construcción durante el colado 150 kg/m²

- Sismo en direcciones ortogonales X (QX) y Y (QY)

Son las fuerzas resultantes de aplicar un análisis dinámico lineal basado en el pseudo espectro de aceleración construido en base al Apéndice A de las NTCS.

Clasificación por su tipo:

- Acciones permanentes (SDL), (SW)
- Acciones variables (LL), (RLL), (CCLL)
- Acciones accidentales (Qx y Qy)
 - Son las correspondientes al espectro de pseudo aceleraciones construido con base en el apéndice A. Este espectro se utiliza para el diseño y el reducido por los factores obtenidos al hacer la definición del cortante basal de diseño, se usa para revisión de desplazamientos de colapso según el inciso A.4b de las NTCS, sin escalar.

En este análisis NO se consideran las acciones de viento debido a que en un análisis preliminar se determinó que sus acciones no sobrepasaban a las del sismo.

A continuación en las figuras V.32 a V.37 se presentan las diferentes plantas con las cargas antes descritas correspondientes conforme al Reglamento según su uso.

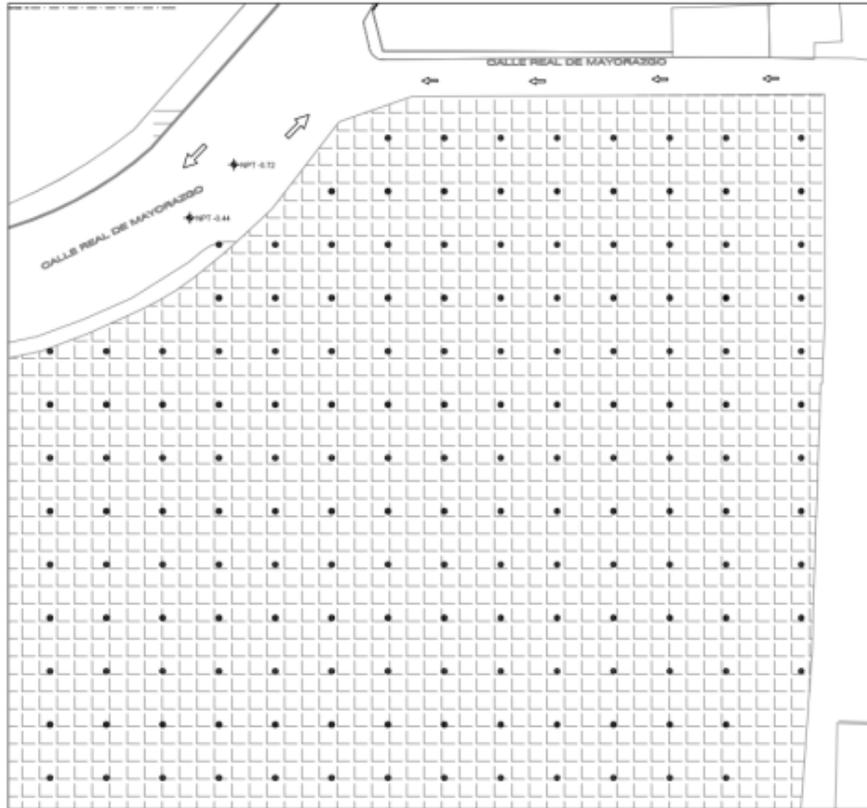


Figura V.32 PLANTA ESTACIONAMIENTOS
SOTANO COMERCIAL- SOTANO 1-5

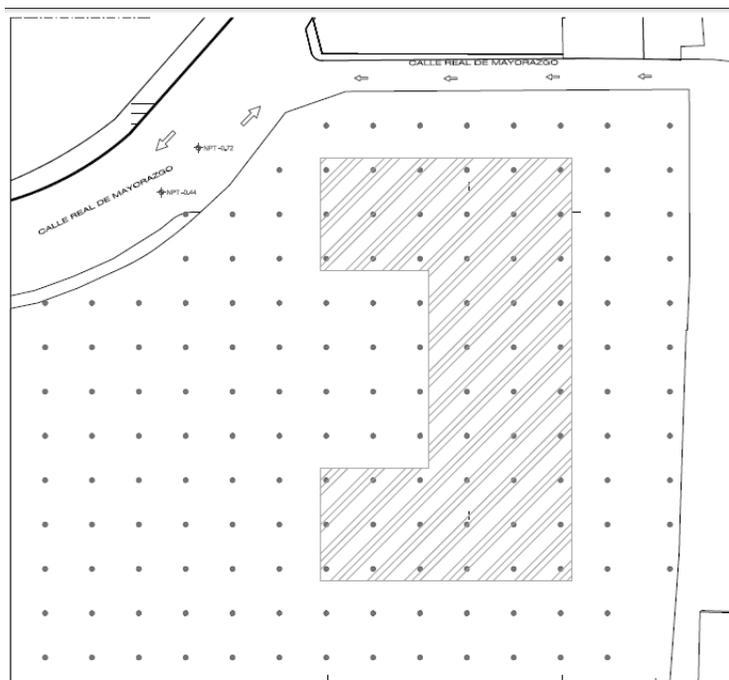


Figura V.33 PLANTA COMERCIOS
NIVELES 1-4

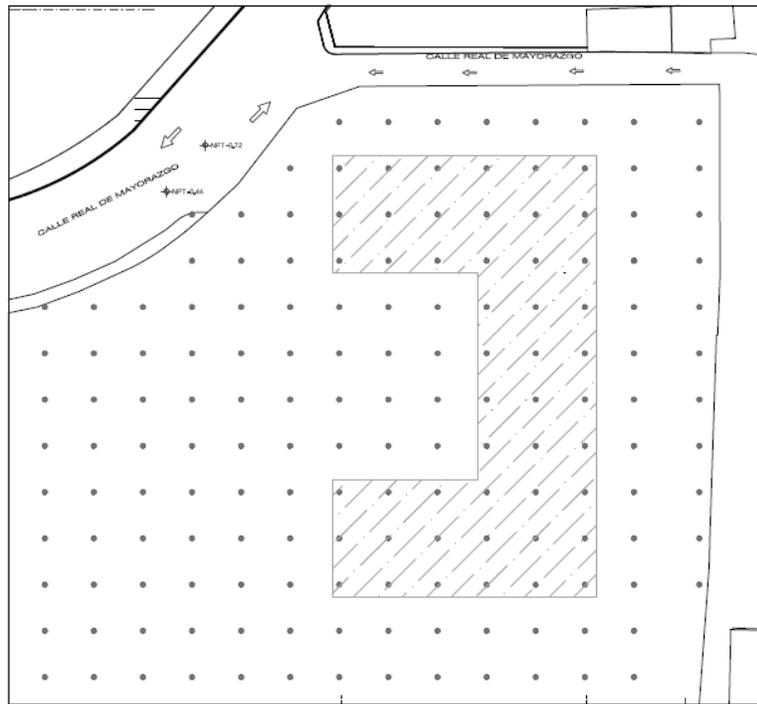


Figura V.34 PLANTA DEPARTAMENTOS
NIVELES 5-8

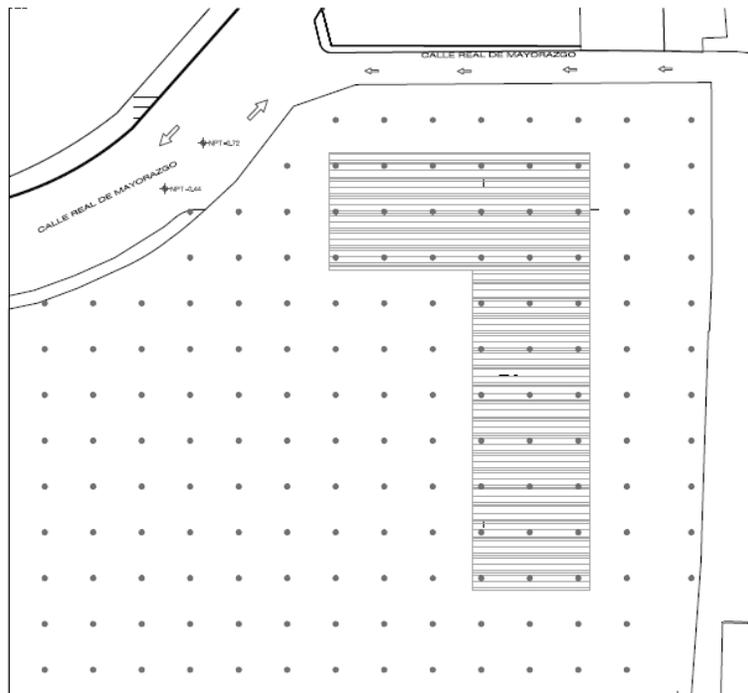


Figura V.35 PLANTA DEPARTAMENTOS
NIVELES 9-13

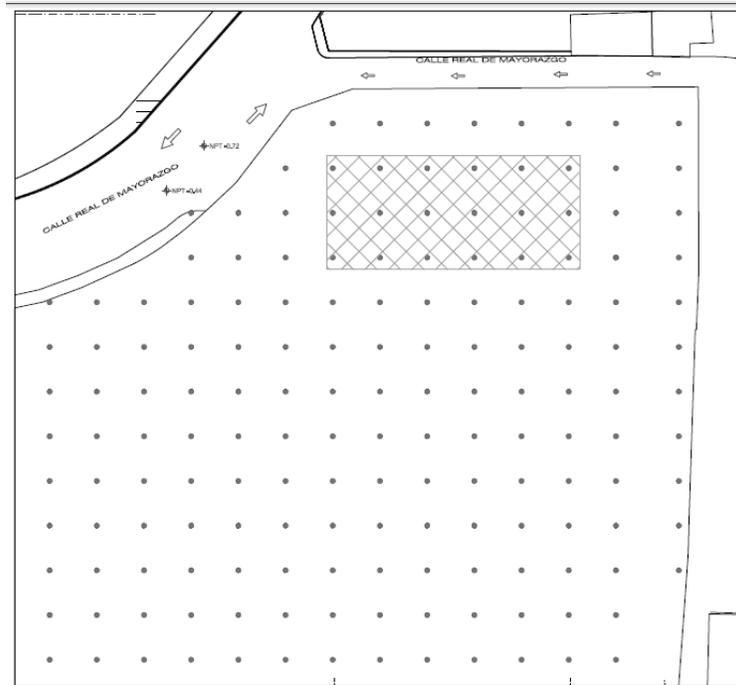


Figura V.36 PLANTA DEPARTAMENTOS
NIVELES 13-20

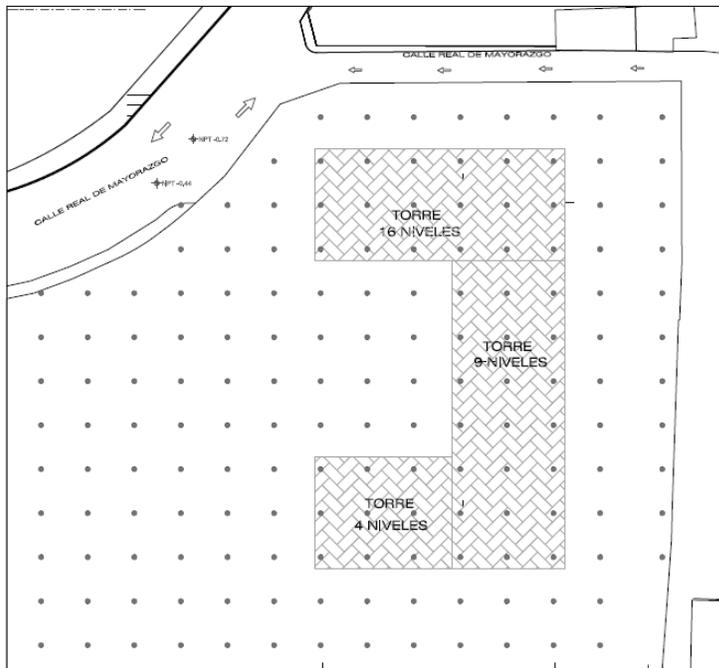


Figura V.37 PLANTA AZOTEAS

V.1.2 Combinaciones de acciones

Se formularon 9 combinaciones para el diseño de los elementos de acero:

Para diseño

Combinaciones carga vertical

- COMB 1: $1.4 SW + 1.4 LL + 1.4 SDL + 1.4 RLL$

Combinaciones para servicio en dirección X (para el cálculo de desplazamientos)

- COMBC 2: $SW + SDL + 0.30 Q_x \text{ des A} + SDL + SL$
- COMBC 3: $SW + SDL + SL + Q_x \text{ des A} + -0.30 Q_y \text{ des A}$
- COMBC 4: $SW + SDL + SL + - Q_x \text{ des A} + .30 Q_y \text{ des A}$
- COMBC 5: $SW + SDL + SL + - Q_x \text{ des A} + -0.30 Q_y \text{ des A}$

Combinaciones para servicio en dirección Y (para el cálculo de desplazamientos)

- COMBC 6: $SW + SDL + -0.30 Q_x \text{ des A} + - Q_y \text{ des A} + SL$
- COMBC 7: $SW + SDL + 0.30 Q_x \text{ des A} + Q_y \text{ des A} + SL$
- COMBC 8: $SW + SDL + 0.30 Q_x \text{ des A} + - Q_y \text{ des A} + SL$
- COMBC 9: $SW + SDL + -0.30 Q_x \text{ des A} + Q_y \text{ des A} + SL$

Combinación para resistencia última (colapso) por sismo dirección X

- COMBD 2: $1.1 SW + 1.1 Q_x \text{ dis A} + 0.33 Q_y \text{ dis A} + 1.1 SDL + 1.1 SL$
- COMBD 3: $1.1 SW + 1.1 SDL + 1.1 SL + 1.1 Q_x \text{ dis A} + -0.33 Q_y \text{ dis A}$
- COMBD 4: $1.1 SW + 1.1 SDL + 1.1 SL + -1.1 Q_x \text{ dis A} + 0.33 Q_y \text{ dis A}$
- COMBD 5: $1.1 SW + 1.1 SDL + -1.1 SL + -1.1 Q_x \text{ dis A} + -0.33 Q_y \text{ dis A}$

Combinación para resistencia última (colapso) por sismo dirección Y

- COMBD 6: $1.1 SW + 1.1 SDL + -0.33 Q_x \text{ dis A} + -1.1 Q_y \text{ dis A} + 1.1 SL$
- COMBD 7: $1.1 SW + 1.1 SDL + 0.33 Q_x \text{ dis A} + 1.1 Q_y \text{ dis A} + 1.1 SL$
- COMBD 8: $1.1 SW + 1.1 SDL + 0.33 Q_x \text{ dis A} - 1.1 Q_y \text{ dis A} + 1.1 SL$
- COMBD 9: $1.1 SW + 1.1 SDL + -0.33 Q_x \text{ dis A} + 1.1 Q_y \text{ dis A} + 1.1 SL$
- SEISMIC MASS: $SW + SDL \text{ combo} + SL$

Combinaciones para vigas compuestas

- COMBCONS: $1.4 SW + 1.4 CCLL$
- COMBDIS: $1.4 SW + 1.4 SDL + 1.4 LL$
- COMBDDEF: $SW + SDL + LL$

V.2 Análisis Sísmico Estático

El análisis estático no es aplicable a esta estructura por no cumplir ni con las condiciones de regularidad ni de altura. Sin embargo se consideró adecuado realizarlo.

STORY	Wi (ton)	Hi (m)	WiHi (ton-m)	Direccion X		Direccion Y	
				Fi (ton)	Vi (ton)	Fi (ton)	Vi (ton)
16	910	74	67310	405	405	405	405
15	812	71	57275	345	749	345	749
14	812	67	54432	327	1077	327	1077
13	823	64	52289	315	1391	315	1391
12	823	60	49406	297	1689	297	1689
11	823	57	46525	280	1969	280	1969
10	823	53	43643	263	2231	263	2231
9	2242	50	110996	668	2899	668	2899
8	2056	46	94562	569	3468	569	3468
7	2215	43	94158	566	4034	566	4034
6	2240	39	87343	525	4559	525	4559
5	2240	36	79504	478	5038	478	5038
4	2790	32	89282	537	5575	537	5575
3	2725	29	77670	467	6042	467	6042
2	2725	25	68132	410	6452	410	6452
1	2725	22	58593	352	6804	352	6804
C3	3252	18	58541	352	7157	352	7157
C2	3252	12	39027	235	7391	235	7391
C1	3252	6	19514	117	7509	117	7509
Total	37543.54	800.00	1248202.75	7508.71	76438.44	7508.71	76438.44

Tabla V.2.1 Tabla Análisis Sísmico Estático

Datos de análisis:

$c = 0.32$

$Q = 1.6$

Coficiente del cortante basal:

$C_s = c/Q = 0.16$

Por lo cual nos da un periodo de la estructura:

$T_x = 5.7 \text{ s}$

$T_y = 3.8 \text{ s}$

Tabla V.2.2 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

Zona	c	a_0	T_a^1	T_b^1	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

¹ Periodos en segundos

V.3 Análisis Dinámico

Consideraciones Generales

- Amortiguamiento

Un amortiguamiento del 5%

- Efectos bidireccionales

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinan tomando el 100% de los efectos en la dirección que corresponde más el 30% de los efectos de la dirección perpendicular a ella.

- Masa Sísmica (considerada para el análisis sísmico dinámico)

$W_o = \text{Masa Sísmica (Seismic Mass)} = SW + SDL + SL$

- Escalamiento del espectro

Los distintos reglamentos contienen provisiones para escalar los resultados del análisis dinámico a un % mínimo asociado a la masa del edificio, como por ejemplo en el cuerpo principal de las NTCS maneja un mínimo asociado a la masa de la estructura, su coeficiente de ductilidad y el valor de la aceleración para el modo principal de la estructura. Con estas fuerzas escaladas se realiza el diseño de los elementos y se revisan los límites de servicio de las estructura.

En el caso del apéndice A de las NTCS se establece que las fuerzas más NO los desplazamientos deben escalarse para que se iguale a un valor de $0.003 * W_o$, indicado en el inciso 9.3 NTCS.

V.3.1 Resultados del Análisis

Para dicho análisis se utilizó el programa ETABS, ya que es un programa que ha sido reconocido, por casi 30 años, en la industria del software para análisis y diseño estructural y por la facilidad de manejo y lectura de resultados.

Se utilizaron los parámetros para la elaboración del espectro conforme al Apéndice A de las NTCS. Después de haber hecho varias corridas con distintas secciones se llegó finalmente a secciones definitivas, las cuales se presentarán en el capítulo VI. Los periodos correspondientes a los primeros modos de vibrar arrojaron los siguientes valores:

T1= 5.3 s dirección traslacional X

T2= 5.0 s dirección traslacional Y

T3=3.5 s torsión

Tabla de Modos de Vibrar

En la tabla V.3.1 se presentan los primeros 21 modos de vibrar de la estructura modelada, indicando el valor del periodo asociado a cada modo y el porcentaje de participación de la masa. Se observa que a partir del modo dieciséis, ya se tiene una participación del 90% de la masa de la estructura en ambas direcciones, tal como lo indica el inciso 9.1 de las NTCS.

Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX %	Sum UY %	Sum UZ %	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	5.68	45.87	1.49	0	45.87	1.49	0	1.9	64.36	41.81	1.9	64.36	41.81
2	3.84	30.35	5.49	0	76.22	6.99	0	7.8	29.18	24.12	9.7	93.54	65.92
3	2.62	3.99	1.76	0	80.21	8.74	0	5.1	1.80	9.45	14.9	95.34	75.38
4	2.22	5.52	1.58	0	85.73	10.33	0	1.1	0.82	7.14	16.0	96.16	82.52
5	1.40	2.04	32.97	0	87.77	43.30	0	40.5	0.42	0.04	56.5	96.59	82.55
6	1.37	2.45	18.66	0	90.22	61.96	0	26.2	0.61	5.71	82.7	97.19	88.26
7	1.21	2.20	0.10	0	92.42	62.06	0	0.0	0.76	2.14	82.7	97.95	90.41
8	0.85	0.01	7.16	0	92.43	69.23	0	3.8	0.00	0.04	86.5	97.95	90.45
9	0.82	0.84	3.40	0	93.28	72.63	0	2.2	0.17	1.45	88.6	98.13	91.90
10	0.78	0.31	14.78	0	93.58	87.41	0	8.6	0.08	1.29	97.2	98.21	93.19
11	0.68	1.33	0.61	0	94.91	88.02	0	0.3	0.42	1.00	97.5	98.62	94.19
12	0.59	0.46	0.08	0	95.37	88.10	0	0.0	0.16	0.67	97.5	98.79	94.87
13	0.47	0.32	0.12	0	95.69	88.22	0	0.0	0.07	0.53	97.5	98.86	95.40
14	0.45	0.63	0.05	0	96.32	88.27	0	0.0	0.15	0.14	97.5	99.01	95.53
15	0.38	0.01	0.45	0	96.33	88.72	0	0.1	0.00	0.78	97.6	99.01	96.31
16	0.34	0.04	5.80	0	96.37	94.52	0	1.0	0.01	0.06	98.6	99.02	96.37
17	0.33	0.70	0.44	0	97.07	94.96	0	0.1	0.21	0.01	98.7	99.23	96.38
18	0.24	1.22	0.07	0	98.28	95.03	0	0.0	0.32	0.05	98.7	99.56	96.43
19	0.21	0.05	2.17	0	98.34	97.20	0	0.6	0.01	0.00	99.3	99.57	96.43
20	0.15	1.61	0.03	0	99.95	97.23	0	0.0	0.42	0.01	99.3	99.99	96.43
21	0.12	0.01	2.59	0	99.96	99.83	0	0.7	0.00	0.01	100.0	99.99	96.45

Tabla V.3.1 *Tabla de Modos*

Revisión de Masa y Densidad

Siempre es recomendable determinar un parámetro que nos relacione el peso total de la estructura y el área construida con objeto de revisar si el diseño propuesto se encuentra dentro de un rango económicamente adecuado. Por tal motivo, se obtiene la relación entre el peso por metro cuadrado construido. En la tabla V.3.2 se presenta el cálculo del peso de la estructura.

Área total construida: 41,460 m²

Sección	Tipo Elemento	Num piezas	Long total (m)	Peso total (ton)	Kg / m ²
W16X36	Beam	1396	7550	404	26
W18X40	Beam	605	4800	273	
W21X44	Beam	1085	6437	395	
C3	Column	285	998	377	30
C5	Column	201	704	121	
C1	Column	144	864	744	
90X120/450	Column	336	1114	2890	
LOSACEROCOMERCIO	Floor			1893	
LOSACEROCOMERCIO	Metal Deck			98	
LOSA25	Floor			33788	
LOSACERODEPTOS	Floor			6443	
LOSACERODEPTOS	Metal Deck			335	
total					

Tabla V.3.2 Tabla Resumen de Pesos y Densidades

Escalamiento de Espectros

Del análisis se obtuvo un peso de la estructura de:

$W_0 = 22,426 \text{ Ton}$

Comparativa de cortantes basales del análisis dinámico con cortantes basales estáticos respectivamente:

$V_{dx} = 861 \text{ Ton} < 80\% V_{ix}$

$V_{dy} = 1098 \text{ Ton} < 80\% V_{iy}$

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
C 1	SEISMICMASS	Bottom	22426.19	103.78	31.01	-3823.582	1571334.42	- 829476.857
C 1	QXDESA	Bottom	0	789.21	311.08	29137.59	2.16E+02	4.33E+03
C 1	QYDESA	Bottom	0	238.79	1004.28	18655.157	4.61E+03	2.23E+02

$T_s < 1 \text{ s}$

$a_{min} =$	0.03
$a_{min} * W_0 =$	814

$V_x + (0.3 V_y) = V_{dx}$

$V_y + (0.3 V_x) = V_{dy}$

$V_{dx} =$	861
$V_{dy} =$	1098

$a_{min} * W_0 / V_{dx} = F_{incx}$

$a_{min} * W_0 / V_{dy} = F_{incy}$

$F_{incx} =$	1.89
$F_{incy} =$	1.76

Debido a que el cortante basal dinámico es menor al 80% del estático el espectro sísmico se amplificó con los siguientes $F_{incx} = 1.89$ y $F_{incy} = 1.76$ para obtener el espectro de diseño.

La tabla V.3.3 muestra los límites establecidos por distorsiones de entrepiso de servicio: 0.004 y distorsiones de colapso: 0.015 para una estructura Q=2 según el periodo de la estructura, la cual arrojó un periodo de 5.3 s en la dirección X y de 5.0 s en la dirección Y; y de 3.5 s en el modo torsional. A continuación se presenta los desplazamientos arrojados por el ETABS y la gráfica comparativa con los límites establecidos y como se puede apreciar en la gráfica los desplazamientos de los entrepisos están por debajo de los límites establecidos.

Apendice A

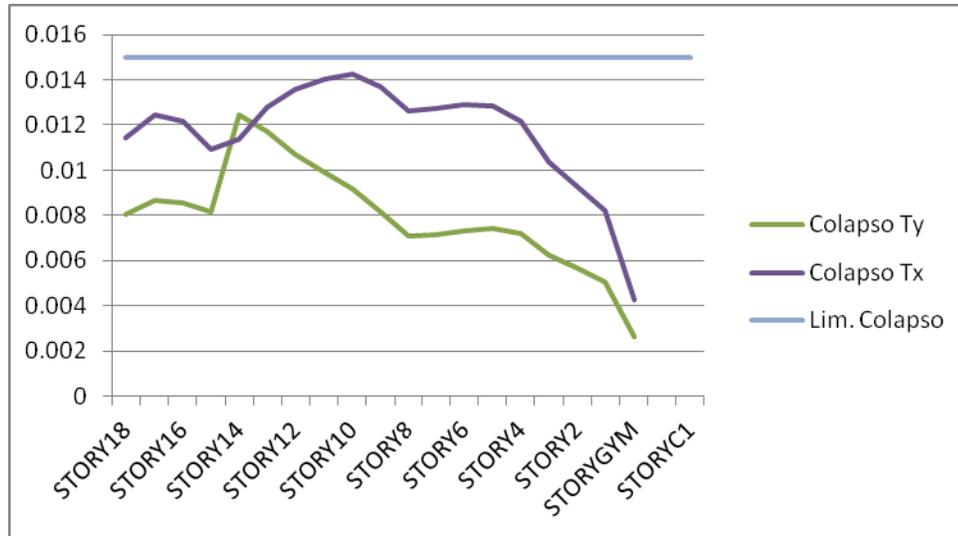
						0.004	0.015
						LIMITE DE DISTORSION PARA SERVICIO	LIMITE DE DISTORSION PARA COLAPSO
T	a	R	Q'	Q'*IRR	a/R/Q'	Q'R/7	QR
0	0.10	2.5	1.00	0.70	0.057	0.357	5.00
0.2	0.28	2.0	1.82	1.27	0.110	0.519	4.00
0.4	0.28	2.0	1.82	1.27	0.110	0.519	4.00
0.6	0.28	2.0	1.82	1.27	0.110	0.519	4.00
0.8	0.28	2.0	1.82	1.27	0.110	0.519	4.00
1	0.28	2.0	1.82	1.27	0.110	0.519	4.00
1.2	0.28	2.0	1.82	1.27	0.110	0.519	4.00
1.4	0.27	2.0	2.60	1.82	0.074	0.742	4.00
1.6	0.23	2.0	2.48	1.74	0.066	0.708	4.00
1.8	0.19	2.0	2.39	1.67	0.057	0.683	4.00
2	0.16	2.0	2.33	1.63	0.050	0.665	4.00
2.2	0.14	2.0	2.28	1.59	0.043	0.650	4.00
2.4	0.12	2.0	2.24	1.57	0.038	0.639	4.00
2.6	0.10	2.0	2.20	1.54	0.033	0.630	4.00
2.8	0.09	2.0	2.18	1.52	0.030	0.622	4.00
3	0.08	2.0	2.16	1.51	0.026	0.616	4.00
3.2	0.07	2.0	2.14	1.50	0.023	0.611	4.00
3.4	0.06	2.0	2.12	1.49	0.021	0.607	4.00
3.6	0.06	2.0	2.11	1.48	0.019	0.603	4.00
3.8	0.05	2.0	2.10	1.47	0.017	0.600	4.00
4	0.05	2.0	2.09	1.46	0.016	0.597	4.00
4.2	0.04	2.0	2.08	1.46	0.014	0.595	4.00
4.4	0.04	2.0	2.08	1.45	0.013	0.593	4.00
4.6	0.04	2.0	2.07	1.45	0.012	0.591	4.00
4.8	0.03	2.0	2.06	1.44	0.011	0.590	4.00
5	0.03	2.0	2.06	1.44	0.010	0.588	4.00

Tabla V.3.3 Tabla de Factores de Deformaciones Servicio y Colapso

- Distorsiones de entrepiso para el estado límite de colapso

STORY	QXDES P	QYDES P	QYDES P	QXDES P	Qx+ 0.3Qy	Qy+ 0.3Qx	0.015	0.015
							LIMITE DE DISTORSION PARA COLAPSO	LIMITE DE DISTORSION PARA COLAPSO
							TX	TY
Nivel 16	0.002	0.002	0.003	0.001	0.002	0.003	0.008	0.008
Nivel 15	0.002	0.003	0.004	0.001	0.003	0.005	0.012	0.008
Nivel 14	0.003	0.003	0.005	0.001	0.004	0.006	0.011	0.008
Nivel 13	0.003	0.004	0.006	0.001	0.004	0.007	0.012	0.008
Nivel 12	0.003	0.004	0.007	0.001	0.005	0.007	0.010	0.012
Nivel 11	0.003	0.004	0.007	0.002	0.005	0.007	0.011	0.012
Nivel 10	0.003	0.004	0.006	0.002	0.004	0.006	0.013	0.011
Nivel 9	0.003	0.002	0.003	0.002	0.004	0.003	0.014	0.009
Nivel 8	0.004	0.002	0.003	0.002	0.005	0.003	0.014	0.009
Nivel 7	0.005	0.003	0.003	0.002	0.006	0.004	0.014	0.008
Nivel 6	0.005	0.003	0.003	0.002	0.006	0.004	0.013	0.008
Nivel 5	0.005	0.003	0.003	0.002	0.006	0.003	0.013	0.007
Nivel 4	0.004	0.002	0.003	0.001	0.004	0.003	0.013	0.007
Nivel 3	0.004	0.002	0.003	0.001	0.005	0.003	0.013	0.007
Nivel 2	0.004	0.002	0.003	0.002	0.005	0.003	0.012	0.007
Nivel 1	0.005	0.003	0.003	0.002	0.006	0.004	0.010	0.006
C3	0.004	0.002	0.003	0.002	0.005	0.003	0.009	0.006
C2	0.003	0.002	0.002	0.001	0.003	0.002	0.008	0.005
C1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.003

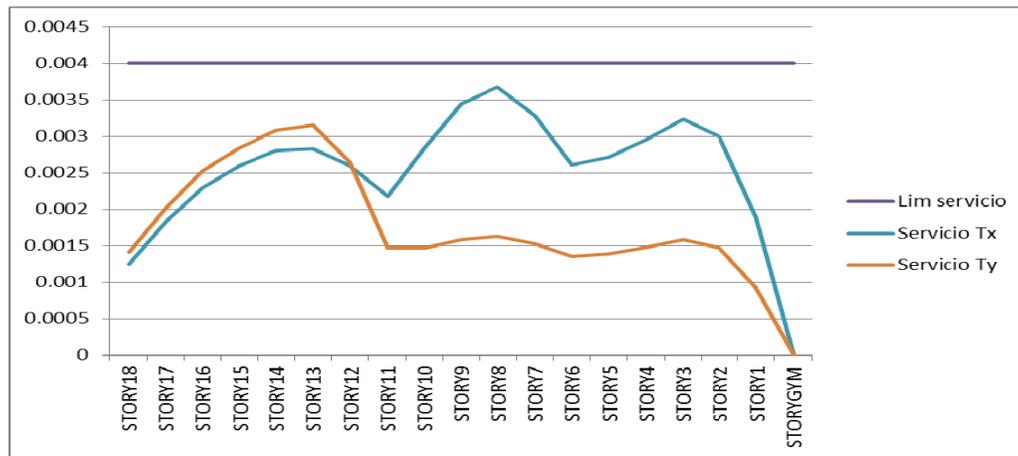
Tabla V.3.4 Tabla de Distorsiones para Colapso



- Distorsiones de entepiso para el estado límite de Servicio

STORY	QXDESP	QYDESP	QYDESP	QXDESP	Qx+ 0.3Qy	Qy+ 0.3Qx	0.004	0.004
							LIMITE DE DISTORSION PARASERVICIO	LIMITE DE DISTORSION PARASERVICIO
							TX	TY
Nivel 16	0.002	0.002	0.003	0.001	0.002	0.003	0.0012	0.001
Nivel 15	0.002	0.003	0.004	0.001	0.003	0.005	0.0018	0.002
Nivel 14	0.003	0.003	0.005	0.001	0.004	0.006	0.0023	0.003
Nivel 13	0.003	0.004	0.006	0.001	0.004	0.007	0.0026	0.003
Nivel 12	0.003	0.004	0.007	0.001	0.005	0.007	0.0028	0.003
Nivel 11	0.003	0.004	0.007	0.002	0.005	0.007	0.0028	0.003
Nivel 10	0.003	0.004	0.006	0.002	0.004	0.006	0.0026	0.003
Nivel 9	0.003	0.002	0.003	0.002	0.004	0.003	0.0022	0.001
Nivel 8	0.004	0.002	0.003	0.002	0.005	0.003	0.0028	0.001
Nivel 7	0.005	0.003	0.003	0.002	0.006	0.004	0.0034	0.002
Nivel 6	0.005	0.003	0.003	0.002	0.006	0.004	0.0037	0.002
Nivel 5	0.005	0.003	0.003	0.002	0.006	0.003	0.0033	0.002
Nivel 4	0.004	0.002	0.003	0.001	0.004	0.003	0.0026	0.001
Nivel 3	0.004	0.002	0.003	0.001	0.005	0.003	0.0027	0.001
Nivel 2	0.004	0.002	0.003	0.002	0.005	0.003	0.0030	0.001
Nivel 1	0.005	0.003	0.003	0.002	0.006	0.004	0.0032	0.002
C3	0.004	0.002	0.003	0.002	0.005	0.003	0.0030	0.001
C2	0.003	0.002	0.002	0.001	0.003	0.002	0.0019	0.001
C1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000

Tabla V.3.4 Tabla de Distorsiones para Servicio



Estas graficas muestran que los resultados de las derivas de cada entrepiso están por debajo de los límites de colapso (0.015) y de servicio (0.004), lo cual indica que nuestra estructura no tiene deformaciones considerables.



VI.DISEÑO ESTRUCTURAL



VI. DISEÑO ESTRUCTURAL

Conforme a la sección 7.2 de las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCM) y de Estructuras de Concreto (NTCC), se revisaron los elementos estructurales para su armado. Para ello se elaboraron diversas hojas de cálculo utilizando el programa de Excel que contiene la metodología de diseño establecida por las normas, arrojando los armados que se presentan en las siguientes tablas.

VI.1 Cimentación

A continuación se muestra la *Tabla VI.1.1* obtenida del programa ETABS donde muestra las cargas que soportaría la cimentación, únicamente en los puntos donde se desplanta el edificio. Como se puede ver en la tabla la combinación uno es la que rige. Según las gráficas de capacidades de las pilas dadas por el Geotecnista, se obtienen los siguientes diámetros a una profundidad de desplante de - 41 m, 38.5 m. (Ver *Figura 32 Armado de Pilas Tipo*).

Point	Load	FZ (TON)	D. PILAS (TON)	PROF. DE DESPLANTE	F'c	CAPACIDAD DE PILAS (TON)
39	COMB1	1319	1.4	-36	300	1,354
42	COMB1	1446	1.4	-38.5	300	1,964
43	COMB1	1534	1.4	-38.5	300	1,964
44	COMB1	1427	1.4	-38.5	300	1,964
45	COMB1	1409	1.4	-38.5	300	1,964
46	COMB1	1336	1.4	-36	300	1,354
52	COMB1	2306	1.4	-38.5	400	2,619
53	COMB1	2481	1.4	-38.5	400	2,619
54	COMB1	2271	1.4	-38.5	350	2,292
55	COMB1	1522	1.4	-38.5	300	1,964
56	COMB1	1642	1.4	-38.5	300	1,964
57	COMB1	1541	1.4	-38.5	300	1,964
65	COMB1	2385	1.4	-38.5	400	2,619
66	COMB1	2565	1.4	-38.5	400	2,619
67	COMB1	2340	1.4	-38.5	400	2,619
68	COMB1	1551	1.4	-38.5	300	1,964
69	COMB1	1675	1.4	-38.5	300	1,964
70	COMB1	1558	1.4	-38.5	300	1,964
78	COMB1	2390	1.4	-38.5	400	2,619
79	COMB1	2581	1.4	-38.5	400	2,619
80	COMB1	2560	1.4	-38.5	400	2,619
81	COMB1	1757	1.4	-38.5	300	1,964

<i>Point</i>	<i>Load</i>	<i>FZ (TON)</i>	<i>D. PILAS (TON)</i>	<i>PROF. DE DESPLANTE</i>	<i>F'c</i>	<i>CAPACIDAD DE PILAS (TON)</i>
82	COMB1	1921	1.4	-38.5	300	1,964
83	COMB1	1977	1.4	-38.5	350	2,292
87	COMB1	2401	1.4	-38.5	400	2,619
88	COMB1	2593	1.4	-38.5	400	2,619
89	COMB1	2501	1.4	-38.5	400	2,619
90	COMB1	1781	1.4	-38.5	300	1,964
91	COMB1	1945	1.4	-38.5	300	1,964
92	COMB1	1955	1.4	-38.5	300	1,964
96	COMB1	2317	1.4	-38.5	400	2,619
97	COMB1	2503	1.4	-38.5	400	2,619
98	COMB1	2413	1.4	-38.5	400	2,619
99	COMB1	1729	1.4	-38.5	300	1,964
100	COMB1	1887	1.4	-38.5	300	1,964
101	COMB1	1896	1.4	-38.5	300	1,964
108	COMB1	1850	1.4	-38.5	300	1,964
109	COMB1	1951	1.4	-38.5	300	1,964
110	COMB1	1897	1.4	-38.5	300	1,964
111	COMB1	1861	1.4	-38.5	300	1,964
112	COMB1	1951	1.4	-38.5	300	1,964
113	COMB1	1897	1.4	-38.5	300	1,964
114	COMB1	1862	1.4	-38.5	300	1,964
115	COMB1	1952	1.4	-38.5	300	1,964
116	COMB1	1899	1.4	-38.5	300	1,964
117	COMB1	1886	1.4	-38.5	300	1,964
118	COMB1	1989	1.4	-38.5	350	2,292
119	COMB1	1934	1.4	-38.5	300	1,964

Tabla VI.1.1 *Tabla de dimensionamiento de pilas*

Dichas pilas se ubicarán a partir del sótano seis ubicado en nivel -22.3 m, quedando las pilas de 13.7 m y 16.2 m.

Se obtuvieron los armados de las pilas a través de las áreas de acero que se requería por pila conforme a las NTCC (1%) y se hicieron los cálculos utilizando el programa de Excel con las fórmulas que marcaba dicha fuente, dando los siguientes armados, tales como, # de varillas, separaciones de estribos en la zona confinada y central así como las cantidades. Las zonas sombreadas de azul son las separaciones que se utilizan, redondeando la separación mayor (s2) a 15 cm. Las *Tablas VI.1.2. 3, 4* muestran los armados de las pilas.

Refuerzo Longitudinal				
D. PILA	140	140	140	140
Cant. varillas=	24	24	24	24
# Varilla	8	8	8	8
r=	7	7	7	7
n.d.p.	-36	-38.5	-38.5	-38.5
As (cm2)	121.55	121.55	121.55	121.55
Ag (cm2)	15394	15394	15394	15394
Ac	15,380	15,380	15,380	15,380
f'c	300	300	350	400
P	1%	1%	1%	1%

Tabla VI.1.2 Armado de Pilas

Separación de estribos transversales												
Columna (cm)		# Varilla Long.	# Varilla Estr.	s1 ≤			s2 ≤			s1 ≤		
Diametro	H			bmin/4 (cm)	6 db long. (cm)	10 (cm)	850 db Long./(fy)^(1/2) (cm)	48 db estribo (cm)	b min /2 (cm)	bmin/4 (cm)	6db (cm)	10 (cm)
140	1370	8	4	35	30	10	17	61	70	35	8	10
140	350	8	4	35	30	10	17	61	70	35	8	10
140	360	8	4	35	30	10	17	61	70	35	8	10
140	460	8	4	35	30	10	17	61	70	35	8	10
140	350	8	4	35	30	10	17	61	70	35	8	10

Tabla VI.1.3 Armado de Pilas

Pila (cm)		Zona de confinamiento ≥				Zona Central			
Diametro	H	bmax (cm)	H/6. (cm)	60 (cm)	Cant. de varillas Estribos	(cm)	Cant. de varillas Estribos	# Varilla	Total Estribos
140	1370	140	228	60	28	1090	73	4	101
140	1370	140	228	60	28	1090	73	4	101
140	1370	140	228	60	28	1090	73	4	101
140	1370	140	228	60	28	1090	73	4	101
140	1370	140	228	60	28	1090	73	4	101

Tabla VI.1.4 Armado de Pilas

VI.2 Subestructura

Para la subestructura que comprende los seis sótanos, el sistema de piso se propone de losa maciza de concreto postensada de 25 cm de espesor con un $f'c = 350 \text{ kg/m}^2$ para la cruja tipo de 8.00 x 9.50 m. (Ver figura F-28 Detalle Losa Tipo,) y columnas 90 x 120 cm con un $f'c = 450 \text{ Kg/m}^2$.

VI.3 Superestructura

El sistema resistente de la súper estructura que consiste de 19 niveles, 3 comerciales y 16 niveles de departamentos, está formado por columnas con sección cuadrada hecha a base de placas de acero de distintas dimensiones y traveses de perfiles comerciales W. Las dimensiones de columnas varían en cuanto a dimensiones comenzando en la zona comercial con columnas de 70 x 50 cm con un espesor de 2"; del nivel 1 al nivel 6 de departamentos la sección decrece a 0.60 x 0.40 cm con un espesor de 1"; en los diez niveles restantes las columnas son de 0.45 x 0.45 cm con un espesor de El sistema de piso está formado por losacero con 6 cm de capa de compresión con un $f'c$ de 250 kg/m^2 .

Para la revisión de dichos elementos se utilizan las NTCM del RCDF.

Para la revisión de traveses con secciones tipo 1 se tienen varios parámetros a considerar:

- Relación ancho/grueso:

En la tabla VI.3.1 se revisa las relaciones ancho/grueso tanto de los patines y almas de las secciones, tomando en cuenta los límites establecidos según el tipo de sección analizada.

Tabla VI.3.1 Valores mínimos admisibles de las relaciones ancho/grueso

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Alas de ángulos sencillos y de ángulos dobles con separadores, en compresión; elementos comprimidos soportados a lo largo de uno solo de los bordes longitudinales	— — —	— — —	$0.45 \sqrt{E/F_y}$
Atiesadores de traves armadas, soportados a lo largo de un solo borde longitudinal	— — —	— — —	$0.56 \sqrt{E/F_y}$
Almas de secciones T	— — —	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.77 \sqrt{E/F_y}$
Patines de secciones I, H o T, en flexión	$0.32 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$
Patines de secciones I o H, en compresión pura; placas que sobresalen de miembros comprimidos ¹	$0.58 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$
Patines de canales	— — —	— — —	$0.58 \sqrt{E/F_y}$
Patines de secciones en cajón, laminadas o soldadas, en flexión; cubreplacas entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, atiesadores soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la fuerza	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$
Almas de secciones I o H y placas de secciones en cajón, en compresión pura ¹	$1.47 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$
Almas en flexión	$2.45 \sqrt{E/F_y}$	$3.71 \sqrt{E/F_y}$	$5.60 \sqrt{E/F_y}$
Almas flexocomprimidas ²	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - 0.4 \frac{P_u}{P_y}\right)}$	$3.75 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - 0.6 \frac{P_u}{P_y}\right)}$	$5.6 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{P_y}\right)}$
Secciones circulares huecas en compresión axial ³	$0.065E/F_y$	$0.090E/F_y$	$0.115E/F_y$
Secciones circulares huecas en flexión	$0.045E/F_y$	$0.071E/F_y$	$0.309E/F_y$

¹ En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3;

² P_u fuerza axial de diseño;

³ Ver sección 2.3.5.

- Flexión

Para secciones tipo 1 y en cuyos miembros en los que el pandeo lateral no es crítico, es decir, $L \leq L_u$, el cual fue el caso, se utiliza la siguiente fórmula para calcular el Momento resistente que soporta la sección.

a) Para secciones tipo 1 y 2

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_P \leq F_R (1.5 M_y)$$

Donde

Z es el módulo de sección plástico; y

$M_p = Z F_y$ es el momento plástico resistente nominal de la sección en consideración.

L distancia entre secciones de la viga soportadas lateralmente de manera adecuada;
 L_u longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p ; no se exige capacidad de rotación.

- Cortante

Esta sección se aplica al alma (o almas, en el caso de miembros de alma múltiple, como las secciones en cajón) de vigas y traveses de sección transversal con dos ejes de simetría, sometidas a fuerzas cortantes alojadas en uno de los planos de simetría, que coincide con el alma cuando ésta es única o es paralelo a ellas en miembros con más de un alma, cuando el diseño queda regido por alguno de los estados límite de resistencia al cortante.

La resistencia de diseño al cortante, V_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es:

$$V_R = V_N F_R$$

Donde

F_R factor de resistencia, igual a 0.9

V_N es la resistencia nominal, que se determina de la siguiente manera:

Al evaluar V_N se tendrá en cuenta si la sección tiene una o más almas.

h es el peralte del alma; se toma igual a la distancia libre entre patines en secciones hechas con placas soldadas, y a la distancia entre los puntos donde comienzan las curvas de unión de alma y patines en secciones laminadas.

$$a) \text{ Si } \frac{h}{t} \leq 0.98 \sqrt{\frac{E k}{F_y}}$$

$$V_N = 0.66 F_y A_a$$

El alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación.

$$b) \text{ Si } 0.98 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}}$$

$$V_N = \frac{0.65 \sqrt{E F_y k}}{h/t} A_a$$

La falla es por plastificación del alma por cortante.

$$c) \text{ Si } 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} \text{ se consideran dos casos:}$$

1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{0.65 \sqrt{E F_y k}}{h/t} A_a$$

2) Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{0.65 \sqrt{E F_y k}}{h/t} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a$$

En este caso no se tienen atiesadores por lo cual $k = 5$.

Para columnas de sección tipo cajón se utilizaron los siguientes parámetros:

- Relación ancho/grueso y pandeo lateral:

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_a=0$. Puede utilizarse la teoría plástica cuando las secciones son tipo 1 ó 2 y la distancia entre secciones transversales soportadas lateralmente de manera adecuada no excede de L_p , en zonas de formación de articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

L_p es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso.

2) **Miembros de sección transversal rectangular, maciza o hueca:**

$$L_u = 0.91 \frac{E}{C Z F_y} \sqrt{I_y J}$$

$$L_r = 2.92 \frac{E}{C Z F_y} \sqrt{I_y J} = 3.22 L_u$$

Donde

E módulo de elasticidad del acero, igual a 2,040,000 kg/cm²

G módulo de elasticidad al esfuerzo cortante igual a 784, 000 kg/cm²

Secciones rectangulares, macizas o en cajón

$$L_p = \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.1 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y$$

- Flexión

En todos los casos que se describen a continuación (excepto en el análisis de primer orden de estructuras irregulares), ya sea que el diseño quede regido exclusivamente por cargas verticales, o por su combinación con acciones horizontales, producidas por viento o sismo, las estructuras, sean regulares o irregulares, deben analizarse bajo la acción combinada de las fuerzas reales que actúan sobre ellas y de fuerzas horizontales equivalentes que se aplican en la misma dirección y sentido que las fuerzas de viento o sismo, o, en estructuras asimétricas bajo carga vertical, en el sentido en que sus efectos se sumen con los debidos a la asimetría, de manera que los momentos de diseño M_{uo} y $*M_{uo}$ incluyen contribuciones de los dos tipos de cargas, reales y ficticias.

Las fuerzas horizontales, que se aplican en cada uno de los niveles de la estructura y en todas las combinaciones de cargas, se toman iguales a 0.005 veces la carga vertical de diseño (factorizada) que actúe en el nivel, correspondiente a la combinación de cargas en estudio como la define la sección 3.4.2 de las NTCM.

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. Las secciones extremas se revisan con las ecuaciones 3.51 ó 3.52 y 3.53, 3.54 ó 3.55, según el tipo de sección de que se trate, y la revisión de la columna completa se efectúa con la ecuación 3.56 ó 3.57 de las NTCM.

Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan, simultáneamente, las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

- Revisión de las secciones extremas

a) Secciones tipo 1 y 2

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

- Secciones en cajón, cuadradas

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Donde

F_R se toma igual a 0.9;

P_u , M_{uox} y M_{uoy} fuerza axial de diseño que obra sobre la columna y momentos de diseño en el extremo considerado, calculados de acuerdo con las secciones 1.5.1 ó 3.4.2 de las NTCM;

$M_{px} = Z_x F_y$ y $M_{py} = Z_y F_y$ momentos plásticos resistentes nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente; y

$P_y = A_t F_y$ fuerza axial nominal que, obrando por sí sola, ocasionaría la plastificación de una columna corta cuyas secciones transversales tienen un área A_t .

Cuando se emplee alguna de las dos ecuaciones anteriores para revisar columnas de sección transversal H, I o en cajón, cuadrada, ha de comprobarse que se cumpla, además, la condición siguiente:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

- Revisión de la columna completa
- a) Secciones tipo 1 y 2

Debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{R_C} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Donde

F_R se toma igual a 0.9;

P_u , * M_{uox} * M_{uoy} fuerza axial de diseño que obra sobre la columna y momentos de diseño, calculados de acuerdo con las secciones 1.5.1, 3.4.2 ó 3.4.3.3. En la ecuación 3.56, lo mismo que en las ecuaciones 3.58 y 3.59, se utilizan siempre los momentos de diseño máximos, alrededor de los ejes X y Y, aunque los dos no se presenten en el mismo extremo de la columna.

M_m momento resistente de diseño, para flexión alrededor del eje X; se calcula como se indica en la sección 3.3.2 o, en forma aproximada, con la ecuación (válida para secciones I o H)

$$M_m = F_R \left(1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y / E}}{18.55} \right) M_{px} \leq F_R M_{px}$$

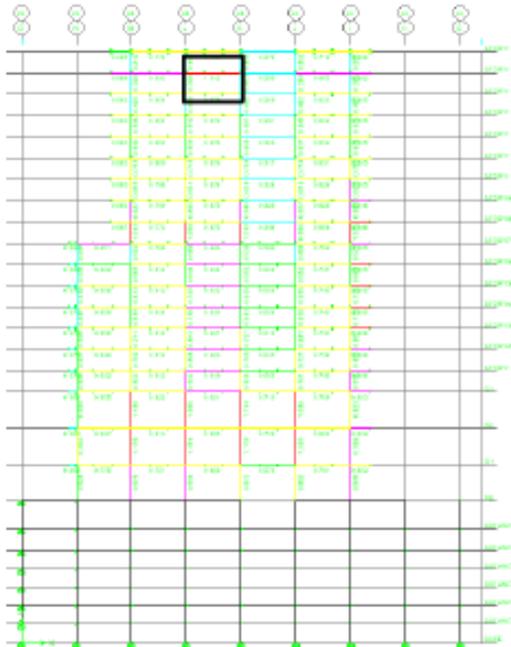
M_m puede tomarse igual a $F_R * M_{px}$ cuando la columna está soportada lateralmente en forma continua, o cuando está provista de soportes laterales con separación L no mayor que L_u , dada por alguna de las ecuaciones 3.25 ó 3.29, si no se requiere capacidad de rotación, o no mayor que L_p , ecuaciones 3.33 ó 3.34, cuando sí se requiera capacidad de rotación.

A continuación se presentan las hojas de cálculo para las traves, columnas y largueros más esforzados revisadas con las NTCM.

Revisión por flexión de trabe pal eje 24 Nivel 15 (RCDF)

Condiciones generales

• DIMENSIONES DEL ELEMENTO B8



Perfil = "21 x 44"

$$L_c = 9 \cdot m$$

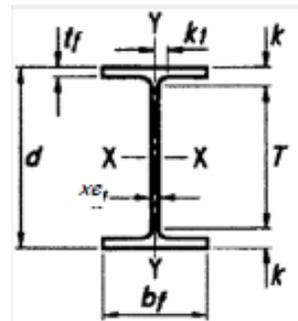
Espesores y longitudes

$$b_f = 16.5 \cdot cm$$

$$t_f = 1.14 \cdot cm$$

$$d = 52.5 \cdot cm$$

$$t_w = 0.89 \cdot cm$$



➔ Propiedades de la sección

$$\begin{aligned}
 A &= 83.9 \cdot \text{cm}^2 \\
 J &= 32 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_x &= 35088 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_y &= 862 \cdot \text{cm}^4 \\
 S_x &= 1337 \cdot \text{cm}^3 \\
 S_y &= 104 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_x &= 1563 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_y &= 167 \cdot \text{cm}^3 \\
 r_x &= 20.5 \cdot \text{cm} \\
 r_y &= 3.2 \cdot \text{cm} \\
 C_{\text{rot}} &= 2240 \cdot \text{in}^6
 \end{aligned}$$

➔ Propiedades del material

$$\begin{aligned}
 f_y &:= 3515 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 f_u &:= 4570 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 E &= 2040000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 \nu &:= 0.3 \\
 G &= 784615.385 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned}$$

► Condiciones generales

- TIPO DE SECCIÓN: relación ancho/grueso de patines y almas

Relación del patin $\frac{b_f}{2t_f} = 7.237$

Tabla 2.1 Valores máximos admisibles de las relaciones ancho/grueso			
Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Patines de secciones I, H o T, en flexión	$0.32 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$

Evaluando → $tipo1 := 0.32 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 7.709$ $tipo2 := 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.155$ $tipo3 := 0.58 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.973$

➔ Por lo tanto los patines son : $Tipo_{patin} = "Tipo1"$

Relación del alma $\frac{d_w}{t_w} = 56.427$

Tabla 2.1 Valores máximos admisibles de las relaciones ancho/grueso

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Almas en flexión	$2.45 \sqrt{E/F_y}$	$3.71 \sqrt{E/F_y}$	$5.60 \sqrt{E/F_y}$

Evaluando → $tipo1 := 2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 59.023$ $tipo2 := 3.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 89.377$ $tipo3 := 5.60 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 134.909$

➔ Por lo tanto el alma es: $Tipo_{alma} = "Tipo1"$

➔ Por lo tanto definimos que nuestra $Seccion_{Tipo} = "Tipo1"$

• FUERZAS ACTUANTES EN LOS ELEMENTOS

$M_n := 47 \cdot ton \cdot m$

$V_n := 23 \cdot ton$

Uso de la edificación → *Cooperativo*

Tipo de Estructura → Tipo B

Factor de carga → $F_c := 1.4$

$M_D := F_c \cdot M_n = 65.8 \cdot ton \cdot m$

$V_D := F_c \cdot V_n = 32.2 \cdot ton$

Consideración de arriostramiento ➔ $R_{ar} := 1.63 \cdot m$

$L_b := R = 1.63 \cdot m$ $C_{ar} := 1$

Si no hubiera arriostramiento, $L_b = 0$, es por que se tiene el patin superior sujeto a la losa

• **PANDEO LOCAL:** Cálculo de X_U , X_r , L_U y L_r

Longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico M_p

$$X_U := 4.293 \cdot C \cdot \frac{Z_x \cdot f_y}{G \cdot J} \cdot \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

➔ $X_U = 24.815$

$$L_U := \frac{\sqrt{2} \cdot \pi}{X_U} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot C_a}{G \cdot J}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_U^2}}$$

➔ $L_U = 2.012 \text{ m}$
 $L_b = 1.63 \text{ m}$

Longitud no soportada lateralmente de un miembro en flexión

$$X_r := \frac{4}{3} \cdot C \cdot \frac{Z_x \cdot f_y}{G \cdot J} \cdot \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

➔ $X_r = 7.707$

$$L_r := \frac{\sqrt{2} \cdot \pi}{X_r} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot C_a}{G \cdot J}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}}$$

➔ $L_r = 3.774 \text{ m}$

Ya que L_b es menor que L_U no existe pandeo local

$$L_b < L_U$$

• **FLEXIÓN:**

La resistencia de diseño en flexión, M_x , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante se determina como se indica:

▼ Flexión $L_b < L_U$

Miembros en los que el pandeo lateral no es crítico ($L_b \leq L_U$)

Para secciones tipo 1 o 2

$$F_R := 0.9$$

$$M_R = F_R \cdot Z_x \cdot f_y = F_R \cdot M_p \leq F_R (1.5 \cdot M_y) \quad M_p := Z_x \cdot f_y = 54.939 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_R := F_R \cdot M_p \quad F_R (1.5 \cdot M_y) = F_R (1.5 \cdot S_x \cdot f_y)$$

$$M_R = 49.446 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$F_R \cdot (1.5 \cdot S_x \cdot f_y) = 63.444 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

➔ Cumple por lo tanto se toma el menor

$$\text{Eficiencia flexión} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{M_D}{M_R} \leq 100\% \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \frac{M_D}{M_R} = 133.076\% \quad \Rightarrow \text{Eficiencia flexión} = \text{"No cumple"}$$

📄 Cortante

• CORTANTE:

La resistencia de diseño al cortante, V_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es:

$$V_R = F_R \cdot V_N \quad F_{Rc} = 0.9 \quad \text{Separación de atiesadores} \quad \Rightarrow \quad g_i = 0$$

$$h_w = d - 2 \cdot t_f = 50.22 \cdot \text{cm} \quad \text{No hay atiesadores} \quad \Rightarrow \quad k_i = 5$$

$$\text{Por lo tanto } V_N \quad \Rightarrow \quad V_N = 183 \cdot \text{ton}$$

$$V_{Rc} = F_R \cdot V_N \quad V_R = 164.7 \cdot \text{ton}$$

Eficiencia a fuerza cortante

$$V_D = 32.2 \cdot \text{ton} \quad \frac{V_D}{V_R} = 19.551\% \quad \Rightarrow \quad \text{Edo } V_r = \text{"Sección Adecuada"}$$

• FLEXIÓN Y CORTANTES COMBINADOS

📄 Flexión y Cortante

- En vigas con almas no reforzadas, debe satisfacerse la condición

$$\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0$$

$$V_{Ri} = F_R \cdot V_N$$

$$M_D = 65.8 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_R = 49.446 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$V_D = 32.2 \cdot \text{ton}$$

$$V_R = 164.7 \cdot \text{ton}$$

$$\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} = 152.626\% \rightarrow$$

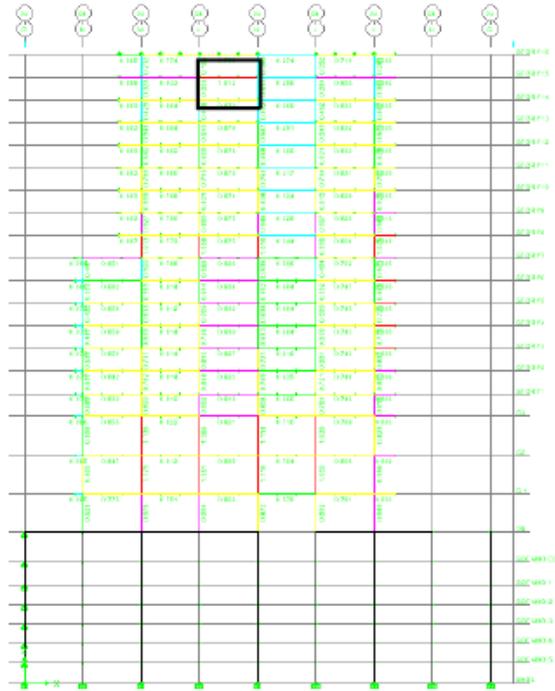
la seccion NO Cumple
porlo tanto se propone
una seccion mayor
W 24 x 55

En la siguiente memoria de cálculo se revisará la sección W25 x 55 propuesta.

Revisión por flexión de trabe pal eje 24 Nivel 15 (RCDF)

Condiciones generales

• **DIMENSIONES DEL ELEMENTO B8**



Perfil = "24 x 55"

$$L_m := 9 \cdot m$$

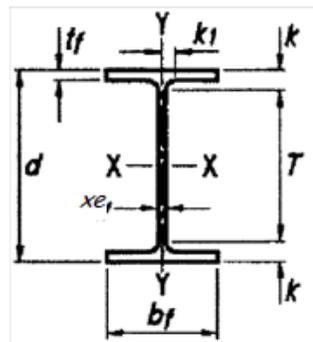
Espesores y longitudes

$$b_f = 17.8 \cdot cm$$

$$t_f = 1.28 \cdot cm$$

$$d = 59.9 \cdot cm$$

$$t_w = 1 \cdot cm$$



➔ Propiedades de la sección

$$\begin{aligned}
 A &= 104.5 \cdot \text{cm}^2 \\
 J &= 49 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_x &= 56191 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_y &= 1211 \cdot \text{cm}^4 \\
 S_x &= 1868 \cdot \text{cm}^3 \\
 S_y &= 136 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_x &= 2196 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_y &= 218 \cdot \text{cm}^3 \\
 r_x &= 23.1 \cdot \text{cm} \\
 r_y &= 3.4 \cdot \text{cm} \\
 C_{w,w} &= 2240 \cdot \text{in}^6
 \end{aligned}$$

➔ Propiedades del material

$$\begin{aligned}
 f_y &:= 3515 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 f_u &:= 4570 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 E &= 2040000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 \nu_w &:= 0.3 \\
 G &= 784615.385 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned}$$

▣ Condiciones generales

- TIPO DE SECCIÓN: relación ancho/grueso de patines y almas

Relación del patin $\frac{b_f}{2t_f} = 6.953$

Tabla 2.1 Valores máximos admisibles de las relaciones ancho/grueso			
Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Patines de secciones I, H o T, en flexión	$0.32 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$

Evaluando → $tipo1 := 0.32 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 7.709$ $tipo2 := 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.155$ $tipo3 := 0.58 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.973$

➔ Por lo tanto los patines son : $Tipo_{patin} = "Tipo1"$

Relación del alma $\frac{d_w}{t_w} = 57.34$

Tabla 2.1 Valores máximos admisibles de las relaciones ancho/grueso			
Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Almas en flexión	$2.45 \sqrt{E/F_y}$	$3.71 \sqrt{E/F_y}$	$5.60 \sqrt{E/F_y}$

Evaluando \rightarrow $\lambda_{tipo1} := 2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 59.023$ $\lambda_{tipo2} := 3.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 89.377$ $\lambda_{tipo3} := 5.60 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 134.909$

➔ Por lo tanto el alma es: $Tipo_{alma} = "Tipo1"$

➔ Por lo tanto definimos que nuestra : $Seccion_{Tipo} = "Tipo1"$

• FUERZAS ACTUANTES EN LOS ELEMENTOS

$M_n := 47 \cdot ton \cdot m$

$V_n := 23 \cdot ton$

Uso de la edificación \rightarrow *Cooperativo*

Tipo de Estructura \rightarrow Tipo B

Factor de carga \rightarrow $F_c := 1.4$

$M_D := F_c \cdot M_n = 65.8 \cdot ton \cdot m$

$V_D := F_c \cdot V_n = 32.2 \cdot ton$

Consideración de arriostramiento \rightarrow $R := 1.63 \cdot m$

$L_b := R = 1.63 \cdot m$ $C := 1$

Si no hubiera arriostramiento, $L_b = 0$, es por que se tiene el patin superior sujeto a la losa

• PANDEO LOCAL: Cálculo de X_u , X_r , L_u y L_r

Longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico M_p

$$X_u := 4.293 \cdot C \cdot \frac{Z_x \cdot f_y}{G \cdot J} \cdot \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

➔ $X_u = 19.21$

$$L_u := \frac{\sqrt{2} \cdot \pi}{X_u} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot C_a}{G \cdot J} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}}$$

➔ $L_u = 1.859 \text{ m}$
 $L_b = 1.63 \text{ m}$

Longitud no soportada lateralmente de un miembro en flexión

$$X_r := \frac{4}{3} \cdot C \cdot \frac{Z_x \cdot f_y}{G \cdot J} \cdot \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

➔ $X_r = 5.966$

$$L_r := \frac{\sqrt{2} \cdot \pi}{X_r} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot C_a}{G \cdot J} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}}}$$

➔ $L_r = 3.532 \text{ m}$

Ya que L_b es menor que L_u no existe pandeo local

$$L_b < L_u$$

• FLEXIÓN:

La resistencia de diseño en flexión, M_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante se determina como se indica:

▼ Flexión $L_b < L_u$

Miembros en los que el pandeo lateral no es crítico ($L_b \leq L_u$)

Para secciones tipo 1 o 2

$$F_R := 0.9$$

$$M_R = F_R \cdot Z_x \cdot f_y = F_R \cdot M_p \leq F_R (1.5 \cdot M_y) \quad M_p := Z_x \cdot f_y = 77.189 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_R := F_R \cdot M_p$$

$$M_R = 69.47 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$F_R \cdot (1.5 \cdot M_y) = F_R \cdot (1.5 \cdot S_x \cdot f_y)$$

$$F_R \cdot (1.5 \cdot S_x \cdot f_y) = 88.641 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

➔ Cumple por lo tanto se toma el menor

$$\text{Eficiencia flexión} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{M_D}{M_R} \leq 100\% \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{➔ } \frac{M_D}{M_R} = 94.717\% \quad \text{➔ Eficiencia flexión} = \text{"Cumple"}$$

 Cortante

• CORTANTE:

La resistencia de diseño al cortante, V_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es:

$$V_R = F_R \cdot V_N$$

$$F_R := 0.9$$

Separación de atiesadores ➔

$$a_w := 0$$

$$h_w := d - 2 \cdot t_f = 57.34 \cdot \text{cm}$$

No hay atiesadores ➔

$$k_w := 5$$

Por lo tanto V_N ➔ $V_N = 224.303 \cdot \text{ton}$

$$V_{Rd} := F_R \cdot V_N$$

$$V_R = 201.873 \cdot \text{ton}$$

Eficiencia a fuerza cortante

$$V_D = 32.2 \cdot \text{ton}$$

$$\frac{V_D}{V_R} = 15.951\%$$



Edo $V_r = \text{"Seccion Adecuada"}$

• FLEXIÓN Y CORTANTES COMBINADOS

Flexión y Cortante

- En vigas con almas no reforzadas, debe satisfacerse la condición

$$\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0$$

$$V_R := F_R \cdot V_N$$

$$M_D = 65.8 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$V_D = 32.2 \cdot \text{ton}$$

$$M_R = 69.47 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

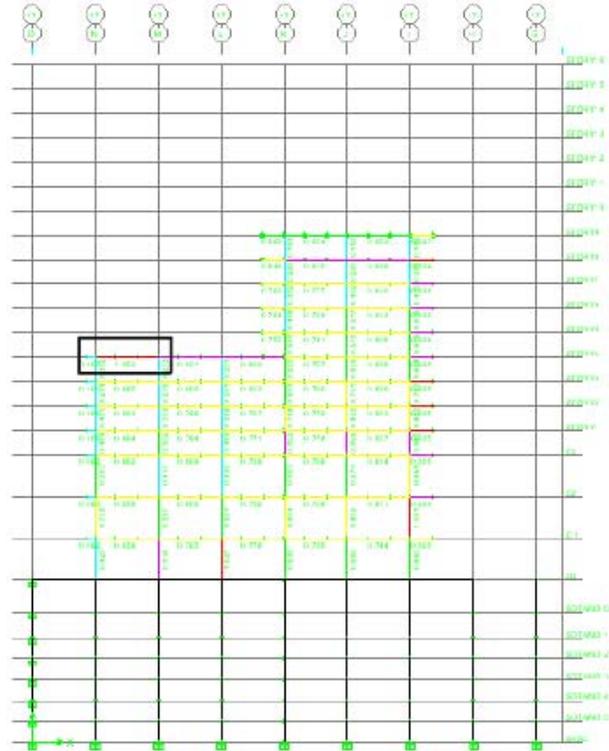
$$V_R = 201.873 \cdot \text{ton}$$

$$\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} = 110.667\% \Rightarrow \text{la sección CUMPLE}$$

Revisión por flexión de trabe pal eje 17 Nivel 4 (RCDF)

Condiciones generales

• DIMENSIONES DEL ELEMENTO B37



Perfil = "18 x 40"

$$L_{\text{max}} := 9 \cdot m$$

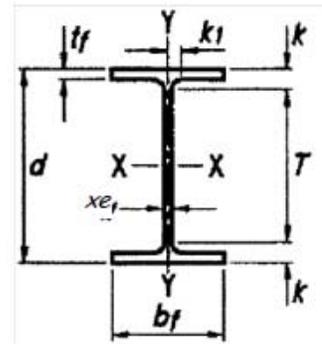
Espesores y longitudes

$$b_f = 15.3 \cdot cm$$

$$t_f = 1.33 \cdot cm$$

$$d = 45.5 \cdot cm$$

$$t_w = 0.8 \cdot cm$$



➔ Propiedades de la sección

$$\begin{aligned}
 A &= 76.1 \cdot \text{cm}^2 \\
 J &= 33.7 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_x &= 25473 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_y &= 795 \cdot \text{cm}^4 \\
 S_x &= 1121 \cdot \text{cm}^3 \\
 S_y &= 104 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_x &= 1285 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_y &= 163 \cdot \text{cm}^3 \\
 r_x &= 18.3 \cdot \text{cm} \\
 r_y &= 3.2 \cdot \text{cm} \\
 C_{w0} &= 2240 \cdot \text{in}^6
 \end{aligned}$$

➔ Propiedades del material

$$\begin{aligned}
 f_y &:= 3515 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 f_u &:= 4570 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 E &= 2040000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 \mu_w &= 0.3 \\
 G &= 784615.385 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned}$$

▣ Condiciones generales

- TIPO DE SECCIÓN: relación ancho/grueso de patines y almas

Relación del patin $\frac{b_f}{2t_f} = 5.752$

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Patines de secciones I, H o T, en flexión	$0.32 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$

Evaluando → $tipo1 := 0.32 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 7.709$ $tipo2 := 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.155$ $tipo3 := 0.58 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.973$

➔ Por lo tanto los patines son : $Tipo_{patin} = "Tipo1"$

Relación del alma $\frac{d_w}{t_w} = 53.55$

Tabla 2.1 Valores máximos admisibles de las relaciones ancho/grueso			
Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Almas en flexión	$2.45 \sqrt{E/F_y}$	$3.71 \sqrt{E/F_y}$	$5.60 \sqrt{E/F_y}$

Evaluando \rightarrow $\lambda_{\text{tipo1}} := 2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 59.023$ $\lambda_{\text{tipo2}} := 3.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 89.377$ $\lambda_{\text{tipo3}} := 5.60 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 134.909$

➔ Por lo tanto el alma es: $\lambda_{\text{tipo1}} = \lambda_{\text{alma}} = "Tipo1"$

➔ Por lo tanto definimos que nuestra : $\lambda_{\text{tipo1}} = \lambda_{\text{seccion}} = "Tipo1"$

• FUERZAS ACTUANTES EN LOS ELEMENTOS

$M_n := 39 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

$V_n := 21 \cdot \text{ton}$

Uso de la edificación \rightarrow *Cooperativo*

Tipo de Estructura \rightarrow Tipo B

Factor de carga \rightarrow $F_c := 1.4$

$M_D := F_c \cdot M_n = 54.6 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

$V_D := F_c \cdot V_n = 29.4 \cdot \text{ton}$

Consideración de arriostramiento ➔ $R_{\text{arrio}} := 1.8 \cdot \text{m}$

$L_b := R = 1.8 \text{ m}$ $C_{\text{arrio}} := 1$

Si no hubiera arriostramiento, $L_b = 0$, es por que se tiene el patin superior sujeto a la losa

• PANDEO LOCAL: Cálculo de X_u , X_r , L_u y L_r

Longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico M_p

$$X_u := 4.293 \cdot C \cdot \frac{Z_x \cdot f_y}{G \cdot J} \cdot \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

➔ $X_u = 20.172$

$$L_u := \frac{\sqrt{2} \cdot \pi}{X_u} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot C_a}{G \cdot J}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}$$

➔ $L_u = 2.184 \text{ m}$

$L_b = 1.8 \text{ m}$

Longitud no soportada lateralmente de un miembro en flexión

$$X_r := \frac{4}{3} \cdot C \cdot \frac{Z_x \cdot f_y}{G \cdot J} \cdot \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

➔ $X_r = 6.265$

$$L_r := \frac{\sqrt{2} \cdot \pi}{X_r} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot C_a}{G \cdot J}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}}$$

➔ $L_r = 4.14 \text{ m}$

Ya que L_b es menor que L_u no existe pandeo local

$L_b < L_u$

• FLEXIÓN:

La resistencia de diseño en flexión, M_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante se determina como se indica:

☑ Flexión $L_b < L_u$

Miembros en los que el pandeo lateral no es crítico ($L_b \leq L_u$)

Para secciones tipo 1 o 2

$F_R := 0.9$

$M_R = F_R \cdot Z_x \cdot f_y = F_R \cdot M_p \leq F_R (1.5 \cdot M_y) \quad M_p := Z_x \cdot f_y = 45.168 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

$M_R := F_R \cdot M_p \quad F_R (1.5 \cdot M_y) = F_R (1.5 \cdot S_x \cdot f_y)$

$M_R = 40.651 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad F_R (1.5 \cdot S_x \cdot f_y) = 53.194 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$

➔ Cumple por lo tanto se toma el menor

$$Eficiencia_{flexión} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{M_D}{M_R} \leq 100\% \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

➔ $\frac{M_D}{M_R} = 134.314\%$ ➔ $Eficiencia_{flexión} = \text{"No cumple"}$

Cortante

CORTANTE:

La resistencia de diseño al cortante, V_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es:

$V_R = F_{VR} \cdot V_N$ $F_{VR} = 0.9$ Separación de atiesadores ➔ $a_w = 0$

$h_w = d - 2 \cdot t_f = 42.84 \text{ cm}$ No hay atiesadores ➔ $k_w = 5$

Por lo tanto V_N ➔ $V_N = 174.905 \cdot \text{ton}$

$V_{Ri} = F_{VR} \cdot V_N$ $V_R = 157.414 \cdot \text{ton}$

Eficiencia a fuerza cortante

$V_D = 29.4 \cdot \text{ton}$ $\frac{V_D}{V_R} = 18.677\%$ ➔ $EdoV_r = \text{"Seccion Adecuada"}$

FLEXIÓN Y CORTANTES COMBINADOS

Flexion y Cortante

- En vigas con almas no reforzadas, debe satisfacerse la condición

$$\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0 \quad V_{Ri} = F_{VR} \cdot V_N$$

$M_D = 54.6 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$ $M_R = 40.651 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$ $\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} = 152.991\%$ ➔

$V_D = 29.4 \cdot \text{ton}$ $V_R = 157.414 \cdot \text{ton}$

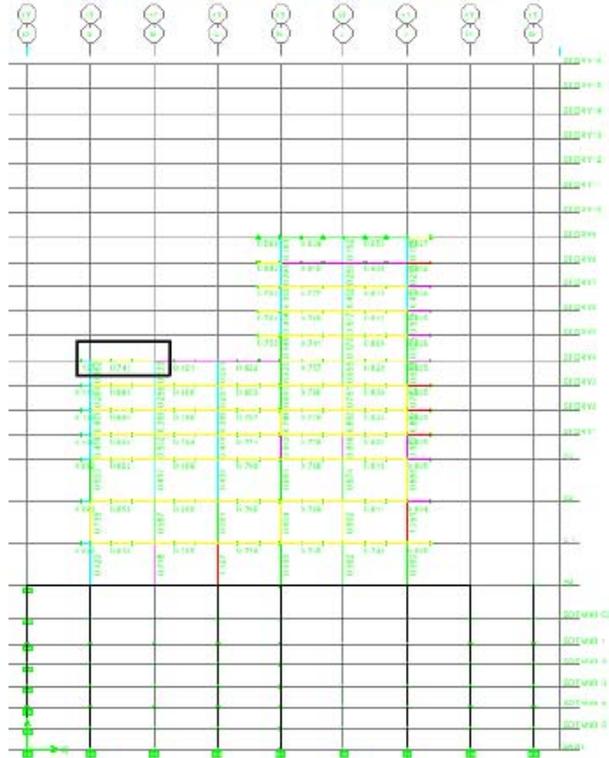
la seccion NO Cumple por lo tanto se propone una sección mayor W 21 x 50

En la siguiente memoria de cálculo se revisará la sección W21 x 50 propuesta.

Revisión por flexión de trabe pal eje 17 Nivel 4 (RCDF)

Condiciones generales

• DIMENSIONES DEL ELEMENTO B37



Perfil = "21 x 50"

$$L_m = 9 \cdot m$$

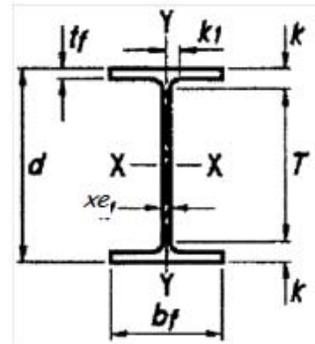
Espesores y longitudes

$$b_f = 16.6 \cdot cm$$

$$t_f = 1.36 \cdot cm$$

$$d = 52.9 \cdot cm$$

$$t_w = 0.97 \cdot cm$$



➔ Propiedades de la sección

$$\begin{aligned}
 A &= 94.8 \cdot \text{cm}^2 \\
 J &= 47.5 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_x &= 40957 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_y &= 1036 \cdot \text{cm}^4 \\
 S_x &= 1549 \cdot \text{cm}^3 \\
 S_y &= 125 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_x &= 1803 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_y &= 200 \cdot \text{cm}^3 \\
 r_x &= 20.8 \cdot \text{cm} \\
 r_y &= 3.3 \cdot \text{cm} \\
 C_{\text{rot}} &= 2240 \cdot \text{in}^6
 \end{aligned}$$

➔ Propiedades del material

$$\begin{aligned}
 f_y &:= 3515 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 f_u &:= 4570 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 E &= 2040000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 \nu_w &= 0.3 \\
 G &= 784615.385 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned}$$

▣ Condiciones generales

- TIPO DE SECCIÓN: relación ancho/grueso de patines y almas

Relación del patin $\frac{b_f}{2t_f} = 6.103$

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Patines de secciones I, H o T, en flexión	$0.32 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$

Evaluando → $tipo1 := 0.32 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 7.709$ $tipo2 := 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.155$ $tipo3 := 0.58 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.973$

➔ Por lo tanto los patines son : $Tipo_{patin} = "Tipo1"$

Relación del alma $\frac{d_w}{t_w} = 51.732$

Tabla 2.1 Valores máximos admisibles de las relaciones ancho/grueso			
Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Almas en flexión	$2.45 \sqrt{E/F_y}$	$3.71 \sqrt{E/F_y}$	$5.60 \sqrt{E/F_y}$

Evaluando \rightarrow $tipo1 := 2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 59.023$ $tipo2 := 3.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 89.377$ $tipo3 := 5.60 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 134.909$

➔ Por lo tanto el alma es: $Tipo_{alma} = "Tipo1"$

➔ Por lo tanto definimos que nuestra : $Seccion_{Tipo} = "Tipo1"$

• FUERZAS ACTUANTES EN LOS ELEMENTOS

$M_n := 39 \cdot ton \cdot m$

$V_n := 21 \cdot ton$

Uso de la edificación \rightarrow *Cooperativo*

Tipo de Estructura \rightarrow Tipo B

Factor de carga \rightarrow $F_c := 1.4$

$M_D := F_c \cdot M_n = 54.6 \cdot ton \cdot m$

$V_D := F_c \cdot V_n = 29.4 \cdot ton$

Consideración de arriostamiento \rightarrow $R_{\text{arri}} := 1.8 \cdot m$

$L_b := R = 1.8 \cdot m$

$C_{\text{arri}} := 1$

Si no hubiera arriostamiento, $L_b = 0$, es por que se tiene el patin superior sujeto a la losa

• PANDEO LOCAL: Cálculo de X_u , X_r , L_u y L_r

Longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico M_p

$$X_u := 4.293 \cdot C \cdot \frac{Z_x \cdot f_y}{G \cdot J} \cdot \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

➔ $X_u = 17.59$

$$L_u := \frac{\sqrt{2} \cdot \pi}{X_u} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot C_a}{G \cdot J}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}$$

➔ $L_u = 1.978 \text{ m}$
 $L_b = 1.8 \text{ m}$

Ya que L_b es menor que L_u no existe pandeo local

$$L_b < L_u$$

Longitud no soportada lateralmente de un miembro en flexión

$$X_r := \frac{4}{3} \cdot C \cdot \frac{Z_x \cdot f_y}{G \cdot J} \cdot \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

➔ $X_r = 5.463$

$$L_r := \frac{\sqrt{2} \cdot \pi}{X_r} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot C_a}{G \cdot J}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}}$$

➔ $L_r = 3.778 \text{ m}$

• FLEXIÓN:

La resistencia de diseño en flexión, M_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante se determina como se indica:

☑ Flexión $L_b < L_u$

Miembros en los que el pandeo lateral no es crítico ($L_b \leq L_u$)

Para secciones tipo 1 o 2

$$F_R := 0.9$$

$$M_R = F_R \cdot Z_x \cdot f_y = F_R \cdot M_p \leq F_R (1.5 \cdot M_y) \quad M_p := Z_x \cdot f_y = 63.375 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_R := F_R \cdot M_p \quad F_R (1.5 \cdot M_y) = F_R (1.5 \cdot S_x \cdot f_y)$$

$$M_R = 57.038 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad F_R (1.5 \cdot S_x \cdot f_y) = 73.504 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

➔ Cumple por lo tanto se toma el menor

$$Eficiencia_{flexión} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{M_D}{M_R} \leq 100\% \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

➔ $\frac{M_D}{M_R} = 95.726\%$ ➔ $Eficiencia_{flexión} = \text{"Cumple"}$

Cortante

• **CORTANTE:**

La resistencia de diseño al cortante, V_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es:

$V_R = F_R \cdot V_N$ $F_{R_{\text{max}}} = 0.9$ Separación de atiesadores ➔ $g_s = 0$

$h_w := d - 2 \cdot t_f = 50.18 \cdot \text{cm}$ No hay atiesadores ➔ $k_s = 5$

Por lo tanto V_N ➔ $V_N = 219.927 \cdot \text{ton}$

$V_{R_{\text{max}}} = F_R \cdot V_N$ $V_R = 197.934 \cdot \text{ton}$

Eficiencia a fuerza cortante

$V_D = 29.4 \cdot \text{ton}$ $\frac{V_D}{V_R} = 14.853\%$ ➔ $EdoV_r = \text{"Sección Adecuada"}$

• **FLEXIÓN Y CORTANTES COMBINADOS**

Flexión y Cortante

- En vigas con almas no reforzadas, debe satisfacerse la condición

$$\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0 \quad V_{R_{\text{max}}} := F_R \cdot V_N$$

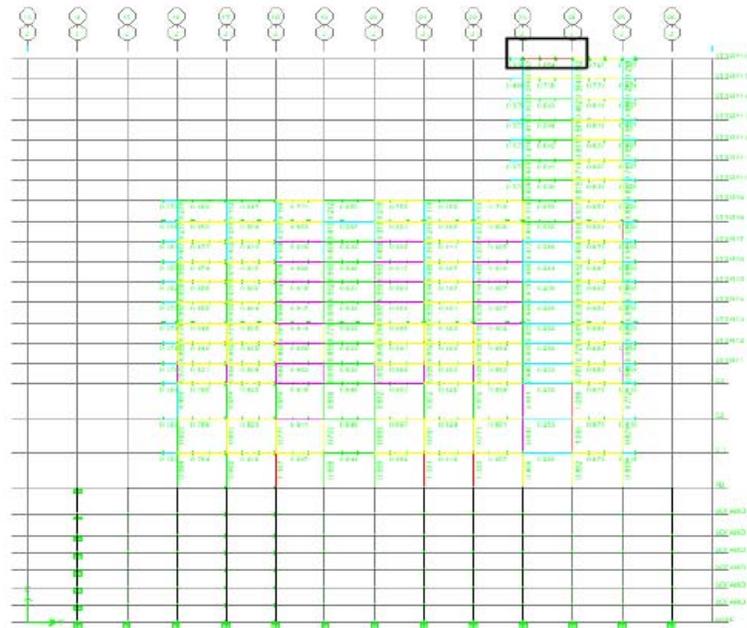
$M_D = 54.6 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$ $M_R = 57.038 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$ $\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} = 110.579\%$ ➔ **la sección CUMPLE**

$V_D = 29.4 \cdot \text{ton}$ $V_R = 197.934 \cdot \text{ton}$

Revisión por flexión de trabe pal eje J Nivel 16 (RCDF)

Condiciones generales

• DIMENSIONES DEL ELEMENTO B48



Perfil = "18 x 40"

$$L_m = 8.5 \cdot m$$

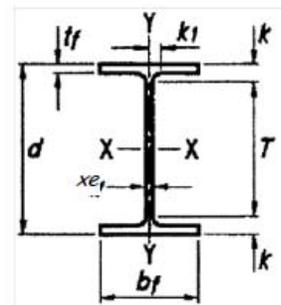
Espesores y longitudes

$$b_f = 15.3 \cdot cm$$

$$t_f = 1.33 \cdot cm$$

$$d = 45.5 \cdot cm$$

$$t_w = 0.8 \cdot cm$$



➔ Propiedades de la sección

$$\begin{aligned}
 A &= 76.1 \cdot \text{cm}^2 \\
 J &= 33.7 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_x &= 25473 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_y &= 795 \cdot \text{cm}^4 \\
 S_x &= 1121 \cdot \text{cm}^3 \\
 S_y &= 104 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_x &= 1285 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_y &= 163 \cdot \text{cm}^3 \\
 r_x &= 18.3 \cdot \text{cm} \\
 r_y &= 3.2 \cdot \text{cm} \\
 C_{\text{max}} &= 2240 \cdot \text{in}^6
 \end{aligned}$$

➔ Propiedades del material

$$\begin{aligned}
 f_y &:= 3515 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 f_u &:= 4570 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 E &= 2040000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 \nu_w &:= 0.3 \\
 G &= 784615.385 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned}$$

▣ Condiciones generales

- TIPO DE SECCIÓN: relación ancho/grueso de patines y almas

Relación del patin $\frac{b_f}{2t_f} = 5.752$

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Patines de secciones I, H o T, en flexión	$0.32 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$

Evaluando → $tipo1 := 0.32 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 7.709$ $tipo2 := 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.155$ $tipo3 := 0.58 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.973$

➔ Por lo tanto los patines son : $Tipo_{\text{patin}} = \text{"Tipo1"}$

Relación del alma $\frac{d_w}{t_w} = 53.55$

Tabla 2.1 Valores máximos admisibles de las relaciones ancho/grueso			
Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Almas en flexión	$2.45 \sqrt{E/F_y}$	$3.71 \sqrt{E/F_y}$	$5.60 \sqrt{E/F_y}$

Evaluando → $tipo1 := 2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 59.023$ $tipo2 := 3.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 89.377$ $tipo3 := 5.60 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 134.909$

➔ Por lo tanto el alma es: $Tipo_{alma} = "Tipo1"$

➔ Por lo tanto definimos que nuestra : $Seccion_{Tipo} = "Tipo1"$

• FUERZAS ACTUANTES EN LOS ELEMENTOS

$M_n := 35 \cdot ton \cdot m$

$V_n := 25 \cdot ton$

Uso de la edificación → *Cooperativo*

Tipo de Estructura → Tipo B

Factor de carga → $F_c := 1.4$

$M_D := F_c \cdot M_n = 49 \cdot ton \cdot m$

$V_D := F_c \cdot V_n = 35 \cdot ton$

Consideración de arriostamiento ➔ $R := 1.8 \cdot m$

$L_b := R = 1.8 \cdot m$

$C := 1$

Si no hubiera arriostamiento, $L_b = 0$, es por que se tiene el patin superior sujeto a la losa

• PANDEO LOCAL: Cálculo de X_u , X_r , L_u y L_r

Longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico M_p

$$X_u := 4.293 \cdot C \cdot \frac{Z_x \cdot f_y}{G \cdot J} \cdot \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

➔ $X_u = 20.172$

$$L_u := \frac{\sqrt{2} \cdot \pi}{X_u} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot C_a}{G \cdot J}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}$$

➔ $L_u = 2.184 \text{ m}$
 $L_b = 1.8 \text{ m}$

Longitud no soportada lateralmente de un miembro en flexión

$$X_r := \frac{4}{3} \cdot C \cdot \frac{Z_x \cdot f_y}{G \cdot J} \cdot \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

➔ $X_r = 6.265$

$$L_r := \frac{\sqrt{2} \cdot \pi}{X_r} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot C_a}{G \cdot J}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}}$$

➔ $L_r = 4.14 \text{ m}$

Ya que L_b es menor que L_u no existe pandeo local

$$L_b < L_u$$

• FLEXIÓN:

La resistencia de diseño en flexión, M_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante se determina como se indica:

☑ Flexión $L_b < L_u$

Miembros en los que el pandeo lateral no es crítico ($L_b \leq L_u$)

Para secciones tipo 1 o 2

$$F_R := 0.9$$

$$M_R = F_R \cdot Z_x \cdot f_y = F_R \cdot M_p \leq F_R (1.5 \cdot M_y) \quad M_p := Z_x \cdot f_y = 45.168 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_R := F_R \cdot M_p \quad F_R (1.5 \cdot M_y) = F_R (1.5 \cdot S_x \cdot f_y)$$

$$M_R = 40.651 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad F_R (1.5 \cdot S_x \cdot f_y) = 53.194 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

➔ Cumple por lo tanto se toma el menor

$$Eficiencia_{flexión} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{M_D}{M_R} \leq 100\% \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

➔ $\frac{M_D}{M_R} = 120.538\%$ ➔ $Eficiencia_{flexión} = \text{"No cumple"}$

☑ Cortante

• CORTANTE:

La resistencia de diseño al cortante, V_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es:

$V_R = F_R \cdot V_N$ $F_R := 0.9$ Separación de atiesadores ➔ $a_w := 0$

$h_w := d - 2 \cdot t_f = 42.84 \text{ cm}$ No hay atiesadores ➔ $k_w := 5$

Por lo tanto V_N ➔ $V_N = 174.905 \text{ ton}$

$V_{Rk} := F_R \cdot V_N$ $V_R = 157.414 \text{ ton}$

Eficiencia a fuerza cortante

$V_D = 35 \text{ ton}$ $\frac{V_D}{V_R} = 22.234\%$ ➔ $EdoV_r = \text{"Seccion Adecuada"}$

• FLEXIÓN Y CORTANTES COMBINADOS

☑ Flexión y Cortante

- En vigas con almas no reforzadas, debe satisfacerse la condición

$$\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0 \quad V_{Rk} := F_R \cdot V_N$$

$M_D = 49 \text{ ton} \cdot m$ $M_R = 40.651 \text{ ton} \cdot m$ $\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} = 142.773\%$ ➔ **la sección NO CUMPLE**

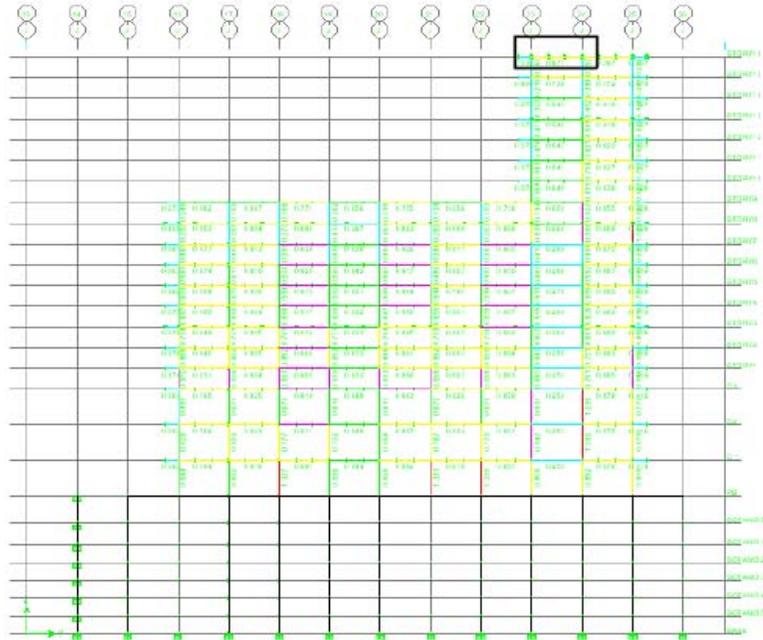
$V_D = 35 \text{ ton}$ $V_R = 157.414 \text{ ton}$

En la siguiente memoria de cálculo se revisará la sección W21 x 50 propuesta.

Revisión por flexión de trabe pal eje J Nivel 16 (RCDF)

Condiciones generales

• DIMENSIONES DEL ELEMENTO B48



Perfil = "21 x 50"

$$L_{\text{eff}} = 8.5 \cdot m$$

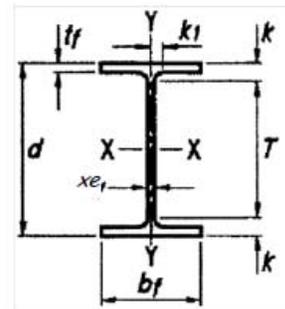
Espesores y longitudes

$$b_f = 16.6 \cdot cm$$

$$t_f = 1.36 \cdot cm$$

$$d = 52.9 \cdot cm$$

$$t_w = 0.97 \cdot cm$$



➔ Propiedades de la sección

$$\begin{aligned}
 A &= 94.8 \cdot \text{cm}^2 \\
 J &= 47.5 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_x &= 40957 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_y &= 1036 \cdot \text{cm}^4 \\
 S_x &= 1549 \cdot \text{cm}^3 \\
 S_y &= 125 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_x &= 1803 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_y &= 200 \cdot \text{cm}^3 \\
 r_x &= 20.8 \cdot \text{cm} \\
 r_y &= 3.3 \cdot \text{cm} \\
 C_{wv} &= 2240 \cdot \text{in}^6
 \end{aligned}$$

➔ Propiedades del material

$$\begin{aligned}
 f_y &:= 3515 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 f_u &:= 4570 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 E &= 2040000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 \nu_w &:= 0.3 \\
 G &= 784615.385 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned}$$

► Condiciones generales

- TIPO DE SECCIÓN: relación ancho/grueso de patines y almas

Relación del patin $\frac{b_f}{2t_f} = 6.103$

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \geq 3.64$)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Patines de secciones I, H o T, en flexión	$0.32 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$

Evaluando → $tipo1 := 0.32 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 7.709$ $tipo2 := 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.155$ $tipo3 := 0.58 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.973$

➔ Por lo tanto los patines son : $Tipo_{patin} = "Tipo1"$

Relación del alma $\frac{d_w}{t_w} = 51.732$

Tabla 2.1 Valores máximos admisibles de las relaciones ancho/grueso			
Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Almas en flexión	$2.45 \sqrt{E/F_y}$	$3.71 \sqrt{E/F_y}$	$5.60 \sqrt{E/F_y}$

Evaluando → $tipo1 := 2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 59.023$ $tipo2 := 3.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 89.377$ $tipo3 := 5.60 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 134.909$

➔ Por lo tanto el alma es: $Tipo_{alma} = "Tipo1"$

➔ Por lo tanto definimos que nuestra : $Seccion_{Tipo} = "Tipo1"$

• FUERZAS ACTUANTES EN LOS ELEMENTOS

$M_n := 35 \cdot ton \cdot m$

$V_n := 25 \cdot ton$

Uso de la edificación → *Cooperativo*

Tipo de Estructura → Tipo B

Factor de carga → $F_c := 1.4$

$M_D := F_c \cdot M_n = 49 \cdot ton \cdot m$

$V_D := F_c \cdot V_n = 35 \cdot ton$

Consideración de arriostramiento ➔ $R := 1.8 \cdot m$

$L_b := R = 1.8 \cdot m$

$C := 1$

Si no hubiera arriostramiento, $L_b = 0$, es por que se tiene el patin superior sujeto a la losa

• PANDEO LOCAL: Cálculo de X_u , X_r , L_u y L_r

Longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico M_p

$$X_u := 4.293 \cdot C \cdot \frac{Z_x \cdot f_y}{G \cdot J} \cdot \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

⇒ $X_u = 17.59$

$$L_u := \frac{\sqrt{2} \cdot \pi}{X_u} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot C_a}{G \cdot J}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}$$

⇒ $L_u = 1.978 \text{ m}$
 $L_b = 1.8 \text{ m}$

Ya que L_b es menor que L_u no existe pandeo local

Longitud no soportada lateralmente de un miembro en flexión

$$X_r := \frac{4}{3} \cdot C \cdot \frac{Z_x \cdot f_y}{G \cdot J} \cdot \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

⇒ $X_r = 5.463$

$$L_r := \frac{\sqrt{2} \cdot \pi}{X_r} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot C_a}{G \cdot J}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}}$$

⇒ $L_r = 3.778 \text{ m}$

$$L_b < L_u$$

• FLEXIÓN:

La resistencia de diseño en flexión, M_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante se determina como se indica:

▾ Flexión $L_b < L_u$

Miembros en los que el pandeo lateral no es crítico ($L_b \leq L_u$)

Para secciones tipo 1 o 2

$$F_R := 0.9$$

$$M_R = F_R \cdot Z_x \cdot f_y = F_R \cdot M_p \leq F_R (1.5 \cdot M_y)$$

$$M_R = F_R \cdot M_p$$

$$M_R = 57.038 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_p := Z_x \cdot f_y = 63.375 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$F_R (1.5 \cdot M_y) = F_R (1.5 \cdot S_x \cdot f_y)$$

$$F_R (1.5 \cdot S_x \cdot f_y) = 73.504 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

➔ Cumple por lo tanto se toma el menor

$$Eficiencia_{flexión} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{M_D}{M_R} \leq 100\% \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

➔ $\frac{M_D}{M_R} = 85.908\%$ ➔ $Eficiencia_{flexión} = \text{"Cumple"}$

📄 Cortante

• CORTANTE:

La resistencia de diseño al cortante, V_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es:

$V_R = F_{Rv} \cdot V_N$ $F_{Rv} := 0.9$ Separación de atiesadores ➔ $a := 0$

$h_w := d - 2 \cdot t_f = 50.18 \cdot \text{cm}$ No hay atiesadores ➔ $k_v := 5$

Por lo tanto V_N ➔ $V_N = 219.927 \cdot \text{ton}$

$V_{Rv} = F_{Rv} \cdot V_N$ $V_R = 197.934 \cdot \text{ton}$

Eficiencia a fuerza cortante

$V_D = 35 \cdot \text{ton}$ $\frac{V_D}{V_R} = 17.683\%$ ➔ $EdoV_p = \text{"Seccion Adecuada"}$

• FLEXIÓN Y CORTANTES COMBINADOS

📄 Flexión y Cortante

- En vigas con almas no reforzadas, debe satisfacerse la condición

$$\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0 \quad V_{Rv} := F_{Rv} \cdot V_N$$

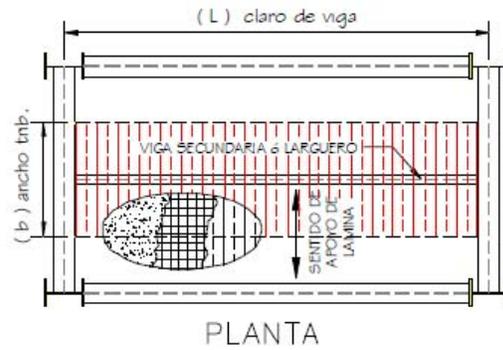
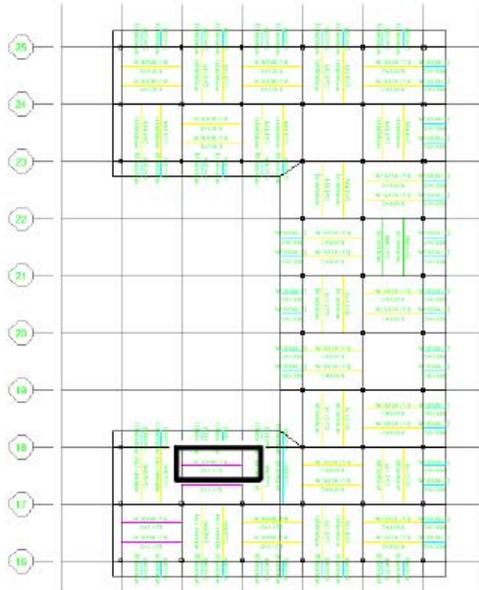
$M_D = 49 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$ $M_R = 57.038 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$ $\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} = 103.59\%$ ➔ **la sección CUMPLE**

$V_D = 35 \cdot \text{ton}$ $V_R = 197.934 \cdot \text{ton}$

Revisión por flexión de trabe pal eje 24 Nivel 15 (RCDF)

Condiciones generales

• **DIMENSIONES DEL ELEMENTO B384**



Perfil = "16 x 36"

$$L_m = 9 \cdot m \quad A_{\text{tablero}} = 8.5 \cdot m$$

$$s_w = 3 \cdot m$$

$$A_f = s$$

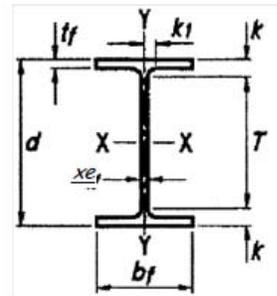
Espesores y longitudes

$$b_f = 17.7 \cdot cm$$

$$t_f = 1.09 \cdot cm$$

$$d = 40.3 \cdot cm$$

$$I_w = 0.75 \cdot cm$$



➔ Propiedades de la sección

$$\begin{aligned}
 A &= 68.4 \cdot \text{cm}^2 \\
 J &= 22.5 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_X &= 18647 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_Y &= 1020 \cdot \text{cm}^4 \\
 S_X &= 926 \cdot \text{cm}^3 \\
 S_Y &= 115 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_X &= 1049 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_Y &= 117 \cdot \text{cm}^3 \\
 r_X &= 16.5 \cdot \text{cm} \\
 r_Y &= 3.9 \cdot \text{cm} \\
 I_{\text{rot}} &= 2240 \cdot \text{in}^6
 \end{aligned}$$

➔ Propiedades del acero

$$\begin{aligned}
 f_Y &:= 3515 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 f_U &:= 4570 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 E &= 2040000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 \nu &= 0.3 \\
 G &= 784615.385 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned}$$

➔ Propiedades del concreto

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 250 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 f_c &:= 0.8 \cdot f'_c \\
 f''_c &:= 0.85 \cdot f_c \\
 E_c &= 2.214 \times 10^5 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned}$$

• TRANSFORMANDO EL CONCRETO EN ACERO

$$n = 9.216$$

▣ Condiciones generales

• TIPO DE SECCIÓN: relación ancho/grueso de patines y almas

Relación del patin $\frac{b_f}{2t_f} = 8.119$

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Patines de secciones I, H o T, en flexión	$0.32 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$

Evaluando → $tipo1 := 0.32 \sqrt{\frac{E}{f_Y}} = 7.709$ $tipo2 := 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_Y}} = 9.155$ $tipo3 := 0.58 \sqrt{\frac{E}{f_Y}} = 13.973$

➔ Por lo tanto los patines son : $Tipo_{patin} = "Tipo2"$

Relación del alma $\frac{d_w}{t_w} = 50.827$

Tabla 2.1 Valores máximos admisibles de las relaciones ancho/groeso			
Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Almas en flexión	$2.45 \sqrt{E/F_y}$	$3.71 \sqrt{E/F_y}$	$5.60 \sqrt{E/F_y}$

Evaluando \rightarrow $\underline{tipo1} := 2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 59.023$ $\underline{tipo2} := 3.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 89.377$ $\underline{tipo3} := 5.60 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 134.909$

➔ Por lo tanto el alma es: $\underline{Tipo_alma} = "Tipo1"$

➔ Por lo tanto definimos que nuestra : $\underline{Seccion_Tipo} = "Tipo2"$

CARGAS:

$$\begin{aligned} \underline{P_{Losacero}} &:= 220 \frac{kgf}{m^2} & \underline{P_{RCDF}} &:= 40 \frac{kgf}{m^2} & \underline{C_{vc}} &:= 150 \frac{kgf}{m^2} & \underline{W} &:= 53.7 \frac{kgf}{m} & \underline{SDL} &:= 205 \frac{kg}{m^2} \\ \underline{CM} &:= \underline{SDL} + \underline{P_{Losacero}} & \underline{RL} &:= 170 \frac{kgf}{m^2} & \underline{PoPo} &:= (A \cdot 10000) \cdot 7850 & \underline{PoPo} &:= \frac{kgf}{m} \end{aligned}$$

ETAPAS DE DISEÑO:

- Etapa de construcción: En esta etapa solo se considera el peso propio de la trabe, la losacero con el concreto en estado fresco y la carga viva de construcción.
- Etapa de servicio: En esta etapa se considera el resto de la carga muerta (sobrecarga) y la carga viva máxima. (adicional para condición de servicio)

$$\begin{aligned} \underline{construcción} \quad \underline{W_{Tc}} &:= \left[(\underline{P_{Losacero}} + \underline{P_{RCDF}} + \underline{C_{vc}}) \cdot A_t \right] + \underline{PoPo} & \underline{W_T} &:= 1.57 \frac{ton}{m} \\ \underline{servicio} \quad \underline{W_{Ts}} &:= \left[(\underline{RL} + \underline{CM}) \cdot A_t \right] + \underline{PoPo} & \underline{W_T} &:= 2 \frac{ton}{m} \end{aligned}$$

• FUERZAS ACTUANTES EN LOS ELEMENTOS

$$\underline{M}_n := 28 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\underline{V}_n := 12 \cdot \text{ton}$$

$$\underline{M}_D := F_c \cdot \underline{M}_n = 39.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\underline{V}_D := F_c \cdot \underline{V}_n = 16.8 \cdot \text{ton}$$

Uso de la edificación → *Cooperativo*

Tipo de Estructura → Tipo B

Factor de carga → $\underline{F}_c := 1.4$

ETAPA DE CONSTRUCCIÓN:

Consideración de arriostramiento → $\underline{R}_{\text{arrio}} := 0 \cdot \text{m}$

$$\underline{L}_b := \underline{R} = 0$$

$$\underline{C}_{\text{arrio}} := 1$$

Si no hubiera arriostramiento, $L_b = 0$, es por que se tiene el patin superior sujeto a la losa

• PANDEO LOCAL: Cálculo de X_u , X_r , L_u y L_r

Longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico M_p

$$\underline{X}_u := 4.293 \cdot \underline{C} \cdot \frac{\underline{Z}_x \cdot \underline{f}_y}{\underline{G} \cdot \underline{J}} \cdot \sqrt{\frac{\underline{C}_a}{\underline{I}_y}}$$

→ $\underline{X}_u = 21.774$

Longitud no soportada lateralmente de un miembro en flexión

$$\underline{X}_r := \frac{4}{3} \cdot \underline{C} \cdot \frac{\underline{Z}_x \cdot \underline{f}_y}{\underline{G} \cdot \underline{J}} \cdot \sqrt{\frac{\underline{C}_a}{\underline{I}_y}}$$

→ $\underline{X}_r = 6.763$

$$\underline{L}_u := \frac{\sqrt{2} \cdot \pi}{\underline{X}_u} \cdot \sqrt{\frac{\underline{E} \cdot \underline{C}_a}{\underline{G} \cdot \underline{J}}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \underline{X}_u^2}}$$

→ $\underline{L}_u = 2.569 \text{ m}$

$$\underline{L}_b = 0$$

$$\underline{L}_r := \frac{\sqrt{2} \cdot \pi}{\underline{X}_r} \cdot \sqrt{\frac{\underline{E} \cdot \underline{C}_a}{\underline{G} \cdot \underline{J}}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \underline{X}_r^2}}$$

→ $\underline{L}_r = 4.849 \text{ m}$

Ya que L_b es menor que L_u no existe pandeo local

$$\underline{L}_b < \underline{L}_u$$

• FLEXIÓN:

La resistencia de diseño en flexión, M_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante se determina como se indica:

▼ Flexión $L_b < L_u$

Miembros en los que el pandeo lateral no es crítico ($L_b \leq L_u$)

Para secciones tipo 1 o 2

$$\underline{F}_R := 0.9$$

$$\underline{M}_R = \underline{F}_R \cdot \underline{Z}_x \cdot f_y = \underline{F}_R \cdot \underline{M}_P \leq \underline{F}_R (1.5 \cdot \underline{M}_Y) \quad \underline{M}_P := \underline{Z}_x \cdot f_y = 36.872 \cdot \underline{\text{ton}} \cdot \underline{\text{m}}$$

$$\underline{M}_R := \underline{F}_R \cdot \underline{M}_P \quad \underline{F}_R (1.5 \cdot \underline{M}_Y) = \underline{F}_R (1.5 \cdot \underline{S}_x \cdot f_y)$$

$$\underline{M}_R = 33.185 \cdot \underline{\text{ton}} \cdot \underline{\text{m}} \quad \underline{F}_R (1.5 \cdot \underline{S}_x \cdot f_y) = 43.941 \cdot \underline{\text{ton}} \cdot \underline{\text{m}}$$

➔ Cumple por lo tanto se toma el menor

$$\underline{\text{Eficiencia}}_{\text{flexión}} := \begin{cases} \text{"Cumple"} & \text{if } \frac{\underline{M}_D}{\underline{M}_R} \leq 100\% \\ \text{"No cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

➔ $\frac{\underline{M}_D}{\underline{M}_R} = 118.125 \cdot \%$

➔ $\underline{\text{Eficiencia}}_{\text{flexión}} = \text{"No cumple"}$

por lo tanto se propone una sección mayor

• **CORTANTE:**

La resistencia de diseño al cortante, V_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es:

$$\underline{V_R} = \underline{F_R} \cdot \underline{V_N} \quad \underline{F_R} := 0.9 \quad \text{Separación de atiesadores} \quad \Rightarrow \quad \underline{a} := 0$$

$$\underline{h} := \underline{d} - 2 \cdot \underline{t_f} = 38.12 \cdot \underline{cm} \quad \text{No hay atiesadores} \quad \Rightarrow \quad \underline{k} := 5$$

Por lo tanto $V_N \Rightarrow \underline{V_N} = 158.681 \cdot \underline{ton}$

$$\underline{V_R} := \underline{F_R} \cdot \underline{V_N} \quad \underline{V_R} = 142.813 \cdot \underline{ton}$$

Eficiencia a fuerza cortante

$$\underline{V_D} = 16.8 \cdot \underline{ton} \quad \frac{\underline{V_D}}{\underline{V_R}} = 11.764 \cdot \% \quad \Rightarrow \quad \underline{EdoV_R} = \text{"Sección Adecuada"}$$

• **FLEXIÓN Y CORTANTES COMBINADOS**

☑ Flexión y Cortante

- En vigas con almas no reforzadas, debe satisfacerse la condición

$$\frac{\underline{M_D}}{\underline{M_R}} + \frac{\underline{V_D}}{\underline{V_R}} \leq 1.0 \quad \underline{V_R} := \underline{F_R} \cdot \underline{V_N}$$

$$\underline{M_D} = 39.2 \cdot \underline{ton \cdot m} \quad \underline{M_R} = 33.185 \cdot \underline{ton \cdot m} \quad \frac{\underline{M_D}}{\underline{M_R}} + \frac{\underline{V_D}}{\underline{V_R}} = 129.889 \cdot \% \Rightarrow \text{la sección NO Cumple por lo tanto se propone una sección mayor W 18 x 40}$$

$$\underline{V_D} = 16.8 \cdot \underline{ton} \quad \underline{V_R} = 142.813 \cdot \underline{ton}$$

En la siguiente memoria de cálculo se revisará la sección W18 x 40 propuesta.

ETAPA DE SERVICIO:

$$\underline{h}_1 := 6 \cdot \underline{cm} \quad \underline{h}_2 := 6 \cdot \underline{cm} \quad \underline{h}_f := \underline{h}_1 \quad \underline{t}_c := \underline{h}_2$$

$$\underline{b}_e := \begin{cases} \frac{L}{8} & \text{if } \frac{L}{8} \leq \frac{2 \cdot s}{2} \leq 2 \cdot 8 \cdot \underline{h}_2 \\ \frac{2 \cdot s}{2} & \text{if } \frac{2 \cdot s}{2} \leq \frac{L}{8} \leq 2 \cdot 8 \cdot \underline{h}_2 \\ 2 \cdot 8 \cdot \underline{h}_2 & \text{if } 2 \cdot 8 \cdot \underline{h}_2 \leq \frac{L}{8} \leq \frac{2 \cdot s}{2} \end{cases}$$

Ancho efectivo: $\Rightarrow \underline{b}_e = 0.96 \underline{m}$

Distancia del eje neutro: $\Rightarrow \underline{a} := \frac{A}{\underline{b}_e} \cdot \frac{\underline{t}_y}{f''c} = 14.732 \cdot \underline{cm} \Rightarrow$ por lo tanto el eje neutro se encuentra en el perfil del acero

Calculando C y I:

$$\underline{C}_c := f''c \cdot \underline{b}_e \cdot \underline{h}_2 \quad \underline{C}_a := \underline{b}_f \cdot \underline{t}_f \cdot \underline{t}_y$$

$\Rightarrow \underline{C}_{\text{tot}} := \underline{C}_c + \underline{C}_a = 165.735 \cdot \underline{ton}$

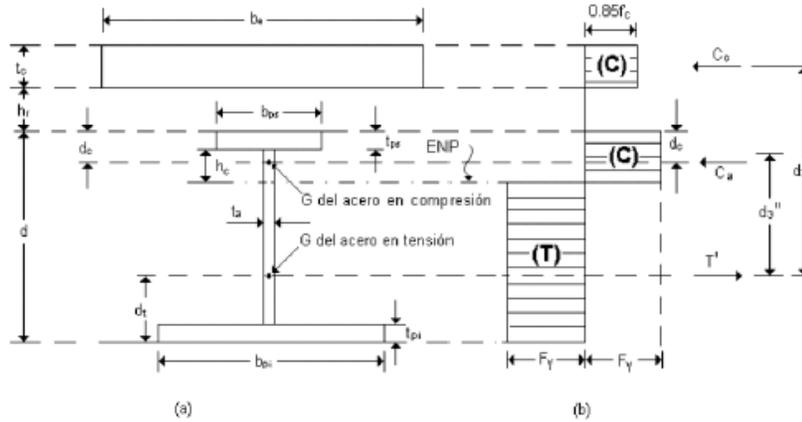
$$\underline{I}_{\text{tot}} := [A - (\underline{b}_f \cdot \underline{t}_f)] \cdot \underline{t}_y^2$$

$\Rightarrow \underline{I} = 172.611 \cdot \underline{ton}$

$$\underline{Eje}_{\text{neutro}} := \begin{cases} \text{"se encuentra en la losa"} & \text{if } \underline{C} > \underline{I} \\ \text{"se encuentra en el alma de la viga"} & \text{if } \underline{C} < \underline{I} \end{cases}$$

$\Rightarrow \underline{Eje}_{\text{neutro}} = \text{"se encuentra en el alma de la viga"}$

Calculando el momento nominal:



(c) Sección transversal
 (d) Esfuerzos y resultantes de las fuerzas internas

$$C_{av} = \frac{(A \cdot f_y) - C_c}{2} = 71.253 \cdot \text{ton} \quad A_{ps} := b_f \cdot t_f \quad A_{al} := h \cdot t_w$$

$$h_c := \frac{C_a - (A_{ps} \cdot f_y)}{t_w \cdot f_y} = 1.304 \cdot \text{cm} \quad A_{ac} := A_{ps} + (h_c \cdot t_w) = 20.271 \cdot \text{cm}^2$$

$$d_c := \frac{0.5 \cdot A_{ps} \cdot t_f + h_c \cdot t_w \cdot (t_f + 0.5 \cdot h_c)}{A_{ar}} = 0.603 \cdot \text{cm}$$

$$d_t := \frac{0.5 \cdot A_{ps} \cdot t_f + A_{al} \cdot h + 0.5 \cdot A_{ps} \cdot (2 \cdot d - t_f) - A_{ac} \cdot (d - d_c)}{A + A_{ac}} = 11.984 \cdot \text{cm}$$

$$d'_3 := d + h_r + 0.5 \cdot t_c - d_t = 37.316 \cdot \text{cm}$$

$$d''_3 := d - d_c - d_t = 27.713 \cdot \text{cm}$$

$$M_{nv} = (C_c \cdot d'_3) + (C_a \cdot d''_3) = 56.286 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

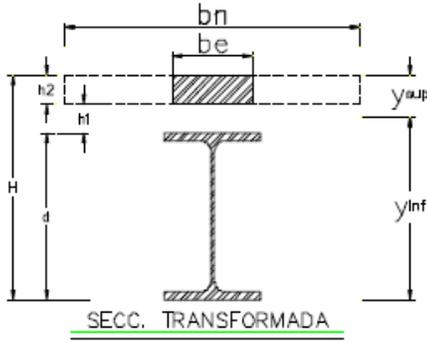
$$M_r := F_R \cdot M_n$$

$$M_r = 50.657 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad M_D = 39.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$Edo_{sección} := \begin{cases} \text{"Adecuada"} & \text{if } M_r > M_D \\ \text{"No Adecuada"} & \text{if } M_r < M_D \end{cases}$$

➔ $Edo_{sección} = \text{"Adecuada"}$

SECCIÓN COMPUESTA:



Datos:

$$\begin{aligned}
 h_1 &= 6 \cdot \text{cm} & I_{x\text{perfil}} &= 1.865 \times 10^4 \cdot \text{cm}^4 \\
 h_2 &= 6 \cdot \text{cm} & I_{x\text{losa}} &= 187.504 \cdot \text{cm}^4 \\
 H &= 52.3 \cdot \text{cm} & A_{\text{perfil}} &= 68.4 \cdot \text{cm}^2 \\
 A_{\text{c}} &= 62.501 \cdot \text{cm}^2 & d_1 &= 193.717 \cdot \text{cm}^2 \\
 y_{\text{inf}} &= 34.068 \cdot \text{cm} & d_2 &= 232.007 \cdot \text{cm}^2 \\
 y_{\text{sup}} &= 18.232 \cdot \text{cm}
 \end{aligned}$$

Ancho efectivo $\Rightarrow b_{\text{ef}} := \frac{b_e}{n} = 10.417 \cdot \text{cm}$

Inercia total de la sección transformada: $\Rightarrow I_{xT} = 4.659 \times 10^4 \cdot \text{cm}^4$

CÁLCULO DE DEFORMACIÓN (FLECHA):

-Etapa de construcción

$$\delta_{\text{max1}} := \frac{5 \cdot (W_T) \cdot (L)^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \quad \delta_{\text{max1}} = 2.765 \cdot \text{cm} \quad \Rightarrow \quad \delta_{\text{contraflecha}} = 2.1 \cdot \text{cm}$$

-Etapa de servicio

$$\delta_{\text{max2}} := \frac{5 \cdot (W_T) \cdot (L)^4}{384 \cdot E \cdot I_{xT}} \quad \Rightarrow \quad \delta_{\text{max2}} = 1.605 \cdot \text{cm}$$

-Deformación total

$$\delta_{\text{adm}} := \frac{L}{500} \quad \Rightarrow \quad \delta_{\text{adm}} = 1.8 \cdot \text{cm}$$

-Flecha actuante

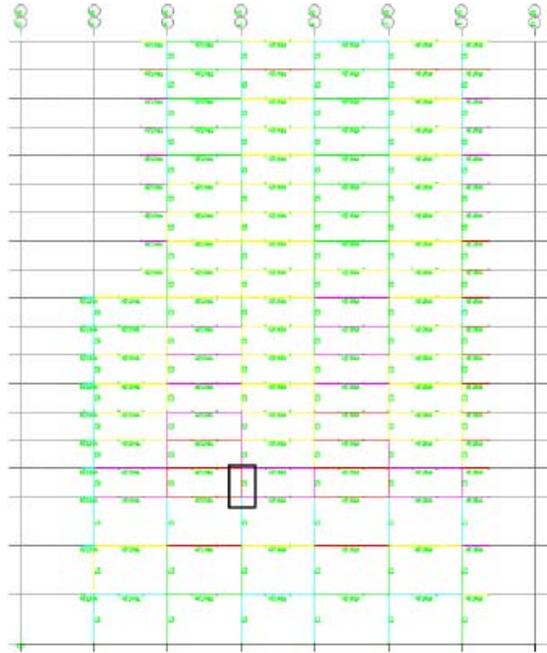
$$\delta_{\text{total}} := \delta_{\text{max1}} + \delta_{\text{max2}} - \delta_{\text{contraflecha}} \quad \Rightarrow \quad \delta_{\text{total}} = 2.27 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Flecha} := \begin{cases} \text{"Adecuada"} & \text{if } \delta_{\text{total}} < \delta_{\text{adm}} \\ \text{"No Adecuada"} & \text{if } \delta_{\text{total}} > \delta_{\text{adm}} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \text{Flecha} = \text{"No Adecuada"}$$

Revisión por flexocompresión de columna cajón (RCDF)

Condiciones generales

• DIMENSIONES DEL ELEMENTO C41

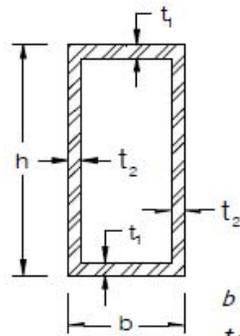


Dimensiones de la columna

Columna C-3

$h := 70 \cdot \text{cm}$

$t_2 := 5 \cdot \text{cm}$



$L_c := 3.5 \cdot \text{m}$

$b := 50 \cdot \text{cm}$

$t_1 := 5 \cdot \text{cm}$

➔ Propiedades de la Columna

$$\begin{aligned}
 A &= 1100 \cdot \text{cm}^2 \\
 J &= 1020833.33 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_x &= 709166.667 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_y &= 409166.667 \cdot \text{cm}^4 \\
 S_x &= 20261.905 \cdot \text{cm}^3 \\
 S_y &= 16366.667 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_x &= 25250 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_y &= 19750 \cdot \text{cm}^3 \\
 r_x &= 25.39 \cdot \text{cm} \\
 r_y &= 19.29 \cdot \text{cm} \\
 C_a &= 0 \cdot \text{cm}^6
 \end{aligned}$$

➔ Propiedades de las trabes

Marco en sentido X

$$I_{x, T1} := 843 \cdot \text{in}^4$$

Perfil W 21x 44

Longitud parte izquierda

$$L_{T1,i} := 9 \cdot \text{m}$$

Longitud parte derecha

$$L_{T1,d} := 9 \cdot \text{m}$$

Marco en sentido Y

$$I_{x, T2} := 612 \cdot \text{in}^4$$

Perfil W 18x 40

Longitud parte izquierda

$$L_{T2,i} := 8.5 \cdot \text{m}$$

Longitud parte derecha

$$L_{T2,d} := 8.5 \cdot \text{m}$$

➔ Propiedades de las columnas adyacentes

	Columna superior C-3	Columna inferior C-1
<i>Longitudes</i>	$L_{CS} := 3.5 \cdot \text{m}$	$L_{Cj} := 6 \text{m}$
<i>Inercias</i>	$I_{XS} := I_x = 709166.667 \cdot \text{cm}^4$	$I_{Xj} := 709167 \cdot \text{cm}^4$
	$I_{YS} := I_y = 409166.667 \cdot \text{cm}^4$	$I_{Yj} := 409167 \cdot \text{cm}^4$

➔ Propiedades del material

$$f_y := 2530 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_u := 4080 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E = 2040000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \nu_w := 0.3 \quad G = 784615.385 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Fuerzas que actúan en el elemento

Carga vertical

$$P_1 := 872 \cdot \text{ton}$$

$$P_2 := 873 \cdot \text{ton}$$

Sismo X

$$P_{sx1} := 587 \cdot \text{ton}$$

$$P_{sx2} := 589 \cdot \text{ton}$$

Sismo Y

$$P_{sy1} := 600 \cdot \text{ton}$$

$$P_{sy2} := 600 \cdot \text{ton}$$

Mx

$$M_{x1} := 3 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{x2} := 4.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Mx

$$M_{sx1} := 7 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{sx2} := 8 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

My

$$M_{y1} := 5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} := 8.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

My

$$M_{sy1} := 14 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{sy2} := 16 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Fuerzas factorizadas

$$P_y := f_y \cdot A$$

$$P_{ux} := 1.1 \cdot (P_1 + P_{sx1} + 0.3 \cdot P_{sy1})$$

$$P_{uy} := 1.1 \cdot (P_2 + 0.3 \cdot P_{sx2} + P_{sy2})$$

$$P_y = 2783 \cdot \text{ton}$$

$$P_{ux} = 1802.9 \cdot \text{ton}$$

$$P_{uy} = 1814.67 \cdot \text{ton}$$

• TIPO DE SECCIÓN: relación ancho/grueso de patines y almas

Relación del patín $\frac{b}{t_1} = 10$

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Patines de secciones en cajón, laminadas o soldadas, en flexión; cubreplacas entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, atiesadores soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la fuerza	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.47\sqrt{E/F_y}$

Evaluando \rightarrow $tipo1 := 1.12\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 31.8$ $tipo2 := 1.12\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 31.8$ $tipo3 := 1.47\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 41.74$

➔ $Tipo_{patin} = "Tipo1"$

Relación del alma $\frac{d_w}{t_2} = 12$

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Almas flexocomprimidas ²	$2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}\left(1 - 0.4\frac{P_u}{P_y}\right)}$	$3.75\sqrt{\frac{E}{F_y}\left(1 - 0.6\frac{P_u}{P_y}\right)}$	$5.6\sqrt{\frac{E}{F_y}\left(1 - 0.74\frac{P_u}{P_y}\right)}$

P_u es el máximo de las cargas factorizadas por sismo

Evaluando \rightarrow $tipo1 := 2.45\sqrt{\frac{E}{f_y}\left(1 - 0.4\frac{P_{uy}}{P_y}\right)} = 51.42$ $tipo3 := 5.60\sqrt{\frac{E}{f_y}\left(1 - 0.74\frac{P_{uy}}{P_y}\right)} = 82.29$

➔ $Tipo_{alma} = "Tipo1"$ $tipo2 := 3.75\sqrt{\frac{E}{f_y}\left(1 - 0.6\frac{P_{uy}}{P_y}\right)} = 64.82$

- **NOMOGRAMAS:** Determinación del valor de Ψ para conocer el valor k de los nomogramas

$$\Psi_A = \frac{\sum \frac{I_X}{L_C}}{\sum \frac{I_X}{L_{Ts}}}$$

Sumatoria de la relación de **inercia/ longitud** de columnas que llegan al nudo superior

Sumatoria de la relación de **inercia/ longitud** de traves que llegan al nudo superior

$$\Psi_B = \frac{\sum \frac{I_X}{L_C}}{\sum \frac{I_X}{L_{Tl}}}$$

Sumatoria de la relación de **inercia/ longitud** de columnas que llegan al nudo inferior

Sumatoria de la relación de **inercia/ longitud** de traves que llegan al nudo inferior

► Nudo superior, marco en sentido X

$$\Psi_{Ax} := \frac{\sum k_{csx}}{\sum k_{Tsx}} = 51.97$$

Nudo inferior, marco en sentido X

$$\Psi_{Bx} := \frac{\sum k_{cix}}{\sum k_{Tix}} = 41.14$$

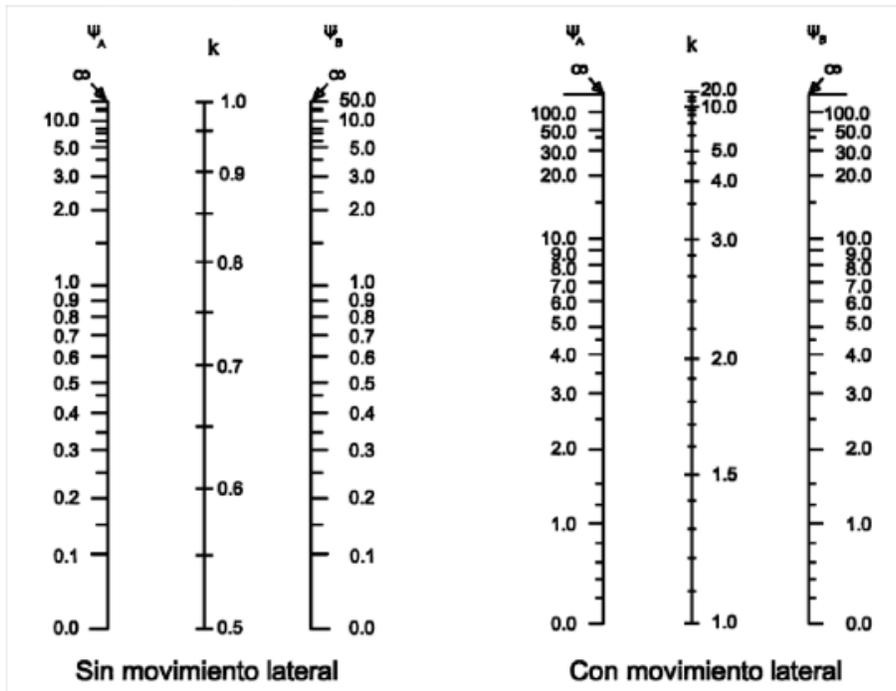
Nudo superior, marco en sentido Y

$$\Psi_{Ay} := \frac{\sum k_{csy}}{\sum k_{Tsy}} = 39.01$$

Nudo inferior, marco en sentido Y

$$\Psi_{By} := \frac{\sum k_{ciy}}{\sum k_{Tiy}} = 30.88$$

Entrando a los nomogramas de Rigidez



- Cálculo de P_E de la columna con desplazamientos laterales impedidos (DLI)

$$k_{x1} := 0.99$$

$$P_{Ex1} := \frac{A \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_{x1} \cdot L_c}{r_x} \right)^2}$$

$$P_{Ex1} = 118924.61 \cdot \text{ton}$$

$$k_{y1} := 0.97$$

$$P_{Ey1} := \frac{A \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_{y1} \cdot L_c}{r_y} \right)^2}$$

$$P_{Ey1} = 71474.41 \cdot \text{ton}$$

el radio de giro dependera de la orientacion de la columna

- Cálculo de P_E de la columna con desplazamientos laterales permitidos (DLP)

$$k_{x2} := 6$$

$$P_{Ex2} := \frac{A \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_{x2} \cdot L_c}{r_x} \right)^2}$$

$$P_{Ex2} = 3237.72 \cdot \text{ton}$$

$$k_{y2} := 5$$

$$P_{Ey2} := \frac{A \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_{y2} \cdot L_c}{r_y} \right)^2}$$

$$P_{Ey2} = 2690.01 \cdot \text{ton}$$

- Cálculo de P_E como columna completa

$$k := 1$$

$$P_{Ex} := \frac{A \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot L_c}{r_x} \right)^2}$$

$$P_{Ex} = 116558.01 \cdot \text{ton}$$

$$P_{Ey} := \frac{A \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot L_c}{r_y} \right)^2}$$

$$P_{Ey} = 67250.28 \cdot \text{ton}$$

- Cálculo de los factores de amplificaciones de momento B_1 y B_2

Cálculo de B_1 con desplazamientos laterales impedidos

Se tiene que cumplir que los factores B_1 , B_2 , tienen que ser mayores a 1.0

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R \cdot P_{E1}}} \geq 1.0$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma \cdot P_u}{\Sigma \cdot \frac{P_{E2}}{Q}}}$$

$$F_R := 0.9$$

$$C = 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2}$$

$$M_1 := M_{x1} = 3 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{x2} = 4.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$C_x := 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_{x1}}{M_{x2}} = 0.31$$

Como es curvatura doble, $C = 1.0$

$$B_{1x1} := \frac{C_x}{1 - \frac{P_{ux}}{F_R \cdot P_{Ex1}}} = 1.017$$

$$C_{x1} = 1$$

$$M_1 := M_{y1} = 5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{y2} = 8.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$C_y := 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_{y1}}{M_{y2}} = 0.36$$

Como es curvatura doble, $C = 1.0$

$$B_{1y1} := \frac{C_y}{1 - \frac{P_{uy}}{F_R \cdot P_{Ey1}}} = 1.029$$

$$C_{y1} = 1$$

- Cálculo de B_1 con desplazamientos laterales permitidos

$$M_1 := M_{x1} = 3 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{x2} = 4.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$C_x := 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_{x1}}{M_{x2}} = 0.31$$

Como es curvatura doble, $C = 1.0$

$$B_{1x2} := \frac{C_x}{1 - \frac{P_{ux}}{F_R \cdot P_{Ex2}}} = 2.623$$

$$C_{x2} = 1$$

$$M_1 := M_{y1} = 5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{y2} = 8.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$C_y := 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_{y1}}{M_{y2}} = 0.36$$

Como es curvatura doble, $C = 1.0$

$$B_{1y2} := \frac{C_y}{1 - \frac{P_{uy}}{F_R \cdot P_{Ey2}}} = 3.993$$

$$C_{y2} = 1$$

Se toma el B_{1x} y B_{1y} mayor, que en este caso son los primeros valores

$$B_{1x} := B_{1x2} = 2.623$$

$$B_{1y} := B_{1y2} = 3.993$$

Cálculo de B_2 con $Q := 2$ $Col := 48$ En el entrepiso hay 48 columnas

- Cálculo de la sección completa

$$B_{2x} := \frac{1}{1 - \frac{Col \cdot P_{ux}}{Q \cdot P_{Ex}}} = 1.031923$$

$$B_{2y} := \frac{1}{1 - \frac{Col \cdot P_{uy}}{Q \cdot P_{Ey}}} = 1.057046$$

- Cálculo de los momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de la sección transversal extremas de la columna flexocomprimida.

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 \cdot M_{tp}$$

Sismo en X

Nodo superior

$$M_{uoxsSX} := 1.1 \cdot (M_{x1} + B_{2x} \cdot M_{sx1}) = 11.25 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uoyS SX} := 1.1 \cdot (M_{y1} + B_{2x} \cdot 0.3 M_{sy1}) = 10.27 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Nodo inferior

$$M_{uoxiSX} := 1.1 \cdot (M_{x2} + B_{2y} \cdot M_{sx2}) = 13.92 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uoyiSX} := 1.1 \cdot (M_{y2} + B_{2y} \cdot 0.3 M_{sy2}) = 14.6 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Sismo en Y

Nodo superior

$$M_{uoxsSY} := 1.1 \cdot (M_{x1} + B_{2y} \cdot 0.3 M_{sx1}) = 5.74 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uoyS SY} := 1.1 \cdot (M_{y1} + B_{2y} \cdot M_{sy1}) = 21.78 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Nodo inferior

$$M_{uoxiSY} := 1.1 \cdot (M_{x2} + B_{2y} \cdot 0.3 M_{sx2}) = 7.41 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uoyiSY} := 1.1 \cdot (M_{y2} + B_{2y} \cdot M_{sy2}) = 27.62 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de los momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de la sección transversal extremas de la columna flexocomprimida. **Columna completa.**

$$M^*_{uo} = B_1 (M_{ti} + B_2 \cdot M_{tp})$$

Se ocupan los momentos mayores, no importando el extremo.

Sismo en X (Nudo Superior)

$$M^*_{uoxsSX} := B_{1x} \cdot (M_{x1} + B_{2x} \cdot M_{sx1}) = 26.81 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M^*_{uoyS SX} := B_{1x} \cdot (M_{y1} + B_{2x} \cdot 0.3 M_{sy1}) = 24.48 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Sismo en Y (Nudo Superior)

$$M^*_{uoxsSY} := B_{1y} \cdot (M_{x1} + B_{2y} \cdot 0.3 M_{sx1}) = 20.84 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M^*_{uoyS SY} := B_{1y} \cdot (M_{y1} + B_{2y} \cdot M_{sy1}) = 79.05 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Sismo en X (Nudo Inferior)

$$M^*_{uoxiSX} := B_{1X} \cdot (M_{x2} + B_{2X} \cdot M_{sx2}) = 32.67 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M^*_{uoyiSX} := B_{1X} \cdot (M_{y2} + B_{2X} \cdot 0.3M_{sy2}) = 34.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Sismo en Y (Nudo Inferior)

$$M^*_{uoxiSY} := B_{1Y} \cdot (M_{x2} + B_{2Y} \cdot 0.3M_{sx2}) = 26.9 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M^*_{uoyiSY} := B_{1Y} \cdot (M_{y2} + B_{2Y} \cdot M_{sy2}) = 100.27 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Se toman los momentos mayores
nudo Inferior

Flexion $L_b < L_u$

- Miembros en los que el pandeo lateral no es crítico ($L_b \leq L_u$)

Para secciones tipo 1 o 2

$$F_{R_x} := 0.9$$

$$M_R = F_R \cdot Z_x \cdot f_y = F_R \cdot M_p \leq F_R (1.5 \cdot M_y)$$

Momentos plasticos de la sección en las 2 direcciones X y Y

$$M_{px} = Z_x \cdot f_y \quad M_{py} = Z_y \cdot f_y$$

$$M_{px} := Z_x \cdot f_y = 638.82 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{py} := Z_y \cdot f_y = 499.68 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$F_R (1.5 \cdot M_y) = F_R (1.5 \cdot S_x \cdot f_y)$$

$$M_{Rx} := F_R \cdot M_{px} = 574.94 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad F_R (1.5 \cdot S_x \cdot f_y) = 692.05 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rx} \leq F_R (1.5 \cdot M_y)$$

Cumple por lo tanto se toma el menor

$$M_{Rx} := M_{Rx}$$

$$M_m := F_R \cdot M_{Rx} = 517.45 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

• Resistencia de diseño en compresión axial

De acuerdo al artículo 3.2 de las NTC y basandonos en la esbeltez crítica de las columnas que corresponde a la mayor de las longitudes efectivas.

$$R_c = \frac{f_y}{\left(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}\right)^{\frac{1}{n}}} \cdot A \cdot F_R \leq f_y \cdot A \cdot F_R \quad \lambda = \frac{k \cdot L}{r} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 \cdot E}}$$

Considerando

$$\begin{array}{l} k = 1 \\ n = 1.4 \\ F_R = 0.9 \end{array} \quad \frac{k \cdot L_c}{r_x} = 13.78 \quad \frac{k \cdot L_c}{r_y} = 18.15$$

Se utiliza la mayor relación de esbeltez

$$\lambda := \frac{k \cdot L_c}{r_y} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 \cdot E}} = 0.2$$

$$R_c := \frac{F_R \cdot A \cdot f_y}{\left(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}\right)^{\frac{1}{n}}} = 2492.88 \cdot \text{ton} \quad R_c \leq f_y A F_R \quad f_y \cdot A \cdot F_R = 2504.7 \cdot \text{ton}$$

$$R_c := R_c$$

Se toma el menor

• Revisión de las secciones extremas para tipo 1 o 2

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$\text{Para secciones rectangulares en Cajón} \quad \frac{P_u}{F_R \cdot P_y} + \frac{0.8 M_{uox}}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{0.8 M_{uoy}}{F_R} \leq 1.0 \quad F_R = 0.9$$

Se revisa con los momentos mayores

Dirección X

$$\frac{P_{ux}}{F_R \cdot P_y} + \frac{0.8 M_{uoxiSX}}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{0.8 M_{uoyiSX}}{F_R \cdot M_{py}} = 0.791 < 1.0 \quad \text{Cumple}$$

Dirección Y

$$\frac{P_{uy}}{F_R \cdot P_y} + \frac{0.8 M_{uoyiSY}}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{0.8 M_{uoxiSY}}{F_R \cdot M_{py}} = 0.784 < 1.0 \quad \text{Cumple}$$

Además, cuando se emplee alguna de las dos ecuaciones anteriores para revisar columnas de sección transversal H, I o en cajón, cuadrada, ha de comprobarse que se cumpla, además, la condición.

$$\frac{M_{uox}}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R \cdot M_{py}} \leq 1.0 \quad F_R = 0.9$$

Dirección X

$$\frac{M_{uoxiSX}}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{M_{uoyiSX}}{F_R \cdot M_{py}} = 0.06 < 1.0 \quad \text{Cumple}$$

Dirección Y

$$\frac{M_{uoxiSY}}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{M_{uoyiSY}}{F_R \cdot M_{py}} = 0.07 < 1.0 \quad \text{Cumple}$$



- Revisión de la columna completa (Nudo mas desfavorable k=1.0)

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R \cdot M_{py}} \leq 1.0 \quad F_R = 0.9$$

Dirección X

$$\frac{P_{ux}}{R_c} + \frac{M_{uoxiSX}^*}{M_m} + \frac{M_{uoyiSX}^*}{F_R \cdot M_{py}} = 0.863 \leq 1.0 \quad \text{Cumple}$$

Dirección Y

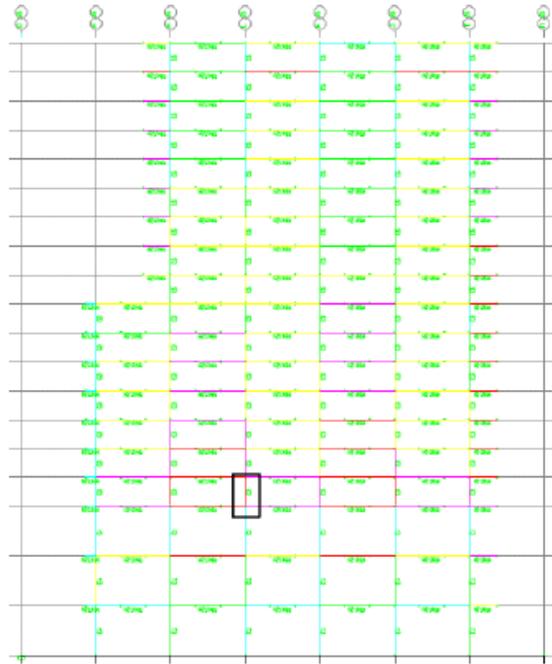
$$\frac{P_{uy}}{R_c} + \frac{M_{uoxiSY}^*}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{M_{uoyiSY}^*}{M_m} = 0.969 \leq 1.0 \quad \text{Cumple}$$

Cumple por lo tanto se deja la sección mayor C-170 x 50 E 2"

Revisión por flexocompresión de columna cajón (RCDF)

Condiciones generales

• **DIMENSIONES DEL ELEMENTO C41**

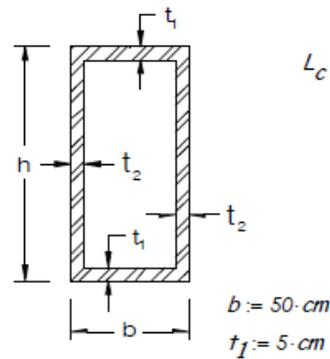


Dimensiones de la columna

Columna C-3

$h := 70 \cdot \text{cm}$

$t_2 := 5 \cdot \text{cm}$



Calculo de las propiedades

➔ Propiedades de la Columna

$$\begin{aligned}
 A &= 1100 \cdot \text{cm}^2 \\
 J &= 1020833.33 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_x &= 709166.667 \cdot \text{cm}^4 \\
 I_y &= 409166.667 \cdot \text{cm}^4 \\
 S_x &= 20261.905 \cdot \text{cm}^3 \\
 S_y &= 16366.667 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_x &= 25250 \cdot \text{cm}^3 \\
 Z_y &= 19750 \cdot \text{cm}^3 \\
 r_x &= 25.39 \cdot \text{cm} \\
 r_y &= 19.29 \cdot \text{cm} \\
 C_a &= 0 \cdot \text{cm}^6
 \end{aligned}$$

➔ Propiedades de las trabes

Marco en sentido X

$$\begin{aligned}
 I_{x, T1} &:= 843 \cdot \text{in}^4 && \text{Perfil W 21x 44} \\
 \text{Longitud parte izquierda} &&& L_{T1,i} := 9 \cdot \text{m} \\
 \text{Longitud parte derecha} &&& L_{T1,d} := 9 \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

Marco en sentido Y

$$\begin{aligned}
 I_{x, T2} &:= 612 \cdot \text{in}^4 && \text{Perfil W 18x 40} \\
 \text{Longitud parte izquierda} &&& L_{T2,i} := 8.5 \cdot \text{m} \\
 \text{Longitud parte derecha} &&& L_{T2,d} := 8.5 \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

➔ Propiedades de las columnas adyacentes

	Columna superior C-3	Columna inferior C-1
Longitudes	$L_{CS} := 3.5 \cdot \text{m}$	$L_{Ci} := 6 \text{m}$
Inercias	$I_{XS} := I_x = 709166.667 \cdot \text{cm}^4$	$I_{Xi} := 709167 \cdot \text{cm}^4$
	$I_{YS} := I_y = 409166.667 \cdot \text{cm}^4$	$I_{Yi} := 409167 \cdot \text{cm}^4$

➔ Propiedades del material

$$\begin{aligned}
 f_y &:= 2530 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} && f_u := 4080 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 E &= 2040000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} && \nu_w := 0.3 && G = 784615.385 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}
 \end{aligned}$$

Fuerzas que actúan en el elemento

Carga vertical

$$P_1 := 872 \cdot \text{ton}$$

$$P_2 := 873 \cdot \text{ton}$$

Sismo X

$$P_{sx1} := 587 \cdot \text{ton}$$

$$P_{sx2} := 589 \cdot \text{ton}$$

Sismo Y

$$P_{sy1} := 600 \cdot \text{ton}$$

$$P_{sy2} := 600 \cdot \text{ton}$$

Mx

$$M_{x1} := 3 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{x2} := 4.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Mx

$$M_{sx1} := 7 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{sx2} := 8 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

My

$$M_{y1} := 5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} := 8.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

My

$$M_{sy1} := 14 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{sy2} := 16 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Fuerzas factorizadas

$$P_y := f_y \cdot A$$

$$P_{ux} := 1.1 \cdot (P_1 + P_{sx1} + 0.3 \cdot P_{sy1})$$

$$P_{uy} := 1.1 \cdot (P_2 + 0.3 \cdot P_{sx2} + P_{sy2})$$

$$P_y = 2783 \cdot \text{ton}$$

$$P_{ux} = 1802.9 \cdot \text{ton}$$

$$P_{uy} = 1814.67 \cdot \text{ton}$$

• TIPO DE SECCIÓN: relación ancho/grueso de patines y almas

Relación del patín $\frac{b}{t_f} = 10$

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Patines de secciones en cajón, laminadas o soldadas, en flexión: cubreplacas entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, atiesadores soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la fuerza	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.47\sqrt{E/F_y}$

Evaluando → $tipo1 := 1.12\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 31.8$ $tipo2 := 1.12\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 31.8$ $tipo3 := 1.47\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 41.74$

➔ $Tipo_{patin} = "Tipo1"$

Relación del alma $\frac{d_w}{t_2} = 12$

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Almas flexocomprimidas ²	$2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}\left(1 - 0.4\frac{P_u}{P_y}\right)}$	$3.75\sqrt{\frac{E}{F_y}\left(1 - 0.6\frac{P_u}{P_y}\right)}$	$5.6\sqrt{\frac{E}{F_y}\left(1 - 0.74\frac{P_u}{P_y}\right)}$

P_u es el maximo de las cargas factorizadas por sismo

Evaluando → $tipo1 := 2.45\sqrt{\frac{E}{f_y}\left(1 - 0.4\frac{P_{uy}}{P_y}\right)} = 51.42$ $tipo3 := 5.60\sqrt{\frac{E}{f_y}\left(1 - 0.74\frac{P_{uy}}{P_y}\right)} = 82.29$

$tipo2 := 3.75\sqrt{\frac{E}{f_y}\left(1 - 0.6\frac{P_{uy}}{P_y}\right)} = 64.82$

➔ $Tipo_{alma} = "Tipo1"$

- **NOMOGRAMAS:** Determinación del valor de Ψ para conocer el valor k de los nomogramas

$$\Psi_A = \frac{\sum \frac{I_X}{L_C}}{\sum \frac{I_X}{L_{TS}}}$$

Sumatoria de la relación de **inercia/ longitud** de columnas que llegan al nudo superior

Sumatoria de la relación de **inercia/ longitud** de traves que llegan al nudo superior

$$\Psi_B = \frac{\sum \frac{I_X}{L_C}}{\sum \frac{I_X}{L_{TI}}}$$

Sumatoria de la relación de **inercia/ longitud** de columnas que llegan al nudo inferior

Sumatoria de la relación de **inercia/ longitud** de traves que llegan al nudo inferior

▣ Nudo superior, marco en sentido X

$$\Psi_{Ax} := \frac{\sum k_{CSX}}{\sum k_{TSX}} = 51.97$$

Nudo inferior, marco en sentido X

$$\Psi_{Bx} := \frac{\sum k_{CiX}}{\sum k_{TiX}} = 41.14$$

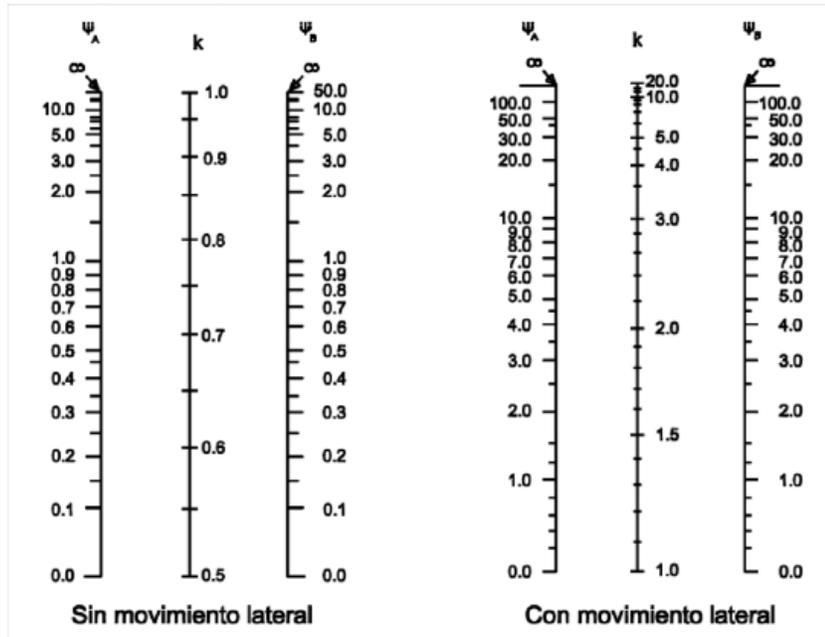
Nudo superior, marco en sentido Y

$$\Psi_{Ay} := \frac{\sum k_{CSY}}{\sum k_{TSY}} = 39.01$$

Nudo inferior, marco en sentido Y

$$\Psi_{By} := \frac{\sum k_{CiY}}{\sum k_{TiY}} = 30.88$$

Entrando a los nomogramas de Rigidez



- Cálculo de P_E de la columna con desplazamientos laterales impedidos (DLI)

$$k_{x1} := 0.99$$

$$P_{Ex1} := \frac{A \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_{x1} \cdot L_c}{r_x} \right)^2}$$

$$P_{Ex1} = 118924.61 \cdot \text{ton}$$

$$k_{y1} := 0.97$$

$$P_{Ey1} := \frac{A \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_{y1} \cdot L_c}{r_y} \right)^2}$$

$$P_{Ey1} = 71474.41 \cdot \text{ton}$$

el radio de giro dependera de la orientacion de la columna

- Cálculo de P_E de la columna con desplazamientos laterales permitidos (DLP)

$$k_{x2} := 6$$

$$P_{Ex2} := \frac{A \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_{x2} \cdot L_c}{r_x} \right)^2}$$

$$P_{Ex2} = 3237.72 \cdot \text{ton}$$

$$k_{y2} := 5$$

$$P_{Ey2} := \frac{A \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_{y2} \cdot L_c}{r_y} \right)^2}$$

$$P_{Ey2} = 2690.01 \cdot \text{ton}$$

- Cálculo de P_E como columna completa $k := 1$

$$P_{Ex} := \frac{A \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot L_c}{r_x} \right)^2}$$

$$P_{Ex} = 116558.01 \cdot \text{ton}$$

$$P_{Ey} := \frac{A \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot L_c}{r_y} \right)^2}$$

$$P_{Ey} = 67250.28 \cdot \text{ton}$$

- Cálculo de los factores de amplificaciones de momento B_1 y B_2

Cálculo de B_1 con desplazamientos laterales impedidos

Se tiene que cumplir que los factores B_1 , B_2 , tienen que ser mayores a 1.0

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R \cdot P_{EI}}} \geq 1.0$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma \cdot P_u}{\Sigma \cdot \frac{P_{EI}}{Q}}}$$

$$F_R := 0.9$$

$$C = 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2}$$

$$M_1 := M_{x1} = 3 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{x2} = 4.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$C_x := 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_{x1}}{M_{x2}} = 0.31$$

Como es curvatura doble, $C = 1.0$

$$C_{mx} = 1$$

$$B_{1x1} := \frac{C_x}{1 - \frac{P_{ux}}{F_R \cdot P_{Ex1}}} = 1.017$$

$$M_1 := M_{y1} = 5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{y2} = 8.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$C_y := 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_{y1}}{M_{y2}} = 0.36$$

Como es curvatura doble, $C = 1.0$

$$C_{my} = 1$$

$$B_{1y1} := \frac{C_y}{1 - \frac{P_{uy}}{F_R \cdot P_{Ey1}}} = 1.029$$

- Cálculo de B_1 con desplazamientos laterales permitidos

$$M_1 := M_{x1} = 3 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{x2} = 4.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$C_x := 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_{x1}}{M_{x2}} = 0.31$$

Como es curvatura doble, $C = 1.0$

$$C_{mx} = 1$$

$$B_{1x2} := \frac{C_x}{1 - \frac{P_{ux}}{F_R \cdot P_{Ex2}}} = 2.623$$

$$M_1 := M_{y1} = 5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{y2} = 8.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$C_y := 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_{y1}}{M_{y2}} = 0.36$$

Como es curvatura doble, $C = 1.0$

$$C_{my} = 1$$

$$B_{1y2} := \frac{C_y}{1 - \frac{P_{uy}}{F_R \cdot P_{Ey2}}} = 3.993$$

Se toma el B_{1x} y B_{1y} , mayor, que en este caso son los primeros valores

$$B_{1x} := B_{1x2} = 2.623$$

$$B_{1y} := B_{1y2} = 3.993$$

Cálculo de B_2 con $Q := 2$ $Col := 48$

En el entrepiso hay 48 columnas

- Cálculo de la sección completa

$$B_{2x} := \frac{1}{1 - \frac{Col \cdot P_{ux}}{Col \cdot P_{Ex}} \cdot \frac{1}{Q}} = 1.031923$$

$$B_{2y} := \frac{1}{1 - \frac{Col \cdot P_{uy}}{Col \cdot P_{Ey}} \cdot \frac{1}{Q}} = 1.057046$$

- Cálculo de los momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de la sección transversal extremas de la columna flexocomprimida.

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 \cdot M_{tp}$$

Sismo en X

Nodo superior

$$M_{uoxsSX} := 1.1 \cdot (M_{x1} + B_{2x} \cdot M_{sx1}) = 11.25 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uoyS SX} := 1.1 \cdot (M_{y1} + B_{2x} \cdot 0.3 M_{sy1}) = 10.27 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Nodo inferior

$$M_{uoxiSX} := 1.1 \cdot (M_{x2} + B_{2y} \cdot M_{sx2}) = 13.92 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uoyiSX} := 1.1 \cdot (M_{y2} + B_{2y} \cdot 0.3 M_{sy2}) = 14.6 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Sismo en Y

Nodo superior

$$M_{uoxsSY} := 1.1 \cdot (M_{x1} + B_{2y} \cdot 0.3 M_{sx1}) = 5.74 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uoyS SY} := 1.1 \cdot (M_{y1} + B_{2y} \cdot M_{sy1}) = 21.78 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Nodo inferior

$$M_{uoxiSY} := 1.1 \cdot (M_{x2} + B_{2y} \cdot 0.3 M_{sx2}) = 7.41 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uoyiSY} := 1.1 \cdot (M_{y2} + B_{2y} \cdot M_{sy2}) = 27.62 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

- Cálculo de los momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de la sección transversal extremas de la columna flexocomprimida. **Columna completa.**

$$M^*_{uo} = B_1 (M_{ti} + B_2 \cdot M_{tp})$$

Se ocupan los momentos mayores, no importando el extremo.

Sismo en X (Nudo Superior)

$$M^*_{uoxsSX} := B_{1x} \cdot (M_{x1} + B_{2x} \cdot M_{sx1}) = 26.81 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M^*_{uoyS SX} := B_{1x} \cdot (M_{y1} + B_{2x} \cdot 0.3 M_{sy1}) = 24.48 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Sismo en Y (Nudo Superior)

$$M^*_{uoxsSY} := B_{1y} \cdot (M_{x1} + B_{2y} \cdot 0.3 M_{sx1}) = 20.84 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M^*_{uoyS SY} := B_{1y} \cdot (M_{y1} + B_{2y} \cdot M_{sy1}) = 79.05 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Sismo en X (Nudo Inferior)

$$M_{uoxiSX}^* := B_{1x} \cdot (M_{x2} + B_{2x} \cdot M_{sx2}) = 32.67 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uoyiSX}^* := B_{1x} \cdot (M_{y2} + B_{2x} \cdot 0.3M_{sy2}) = 34.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Sismo en Y (Nudo Inferior)

$$M_{uoxiSY}^* := B_{1y} \cdot (M_{x2} + B_{2y} \cdot 0.3M_{sx2}) = 26.9 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uoyiSY}^* := B_{1y} \cdot (M_{y2} + B_{2y} \cdot M_{sy2}) = 100.27 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Se toman los momentos mayores
nudo Inferior

Flexion $L_b < L_u$

- Miembros en los que el pandeo lateral no es crítico ($L_b \leq L_u$)

Para secciones tipo 1 o 2

$$F_{Rk} := 0.9$$

$$M_R = F_R \cdot Z_x \cdot f_y = F_R \cdot M_p \leq F_R (1.5 \cdot M_y)$$

Momentos plasticos de la sección en las 2 direcciones X y Y

$$M_{px} = Z_x \cdot f_y \quad M_{py} = Z_y \cdot f_y$$

$$M_{px} := Z_x \cdot f_y = 638.82 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{py} := Z_y \cdot f_y = 499.68 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$F_R (1.5 \cdot M_y) = F_R (1.5 \cdot S_x \cdot f_y)$$

$$M_{Rx} := F_R \cdot M_{px} = 574.94 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad F_R (1.5 \cdot S_x \cdot f_y) = 692.05 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rx} \leq F_R (1.5 \cdot M_y)$$

Cumple por lo tanto se toma el menor

$$M_{Rx} := M_{Rx}$$

$$M_m := F_R \cdot M_{Rx} = 517.45 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

• Resistencia de diseño en compresión axial

De acuerdo al artículo 3.2 de las NTC y basandonos en la esbeltez crítica de las columnas que corresponde a la mayor de las longitudes efectivas.

$$R_c = \frac{f_y}{\left(1 + \lambda^{2n} - 0.15 \lambda^{2n}\right)^{\frac{1}{n}}} \cdot A \cdot F_R \leq f_y \cdot A \cdot F_R \quad \lambda = \frac{k \cdot L}{r} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 \cdot E}}$$

Considerando

$$\begin{aligned} k &= 1 & \frac{k \cdot L_c}{r_x} &= 13.78 & \frac{k \cdot L_c}{r_y} &= 18.15 \\ n &= 1.4 & & & & \\ F_R &= 0.9 & & & & \end{aligned}$$

Se utiliza la mayor relación de esbeltez

$$\lambda := \frac{k \cdot L_c}{r_y} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 \cdot E}} = 0.2$$

$$R_c := \frac{F_R \cdot A \cdot f_y}{\left(1 + \lambda^{2n} - 0.15 \lambda^{2n}\right)^{\frac{1}{n}}} = 2492.88 \cdot \text{ton}$$

$$R_c \leq f_y \cdot A \cdot F_R$$

$$f_y \cdot A \cdot F_R = 2504.7 \cdot \text{ton}$$

$$R_c := R_c$$

Se toma el menor

• Revisión de las secciones extremas para tipo 1 o 2

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$\text{Para secciones rectangulares en Cajon} \quad \frac{P_u}{F_R \cdot P_y} + \frac{0.8M_{uox}}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{0.8M_{uoy}}{F_R} \leq 1.0 \quad F_R = 0.9$$

Se revisa con los momentos mayores

Dirección X

$$\frac{P_{ux}}{F_R \cdot P_y} + \frac{0.8M_{uoxiSX}}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{0.8M_{uoyiSX}}{F_R \cdot M_{py}} = 0.791 < 1.0 \quad \text{Cumple}$$

Dirección Y

$$\frac{P_{uy}}{F_R \cdot P_y} + \frac{0.8M_{uoyiSY}}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{0.8M_{uoyiSY}}{F_R \cdot M_{py}} = 0.784 < 1.0 \quad \text{Cumple}$$

Además, cuando se emplee alguna de las dos ecuaciones anteriores para revisar columnas de sección transversal H, I o en cajón, cuadrada, ha de comprobarse que se cumpla, además, la condición.

$$\frac{M_{uox}}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R \cdot M_{py}} \leq 1.0 \quad F_R = 0.9$$

Dirección X

$$\frac{M_{uoxiSX}}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{M_{uoyiSX}}{F_R \cdot M_{py}} = 0.06 < 1.0 \quad \text{Cumple}$$

Dirección Y

$$\frac{M_{uoxiSY}}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{M_{uoyiSY}}{F_R \cdot M_{py}} = 0.07 < 1.0 \quad \text{Cumple}$$



- Revisión de la columna completa (Nudo más desfavorable k=1.0)

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R \cdot M_{py}} \leq 1.0 \quad F_R = 0.9$$

Dirección X

$$\frac{P_{ux}}{R_c} + \frac{M_{uoxiSX}^*}{M_m} + \frac{M_{uoyiSX}^*}{F_R \cdot M_{py}} = 0.863 \leq 1.0 \quad \text{Cumple}$$

Dirección Y

$$\frac{P_{uy}}{R_c} + \frac{M_{uoxiSY}^*}{F_R \cdot M_{px}} + \frac{M_{uoyiSY}^*}{M_m} = 0.969 \leq 1.0 \quad \text{Cumple}$$

Cumple por lo tanto se deja la sección mayor C-170 x 50 E 2"



ANEXO 1



Cálculo del espectro por Apéndice A.

renglón	Zona	c	a ₀	T _a	T _b	r
a	I	0.16	0.04	0.2	1.35	1
b	II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
c	IIIa	0.4	0.1	0.53	1.8	2
d	IIIb	0.45	0.11	0.85	3	2
f	IIIc	0.4	0.1	1.25	4.2	2
g	IIId	0.3	0.1	0.85	4.2	2

Utilizando un Q 2 y ubicando la zona donde se encuentra nuestro objeto en estudio se definen los siguientes parametros:

Renglon	b	Zona	II	T _a	0.2
Q	2	c	0.32	T _b	1.35
IRREG	0.8	a ₀	0.08	r	1.33
	1.6				

Utilizando las siguientes formulas obtenidas de las NTC-DS, se grafica la siguiente tabla:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c ; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc ; \quad \text{si } T > T_b$$

$$Q' = Q ; \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

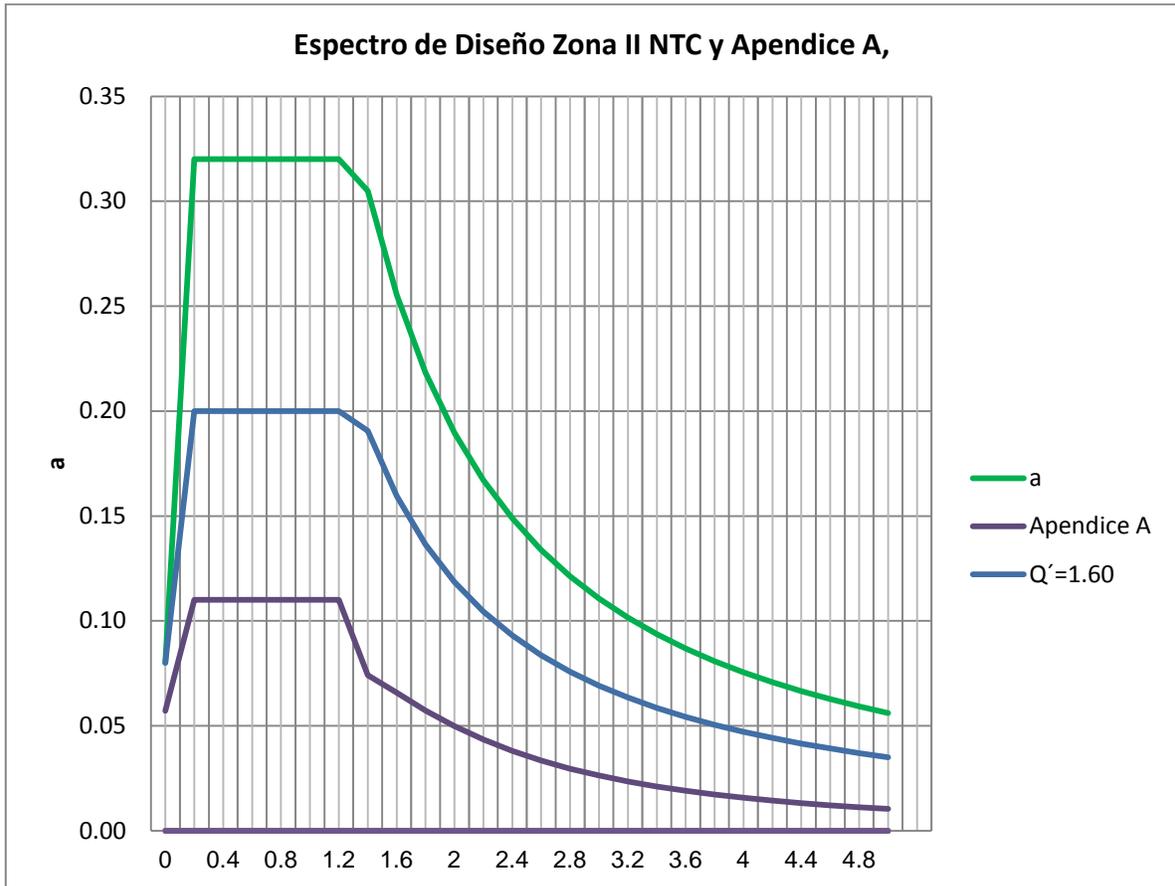
$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) ; \quad \text{si } T < T_a$$

donde

$$q = (T_b/T)^r$$

Graficando:

T	a	Q _{prima}	Q [*] =1.60	Q [*] *IRR	a/R/Q [*]
0	0.08	0.8	0.08	0.70	0.057
0.2	0.32	1.6	0.20	1.27	0.110
0.4	0.32	1.6	0.20	1.27	0.110
0.6	0.32	1.6	0.20	1.27	0.110
0.8	0.32	1.6	0.20	1.27	0.110
1	0.32	1.6	0.20	1.27	0.110
1.2	0.32	1.6	0.20	1.27	0.110
1.4	0.30	1.6	0.19	1.82	0.074
1.6	0.26	1.6	0.16	1.74	0.066
1.8	0.22	1.6	0.14	1.67	0.057
2	0.19	1.6	0.12	1.63	0.050
2.2	0.17	1.6	0.10	1.59	0.043
2.4	0.15	1.6	0.09	1.57	0.038
2.6	0.13	1.6	0.08	1.54	0.033
2.8	0.12	1.6	0.08	1.52	0.030
3	0.11	1.6	0.07	1.51	0.026
3.2	0.10	1.6	0.06	1.50	0.023
3.4	0.09	1.6	0.06	1.49	0.021
3.6	0.09	1.6	0.05	1.48	0.019
3.8	0.08	1.6	0.05	1.47	0.017
4	0.08	1.6	0.05	1.46	0.016
4.2	0.07	1.6	0.04	1.46	0.014
4.4	0.07	1.6	0.04	1.45	0.013
4.6	0.06	1.6	0.04	1.45	0.012
4.8	0.06	1.6	0.04	1.44	0.011
5	0.06	1.6	0.04	1.44	0.010





CONCLUSIONES



CONCLUSIONES

Para poder llevar a cabo la correcta ejecución de cualquier proyecto, se requiere primeramente tener una buena comunicación entre áreas involucradas en dicho proyecto, arquitectura, ingeniería de instalaciones, geotecnistas, etc, ya que cada uno juega un rol muy importante para completar cada etapa constructiva del proyecto; con el fin de obtener datos necesarios y precisos para la correcta ejecución del proyecto.

Con base en los resultados obtenidos en este trabajo, se considera que el diseño resultante es adecuado para que la estructura se comporte de manera satisfactoria ante la ocurrencia de las acciones para las que fue analizada. Los análisis preliminares realizados con secciones menores a las secciones finales, arrojaron resultados desfavorables ya que su eficiencia en momento rebasaba el límite establecido por las normas, así que se tuvo la necesidad de probar varios tipos de secciones, hasta llegar al resultado esperado, que permitió dar cumplimiento a los estados límites de servicio y de resistencia última que establece el RCDF.

En un análisis estructural siempre es recomendable hacer revisiones que permitan verificar la congruencia de los resultados, como la comparación de la bajada de cargas vs las reacciones de los apoyos. En el diseño de edificios a base de estructura metálica es también importante revisar la relación entre el peso total del material y el área construida, de tal forma que nos permita tener una idea de la racionalidad de su diseño desde el punto económico. Para nuestro caso se tuvo un área total construida de 41,460 m² y un peso total de los elementos estructurales de 5204 ton, lo cual arroja una relación peso/área de 0.125 ton/m².

Sección	Tipo Elemento	Num piezas	Long total (m)	Peso total (ton)
W16X36	Beam	1396	7549.93	404
W18X40	Beam	605	4799.961	273
W21X44	Beam	1085	6437.119	395
C3	Column	285	997.5	377
C5	Column	201	703.5	121
C1	Column	144	864	744
90X120/450	Column	336	1113.6	2890
total				5204 Ton

Se definieron este tipo de cimentación debido a que esta estructura está ubicada en la zona II, donde la capa dura se encuentra a profundidades considerables, mayor de los 20 m de profundidad, y por la gran capacidad de carga que tiene este tipo de cimentación profunda. En cuanto a la estructuración, se optó por usar marcos de acero ya que se considera que estos ofrecen una mayor capacidad dúctil que el concreto, ante acciones sísmicas, lo cual es altamente recomendable en todas las edificaciones, particularmente aquellas con irregularidades importantes en planta y elevación, como el caso del estudio presentado en esta tesina.

COMENTARIOS

La enseñanza que me dejó este trabajo fue principalmente que existen diversos sistemas estructurales que pueden resolver una misma necesidad y se debe elegir dependiendo, primeramente, de la facilidad económica y constructiva lo cual depende en una buena parte del cliente, y segundo, considerar si el sistema estructural es apto para el diseño arquitectónico y respetarlo.

Por último considero importante que, sin un sólido conocimiento de las bases o fundamentos teóricos de las diversas áreas de la ingeniería, no es posible el manejo racional y responsable de las herramientas de cómputo y programas especializados que, en la actualidad, hacen más eficientes las tareas de los ingenieros quienes, tienen que enfrentar proyectos cada vez más audaces o atrevidos, imponiendo nuevos retos en el diseño de edificaciones y otras obras de ingeniería.



BIBLIOGRAFIA



BIBLIOGRAFIA

- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
- Departamento del Distrito Federal. “7 Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”. Tomo I No. 103- BIS, 2004, pp88-282.
- Departamento del Distrito Federal. “7 Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”. Tomo II No. 103- BIS, 2004, pp02-10; 55-77.
- Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A. C. “Manual de Construcción en Acero”, 4ta. Edición, México, Limusa Noriega, 2003, Vol. 1, pp. 116.
- Apuntes del Ing. Oscar De Buen.