



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
REFORZADO DE 10 NIVELES UBICADO EN ZONA II, CON
DUCTILIDAD MEDIA, DEDICADO A OFICINAS, UTILIZANDO EL
RCDF Y SUS NTC2017, CONSIDERANDO EFECTOS DE
INTERACCIÓN INERCIAL SUELO-ESTRUCTURA**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

ING. LUIS DONALDO RODRÍGUEZ MUNGUÍA

DIRECTOR DE TESINA: **DR. ARMANDO RAFAEL HERMOSILLO ARTEAGA**

MÉXICO, D.F.

MARZO 2021



DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE 10 NIVELES UBICADO EN ZONA II, CON DUCTILIDAD MEDIA, DEDICADO A OFICINAS, UTILIZANDO EL RCDF Y SUS NTC2017, CONSIDERANDO EFECTOS DE INTERACCIÓN INERCIAL SUELO-ESTRUCTURA

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	05
CAPITULO I ANTECEDENTES	13
I.1 Estructuras de concreto simple y reforzado	15
I.2 Sismicidad de la región	34
CAPITULO II MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO	40
II.1 Ubicación del inmueble	40
II.2 Proyecto arquitectónico	41
II.3 Estructuración propuesta	45
II.4 Características físicas y mecánicas de los materiales	47
II.5 Requisitos de la estructura para un $Q=3$	47
CAPITULO III INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA	50
III.1 Conceptos fundamentales	50
III.2 Energía potencial y cinética en el cálculo de la interacción suelo estructura	52
III.3 Efectos de la interacción dinámica suelo-estructura	57
III.4 Consideraciones para tomar en cuenta efectos de interacción suelo-estructura utilizando las NTC2017	63
CAPITULO IV ANÁLISIS DE CARGAS GRAVITACIONALES Y SÍSMICAS	75
IV.1 Predimensionamiento de elementos estructurales	75
IV.2 Diseño de acciones por gravedad y sismo	83
CAPITULO V ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	95
V.1 Consideraciones de diseño utilizando las NTC2017	96
V.2 Modelado de la estructura	107
V.3 Análisis estructural	126
V.4 Elección de la combinación de cargas para la revisión y el diseño estructural	132

V.5 Revisión de los estados límite de servicio para el cumplimiento de las NTC2017	133
CAPITULO VI DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE ACUERDO CON LAS RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CON DUCTILIDAD MEDIA	139
VI.1 Diseño de columnas	139
VI.2 Diseño de trabes	152
VI.3 Diseño del sistema de piso (losas)	158
VI.4 Diseño de cimentación	161
CAPITULO VII CONCLUSIONES	175
CAPITULO VIII REFERENCIAS	177

AGRADECIMIENTOS

A mis padres por ser el pilar esencial en todo lo que soy y he conseguido hasta ahora. Porque a pesar de todas las adversidades siempre me han apoyado.

En especial a mi novia Estefania, por su amor, paciencia, cariño y todas las palabras de aliento cuando he querido desistir de alguna meta o sueño, me haces sentir la persona más afortunada del mundo.

A mis hermanos Job y Jesús por ser mis compañeros de aventuras, y enseñarme el significado de la palabra “hermano”.

A los profesores Agustín Demeneghi y Héctor Sanginés, por su tiempo, disposición y por compartirme de su conocimiento y experiencia.

Un agradecimiento especial a mi asesor el Dr. Armando Rafael Hermsillo Arteaga quién fue mi guía en la elaboración de este trabajo, gracias por su disposición, profesionalismo y sus gestos de amistad.

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico brindado durante los estudios de especialización.

INTRODUCCION

Una estructura consiste en una serie de partes conectadas con el fin de soportar una carga. Ejemplos de ellas son los edificios, los puentes, las torres, los tanques y presas. El proceso de crear cualquiera de estas estructuras requiere planeación, análisis, diseño y construcción (Hibbeler, 2012).

Las estructuras se encuentran en la naturaleza, y comprenden desde las conchas de los moluscos hasta los edificios, desde el esqueleto de los animales, etc., pero el ser humano ha sabido construir las suyas para resolver sus necesidades.

En resumen, todos los objetos físicos tienen estructuras, como consecuencia de ello, el esbozo de éstas es una parte del problema del diseño para todos los objetivos físicos. No se puede comprender completamente por que los edificios se construyen como son, sin conocer ni comprender los problemas de sus estructuras, sin un conocimiento de los conceptos básicos de las estructuras, los proyectistas no podrán tomar decisiones de manera inteligente sobre la forma y construcción de estas (Ambrose, 1998).

Como consecuencia están presentes en todo lo que nos rodea. Dando soporte a cualquier producto tecnológico, aunque son más evidentes en las grandes construcciones civiles, como pueden ser edificios, puentes y torres; así como en otras ramas de ingeniería puede mencionarse que son importantes, las estructuras de aviones, tanques, barcos, etc.

En el momento en que se decide realizar el diseño de una edificación, para que ésta pueda desempeñar una función específica para uso público, el ingeniero proyectista debe considerar en primer lugar la seguridad, posteriormente la factibilidad y optimización para la realización de ésta, así como aspectos de índole económicos y de integración entre los componentes de la edificación.

Normalmente esto requiere varios estudios independientes sobre las diferentes soluciones posibles antes de tomar una determinación final sobre cuál es la forma estructural más adecuada. Este proceso de diseño es tanto creativo como técnico y requiere un conocimiento fundamental de las propiedades de los materiales y las leyes de la mecánica que rigen las propiedades y comportamiento de estos, así como del medio físico en el que se llevara a cabo el proyecto, (Hibbeler, 2012).

Entre las consideraciones generales más importantes a considerar en un proyecto estructural, mencionamos las siguientes:

- Seguridad

Quizá el aspecto más importante que debe garantizar una estructura, la seguridad realza la propiedad de algo que no registra peligro, daño ni riesgo.

Entendiendo que estructuralmente, la edificación tiene que soportar cargas; la seguridad consiste en proporcionar cierto margen de capacidad estructural, la cual deberá ir más allá de la estrictamente requerida, para la función real de la misma.

Por muchas razones el diseño estructural puede ser una labor un tanto imprecisa, por lo cual no se debe suponer que se puede establecer con precisión un factor de seguridad en una situación dada. Generalmente el ingeniero proyectista trata de lograr un nivel de seguridad aceptable, con respecto al comportamiento adecuado de la estructura.

Cabe mencionar que, por lo general, para seleccionar cierto factor de seguridad no existe una razón particular que no sea la experiencia.

- Factibilidad

En economía la factibilidad se refiere a la disponibilidad de los recursos necesarios para poder llevar a cabo aquellos objetivos y metas trazadas generalmente, para la ejecución de un objeto físico.

Por lo tanto, en el entendido que las estructuras son tangibles, para llevar a cabo la ejecución de un proyecto es necesario considerar el uso de materiales y productos adecuados, los cuales puedan ser manejados por los trabajadores directos involucrados en la construcción y las empresas de producción, proveedoras de estos.

Entonces es necesario que los proyectistas tengan un conocimiento sensato de inventario de productos y materiales disponibles, y de aquellos procesos de fabricación usuales para la edificación de las obras de infraestructura.

Los ingenieros proyectistas, de la misma manera, deben tener la capacidad y disposición para mantenerse actualizados en conocimiento, ante el desafío de crecimiento del estado cambiante de la tecnología de hoy en día, además de tener a consideración la competencia entre mercados de producción, proveedores y constructores.

La factibilidad no solo es una cuestión de potencialidades tecnológicas, sino que está relacionada con la utilidad práctica de una estructura. Solo porque algo se puede construir no es razón para que se deba construir, se tiene que considerar la complejidad del diseño,

el costo económico, el tiempo de construcción, la aprobación de los departamentos reguladores de la construcción (Ambrose, 1998), y en general todos los pros y contras que conlleva dicha edificación.

- Optimización

La palabra optimizar hace referencia a la forma de mejorar alguna acción o trabajo, es decir, es evaluar el mejor uso de los recursos y procurar el máximo beneficio o el mínimo costo, dentro de los límites de lo posible.

Las edificaciones sirven para muchos propósitos, consecuentemente acogen una gran variedad de formas y detalles para poder cumplir con las exigencias y requerimientos que satisfagan las ambiciones de sus usuarios, así como la utilidad para la que ha sido destinada.

Cada obra de infraestructura es una combinación adecuada y específica de ubicación y utilidad.

En la mayoría de los casos los proyectistas se sienten fascinados por deseos de originalidad y expresión, sin embargo, es importante tomar a consideración que dichos diseños deben producirse en términos de función y factibilidad.

Por lo tanto, en su mayoría, esto requiere de propuestas de diseño que construyan balances entre consideraciones conflictivas u opuestas, es decir encontrar la mejor solución.

Es importante recalcar que dichos proyectos deben cumplir con requerimientos de seguridad y calidad, además de tener factibilidad práctica y económica. Todos estos aspectos son relevantes y suelen ser de suma importancia, pero a menudo aquellos cambios que tienden a mejorar un factor hacen que se degraden otros.

Por consiguiente, se requiere categorizar y jerarquizar los diversos atributos, enlistándolos de una manera crítica, según la relevancia que puedan tener en costo, operación y factibilidad.

De esta forma la solución óptima se puede encontrar en función de las prioridades específicas utilizadas en el proyecto.

- Economía

La economía es el estudio de cómo la gente en cada país o grupo de países utilizan o administran sus recursos limitados con el objeto de producir bienes y servicios y distribuirlos para su consumo entre los miembros de la sociedad de modo que satisfagan sus necesidades.

El concepto anterior nos da una referencia de lo que en términos generales trata la economía, sin embargo, nos sirve como base para poder interpretar que hoy en día las edificaciones cuestan mucho y los inversionistas cuidan su capital, frecuentemente se desea una solución simple, por lo que la estructura de bajo costo y buen funcionamiento es muy apreciada. Aunque es vital, en la mayoría de los casos, la estructura representa una parte mínima del costo total de construcción. El resultado es que, al comparar opciones de estructuras, el costo de estas puede ser menos importante que su influencia en otros costos del edificio. Una estructura en particular puede tener una alta eficiencia de comportamiento y bajo costo, pero produce formas y detalles que hacen difíciles y costosos otros aspectos de la construcción del edificio, con un resultado final que no es realmente económico, por ello es importante encontrar un balance entre el buen aprovechamiento de los recursos y un buen diseño.

- Integración

El buen diseño estructural requiere de la integración de la estructura en la totalidad del sistema físico del edificio. Es necesario reconocer las influencias de las decisiones del diseño estructural sobre el diseño arquitectónico general y sobre el proyecto de los sistemas de energía, iluminación, control térmico, ventilación, suministro de agua, manejo de desechos, elevadores, combate de incendios, etc. La mayoría de los sistemas estructurales de uso difundido han logrado tener aceptación, en muchos casos y en gran medida, por su capacidad para integrar los otros subsistemas del edificio y emplear formas y detalles arquitectónicos muy comunes (Ambrose, 1998).

En términos generales, la labor de un ingeniero en estructuras es diseñar una estructura que pueda resistir todas las cargas a las que se sujete mientras está sirviendo para la finalidad que se pretende, durante la vida útil que se espera de ella. Por lo que, al diseñar una edificación, el proyectista debe estar consiente de todas las cargas que se puedan presentar en forma realista y que actuarán sobre la estructura, durante toda la vida que se plantea (Kassimali, 2015).

Estas cargas deben expresarse en códigos tanto de diseño como de construcción; al emplear estas cargas se deben aplicar los factores de diseño correspondientes de acuerdo con la reglamentación vigente, así como los factores de construcción.

Cabe destacar que comúnmente las cargas descritas en los códigos se basan en la experiencia pasada y el estudio, y son las mínimas para las cuales se deben diseñar los distintos tipos de estructuras.

Hoy en día gracias a los avances tecnológicos y desarrollos científicos en la ingeniería, el proyectista estructural cuenta con distintas herramientas de apoyo, que facilitan su actividad profesional y que sin lugar a duda aumentan la precisión en el análisis y diseño estructural. Es por ello que resulta de gran importancia considerar todas las variables de análisis que puedan ser incorporadas en un modelo matemático, con la finalidad de representar mejor la realidad del comportamiento estructural.

El modelo matemático de una estructura, como se menciona en el párrafo anterior, se realiza para estimar la respuesta estructural real de un sistema, y bien es cierto que en la medida en que estos modelos puedan predecir con una mejor aproximación el comportamiento estructural, se tendrá una mayor eficiencia en el diseño de una estructura.

Uno de los tópicos más importantes en el diseño de una estructura y que ha cobrado gran relevancia en las últimas décadas, sin lugar a duda ha sido el hecho de incorporar el diseño de la subestructura o cimentación, conjunta con el diseño de superestructura, tratando de evaluar y reproducir numéricamente el comportamiento de la cimentación, interactuando con el suelo.

En la práctica profesional se recurre a modelos simplificados de interacción suelo – estructura, en donde comúnmente se introducen resortes de tipo elástico – lineal, con la intención de simular las propiedades del subsuelo estratificado. En términos numéricos esta práctica depende totalmente de la rigidez estimada de estos resortes que simulan el comportamiento del suelo en el modelo matemático, y que actualmente han representado una herramienta de análisis y diseño útil y conservadora. Y que, para el caso de las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México 2017, se permiten dichas hipótesis para el análisis.

Entonces el término interacción suelo – estructura (ISE), se refiere a aquella modificación en la respuesta estructural (estática o dinámica) a causa de la flexibilidad del suelo sobre

el cual se sustenta la misma. La interacción estática suelo – estructura (IESE) se presentará desde aquel instante en el que dos medios de características químicas diferentes interactúan, intercambiando energía y en cierta medida disipando la misma, es decir que la estructura de la cimentación, al entrar en contacto con el suelo desarrollará mecanismos de transferencia de energía, los cuales el suelo que sustenta dichos elementos disipará en función de las características físicas y mecánicas de este. En la práctica profesional el proceso de simulación del suelo mediante resortes llevara al ingeniero estructural a encontrar los hundimientos totales, diferenciales y elementos mecánicos (momento flexionante, fuerza cortante y fuerza normal), tanto de la superestructura, como de la subestructura, y éstos serán los ocasionados por los desplazamientos del terreno de cimentación, donde estas fuerzas internas en los elementos y desplazamientos pueden ser también debidos a fenómenos de interacción dinámica.

Desde el punto de vista dinámico de las estructuras, la rigidez del suelo no solo tiende a modificar la magnitud de los desplazamientos de la superestructura, sino también puede generar una redistribución de esfuerzos, que afecta también a la cimentación. Es por ello que los procedimientos de interacción suelo estructura, también consideran estos efectos dinámicos (particularmente un evento sísmico), cuya finalidad es el hecho de poder refinar el análisis estructural, con el propósito de hacer más confiable el diseño, y que a través de nuestra normatividad (Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México 2017), los efectos de interacción dinámica suelo – estructura (IDSE), se consideran realizando una modificación a las ordenadas espectrales de diseño, del sitio en estudio. Lo cual modifica las características dinámicas de la estructura idealizando un comportamiento más apegado a la realidad.

Es relevante mencionar que los efectos de interacción suelo estructura (ISE), al ser una medida cuantitativa de la flexibilidad del suelo, cobran importancia cuando tenemos suelos de mediana a alta compresibilidad, que para el caso del subsuelo de la Ciudad de México, estas características son muy típicas, por lo que es las NTC 17, como recomendaciones técnicas citan que los efectos de interacción suelo – estructura, deben de ser rigurosamente un requisito que se tiene que considerar cuando las estructuras se desplantan en las zonas geotécnicas II y III.

En el presente documento se mostrarán las consideraciones de análisis y diseño de una estructura de edificación vertical de 10 niveles, resuelta con marcos de ductilidad media de concreto reforzado, ubicada en la zona de lago de la Ciudad de México, pues la finalidad de este trabajo es mostrar una metodología de diseño comprensible, mediante la aplicación de la normatividad vigente en la Ciudad de México, haciendo uso de la explicación de los aspectos fundamentales que el código de diseño exige, con la finalidad de que el ingeniero de la práctica común, pueda entender de forma sencilla los conceptos y requisitos de análisis, para considerar los efectos de interacción suelo – estructura, y que pueda aplicarlos en la realización de proyectos.

El primer capítulo denominado **Antecedente** abarca conceptos básicos del concreto como material de construcción y el uso de este en las estructuras, en su forma simple y como comúnmente lo encontramos en su forma reforzada como acero. También se incluyen antecedentes del tema de sismicidad en la Ciudad de México.

En el segundo capítulo se realiza la presentación del proyecto mediante el cual se ejemplificarán los requisitos de análisis para la interacción suelo – estructura, y los requisitos de diseño que las estructuras de concreto reforzado deben de cumplir para utilizar un factor de comportamiento sísmico $Q=3$.

El tercer capítulo denominado Interacción Dinámica Suelo – Estructura (IDSE), contiene los antecedentes y conceptos fundamentales del procedimiento de cálculo para considerar los efectos dinámicos cuando se realiza un diseño integral de una estructura integrado por la superestructura y cimentación, además de las consideraciones técnicas sugeridas en las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México 2017.

Los capítulos 4 y 5 tratan sobre el análisis de la estructura, y engloba todos los aspectos de cargas estáticas que se deben considerar, así como las especificaciones de los materiales, y la explicación del modelo elástico tridimensional en el software Midas Gen, con los casos dinámicos de carga que se consideraron para simular los efectos del sismo.

El capítulo 6 contiene el diseño estructural de la edificación de acuerdo con las recomendaciones técnicas citadas en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, de ductilidad media, en este capítulo se mencionan los requerimientos para el detallado de los armados y revisiones de los elementos que conformarán la estructura, así mismo se mencionan las secciones y fórmulas que integraran el diseño de cada elemento.

Finalmente, en los capítulos 7 y 8, se realiza el cierre del presente trabajo de investigación, con las conclusiones y recomendaciones indispensables para desarrollar un proyecto de ductilidad media, y para la implementación del procedimiento de cálculo que se debe realizar para considerar efectos de interacción suelo estructura (ISE).

CAPÍTULO I ANTECEDENTES

Desde que el hombre supero su vida nómada, comenzando con un estado sedentario, se vio en la necesidad de construir estructuras que los protegieran de las inclemencias y peligros del medio en el que se desarrollaba.

En las primeras civilizaciones podemos encontrar construcciones a base de materiales relativamente frágiles como los son las chozas, las cuales se construían con paja y arcilla. Sin embargo el desarrollo de la humanidad, y en el afán del hombre por poder encontrar una mejor calidad de vida y cumplir con sus necesidades y deseos, trajo consigo un sinfín de materiales para poder establecer estructuras más resistentes ante los agentes que pudieran dañar la vida útil de éstas; un claro ejemplo de la fase evolutiva de las edificaciones y que va de la mano con los materiales utilizados para la realización de éstas lo podemos apreciar comparando estructuras de hace siglos como lo son las mezquitas y monasterios del oriente, la gran muralla china, los castillos medievales en Europa, las pirámides en Egipto y las construidas por las civilizaciones mesoamericanas, hasta llegar a construcciones actuales como los enormes rascacielos en Nueva York, o las estructuras enormes y excéntricas en Dubái.

Sin lugar a duda el desarrollo en la infraestructura de una sociedad siempre ha sido un indicador del nivel evolutivo que ésta ha alcanzado, por lo tanto, también nos indica que tanto se ha obtenido en la industria de la construcción, los materiales y los nuevos procesos que se han ido aplicando en las edificaciones.

En general en el diseño de las estructuras de edificios se usan los materiales estructurales disponibles y los productos que de estos derivan; en el presente capítulo examinaremos los materiales estructurales más comunes como los son: el concreto reforzado, el acero estructural y el concreto presforzado mencionando los usos más representativos en la construcción contemporánea de cada material (Ambrose, 1998).

Se pueden hacer amplias clasificaciones de los materiales, sin embargo, en estudio y diseño de las estructuras, solo nos interesan propiedades particulares, que podemos considerar como esenciales hablando estructuralmente y otras que también son indispensables, pero en términos más generales.

Estructuralmente hablando podemos enlistar algunas propiedades como lo son:

- Resistencia: Puede variar para los distintos tipos de fuerzas, en diferentes direcciones, en diferentes edades o en diferentes valores de temperatura o contenido de humedad, y se refiere a la capacidad física que tiene un cuerpo para soportar una fuerza de oposición en un determinado tiempo, sea esta fuerza cualquier agente externo al cuerpo.
- Dureza: Resistencia al corte de la superficie, raspaduras, abrasión o desgaste.
- Resistencia a la deformación: Grado de rigidez, elasticidad, ductilidad; variación con el tiempo, la temperatura, etc.
- Resistencia a la fatiga: Pérdida de resistencia con el tiempo; fractura progresiva o un cambio en la forma.
- Uniformidad de la estructura física: Vetas y nudos en la madera, agrietamiento del concreto, planos cortantes en la roca, efectos de cristalización en los metales.

Algunas de las propiedades generales de comodidad en el uso y valoración de los materiales estructurales, incluyen las siguientes:

- Forma: natural, remoldada o reconstruida.
- Peso: Como contribuye a las cargas gravitacionales de la estructura.
- Resistencia al fuego: Combustibilidad, conductividad, punto de fusión y comportamiento general a altas temperaturas.
- Coeficiente de expansión térmica: Relacionado con los cambios dimensionales debido a variaciones de temperatura; crítico cuando se acoplan diferentes materiales, como en la laminación, el concreto reforzado o columnas recubiertas.
- Durabilidad: Resistencia al clima, pudrición y desgaste.
- Trabajabilidad: En la producción, moldeado, ensamble, modificación.
- Apariencia: Natural o modificada.
- Disponibilidad y costo.

En la mayoría de los casos la elección de los materiales debe hacerse con base a varias propiedades de interés que el proyecto dictamine, tanto estructural como general. Cabe mencionar que, en cualquier función estructural específica, muy raras veces un sólo material resulta superior en todos los aspectos y, a menudo, se tienen que categorizar las diversas propiedades, según su importancia (Ambrose, 1998).

I.1 Estructuras de concreto simple y reforzado

En la construcción de edificios, la palabra concreto se utiliza para describir una variedad de materiales que tienen un elemento en común: el uso de un agente aglutinante o aglomerante, para formar una masa sólida a partir de un agregado suelto inerte ordinario. Los tres ingredientes básicos del concreto ordinario son agua, agente aglomerante (cemento), y un gran volumen de agregado suelto (arena y grava) (Ambrose, 1998).

Al igual que la mayoría de los materiales pétreos, el concreto tiene una gran resistencia a la compresión y una baja resistencia a la tensión. El concreto reforzado es una combinación de concreto y acero en la que el refuerzo de acero proporciona la resistencia a la tensión de la que carece el concreto. De la misma manera el acero de refuerzo es también capaz de resistir fuerzas de compresión y generalmente se usa en columnas, así como en otros miembros estructurales (McCormac y Brown, 2011).

La historia del concreto es la historia misma del hombre en la búsqueda de edificaciones que le permitieran vivir con mayor comodidad y seguridad. Desde que el ser humano superó la era de las cavernas, ha tendido a superar y delimitar su espacio vital, satisfaciendo primero sus necesidades de vivienda, y después edificando construcciones con requerimientos específicos, que le permitan realizar las actividades pertinentes que construyan el día a día de su sociedad, sentando las bases de progreso para la humanidad.

En tiempos remotos, en la civilización egipcia se utilizaban ladrillos de barro o adobe secados al sol y colocados en forma regular, que se pegaban con una capa de arcilla del río Nilo, con paja a fin de crear una pared sólida de barro seco.

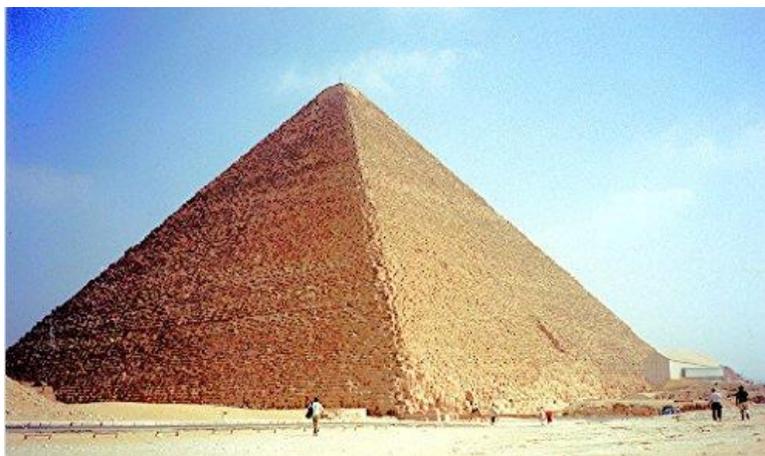


Fig. 1.1 Gran pirámide de Guiza en Egipto.

Posteriormente existen antecedentes donde muestran que, en la isla de Creta, se realizó una mezcla de cal con arena para hacer un mortero. Los romanos entonces adaptaron y mejoraron esta técnica para realizar construcciones con gran durabilidad como lo es el Coliseo.

A pesar de que en los siglos X y XI se perdió el arte de calcinar para obtener cal, para los siglos XII al XIV se revive el arte de preparar mortero con las técnicas usadas por los romanos, y para el siglo XVII se reconoce el valor de la arcilla sobre las propiedades hidráulicas de la cal.

En 1756 John Smeaton (Ingeniero inglés), encontró que al combinar la cal viva con otros materiales creaba un material extremadamente duro que se podía utilizar para unir otros materiales. Utilizando este conocimiento se construye la primera estructura de concreto (Proporciones para el cemento).

Para el año de 1796 James Parker registró una patente para concreto hidráulico natural (cemento de Parker o cemento romano), y en 1816 se construye el primer puente de concreto en Souillac, Francia.



Fig. 1.2 Puente Souillac, Francia

En 1824 Joseph Aspdin de origen británico, obtuvo la primera patente para fabricar cemento pòrtland, por medio de un proceso de pasta (método húmedo) y más tarde se utiliza el primer concreto moderno producido en américa en la construcción del canal de Erie.

Este periodo se caracterizó por la aplicación de tres materiales: el acero, el cristal y el concreto que permitirían la industrialización de la producción, la prefabricación, el rápido montaje y la pronta recuperación del capital.

Es a principio del siglo XX cuando se comenzó a introducir formalmente la innovación del concreto armado a la arquitectura y la ingeniería; a partir de este momento se alcanza un gran desarrollo en las técnicas, métodos constructivos y cálculos. Con este crecimiento tecnológico nacen industrias relacionadas o derivadas del cemento. Para controlar de mejor manera su uso y para su empleo más eficiente, se crean industrias de concreto premezclado, de la fabricación, del presfuerzo, tubos, bloques, etc.

También a comienzos de este siglo se fundó la institución británica de estándares, y se publica la primera especificación del cemento Pórtland por la American Society for Testing Materials (ASTM) las cuales dieron comienzo a las investigaciones sobre las propiedades del cemento, con una base sistemática y científica.

En general la aparición del cemento se ha convertido en un componente determinante para que el mundo adquiriera una apariencia diferente, un mundo lleno de edificios, calles, presas, obras de saneamiento y todos aquellos espacios y obras de ingeniería que le han permitido al hombre cubrir con sus necesidades proyectando un ambiente cordial con su existencia.

1.1.1 Componentes del concreto

En la mayoría de los casos recurrimos al concreto ya que lo consideramos un material de construcción seguro y resistente. Básicamente, el concreto nos es más que una mezcla de dos componentes, agregados y pasta para formar una masa que al fraguar y endurecerse adquiere una consistencia que se puede comparar con la de las mejores piedras naturales, quedando expuesta entonces su gran resistencia.

El concreto, en un sentido general, lo podemos describir como aquella masa producto de la reacción de combinar cemento hidráulico con agua, formando una pasta de aspecto similar al de una roca, a la cual se le adhiere un agregado grueso llamado grava y un agregado fino (arena), actuando dicha pasta como un adhesivo para mantener unidas estas partículas de los agregados y dar origen a uno de los materiales de construcción más comunes y versátiles, denominado concreto. Por lo tanto, en resumen, podemos resaltar que los componentes principales del concreto son: el cemento, agua y finalmente los agregados (grava-representa el agregado grueso, arena-agregado fino).

I.1.2 Agregados

El agregado se refiere a cualquiera de los materiales minerales, como la grava y la arena, los cuales como se mencionó con anterioridad, se añaden a la pasta de cemento para hacer el concreto.

Debido a que los agregados ocupados en el concreto ocupan aproximadamente tres cuartas partes del volumen total de la mezcla sus propiedades se deben considerar de suma importancia. Si bien es cierto que al ser estos menos caros que el cemento, y que por lo tanto es más conveniente usar la mayor cantidad de ellos que sea posible, se deben elegir de forma correcta los bancos de material proveedores de éstos, ya que la calidad de dichos agregados es de suma importancia, puesto que el agregado no solo puede limitar la resistencia del concreto, sino que también puede afectar fuertemente su vida útil y desempeño.

El agregado estrictamente en términos generales debe de ser duro, dimensionalmente estable, debe estar libre de materia orgánica, arcillas o limos que puedan evitar la aglomeración de las partículas por la matriz del cemento.

Como ya sabemos se emplean tanto agregados finos como gruesos, que en el caso de los gruesos podemos destacar que no sólo se trata de gravas sino también pueden ser piedras trituradas.

El concreto se hace con partículas de una gran variedad de tamaños que pueden variar desde 10 mm (3/8 in) y 50 mm (2 in); usualmente se utilizan los de 20 mm (3/4 in). Esta distribución de los tamaños de las partículas se denomina gradación, teniendo entonces que un concreto de bajo grado puede constituirse con agregados de diferentes tamaños de partícula, desde las más grandes hasta las más pequeñas (Neville y Brooks, 1998).

Cualquier agregado que pasa la malla No. 4 se considera como fino, y el material de mayor tamaño como grueso. Para el uso de los tamaños de los agregados utilizados en el concreto reforzado el código ACI en su sección 3.2.2 especifica los valores. Dichos valores límites son los siguientes: un quinto de la dimensión más corta entre los lados de la cimbra, un tercio del espesor de la losa o tres cuartos de la separación libre mínima entre las varillas de refuerzo. Está claro que dichas especificaciones no en todos los casos son de carácter obligatorio, ya que se pueden ocupar tamaños mayores, quedando estos a juicio del ingeniero, la manejabilidad del concreto y su método de consolidación,

son tales que el agregado que se ocupa no provocará la formación de vacíos en la masa de concreto (McCormac y Brown, 2011).

I.1.3 Cemento

Por excelencia e importancia, el cemento es el elemento principal en la elaboración del concreto, el más común es el Portland y puede definirse como aquel producto obtenido de la pulverización fina por calcinación a fusión insipiente de materiales arcillosos y calizos que contengan óxidos de calcio, aluminio, silicio y fierro, en cantidades adecuadamente calculadas, sin más adición posterior a la calcinación que yeso natural (Pérez, 1993).

Normalmente los concretos hechos con cemento Portland requieren aproximadamente quince días para adquirir una resistencia suficiente que permita el retiro de la cimbra y la aplicación de cargas moderada, estos concretos alcanzan su resistencia de diseño aproximadamente a los 28 días y posterior a este lapso a un ritmo menor, aún continúan ganando resistencia.

En Estados Unidos, la American Society for Testing and Materials (ASTM) clasifica los cementos portland en cinco tipos, cabe mencionar que estos cementos son fabricados casi con los mismos materiales básicos, y sus propiedades van variando de acuerdo con su dosificación:

- Tipo I: Conocido como el común o normal, y generalmente empleado en la mayoría de las construcciones, se caracteriza por tener altas resistencias mecánicas, y produce alta generación de calor en su hidratación.
- Tipo II: También conocido como modificado, se caracteriza por su bajo contenido de aluminio tricálcico y alto contenido de ferroaluminio tetracálcico, tiene menor calor de hidratación que el tipo I y puede resistir alguna exposición al ataque de los sulfatos, el empleo de este cemento se recomienda en la construcción de obras hidráulicas (Pérez, 1993).
- Tipo III: O de resistencia a corta edad, es un cemento de fraguado rápido, el cual en las primeras 24 horas produce un concreto con una resistencia de casi el doble que la del cemento tipo I, este cemento produce calor de hidratación muy alto (McCormac y Brown, 2011).
- Tipo IV: Cemento de bajo calor, recomendado para estructuras que requieren grandes volúmenes de concreto por su gran tamaño, caracterizado por una

generación menor de calor en su hidratación, su gran resistencia al agrietamiento, y su lento desarrollo de su resistencia de diseño.

- Tipo V: Resistente a los sulfatos, al hidratarse la generación de calor también es baja, y se recomienda en obras las cuales se encuentran expuestas a la acción de líquidos corrosivos o aguas sulfatadas.

Normalmente cuando el tipo de cemento que se desea, no se encuentra disponible en el mercado, se hace el uso de aditivos que se adhieren al cemento Tipo I, modificándolo con las características esperadas.

I.1.4 Proceso

Para llevar a cabo la operación de mezclado básicamente se realiza una rotación o batido de todos los elementos que componen el concreto, el propósito radica en cubrir la superficie de todas las partículas de los agregados con la pasta de cemento y agua, para formar una masa uniforme.

En el caso de que se utilicen aditivos, si estos son líquidos se deben adherir en el agua, y si se trata de aditivos en polvo se deben vaciar con los agregados, siempre teniendo a consideración las recomendaciones de aplicación de los fabricantes.

El concreto generalmente se mezcla en obra, dependiendo de la cantidad en que éste se desea ocupar, se puede realizar de forma manual en piso, solo con herramientas simples, como son palas y botes, sin embargo, también suele mezclarse en mezcladoras estacionarias las cuales se fabrican en una variedad de tamaños que van desde 0.04 m³ para uso en laboratorio hasta de 13 m³. La carga en las mezcladoras no deberá sobrepasar un 10% más del régimen establecido por fabricación, generalmente si se sobrepasa esta capacidad no se logrará una mezcla uniforme.

Las mezcladoras pueden ser de tipo tambor inclinable o no inclinable, tipo sartén o de tambor doble, y muchas de ellas están provistas de equipos marcadores de tiempo, es decir puede marcarse y fijarse dicho parámetro, de manera que descargue hasta que haya transcurrido un tiempo fijo.



(a) Revolvedora manual



(b) Revolvedora de motor

Fig. 1.3. Revolvedoras de concreto

I.1.5 Tiempo de mezclado

En obra, es común que se tienda a mezclar el concreto tan rápido como sea posible; por lo tanto, es de suma importancia conocer el tiempo mínimo que se necesita para obtener un concreto de composición uniforme y que por consiguiente sea confiable en cuanto a su resistencia se refiere. El tiempo recomendable de mezclado depende del tipo y tamaño de la mezcladora que se ocupe, de la velocidad de la rotación que se dé, y de la calidad de la revoltura de los agregados y cemento que se dé al cargar la mezcladora.

Tabla 1.1 Recomendación de tiempos mínimos de mezclado. Normas ACI 304-73 (confirmado en 1983) y ASTM C 94-83.

Capacidad de la mezcladora		Tiempo de mezclado, minutos
m ³	yd ³	
0.8	Arriba de 1	1
1.5	2	1 ¼
2.3	3	1 ½
3.1	4	1 ¾
3.8	5	2
4.6	6	2 ¼
7.6	10	3 ¼

El tiempo de mezclado se debe calcular a partir del momento en que todos los materiales sólidos se han vaciado en la mezcladora; en el caso del agua, se recomienda agregar a más tardar, después de un cuarto del tiempo total de mezclado. La Tabla 1 muestra valores típicos referentes a los tiempos de mezclado para mezcladoras de diferentes capacidades (Neville y Brooks, 1998).

I.1.6 Aditivos

Los aditivos son materiales que se agregan al concreto antes o durante el mezclado, los cuales tienen como objetivo mejorar el desempeño del concreto bajo ciertas situaciones, ya sean de tipo estructural o de tipo económicas.

En casos específicos, las propiedades deseadas sólo pueden obtenerse con el uso de aditivos, sin embargo, nunca se debe dejar por lado que la aplicación de una buena técnica para preparar el concreto sea el éxito de los parámetros requeridos de la mezcla, es decir no se debe ver a los aditivos como un sustituto de la calidad de la preparación del concreto.

Cabe mencionar que la eficacia de un aditivo depende en gran parte de factores como el tipo y cantidad de cemento, la proporción de agua, la forma del agregado, granulometría, etc.

Los tipos más comunes de aditivos que se consideran adecuados para el concreto y se ajustan a las especificaciones internacionales, se describen a continuación:

- **Aditivos inclusivos de aire:** los que cumplen con los requerimientos C260 y C618 de la ASTM, se usan esencialmente para elevar la resistencia del concreto al congelamiento y derretimiento, puesto que proveen una mejor resistencia a la acción del deterioro de las sales descongelantes. El mecanismo de estos aditivos trabaja de la siguiente manera: sus agentes inclusivos de aire producen la formación de espuma en el agua de mezclado, creando billones de burbujas de aire estrechamente espaciadas que se concentran en el concreto; al congelarse el concreto, el agua penetra en estas burbujas de aire, aliviando la presión sobre el concreto. En cuanto el concreto se descongela, el agua puede salir de las burbujas, resultando un menor agrietamiento al que se hubiera presentado sin haber usado el aire atrapado.

- **Aditivos acelerantes:** Estos se utilizan para reducir el tiempo de fraguado, y por lo tanto acelerar el desarrollo inicial de la resistencia de diseño del concreto. El acelerante más utilizado es el cloruro de calcio gracias a su bajo costo, sin embargo, deben ser utilizados con precaución en el concreto reforzado o en el presforzado en ambientes húmedos, debido a la tendencia a suscitar la corrosión del acero (Nilson, 1999).
- **Aditivos retardadores:** Son aditivos hechos a partir de varios ácidos o azúcares, o derivados del azúcar, y se utilizan principalmente para contrarrestar los efectos acelerantes de las altas temperaturas ambientales y para mantener la trabajabilidad del concreto durante el periodo de colocación, además estos aditivos prolongan la plasticidad del concreto, lo cual permite mejorar el mezclado o adherencia entre colados sucesivos, es decir permite el vaciado de concreto adicional sin el desarrollo de juntas frías.
- **Aditivos superplastificantes:** Estos aditivos se elaboran a partir de sulfonatos orgánicos. Su uso permite la reducción considerable del contenido de agua en los concretos y al mismo tiempo aumenta sus revenimientos. Aunque los aditivos superplastificantes suelen usarse para mantener proporciones de agua-cemento constantes usando menos cemento, es más común su uso para producir concretos manejables con resistencias considerablemente superiores, aunque se use la misma cantidad de cemento.

I.1.7 Resistencia del concreto

La resistencia de un material estructural siempre es considerada como la característica más valiosa, en el caso del concreto no descartamos esta premisa, puesto que además de la durabilidad, la impermeabilidad, y la estabilidad de volumen, la resistencia representa el parámetro más importante, puesto que nos proporciona un panorama general de la calidad del concreto, sabiendo que calidad es sinónimo de seguridad si de construcción hablamos.

El concreto simple, por si solo cuenta con una buena resistencia a la compresión, pero tiene una desventaja en su resistencia a la tensión, lo cual es considerado como una limitante para ser un material estructural ideal para la construcción, por lo que se suele recurrir al uso del acero de refuerzo para resistir las tensiones que se provocaran en el elementos, y también en algunas ocasiones con la finalidad de aumentar su resistencia a

la compresión; esta combinación de concreto simple con acero de refuerzo comúnmente se conoce como concreto reforzado.

I.1.8 Comportamiento del concreto a esfuerzo de tensión

La resistencia del concreto a la tensión axial es baja comparada con la resistencia a la compresión, algunos autores mencionan que esta resistencia a tensión generalmente varía del orden del 10 al 15 o 20% de la resistencia que presenta a compresión, habitualmente la prueba de tensión rara vez se utiliza.

Una de las razones principales para que ésta sea baja, es porque el concreto contiene un elevado número de grietas muy finas, que en compresión no tiene mucho impacto, ya que dicha carga provoca que estas grietas se cierren, lo cual con obviedad sería inverso para el caso de la carga de tensión.

Como se mencionó dicha prueba es rara de realizar debido a que en muchas ocasiones se obtienen resultados inciertos debido a los equipos utilizados, sin embargo, la resistencia a tensión, \bar{f}_t de un concreto se puede estimar:

$$\text{Concretos clase 1} \qquad 1.5 \sqrt{f'_c} \qquad (2.1)$$

$$\text{Concretos clase 2} \qquad 1.2 \sqrt{f'_c} \qquad (2.2)$$

Para el diseño se usa un valor nominal f_t^* , igual a $0.75 \bar{f}_t$ (Pérez, 1993).

I.1.9 Comportamiento del concreto a esfuerzo de compresión

La resistencia a compresión del concreto f'_c se determina por medio de pruebas de compresión simple de cilindros con una relación de altura a diámetro igual a dos, curados en el laboratorio y probados a los 28 días o a una edad menor, especificada para concreto de alta resistencia a temprana edad, a una velocidad definida de carga. Para los ensayos se emplean moldes cilíndricos de 15 cm de diámetro por 30 cm de longitud.

Al referirse a curados se pretende recordar que estos cilindros durante el periodo de 28 días se deben mantener sumergidos en agua o en un local con temperatura constante y humedad del 100%.

La resistencia a compresión del concreto se debe determinar como el promedio de al menos dos cilindros probados al mismo tiempo.



Fig. 1.4 Ensayo de la resistencia a la compresión del concreto

Estas pruebas de compresión simple consisten básicamente en cargar de manera uniforme la sección transversal del cilindro mediante una placa rígida, donde de forma gradual se va aumentando la carga, registrando a su vez los valores de deformación (acortamiento), hasta alcanzarse un valor máximo. Gráficamente se obtienen valores de carga que, al ser distribuida sobre el área de la sección transversal del cilindro, se pueden expresar en términos del esfuerzo generado, y que por otro lado relacionan el acortamiento del cilindro en términos de deformación, resultando en una gráfica conocida comúnmente como diagrama esfuerzo-deformación, la cual contendrá los valores de f_c y deformación unitaria, donde f_c como se mencionó se obtendrá a partir de una carga P dividida sobre el área A de la sección transversal del cilindro.

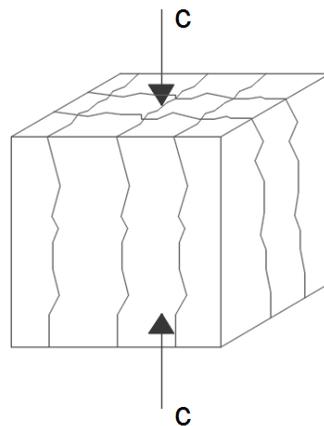


Fig. 1.5 Patrón de fractura del concreto bajo compresión uniaxial

Generalmente se suelen graficar los valores del esfuerzo en las ordenadas de un plano cartesiano y los valores de deformación unitaria en el eje de las abscisas. El concreto generalmente presenta un comportamiento elástico aproximadamente entre el 40 al 50 por ciento de su resistencia máxima a la compresión.

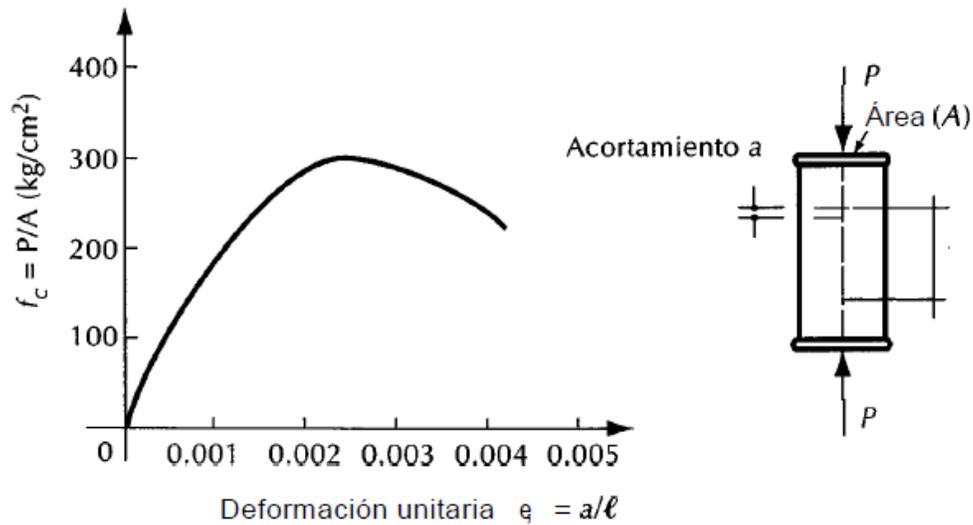


Fig. 1.6 Curva esfuerzo-deformación de un espécimen sujeto a carga de corta duración

En ensayos la carga máxima se alcanza a una deformación unitaria del orden de 0.002, independientemente de la resistencia especificada a la compresión, después de alcanzar esta resistencia máxima, la curva esfuerzo deformación cuenta con un ramo descendente que muestra que el material aún puede transmitir esfuerzos, con algunas grietas paralelas a la dirección de la carga, como se indica en la figura 1.6; finalmente el colapso del elemento que se encuentra dentro de esta rama descendente, se presenta a deformaciones unitarias que varían de 0.003 a 0.007, en función de las características del espécimen y la máquina de ensaye.

La curva esfuerzo deformación puede variar dependiendo de la resistencia del concreto, haciéndose más cercana en su parte inicial y sus ramas descendentes más pronunciadas a medida que esta aumenta, por lo que deja notar que a medida que la resistencia aumenta, la falla del elemento se vuelve más frágil.

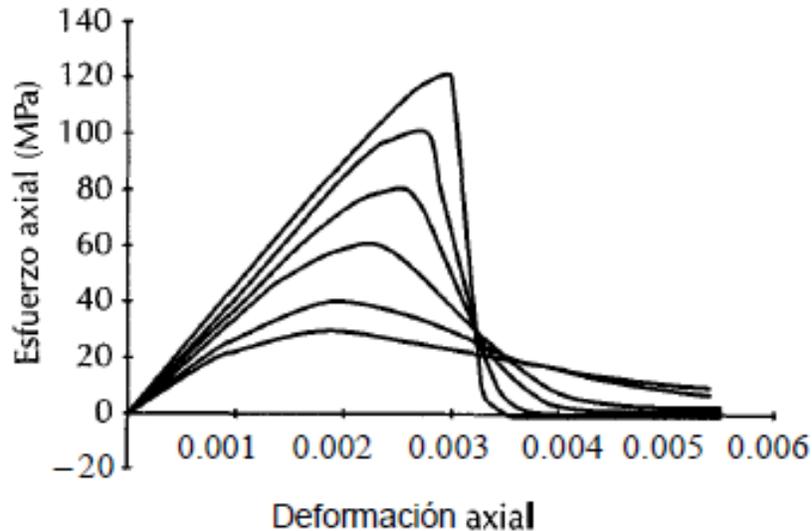


Fig. 1.7 Efecto de resistencia en la curva esfuerzo-deformación

Al combinar concreto con acero de refuerzo obtenemos el concreto reforzado, uno de los principales materiales utilizados en la construcción, ya que puede usarse en estructuras pequeñas y enormes; presente en puentes, edificios, presas, pavimentos, túneles, etc., es el concreto reforzado el material por excelencia, y su popularidad y éxito pueden comprenderse debido a sus numerosas ventajas.

El módulo de elasticidad en el concreto nos permite estimar deformaciones debidas a cargas de corta duración, bajo la hipótesis de un comportamiento elástico del material, por lo que se debe considerar un parámetro importante para el diseño de elementos.

En códigos de diseño el módulo de elasticidad es expresado en función de la resistencia del concreto y su peso volumétrico, en la normatividad mexicana, específicamente en las NTC-DCEC, se proponen las siguientes expresiones, las cuales están en función de la resistencia especificada a la compresión y de los materiales utilizados en la mezcla:

- Concreto clase 1:
 - $E_c = 14,000 \cdot f_c^{1/2}$ para concretos con agregado grueso calizo (kg/cm^2)
 - $E_c = 11,000 \cdot f_c^{1/2}$ para concretos con agregado grueso basáltico (kg/cm^2)
- Concreto clase 2:
 - $E_c = 8,000 \cdot f_c^{1/2}$ (kg/cm^2)

Y para concretos de alta resistencia con una resistencia especificada a la compresión mayor de $400 \text{ kg}/\text{cm}^2$ se utilizan las siguientes expresiones:

- $E_c = 8,500 \cdot f_c^{1/2} + 110,000$ para concretos con agregado grueso calizo (kg/cm^2)
- $E_c = 8,500 \cdot f_c^{1/2} + 50,000$ para concretos con agregado grueso basáltico (kg/cm^2)

I.1.10 Efectos del tiempo

Un factor relevante en la medida de deformación del concreto endurecido, sin lugar a duda es el tiempo; cuando a un espécimen de concreto se le aplica una carga, éste va a adquirir una deformación instantánea, esta deformación con el tiempo tiende a incrementar, aun cuando la magnitud de la carga aplicada no lo haga.

Estas deformaciones que sufre el concreto con el tiempo se deben a dos causas conocidas como: contracción y flujo plástico.

La figura 1.8 muestra una curva típica deformación-tiempo de una muestra de concreto bajo una carga constante, donde podemos apreciar que, al aplicar una carga en un tiempo relativamente pequeño, el concreto sufrirá una deformación inicial la cual podemos considerar como instantánea; ahora si la aplicación de la carga se mantiene, el concreto seguirá deformándose, con una velocidad relativamente grande al principio que disminuirá gradualmente con el paso del tiempo.

Se ha notado que aproximadamente al primer año de la carga, la deformación aun ocurre. Es importante destacar que, si en cierto momento se descarga el espécimen, habrá una recuperación instantánea, que seguirá de una recuperación lenta, pero dichas recuperaciones no son totales, quedando deformado de forma permanente el espécimen.

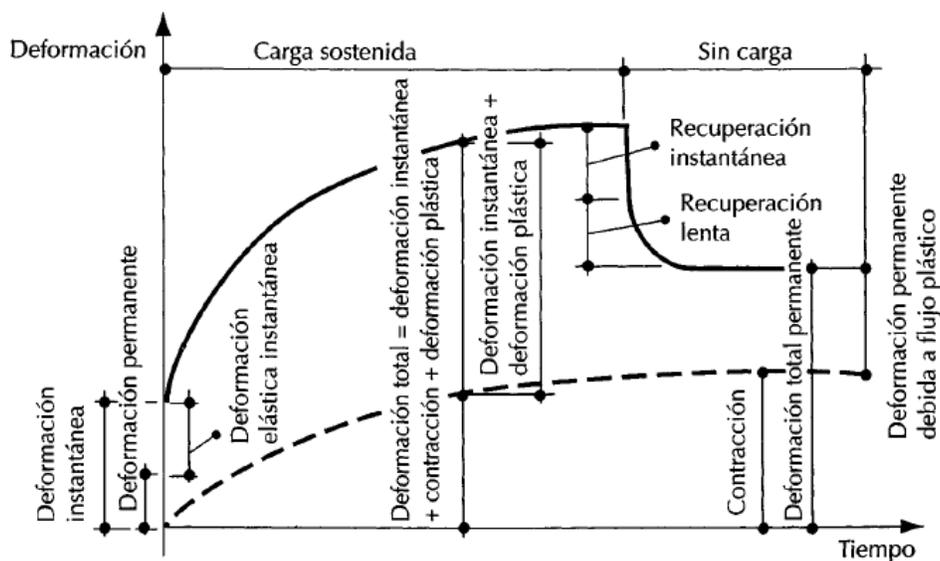


Fig. 1.8 Curva deformación-tiempo del concreto bajo condiciones ambientales constantes

La contracción en el concreto se debe esencialmente a cambios en el contenido de agua a lo largo del tiempo, cuando los materiales son mezclados, la pasta consiste en cemento que alberga agua en los vacíos entre los agregados y que los amalgama. En el momento en que el concreto se cura y comienza el endurecimiento por el secado de este, el agua adicional que se usó en el mezclado empieza a emerger a la superficie, donde se evapora, como consecuencia de ello el concreto empieza a presentar grietas y se contrae.

Los cambios volumétricos consecuencia de la salida del agua y evaporación de ésta, a su vez producen deformaciones, que tienden a generar esfuerzos debidos a las restricciones al libre desplazamiento del elemento, esto como consecuencia de la contracción; se ha podido estimar que estas deformaciones unitarias causadas por dicho fenómeno (contracción) varían entre 0.0002 y 0.0010, y normalmente la mayor parte de la deformación por contracción ocurre en los primeros meses.

El fenómeno de contracción continua durante varios años, pero bajo condiciones comunes el 90% se da durante el primer año; cabe resaltar que la cantidad de humedad que se pierde a lo largo del tiempo varía con la distancia a la superficie del elemento, resultando que entre mayor sea el área superficial de un elemento en proporción a su volumen, mayor será la contracción, lo que quiere decir que elementos con secciones transversales pequeñas se contraen más que aquellas con secciones transversales grandes.

Por su parte el flujo plástico es un fenómeno que se relaciona directamente con la aplicación de la carga, y se puede definir como aquella propiedad mediante la cual el material se deforma continuamente con el tiempo cuando está sometido a esfuerzo o carga constante (Nilson 1999). Es importante mencionar que la magnitud del flujo plástico depende mucho de la magnitud de los esfuerzos o cargas presentes, es decir que se podría decir que las deformaciones por flujo plástico son prácticamente proporcionales a la magnitud del esfuerzo aplicado.

Para cargas sostenidas por mucho tiempo, el elemento continuara acortándose durante varios años y la deformación final usualmente suele ser aproximadamente de dos a tres veces la inicial, el flujo plástico en un 75% puede ocurrir durante el primer año.

En concreto de baja resistencia se nota que las deformaciones por flujo plástico son mayores que en los concretos de alta resistencia. Como se muestra en la figura 1.9 el flujo plástico es continuo en el tiempo con una tasa cada vez más pequeña y acaba después de dos a cinco años en un valor final que, dependiendo de la resistencia del

concreto, calidad de los materiales y otros factores, como se mencionó en el párrafo anterior alcanza de dos a tres veces la deformación instantánea.

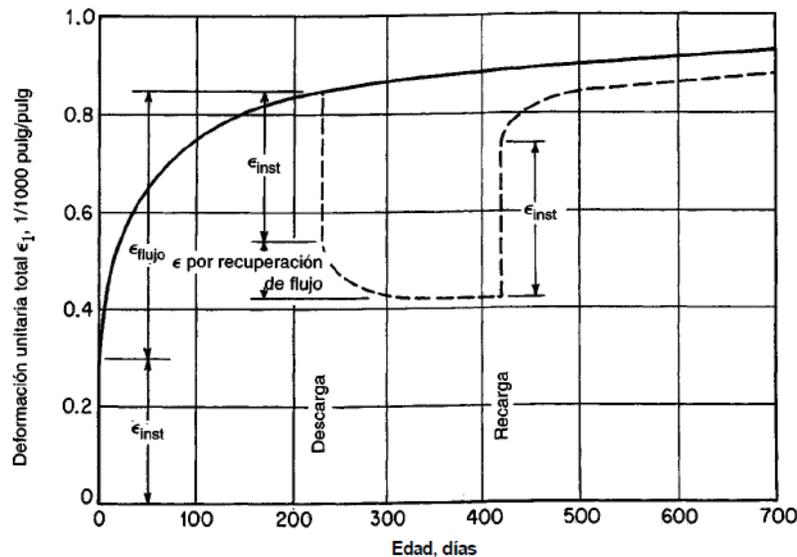


Fig. 1.9 Curva común de flujo plástico de un espécimen de concreto

Cabe resaltar que como el flujo plástico es proporcional al nivel de carga, este fenómeno tiende a aliviar las zonas de esfuerzo máximo y, por ende, a uniformizar los esfuerzos en un elemento.

1.1.11 Efectos de retracción y temperatura

El concreto además de sufrir deformaciones por contracción y flujo plástico, también se ve sometido a cambios volumétricos por temperatura y a sufrir deformaciones por retracción de fraguado.

Se han determinado valores de coeficientes térmicos que miden la deformación unitaria en el concreto por grado centígrado por efectos de la temperatura; estos valores varían entre 0.000007 y 0.000011 para concretos con peso volumétrico normal que pueden ser del orden de 2.2 a 2.4 ton/m³.

El concreto se expande con el aumento de la temperatura y se contrae con la disminución de ésta, estos efectos de cambio en el volumen son parecidos a los que se causan por retracción en el fraguado, por lo que la contracción por temperatura puede llevar a agrietamientos altos, particularmente cuando se suma a éstos aquellos agrietamientos causados por la retracción del fraguado. En estructuras estáticamente indeterminadas las

deformaciones por cambios de temperatura pueden causar esfuerzos grandes que en muchas ocasiones suelen ser perjudiciales.

Finalmente sabemos que para el fenómeno de retracción por fraguado, en la medida en que el concreto se seca, el volumen se retrae posiblemente por el efecto de tensión capilar que se da en el agua que permanece en la masa de concreto, y que si por el contrario el concreto se sumergiera en agua, éste se expande recuperando la mayor parte del volumen perdido en la retracción; entonces el fenómeno de retracción se puede considerar como una característica propia del concreto, que afecta de manera perjudicial en muchos aspectos, y que si no se lleva un control adecuado puede causar agrietamientos visibles y comúnmente perjudiciales en los elementos estructurales, sobre todo en estructuras estáticamente indeterminadas puede causar esfuerzos de gran magnitud y potencialmente peligrosos, por lo que es altamente recomendable minimizar y controlar la retracción de fraguado.

I.1.12 Ventajas y desventajas de concreto reforzado como material estructural

Ventajas

1. Resistencia a la compresión es considerable comparada con materiales de mayor costo.
2. Las estructuras de concreto reforzados son muy rígidas.
3. Siempre que su uso sea el adecuado y constructivamente se opere de buena forma, las construcciones de concreto reforzado requieren de poco mantenimiento.
4. La vida útil de las estructuras de concreto es larga, bajo condiciones apropiadas de la estructura, además de que su capacidad de carga no disminuye, ya que como sabemos la resistencia del concreto no disminuye con el tiempo, sino todo lo contrario, aumenta con los años.
5. El colado del concreto tiene la posibilidad de realizarse en una gran variedad de formas, por ejemplo, vigas, columnas, losas simples o nervadas, hasta arcos o cascarones.
6. Su montaje no requiere de mano de obra calificada, ni de equipo de carga especializado como el de otros materiales estructurales.

Desventajas

Como todo material el concreto también tiene puntos débiles, algunas de sus desventajas son las siguientes:

1. Uso de cimbras para mantener en forma y posición las estructura que se desea obtener, además de que en muchos de los casos se requieren de apoyos como apuntalamientos que sostengan dichas cimbras.
2. Debido a su baja resistencia por unidad de peso, las estructuras que se consiguen son muy pesadas, lo que representa un problema cuando se trata de salvar claros muy grandes, puesto que el peso muerto de la estructura afecta aumentando los elementos mecánicos que actúan en ella.
3. Análogamente, la baja resistencia del concreto por unidad de volumen hace que los elementos estructurales sean relativamente grandes.
4. Se requiere de una supervisión rigurosa durante el colado y curado.

I.1.13 Compatibilidad de materiales

El concreto y el acero de refuerzo trabajan de forma excelente en las estructuras de concreto reforzado, ya que la ventaja estructural que ofrece un material compensa la desventaja del otro; un claro ejemplo está en la poca resistencia a la tensión que ofrece el concreto por sí solo, siendo el acero de refuerzo un material de gran resistencia a este efecto. Las varillas de refuerzo tienen una resistencia a la tensión casi 100 veces mayor a la del concreto.

Ambos materiales se adhieren muy bien entre sí, de modo que, gracias a la rugosidad natural de las varillas, además de la corrugación que se realiza en su producción comercial, y la adherencia química entre los dos materiales, no existe deslizamiento entre los dos materiales, por lo que conjuntamente funcionan perfectamente como una unidad para resistir fuerzas.

Finalmente, el concreto y el acero trabajan de buena forma juntos, respecto a los cambios de temperatura, ya que sus coeficientes de dilatación térmica son muy parecidos (McCormac y Brown, 2011).

I.1.14 Códigos de diseño

Cada país tiene sus códigos de diseño, según sea el caso de análisis. En el diseño del concreto reforzado podemos mencionar uno de los más significativos en América, que

refiere al código del Instituto Americano del Concreto (ACI 318-19), código que normalmente se utiliza para el diseño de edificios, en esencia el código ACI no es en sí mismo un documento legalmente aplicable, sino más bien una serie de principios para la buena práctica del diseño de concreto reforzado (McCormac y Brown, 2011).

En el país generalmente nos basamos en lo que nos recomiendan las normas de calidad NOM las cuales nos proporcionan información, requisitos, especificaciones y la metodología que, para su comercialización en el país, deben cumplir los servicios o productos, por lo tanto, son de carácter obligatorias y de aplicación nacional.

En cuanto al diseño de las estructuras de concreto, en el país hacemos referencia a los criterios empleados en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) y las disposiciones de los reglamentos de construcción de las entidades.

I.1.15 Normas técnicas complementarias

Estas normas presentan disposiciones para diseñar estructuras de concreto, incluyendo estructuras de concreto simple y concreto reforzado. Cabe mencionar que estas normas deben considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en los reglamentos de construcción.

I.2 Sismicidad de la región

Geográficamente el territorio mexicano se encuentra sujeto a diversos fenómenos naturales que pueden, en muchas ocasiones derivar en casos de desastre. Sin lugar a duda, uno de los fenómenos que resaltan y a los que está expuesto el territorio mexicano, son los sismos, que a lo largo de la historia han cobrado relevancia tanto por su frecuencia, como por los daños que han causado, como lo han sido los ocurridos en la Ciudad de México en septiembre de 1985, y recientemente en el mismo mes, pero de 2017.

En la dinámica de la naturaleza de nuestro país, la presencia de fallas geológicas activas y la acción de las placas tectónicas son factores irremediables, y que siempre estarán presentes; en la Ciudad de México se adicionan a estos factores, las características adversas del subsuelo lo que propicia una zona de potencial riesgo sísmico.

Los sismos son vibraciones de la corteza terrestre, que se pueden generar por distintos fenómenos, tales como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta explosiones, sin embargo, desde el punto de vista de la ingeniería los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida, son de los más importantes. Las presiones generadas en la corteza por flujos de magma desde el interior de la tierra pueden llegar a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en roca. Esta energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza (Bazán / Meli, 2018).

Las vibraciones ejercidas en la corteza terrestre pueden ser un peligro para las edificaciones desplantadas en ésta; al tener una aceleración sobre su base, como consecuencia de los movimientos vibratorios de la masa del edificio, se generan fuerzas de inercia que inducen esfuerzos importantes en los elementos de las edificaciones, que en algunas ocasiones pueden conducir a la falla del edificio.

La Ciudad de México se localiza a una distancia de más de 350 km de los epicentros de la costa del Pacífico, que pueden alcanzar magnitudes del orden de 8.0 grados en la escala de Richter. Los sismos destructivos ocurren al menos dos veces en un siglo, pero exactamente no podemos predecir cuándo, sin embargo, sencillamente podemos determinar que la vida útil de una estructura es de unos 50 años, que puede ser un valor

aproximado de un intervalo medio entre los grandes sismos. La probabilidad de vivir un evento tan fuerte como el de 1985 es de más del 67% suponiendo que la distribución de los sismos grandes es exponencial, y con una probabilidad tan elevada, ciertamente vale la pena proteger las edificaciones.

Como se mencionó, las características físicas y químicas del suelo son un factor importante para categorizar una zona como potencialmente sísmica o como una zona de baja sismicidad. La Ciudad de México en este caso, debido a la historia de su asentamiento como espacio habitable sobre una laguna que se extendía desde lo que hoy es la colonia Condesa, hasta Texcoco y desde Villa de Guadalupe hasta Xochimilco, al tener un suelo muy blando, representa un reto de ingeniería sísmica importante, lo que ha conducido a que la interacción entre el suelo, la subestructura y superestructura sea un tema muy importante para el diseño de los elementos estructurales que conformaran cualquier obra civil.

La Ciudad se ha visto afectada por sismos de muchos tipos y diversas intensidades. La principales fuentes sísmicas que afectan, pueden clasificarse en cuatro grupos: Temblores locales ($M \leq 5.5$), los originados dentro o cerca de la cuenca; temblores tipo Acambay ($M \leq 7.0$), los cuales se originan en el resto de la placa de Norteamérica; temblores de profundidad intermedia de falla normal, que son causados por el rompimiento de la placa de Cocos ya subducida, pudiendo ser de hasta $M= 6.5$ debajo del valle de México; y los temblores de subducción ($M \leq 8.2$) (Reinoso, 2007).

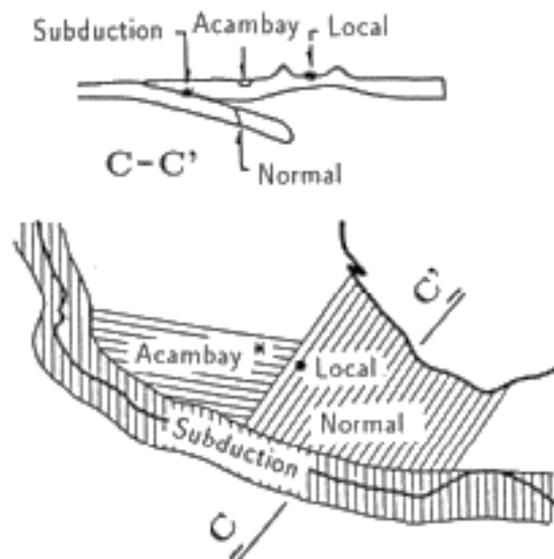


Fig. 1.10 Zonificación geotécnica actual de la Ciudad de México

Los sismos de subducción, por el tipo de ondas que son ricas en periodos grandes, hacen vulnerable a la Ciudad de México, pues estas ondas sufren una atenuación pequeña y experimentan una amplificación al atravesar las arcillas del lago, por lo que cualquier sismo grande ocurrido desde Jalisco hasta Oaxaca, representa un peligro para estructuras desplantadas en la zona lacustre.

Históricamente la Ciudad ha sido blanco de sismos de intensidad grande, desde épocas de los aztecas, sin embargo, ya que las casas eran de materiales ligeros y las pirámides con una geometría de base ancha, muchas veces las fuerzas de los sismos no bastaban para volcar las construcciones, por lo que se sabe que la gente no tenía tanto miedo a los temblores como hoy en día. Posterior a la conquista, con una arquitectura renovada traída por los españoles, cuyas construcciones solían ser muy pesadas, se empezaron a suscitar problemas en edificaciones como consecuencia de los sismos, y no fue hasta la evolución histórica de México que en épocas más recientes en el entonces llamado Distrito Federal en el año de 1957, después del conocido como sismo del Ángel, se emitió una Norma Sísmica, donde el D.F. clasifico en tres zonas el peligro sísmico, la zona I, que es aquella de lomas donde el lago no alcanza a llegar; zona II que se trata de una franja intermedia con un terreno un poco más firme, y la de mayor peligro sísmico la zona III que corresponde a la zona baja de la ciudad y es propiamente la zona del lago.

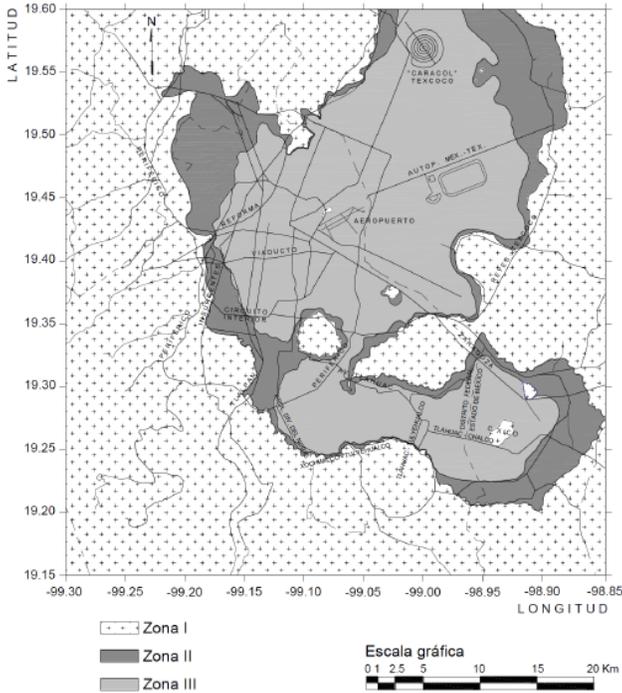


Fig. 1.11 Zonificación geotécnica actual de la Ciudad de México

Principales sismos en el valle de México

En 1912 ocurre el sismo de Acambay ($M= 6.9$), el cual no provocó daños relevantes, pero quedó como antecedente de que pueden haber sismos grandes a distancias epicentrales pequeñas (80 km).

El sismo de Michoacán de 1941 ($M= 7.7$), como consecuencia de los daños provocados hacen que por primera vez se incluya el diseño sísmico de las estructuras.

En 1957, el sismo de Guerrero ($M= 7.5$), impulsa los estudios sobre el comportamiento sísmico del valle de México, pues las estructuras que surgieron posterior a 1941 requerían mejores diseños y conocimientos sobre las propiedades de los materiales y suelos. Es por ello que en un nuevo reglamento se incluyen entre otras innovaciones, la microzonificación de la ciudad atendiendo a las características del subsuelo; dicha zonificación tuvo sus orígenes en el estudio del problema de hundimientos y se incorpora al problema sísmico al observarse la estrecha correlación entre el daño en las estructuras y la composición del subsuelo.



Fig. 1.12 Ángel de la independencia después del sismo de 1957

El 14 de marzo de 1979 a las 5:07 hrs, un sismo ($M= 7.6$), con epicentro en las costas de Guerrero, produjo algunos daños en la colonia Roma y derribó tres edificios de un

conjunto en la Universidad Iberoamericana en el sur de la Ciudad de México; dicho colapso se atribuyó en ese momento a fallas en el diseño y construcción, sin embargo la verdadera causa del colapso de los edificios, fue que se habían provocado fuerzas tales que sobrepasaban las normas de diseño de ese entonces.

Los sismos de 1985 ($M= 8.1$ y $M= 7.6$), originados en las costas de Michoacán, que provocaron daño y destrucción sin precedente, con más de dos mil edificios dañados y seis mil muertos según cifras oficiales, dejaron grandes lecciones sobre el diseño de cimentaciones y edificios y sobre la amplificación sísmica en depósitos lacustres (Reinoso, 2007).



Fig. 1.13 Hotel Regis tras el sismo de 1985, en la Ciudad de México

El martes 19 de septiembre del 2017, se registró un sismo con magnitud 7.1 localizado en el límite entre los estados de Puebla y Morelos, a 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la Ciudad de México. Resultando en el colapso de 44 edificaciones.



Fig. 1.14 Colapso parcial del colegio Rébsamen tras el sismo de septiembre del 2017

CAPÍTULO II MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO

Se realizará el diseño de la estructura principal del proyecto inmobiliario denominado **Marina Nacional 62**, que se pretende construir en el predio No. 62 de la Avenida Marina Nacional, casi esquina con la calle Mar Adriático, en la Colonia Tacuba, Delegación Miguel Hidalgo, Ciudad de México.

Con la finalidad de desarrollar un proyecto que defina el sistema estructural más conveniente para las adecuaciones de la arquitectura y poder obtener un diseño seguro y económico, acorde con los requerimientos del proyecto, se presenta el siguiente informe en el que se desarrollan los trabajos de ingeniería, tomando como base el proyecto arquitectónico y el estudio de mecánica de suelos realizados en el predio.

II.1 Ubicación del inmueble

Localización: Avenida Marina Nacional No. 62, casi esquina con la calle Mar Adriático, en la Colonia Tacuba.

Delegación: Miguel Hidalgo

Entidad federativa: Ciudad de México

Coordenadas geográficas: Geográficamente el predio estará situado en las coordenadas 19°27'10.2" latitud norte y 99°11'09.2" longitud oeste.



Fig. 2.1 Croquis de localización del predio en estudio (19.452843, -99.185877)

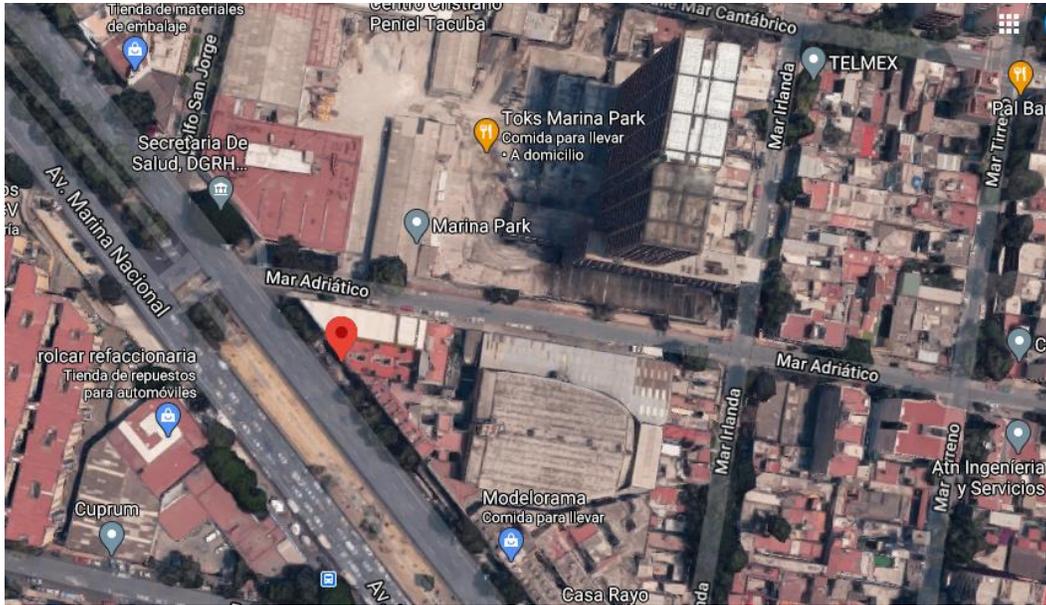


Fig. 2.2 Localización del predio No. 62 Avenida Marina Nacional (19.452843, -99.185877)

II.2 Proyecto arquitectónico

Se trata de un inmueble de sector inmobiliario que será destinado como un conjunto de oficinas, el cual contará con un sótano que tendrá un uso de estacionamiento, un semisótano que tendrá áreas destinadas para sanitarios, los cubos de escaleras y elevadores, una zona de lobby para recepción de los usuarios, también con un área destinada como cafetería y al fondo del predio un espacio destinado para un jardín.

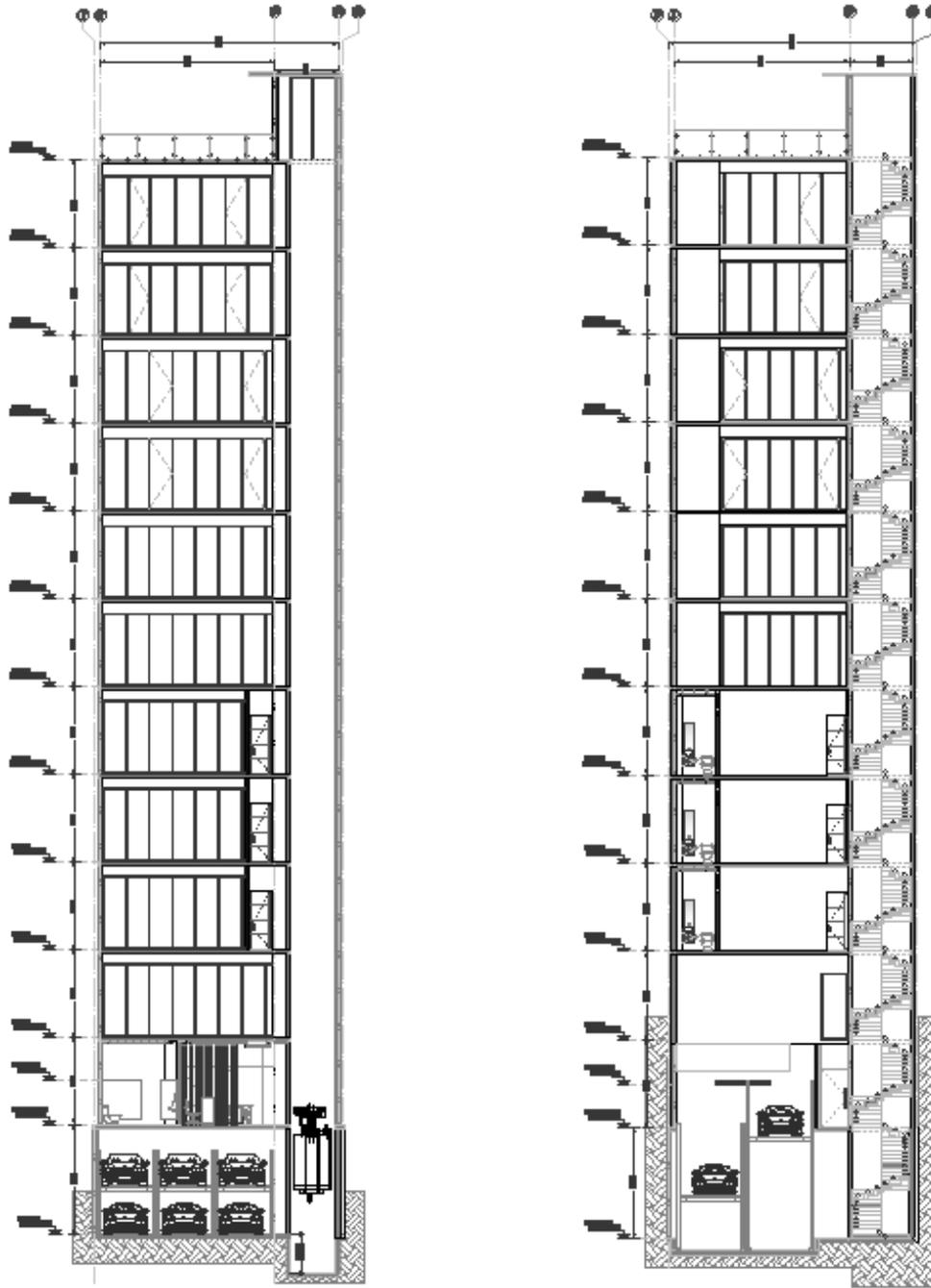


Fig. 2.3 Cortes transversales del inmueble

El edificio además de los sótanos y semisótano contará con 10 niveles de oficinas y la azotea, la altura medida desde el nivel de banqueta que será la referencia +0.00 m del proyecto, será de +37.80 m de alto.

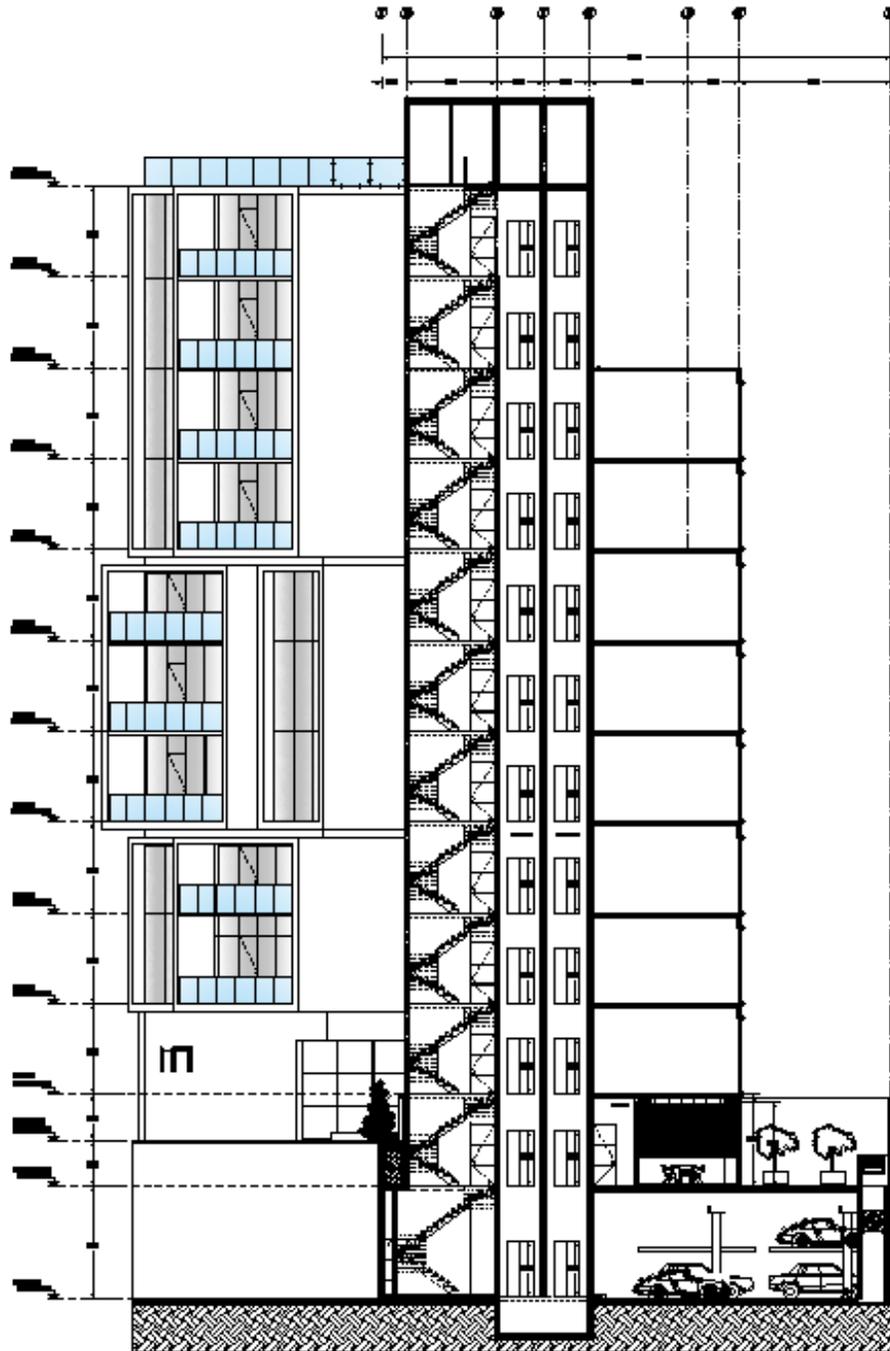


Fig. 2.4 Corte longitudinal del inmueble

El predio en planta cuenta con una forma regular, con geometría trapezoidal, y tendrá dimensiones máximas de 31.08 m de profundidad por 9.70 m de ancho. La distribución arquitectónica de los entresijos tipo será de una zona destinada para sanitarios, dos cubos para albergar la estructura de dos elevadores, un cubo de escaleras y una zona abierta para el uso de las oficinas.

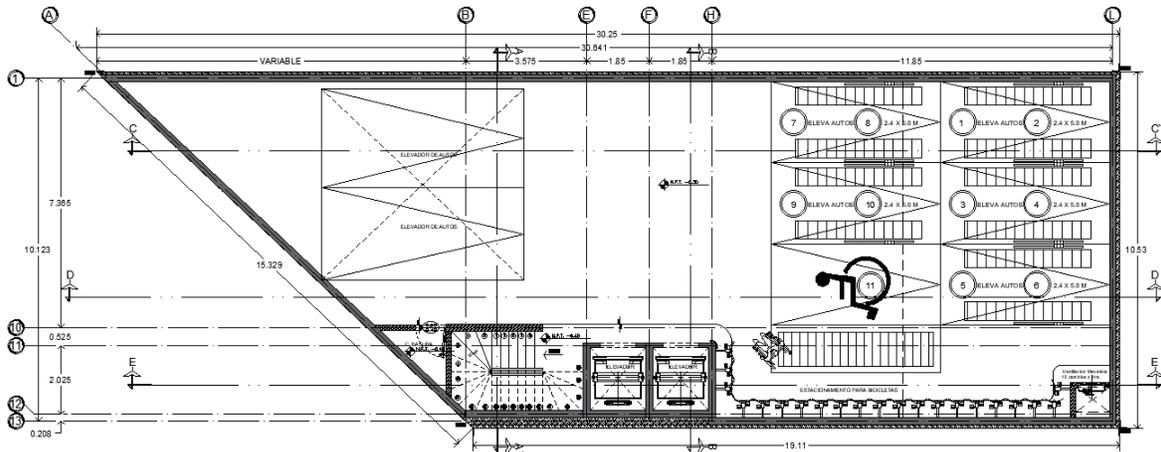


Fig. 2.5 Planta arquitectónica de sótano

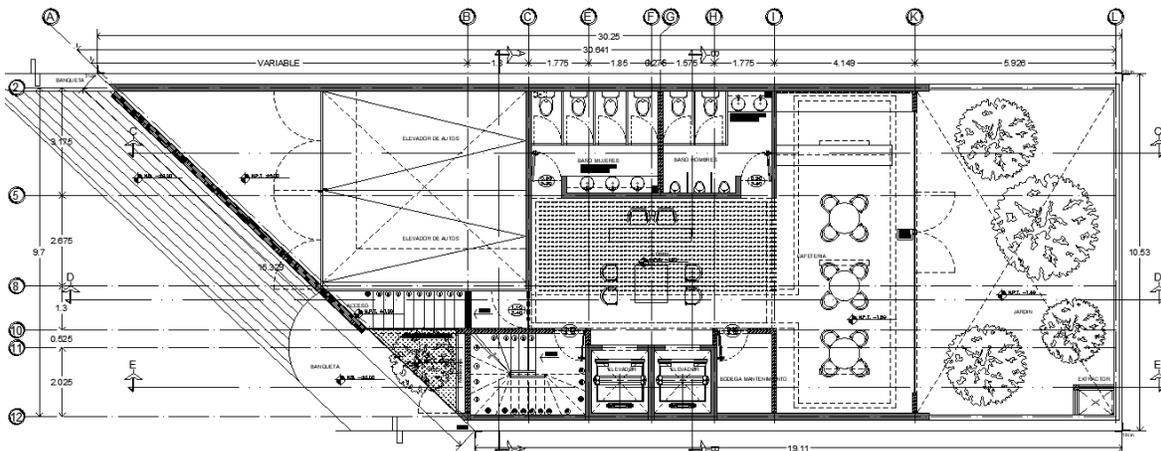
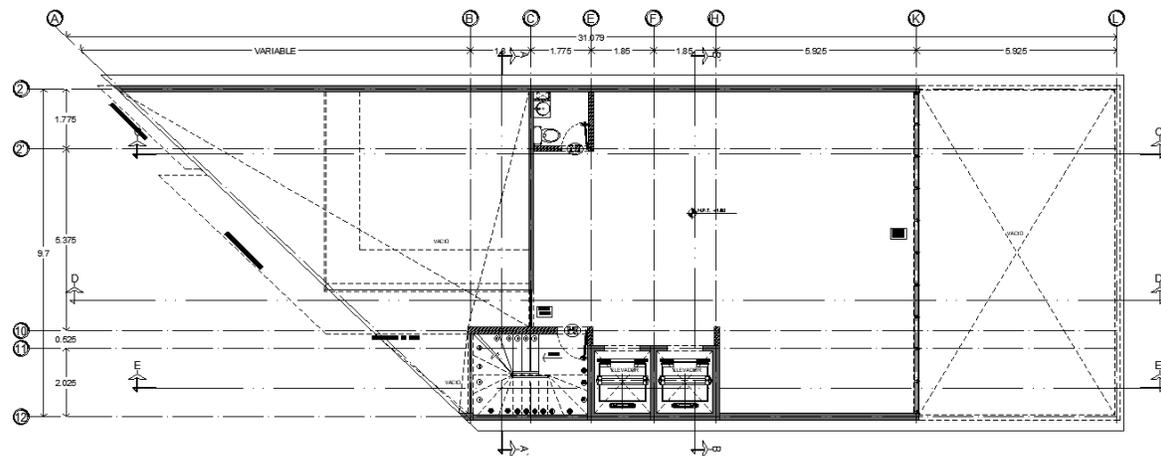


Fig. 2.6 Planta arquitectónica de semisótano



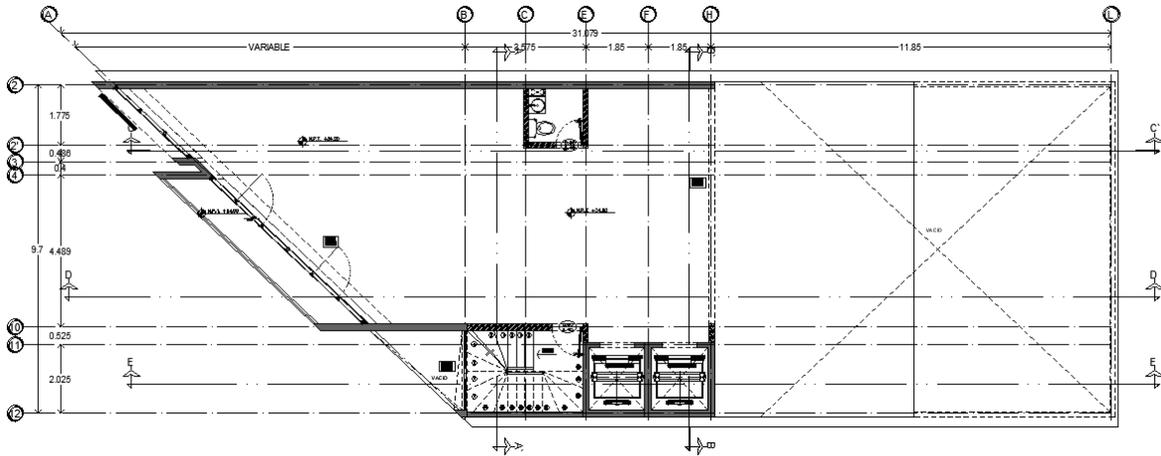


Fig. 2.7 Planta arquitectónica de niveles superiores

II.3 Estructuración propuesta

El edificio estará conformado por un sistema de marcos de concreto reforzado de ductilidad media; formados por vigas y columnas rectangulares, con trabes secundarias, para controlar desplazamientos y aligerar los claros libres para el apoyo de una losa maciza perimetralmente apoyada.

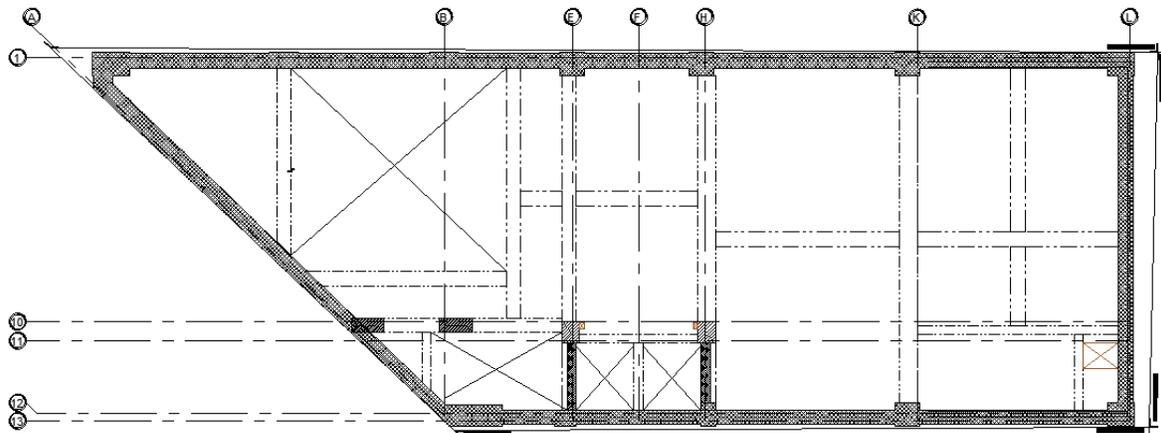


Fig. 2.8 Planta de semi sótano

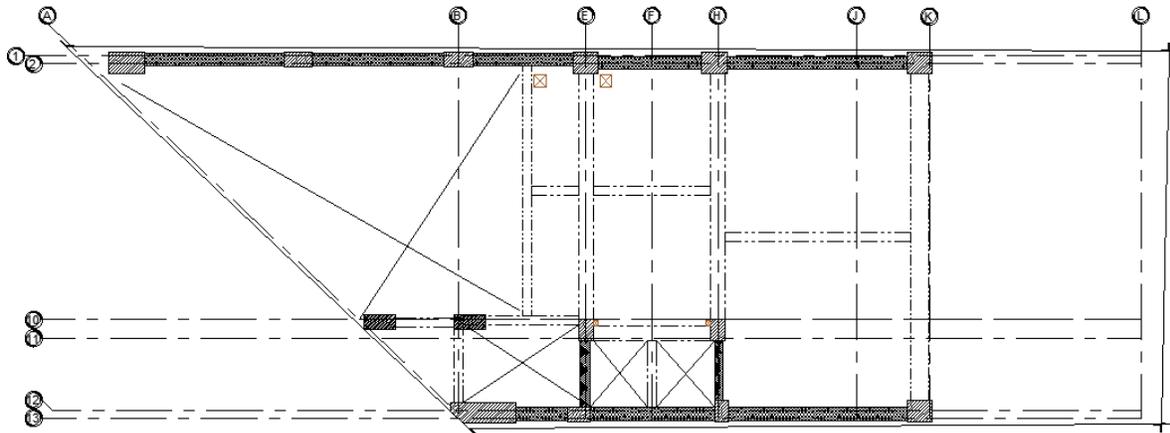


Fig. 2.9 Planta nivel 1

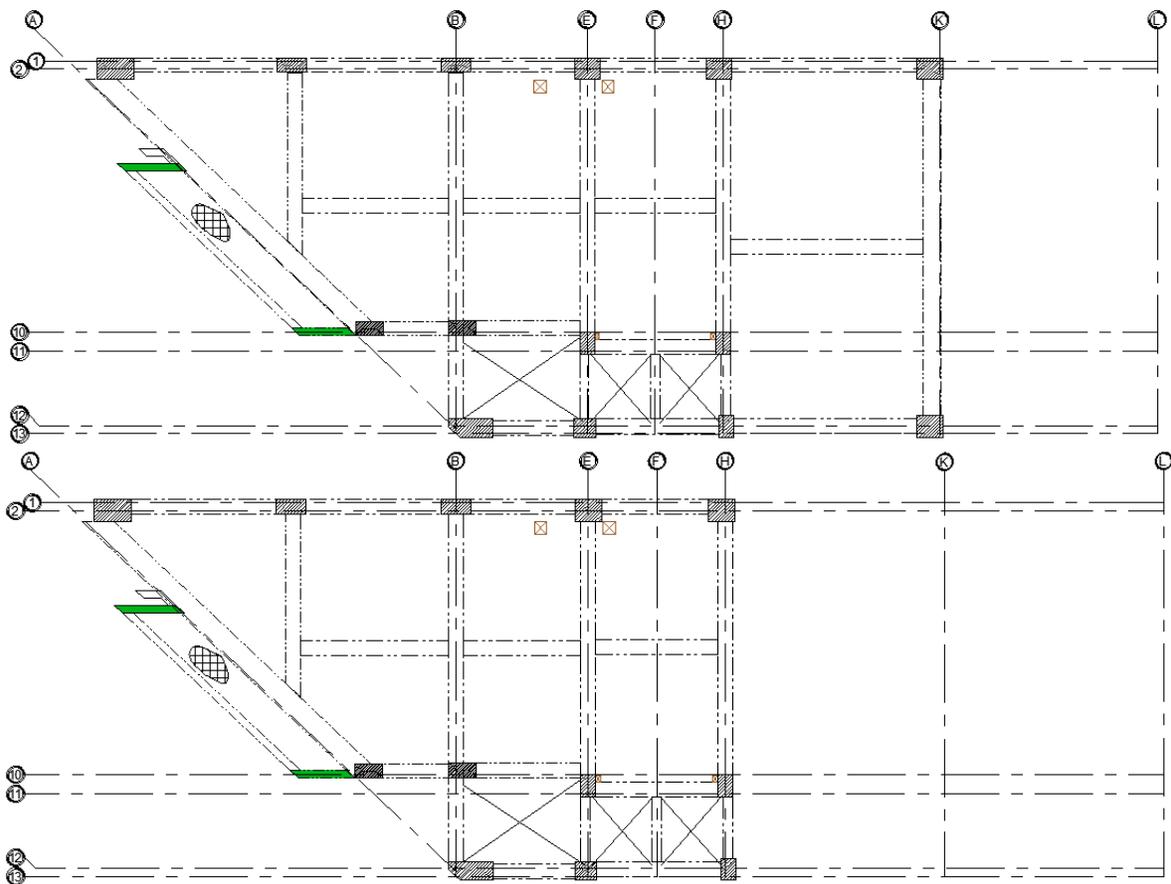


Fig. 2.10 Plantas tipo en niveles superiores

De acuerdo con el proyecto arquitectónico se tendrán muros de contención en la zona de sótanos y éstos serán de concreto reforzado desplazados sobre una losa de cimentación rigidizada con contratraves.

II.4 Características físicas y mecánicas de los materiales

Según lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2017, los elementos estructurales de concreto reforzado deberán cumplir con las siguientes propiedades:

Concreto:

La resistencia especificada a la compresión f'_c del concreto para fines estructurales en edificaciones catalogadas dentro del subgrupo B1 será clase 1, con un peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 ton/m^3 , optando por considerar los valores de f'_c de 250 y 300 kg/cm^2 con el uso de agregados gruesos de tipo calizos.

El módulo de elasticidad deberá cumplir con el valor de $E_c = 14,000 * f'_c^{1/2}$ tal como se menciona en la sección 2.1.4 de las NTC-Concreto para la resistencia y agregados especificados.

Acero:

El refuerzo longitudinal para resistir fuerzas axiales, flexión y el refuerzo transversal para resistir cortante será con barras corrugadas que de acuerdo con lo establecido en la sección 2.2 de las NTC-Concreto, menciona que la calidad del acero de refuerzo debe cumplir con las normas NMX-C-407-ONNCCE o NMX-B-457 CANACERO, por lo que se decidió optar por acero grado 42, con una resistencia de esfuerzos de fluencia mínimos $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo, E_s , se supondrá igual a $2,000,000 \text{ kg/cm}^2$.

II.5 Requisitos de la estructura para un $Q=3$

Como bien se sabe, a partir de los espectros elásticos, pueden utilizarse para el diseño espectro reducidos, los cuales de acuerdo con la normatividad actual pueden disminuirse mediante un llamado factor de reducción de ordenadas espectrales también conocido como Q' , el cual depende del llamado factor de comportamiento sísmico Q , que generalmente de acuerdo con la estructuración y materiales utilizados suele ser mayor que 1.0.

Este factor es incluido en el diseño estructural con la finalidad de incorporar el comportamiento inelástico que puede presentar la estructura bajo la acción de cargas por sismo. La normatividad actual acepta que este factor pueda tomar valores que van desde

1 hasta 4, en función de las características de la estructura en cuanto al uso de materiales y el sistema estructural propuesto.

Las NTC-Sismo hacen mención también de ciertos niveles de ductilidad que la estructura puede desarrollar, categorizando éstos en función del valor de Q utilizado para el diseño, además de considerar que, para desarrollar cierto nivel de ductilidad, el detallado de los elementos y conexiones deberá estar sujeto a la norma correspondiente para el diseño y construcción del tipo de estructura que se conciba.

Los niveles de ductilidad para las estructuras de concreto reforzado de acuerdo con las NTC-Sismo tiene tres categorías:

- Estructuras de ductilidad Alta Q= 4.0
- Estructuras de ductilidad Media Q= 3.0
- Estructuras de ductilidad Baja Q= 1.0 ó 2.0

De acuerdo con las disposiciones y consideraciones técnicas de los principios básicos de diseño establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2017, en su sección 4.2 **Valores de Q y γ_{max}** , tabla 4.2.1 **Factores de comportamientos sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto**, y con el tipo de estructuración propuesta que se trata de marcos dúctiles de concreto reforzado, el sistema estructural se clasifica bajo la condición de marcos de ductilidad media, pudiendo utilizar un valor del factor de comportamiento sísmico Q= 3 y un valor de distorsión límite para la prevención contra el colapso $\gamma_{max}= 0.020$.

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
	Alta	----	4.0	0.030
Marcos	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
Marcos de elementos prefabricados	Media	Con nudos monolíticos y conexiones dúctiles ubicadas fuera de las zonas críticas	3.0	0.020
	Baja	Con conexiones en zonas críticas o en los nudos	2.0	0.015
Sistema dual ^(a) formado por marcos y muros de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	Alta	Con muros de concreto de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Con muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010

Fig. 2.11 Extracto de la tabla 4.2.1 NTC-DS 17, con la clasificación del proyecto estructural de acuerdo con el sistema propuesto

Finalmente, para el caso del diseño y construcción de estructuras de concreto de acuerdo con los requisitos especificados en la sección **8. Diseño de estructuras de ductilidad media**, de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de

Estructuras de Concreto, los requisitos generales mencionan que deben cumplir con lo especificado en las normas de sismo, cumpliendo con materiales con las siguientes características:

Concreto: Según la sección 8.1.1.1 de las normas de concreto, para estructuras de ductilidad media se tendrá que utilizar un concreto clase 1, con una resistencia especificada a la compresión que no sea menor de 250 kg/cm^2 , y si se emplea concreto de alta resistencia éstos deberán contar con una resistencia a la compresión f'_c igual o mayor que 400 kg/cm^2 .

Acero de refuerzo: De acuerdo con la sección 8.1.1.2, las barras de refuerzo que resistan fuerzas axiales y de flexión producidas por sismo en elementos de marcos y de bordes de muros deben ser corrugadas, de baja aleación, y con un esfuerzo especificado de fluencia de $4,200 \text{ kg/cm}^2$ o $5,200 \text{ kg/cm}^2$ que cumpla con los requisitos establecidos en las norma mexicana NMX-B-457-CANACERO.

Permitiendo también utilizar acero normal con esfuerzo especificado de fluencia de $4,200 \text{ kg/cm}^2$ o $5,200 \text{ kg/cm}^2$ que cumpla con los requisitos de la norma NMX-C-407-ONNCCE, siempre y cuando:

- Ensayos del material indiquen que el acero tiene la fluencia definida y que el esfuerzo de fluencia no excede al nominal en más de $1,300 \text{ kg/cm}^2$.
- La relación entre el esfuerzo máximo de tensión y esfuerzo de fluencia no sea menor de 1.25.

Finalmente, para el refuerzo transversal, el f_y no debe exceder de $4,200 \text{ kg/cm}^2$. Los requisitos de dimensionamiento y diseño de los elementos estructurales (vigas, columnas, losas y muros) con ductilidad media, se detallarán en los capítulos siguientes.

CAPÍTULO III INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

III.1 Conceptos fundamentales

Las condiciones físicas de los suelos y los fenómenos que ocasiona la interacción de la cimentación con los suelos son factores que tienen una gran influencia sobre la respuesta de una estructura. La interacción suelo estructura (ISE) modifica propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable, así como características del movimiento del suelo en la vecindad del sistema de cimentación (Avilés y Pérez Rocha 2004).

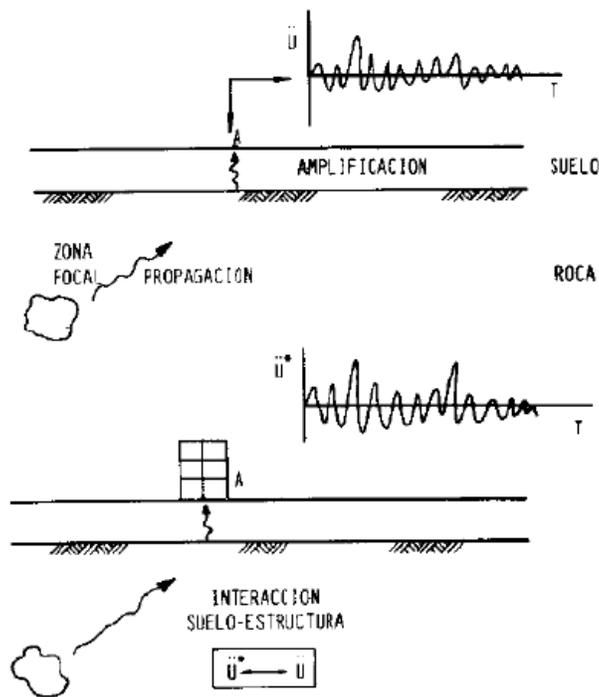


Fig. 3.1 Modificación del movimiento de campo libre debido a la presencia de estructuras

Cuando una estructura se desplanta sobre un suelo rígido los fenómenos de interacción son prácticamente despreciables, pues los movimientos que el terreno de soporte experimentará serán mínimos mientras la relación de la rigidez del suelo comparada con la rigidez de la cimentación sea mayor, por lo que en varias situaciones el ingeniero de la práctica profesional puede idealizar una estructura con apoyos empotrados, articulados o la combinación de ambos, y realizar un análisis dinámico de la estructura sin considerar los efectos de ISE.

No es el caso cuando una estructura es desplantada en un suelo de mediana a alta compresibilidad, pues el problema de hundimientos totales o diferenciales en la cimentación, modifica las fuerzas internas de los elementos en ésta y en la superestructura, haciendo que los elementos mecánicos resultantes en la estructura además de la rigidez del sistema, también dependan de la compresibilidad del suelo de desplante; es por ello que los efectos de ISE cobran relevancia pues se debe de evaluar el sistema considerando el efecto de rigidez del terreno de cimentación.

Cuando una onda sísmica llega a la base de la estructura, produce en el sistema suelo-cimentación un efecto de interacción dinámico, el cual consiste en efectos inerciales y cinemáticos, producidos en la estructura y el suelo, resultado de la flexibilidad de éste ante sollicitaciones dinámicas.

Los efectos producidos por interacción inercial se deben fundamentalmente a la inercia y elasticidad del sistema estructural acoplado con el suelo, y se pueden ver reflejados en la disminución de la frecuencia natural de vibración, lo que significa que el periodo fundamental de la estructura incrementa, el amortiguamiento del sistema puede incrementarse o reducirse, y la demanda de ductilidad de la estructura también se ve modificada.

Por su parte los efectos de la interacción cinemática disminuyen la traslación de la cimentación e inducen torsión y cabeceo en ella, al mismo tiempo que filtran componentes de alta frecuencia de excitación, debido a la geometría y rigidez de la cimentación.

Como ya se mencionó la interacción dinámica suelo estructura (IDSE) cambia los parámetros dinámicos de la estructura, así como las características del movimiento del terreno aledaño a la cimentación. Estas variaciones en el comportamiento dinámico de la estructura pueden resultar en reducciones en el cortante basal, en las distorsiones de entrepiso y en los momentos de volteo calculados para la estructura idealizada con una base indeformable, lo que finalmente podría resultar en diseños más económicos; sin embargo, también podrían existir situaciones en las que las circunstancias mencionadas no se dan y, por el contrario, los efectos de las IDSE pueden resultar desfavorables.

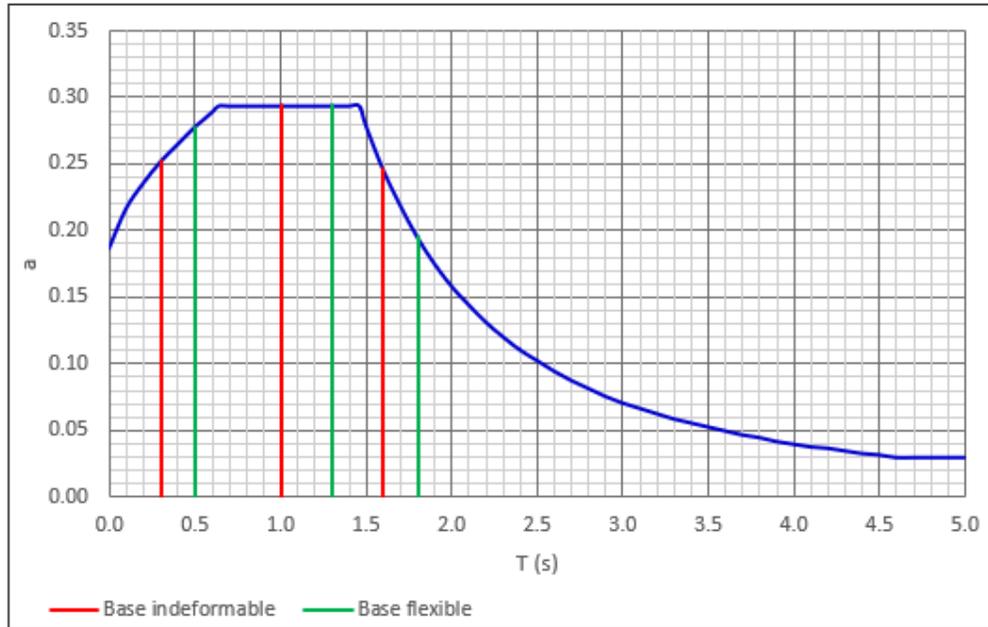


Fig. 3.2 Comparación de periodos de modelos con base rígida y base flexible

III.2 Energía potencial y cinética en el cálculo de la interacción suelo estructura

Un sistema oscilador formado por un resorte y una masa puede describir un movimiento armónico simple que tiene una energía mecánica que será la suma de los efectos de la energía potencial y la energía cinética. Cuando un sismo se presenta producirá una liberación de energía que propiciará movimiento en una estructura (cimentación y superestructura). A continuación, por medio de conceptos físicos y matemáticos, se representan algunas características de la IDSE a partir de los conceptos de energía mecánica en un sistema oscilatorio.

III.2.1 Periodo dominante del sitio

Sea un depósito de suelo de altura H_s (fig. 3.4). En un elemento de espesor dz , situado a la elevación z , la energía de deformación por unidad de volumen vale:

$$dEp' = \frac{1}{2} \tau \gamma = \frac{1}{2} G(z) \gamma \gamma = \frac{1}{2} G(z) \left(\frac{\delta u}{\delta z} \right)^2$$

En un volumen de suelo Adz , la energía de deformación será el modo fundamental (primer modo de vibrar)

$$dEp = \frac{1}{2} G(z) \left(\frac{\delta u}{\delta z} \right)^2 Adz$$

La energía potencial en un depósito de espesor H_s , valdrá (Gómez, 2000; Mena y Pérez Rocha, 2008)

$$Ep = \frac{1}{2} \int_0^{H_s} G(z) \left(\frac{\delta u}{\delta z} \right)^2 A dz \quad (1)$$

La energía cinética del elemento de área A y espesor dz será [cuando pasa por el punto de máxima velocidad ($x=0, u=0$; fig. 3.4)]

$$dEc = \frac{1}{2} m v^2 = \frac{1}{2} \rho_s(z) A dz \left(\frac{\delta u}{\delta t} \right)^2 \quad (2)$$

La energía cinética del estrato de espesor H_s está dada por la siguiente expresión:

$$Ec = \frac{1}{2} \int_0^{H_s} \rho_s(z) A \left(\frac{\delta u}{\delta t} \right)^2 dz$$

Donde:

H_s : espesor de la estratigrafía

ρ_s : densidad de la masa del suelo en función de z

u : desplazamiento lateral dependiente de z y t

G : módulo de rigidez al corte del suelo

A : área transversal unitaria perpendicular al eje z

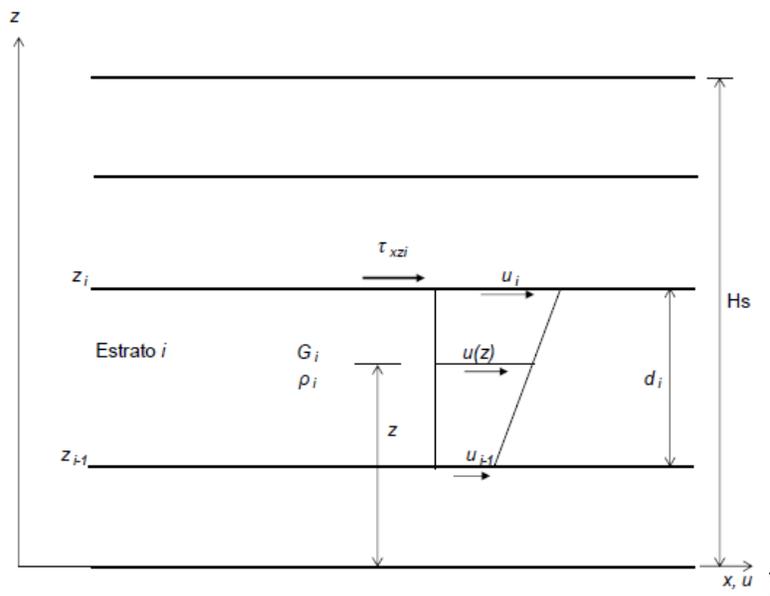


Fig. 3.3 Estrato de espesor d_i

Suponiendo un movimiento armónico del sistema:

$$\frac{\delta u}{\delta t} = \omega u \quad (3)$$

La energía cinética es:

$$Ec = \frac{1}{2} \omega^2 \int_0^{Hs} \rho_s(z) A u^2 dz \quad (4)$$

Ahora igualando la energía potencial y cinética,

$$\frac{1}{2} \int_0^{Hs} G(z) \left(\frac{\delta u}{\delta z} \right)^2 A dz = \frac{1}{2} \omega^2 \int_0^{Hs} \rho_s(z) A u^2 dz$$

$$\omega^2 = \frac{\int_0^{Hs} G(z) \left(\frac{\delta u}{\delta z} \right)^2 dz}{\int_0^{Hs} \rho_s(z) u^2 dz} \quad (5)$$

La ecuación anterior también se conoce como el cociente de Rayleigh para un sistema con masa y elasticidad distribuidas, y este cociente es válido para cualquier frecuencia de vibración de un sistema con varios grados de libertad.

Suponiendo que se conocen los desplazamientos horizontales en los nodos de un estrato de espesor d_i , el desplazamiento a la profundidad z será:

$$u(z) = u_{i-1} + \frac{z - z_{i-1}}{d_i} (u_i - u_{i-1})$$

$$u(z) = u_{i-1} - \frac{z - z_{i-1}}{d_i} u_{i-1} + \frac{z - z_{i-1}}{d_i} u_i$$

$$W(z) = \frac{z - z_{n-1}}{h_n} W_n + W_{n-1} - \frac{z - z_{n-1}}{h_n} W_{n-1}$$

$$W(z) = \frac{z - z_{n-1}}{h_n} W_n + \frac{h_n - z + z_{n-1}}{h_n} W_{n-1}$$

$$d_i = h_n$$

$$u(z) = \frac{z - z_{n-1}}{d_i} u_i + \frac{z_n - z}{d_i} u_{i-1} \quad (6)$$

$$\frac{\delta u}{\delta z} = \frac{u_i - u_{i-1}}{d_i} \quad (7)$$

Remplazando las ecuaciones 6 y 7 en 5:

$$\omega^2 = \frac{\sum_{n=1}^N G_n \int_{z_{n-1}}^{z_n} \left| \frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \right|^2 dz}{\sum_{n=1}^N \rho_n \int_{z_{n-1}}^{z_n} \left| \frac{z - z_{n-1}}{h_n} W_n + \frac{z_n - z}{h_n} W_{n-1} \right|^2 dz} \quad (8)$$

Donde N es el número total de estratos

Solucionando las integrales

$$\int_{z_{n-1}}^{z_n} \left(\frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \right)^2 dz = \left(\frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \right)^2 z \Big|_{z_{n-1}}^{z_n} = \left(\frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \right)^2 h_n = \frac{(W_n - W_{n-1})^2}{h_n} \quad (9)$$

$$\int_{z_{n-1}}^{z_n} \left(\frac{z - z_{n-1}}{h_n} W_n + \frac{z_n - z}{h_n} W_{n-1} \right)^2 dz = \frac{1}{h_n^2} \int_{z_{n-1}}^{z_n} (z(W_n - W_{n-1}) + z_n W_{n-1} - z_{n-1} W_n)^2 dz$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{(z(W_n - W_{n-1}) + z_n W_{n-1} - z_{n-1} W_n)^3}{3h_n^2(W_n - W_{n-1})} \Big|_{z_{n-1}}^{z_n} \\
&= \frac{1}{3h_n^2(W_n - W_{n-1})} \{ [z_n(W_n - W_{n-1}) + z_n W_{n-1} - z_{n-1} W_n]^3 - [z_{n-1}(W_n - W_{n-1}) + z_n W_{n-1} - z_{n-1} W_n]^3 \} \\
&= \frac{1}{3h_n^2(W_n - W_{n-1})} \{ [W_n(z_n - z_{n-1})]^3 - [W_{n-1}(z_n - z_{n-1})]^3 \} \\
&= \frac{(z_n - z_{n-1})^3}{3h_n^2(W_n - W_{n-1})} (W_n^3 - W_{n-1}^3) = \frac{h_n(W_n^3 - W_{n-1}^3)}{3(W_n - W_{n-1})} = \frac{(W_n - W_{n-1})(W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2)h_n}{3(W_n - W_{n-1})} \\
&= \frac{h_n}{3} (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2) \tag{10}
\end{aligned}$$

Sustituyendo las ecuaciones 9 y 10 en la 8:

$$\omega^2 = \frac{\sum_{n=1}^N \frac{G_n}{h_n} (W_n - W_{n-1})^2}{\sum_{n=1}^N \frac{h_n \rho_n}{3} (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2)} \tag{11}$$

Por otra parte, la deformación angular del estrato d_i es

$$\gamma_{xz_i} = \frac{\tau_{xz_i}}{G_i}$$

Y la deformación lateral del estrato i vale

$$u_i - u_{i-1} = \frac{\tau_{xz_i}}{G_i} d_i$$

Aplicando un esfuerzo unitario $\tau_{xz_i} = 1$, el modo fundamental al nivel i de un estrato se aproxima como:

$$u_i = \sum_{j=1}^i \frac{d_j}{G_j}$$

Al nivel $i-1$

$$u_{i-1} = \sum_{j=1}^{i-1} \frac{d_j}{G_j}$$

Como

$$u_i - u_{i-1} = \frac{d_i}{G_i}$$

La ecuación 11 queda

$$\omega^2 = \frac{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n}}{\sum_{n=1}^N \frac{h_n \rho_n}{3} (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2)}$$

$$\omega^2 = \frac{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n}}{\sum_{n=1}^N \frac{h_n \rho_n}{3} (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2)}$$

$$\omega^2 = \frac{3}{\frac{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n}\right)^2}{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n}} \sum_{n=1}^N h_n \rho_n \frac{1}{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n}\right)^2} \left(\left(\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{G_i}\right)^2 + \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{G_i} \sum_{i=1}^{n-1} \frac{h_i}{G_i} + \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{h_i}{G_i}\right)^2 \right)}$$

$$\omega^2 = \frac{3}{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \sum_{n=1}^N h_n \rho_n (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2)}$$

Donde

$$W_n = \frac{\sum_{j=1}^i \frac{d_j}{G_j}}{\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i}} \quad (12a)$$

$$W_{n-1} = \frac{\sum_{j=1}^{i-1} \frac{d_j}{G_j}}{\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i}} \quad (12b)$$

De acuerdo con la fig.3.3 el desplazamiento lateral u se da sobre el eje x, por lo que podemos reescribir la ecuación 12a quedando la siguiente expresión:

$$X_i = \frac{\sum_{j=1}^i \frac{d_j}{G_j}}{\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i}}$$

Ya que el periodo del sitio T_s vale

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega}$$

Entonces

$$T_s = \frac{2\pi}{\sqrt{3}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i}\right) \left[\sum_{i=1}^N d_i \rho_i (X_i^2 + X_i X_{i-1} + X_{i-1}^2)\right]} \quad (13)$$

En un depósito homogéneo, $H_s = d_1$ y

$$v_s = \frac{G_1}{\rho_1}$$

Tenemos

$$T_s = \frac{2\pi H_s}{\sqrt{3} v_s}$$

El periodo de un depósito de espesor H_s será

$$T_s = \frac{4H_s}{v_s}$$

Sustituyendo $\frac{2\pi}{\sqrt{3}}$ por 4 en la ecuación 13, obtenemos

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i}\right) \left[\sum_{i=1}^N \gamma_i d_i (X_i^2 + X_i X_{i-1} + X_{i-1}^2)\right]} \quad (14)$$

III.3 Efectos de la interacción dinámica suelo-estructura

Últimamente se han desarrollado muchas investigaciones que han permitido evaluar la importancia de las condiciones de sitio y los efectos que tiene la IDSE en la respuesta de las estructuras desplantadas en suelos flexibles, cuando son sometidos a eventos sísmicos.

La interacción dinámica suelo estructura se ve afectada principalmente por tres factores: los efectos de sitio, efectos inerciales y los efectos cinemáticos.

III.3.1 Efectos de sitio:

La importancia de estos efectos radica en que de ellos depende la caracterización del terreno de cimentación para fines de microzonificación, la cual se considera fundamental para la reglamentación sísmica (Avilés y Pérez Rocha 1997).

Las modificaciones que se producen por la variación de los materiales que constituyen el subsuelo se tomarán en cuenta mediante el uso de los espectros de diseño reglamentarios y de los denominados espectros de sitio, cubriendo la determinación de estos llamados efectos de sitio cuando se presenta un evento sísmico.

III.3.2 Interacción inercial

Definida como el efecto que ejercen las fuerzas de inercia de la estructura sobre el suelo. Estas fuerzas inerciales producen momentos y fuerzas cortantes en la base, que a su vez causan desplazamientos y deformaciones en la cimentación y el suelo circundante. La parte central entonces de la interacción inercial consiste en determinar las relaciones entre fuerzas aplicadas y desplazamientos en la cimentación, también conocidas como funciones de impedancia.

La interacción inercial puede incrementar o reducir las fuerzas de diseño con respecto a los valores que corresponden a base rígida, dependiendo del periodo, amortiguamiento efectivo del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales por su parte pueden sufrir cambios adicionales debidos a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

En función de los parámetros mencionados, la normatividad sísmica de la Ciudad de México toma en cuenta la interacción inercial, y por otra parte el amortiguamiento se modifica debido a dos fenómenos; el amortiguamiento histórico que aporta el suelo al

sistema y la energía que irradia en forma de ondas elásticas a través del suelo, debido al movimiento de la cimentación que produce perturbaciones en éste.

Si el terreno no es infinitamente rígido, los esfuerzos generados en la cimentación provocarían una deformación variable, es decir un movimiento que obligará al punto de unión y a su entorno próximo a moverse de manera distinta al movimiento del campo libre.

Para iniciar el estudio de esta modificación del movimiento causada por esta interacción elemental, consideraremos un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso.

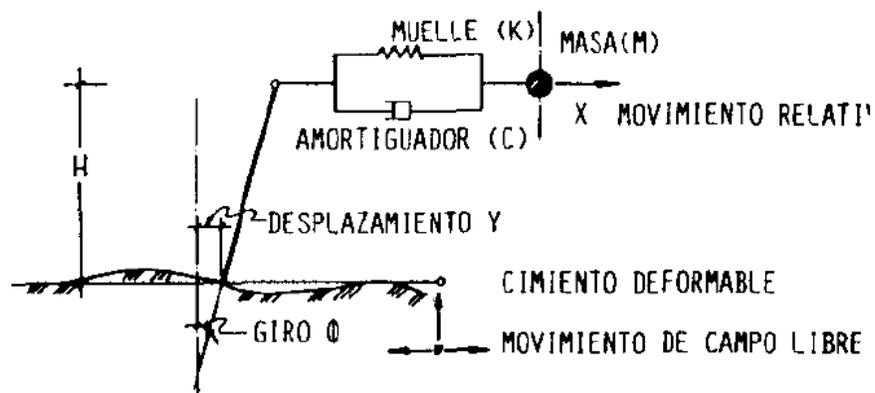


Fig. 3.4 Sistema de un grado de libertad con interacción inercial

Para poder caracterizar la deformabilidad del cimiento, vamos a suponer que existe una relación lineal entre el momento flector en la cimentación y su giro, expresando esta relación como:

$$M^0 = k_3 F_i + C_3 \dot{F}_i$$

De la misma manera supondremos que existe una relación lineal entre el esfuerzo cortante y la deformación horizontal del cimiento:

$$F = k_2 y + C_2 \dot{y}$$

En estas condiciones existen ya tres grados de libertad y por lo tanto tres ecuaciones del movimiento que se pueden escribir considerando el equilibrio dinámico:

$$M(\ddot{x} + \ddot{F}_i h + \ddot{y} + \ddot{u}) + C_1 \dot{x} + k_1 x = 0$$

$$Mh(\ddot{x} + \ddot{F}_i h + \ddot{y} + \ddot{u}) + C_3 \dot{F}_i + k_3 F_i = 0$$

$$M(\ddot{x} + \ddot{F}_i h + \ddot{y} + \ddot{u}) + C_2 \dot{y} + k_2 y = 0$$

Si llamamos

$$z = F_i h$$

Suponiendo que el movimiento sísmico esta dado por la ley senoidal:

$$u = e^{i\omega t}$$

Podemos calcular la respuesta del sistema suponiendo que la parte inicial y la parte transitoria ya se hubieran amortiguado, de manera que:

$$x = X e^{i\omega t}$$

$$y = Y e^{i\omega t}$$

$$z = Z e^{i\omega t}$$

Al sustituir estas soluciones en el sistema de ecuaciones del movimiento resulta:

$$-M\omega^2(X + Y + Z) + A_1 X = -M\omega^2$$

$$-M\omega^2(X + Y + Z) + A_2 X = -M\omega^2$$

$$-M\omega^2(X + Y + Z) + A_3 X = -M\omega^2$$

Donde

$$A_1 = k_1 + C_1 \omega i$$

$$A_2 = k_2 + C_2 \omega i$$

$$A_3 = \frac{k_3 + C_3 \omega i}{h} h$$

Dividiendo entre $-M\omega^2$ se puede obtener

$$X + Y + Z = a_1 X - 1$$

$$X + Y + Z = a_2 Y - 1$$

$$X + Y + Z = a_3 Z - 1$$

Con la siguiente definición

$$a_n = \frac{A_n}{M\omega^2}$$

La solución de las ecuaciones del movimiento conduce a lo siguiente:

Movimiento respecto al cimiento $X = \frac{1}{(a_1(1-s))}$

Movimiento respecto a cimiento libre $X + Y + Z = \frac{s}{1-s}$

Movimiento absoluto $X + Y + Z + U = \frac{1}{1-s}$

Donde

$$s = \frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} + \frac{1}{a_3}$$

Si el sistema no tuviese interacción, la solución correspondiente vendría definida por las mismas ecuaciones anteriores, como caso particular en el que las constantes del cimiento (k_2, C_2, k_3 y C_3) tienden a infinito. En ese caso particular, los movimientos relativos respecto al cimiento y respecto al campo libre sería iguales y definidos por:

$$X^* = \frac{1}{a-1}$$

Donde el movimiento absoluto estará dado por:

$$X^* + U = \frac{a}{a-1}$$

En estas expresiones la variable que recoge las características del sistema sin interacción

$$a = \frac{K C \omega i}{M \omega^2}$$

Se puede asimilar el comportamiento de un sistema con interacción inercial al de un sistema equivalente sin interacción, pues las ecuaciones del movimiento son similares. Puede demostrarse que el sistema de un grado de libertad tiene el mismo movimiento absoluto que otro sistema de un grado de libertad de igual masa y con unas constantes de resorte K^* y C^* relacionadas con las constantes del sistema con interacción mediante las expresiones:

$$\omega^{*2} = \frac{A}{A^2 + B^2}$$

$$2\beta^{*2} = \frac{B}{A}$$

Donde ω^{*2} y β^{*2} son la frecuencia natural y el amortiguamiento relativo del sistema equivalente relacionado con sus constantes mediante las expresiones:

$$\omega^{*2} = \frac{K^*}{M}$$

$$\beta = \frac{\omega C^*}{K^*}$$

Siendo ω es la frecuencia de excitación, y A , B en las expresiones anteriores recogen las características del sistema con interacción:

$$A = \frac{1}{\omega_1^2 + 4\beta_1^2} + \frac{1}{\omega_2^2 + 4\beta_2^2} + \frac{1}{\omega_3^2 + 4\beta_3^2}$$

$$B = 2 \frac{1}{\omega_1^2 + 4\beta_1^2} + 2 \frac{2}{\omega_2^2 + 4\beta_2^2} + 2 \frac{3}{\omega_3^2 + 4\beta_3^2}$$

A su vez, las frecuencias y amortiguamientos relativos que aparecen en estas expresiones vienen dados por:

$$\omega_1^2 = \frac{K_1}{M}; \quad 2\beta_1 = \frac{\omega C_1}{K_1}$$

$$\omega_2^2 = \frac{K_2}{M}; \quad 2\beta_2 = \frac{\omega C_2}{K_2}$$

$$\omega_3^2 = \frac{K_3}{M} h^2; \quad 2\beta_3 = \frac{\omega C_3}{K_3}$$

En resumen, el efecto de la interacción inercial equivale a un aumento en el periodo de vibración de una estructura y una modificación del amortiguamiento en lo que respecta a los movimientos absolutos y movimientos respecto al campo libre, aunado a esto, en referencia a los movimientos relativos en la cimentación, el efecto de interacción conlleva a una reducción adicional de la amplitud.

III.3.3 Interacción cinemática

El problema completo de IDSE podría ilustrarse con un esquema como el de la figura 3.6 representado en un caso bidimensional. Donde en dicha figura se indica la manera en que la ecuación matricial del movimiento puede partirse en un par de ecuaciones, una previa que representa la interacción cinemática y una ecuación final que representa la interacción inercial.

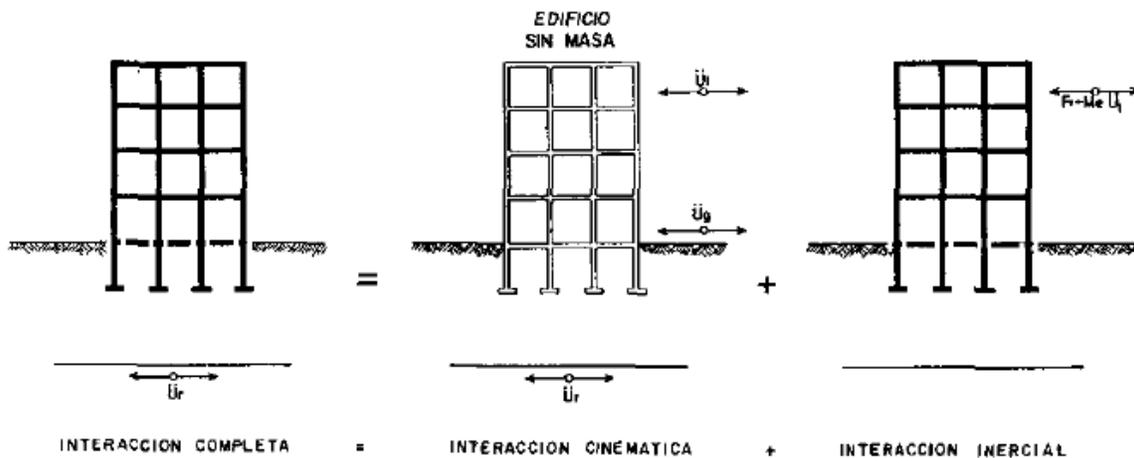


Fig. 3.5 Descomposición del fenómeno de la IDSE para un caso bidimensional

Desde el punto de vista estructural el fenómeno de interacción cinemática es menos conocido y estudiado. En general se ha observado, que no considerar esta interacción, está del lado de la seguridad como consecuencia de la reducción del movimiento de altas frecuencias que produce y que la rotación de la cimentación inducida suele tener poca influencia en las aceleraciones y desplazamientos de la superestructura.

La consideración se puede tomar como adecuada para el caso de cimentaciones robustas, con relaciones de esbeltez bajas y cimentaciones relativamente superficiales; sin embargo, en estructuras altas con cimentación profunda, el cabeceo puede introducir componentes de movimiento importantes, induciendo a que el diseño, que no considere los efectos de la interacción cinemática, esté del lado de la inseguridad.

El enfoque de diseño más sencillo es el que ignora la interacción del cimiento con el suelo circundante. De acuerdo con este enfoque, primero se estiman las deformaciones del terreno en campo libre y luego la cimentación se diseña para adaptarse a esas deformaciones. El resultado es satisfactorio cuando el suelo es mucho más rígido que la cimentación, en caso contrario es necesario considerar los efectos de interacción cinemática, ya que pueden afectar considerablemente las deformaciones circundantes.

Los efectos de la interacción cinemática son debidos a la difracción de las ondas incidentes por la cimentación y hasta hoy en día han sido poco estudiados, a diferencia de los efectos de interacción inercial que son debidos a la vibración de la estructura.

III.4 Consideraciones para tomar en cuenta efectos de interacción suelo-estructura utilizando las NTC2017

La versión actual de las normas técnicas complementarias de la Ciudad de México, a diferencia de las normas del 2004, contienen dentro de sus secciones principales el problema de la interacción dinámica suelo estructura en su sección 8.0, pues recordemos que anteriormente este tópico se incluía en el apéndice A.

La importancia de la IDSE en la respuesta estructural está definida por el contraste que existe entre la rigidez del sistema suelo-cimentación, y la rigidez de la estructura, y como ya se mencionó consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos entre la estructura y el suelo cuando es sometido a cargas dinámicas, y tiene como objetivo tomar el efecto acoplado de los tres efectos que influyen en el fenómeno de IDSE, y que se mencionaron en párrafos anteriores.

En primera instancia se tiene la respuesta elastodinámica, que refiere al comportamiento dinámico de los medios elásticos constitutivos y se encarga del estudio y caracterización de la propagación de ondas; por otro lado, es muy importante conocer la dinámica de los suelos para comprender las propiedades que influyen en su comportamiento dinámico y cómo se modifica cuando se someten a cargas cíclicas. Por lo que es necesario conocer la dinámica estructural, con la finalidad de identificar las implicaciones que tiene la superestructura al no estar apoyada sobre una base infinitamente rígida.

III.4.1 Periodo acoplado o efectivo

Sea una estructura de un grado de libertad como la mostrada en la figura 3.7, definiremos el periodo acoplado del sistema de la siguiente forma:

$$\tilde{T}_e = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\tilde{K}_e}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\frac{P}{\tilde{u}_e}}} = 2\pi \sqrt{M} \sqrt{\frac{u_e + u_r + u_h}{P}}$$

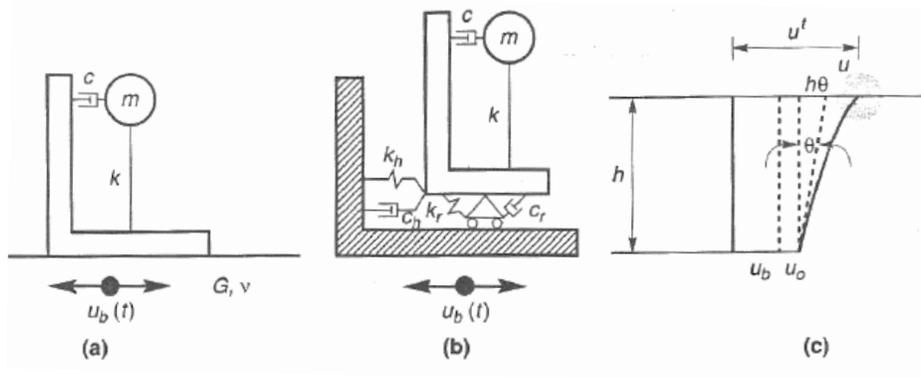


Fig. 3.6 Desplazamiento de una estructura de un grado de libertad

Aplicando una fuerza horizontal P a la masa $m=M$ de la estructura:

$$K_e = \frac{P}{u_e}$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_e}}$$

$$T_e^2 = (2\pi)^2 \frac{M}{K_e}$$

Despejando la rigidez del sistema: $\frac{P}{u_e} = (2\pi)^2 \frac{M}{T_e^2}$

$$\frac{u_e}{P} = \frac{1}{K_e} = \frac{T_e^2}{(2\pi)^2 M}$$

De manera análoga para K_h

$$\frac{u_h}{P} = \frac{1}{K_h} = \frac{T_h^2}{(2\pi)^2 M}$$

$$K_r = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{u_r}{h}} = \frac{Ph^2}{u_r}$$

$$T_h = (2\pi)h \sqrt{\frac{M}{K_r}}$$

$$K_r = (2\pi)^2 h^2 \frac{M}{T_r^2}$$

$$\frac{u_r}{P} = \frac{h^2}{K_r} = \frac{T_r^2}{(2\pi)^2 M}$$

Reemplazando en la ecuación del periodo acoplado:

$$\tilde{T}_e = 2\pi\sqrt{M} \sqrt{\frac{T_e^2}{(2\pi)^2 M} + \frac{T_r^2}{(2\pi)^2 M} + \frac{T_h^2}{(2\pi)^2 M}}$$

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_r^2 + T_h^2}$$

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en la ecuación 8.2.7 indican que el periodo efectivo del sistema suelo-estructura se determinará como sigue:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2}$$

Donde

T_h es el periodo natural de la estructura asociado con una traslación horizontal de cuerpo rígido, definido matemáticamente como:

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}}$$

T_r es el periodo natural de la estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}}$$

III.4.2 Rigidez y amortiguamiento dinámicos

Considerando un sistema de un grado de libertad como el de la figura 3.8

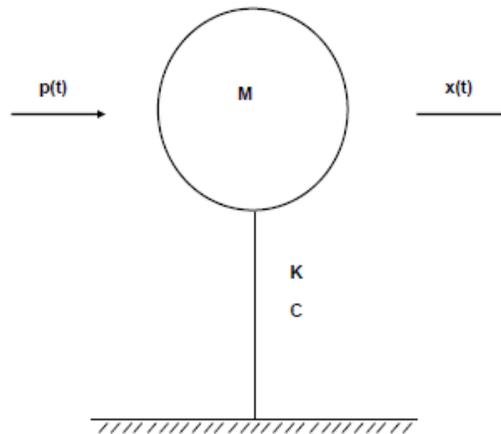


Fig. 3.7 Oscilador de 1 grado de libertad

La ecuación de equilibrio dinámico queda

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = p(t)$$

Donde

$$p(t) = Pe^{i\omega t}$$

$$x(t) = Xe^{i\omega t}$$

$$\dot{x}(t) = i\omega Xe^{i\omega t}$$

$$\ddot{x}(t) = i^2 \omega^2 X e^{i\omega t} = -\omega^2 X e^{i\omega t}$$

Sustituyendo en la ecuación de movimiento:

$$m(-\omega^2 X e^{i\omega t}) + C(i\omega X e^{i\omega t}) + K(X e^{i\omega t}) = P e^{i\omega t}$$

$$(K + i\omega C - m\omega^2)X = P$$

Definiendo la rigidez dinámica como $\tilde{K}(\omega)$

$$\tilde{K}(\omega) = \frac{P}{X} = (K - m\omega^2) + i\omega C$$

$$\tilde{K}(\omega) = K \left(1 - \omega^2 \frac{m}{K}\right) + K \frac{i\omega C}{K}$$

$$\omega_e^2 = \frac{K}{m}$$

$$\tilde{K}(\omega) = K \left[\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2}\right) + \frac{i\omega C}{K} \right]$$

Sabiendo que

$$\zeta_e = \frac{C}{2\sqrt{mK}}$$

$$\tilde{K}(\omega) = K[k + i\omega c]$$

donde

$$k = 1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2}$$

$$c = \frac{2\zeta_e}{\omega_e}$$

El amortiguamiento histerético se toma en cuenta multiplicando multiplicando la ecuación $\tilde{K}(\omega) = K[k + i\omega c]$ por el factor $(1 + i2\zeta_s)$ donde ζ_s es el amortiguamiento histerético del suelo

$$\tilde{K}(\omega) = K[k + i\omega c] (1 + i2\zeta_s)$$

$$\tilde{K}(\omega) = K[k(1 + i2\zeta_s) + i\omega c(1 + i2\zeta_s)]$$

$$\tilde{K}(\omega) = K[k - 2\zeta_s c\omega + i(\omega c + 2\zeta_s k)]$$

Sea

$$\tilde{K}(\omega) = K(\omega) + i\omega C(\omega)$$

Igualando las partes real e imaginaria:

$$K(\omega) = K(k - 2\zeta_s c\omega)$$

$$\omega C(\omega) = K(\omega c + 2\zeta_s k)$$

$$C(\omega) = \frac{K(\omega c + 2\zeta_s k)}{\omega}$$

Donde $K(\omega)$ proporciona la rigidez dinámica, y $C(\omega)$ el amortiguamiento dinámico de un sistema de un grado de libertad.

Las NTC-Diseño por sismo 2017 presentan las siguientes expresiones para cimentaciones someras y cimentaciones con pilote:

$$K_m = K_m^o(k_m - 2\zeta_s\eta_m c_m) \quad \text{Rigidez dinámica para cimentaciones someras}$$

$$C_m = \frac{K_m^o(\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m)}{\omega} \quad \text{Amortiguamiento dinámico para cimentaciones someras}$$

$$K_m = K_m^o k_m \quad \text{Rigidez dinámica para pilotes}$$

$$C_m = \frac{2K_m^o c_m}{\omega} \quad \text{Amortiguamiento dinámico para pilotes}$$

Consideraremos el sistema de la figura 3.8 donde están representados la estructura y el terreno de cimentación, notando tres grados de libertad.

Donde

X_e deformación de la estructura

X_c desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento X_o de campo libre (traslación horizontal de la base de la cimentación)

Φ_c rotación de la cimentación

El desplazamiento total de la estructura será

$$X_t = X_o + X_c + \Phi_c(H_e + D) + X_e$$

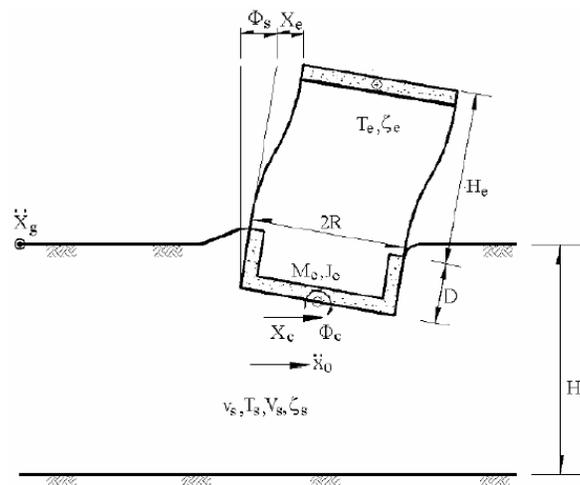


Fig. 3.8 Sistema estructura-suelo (Mena y Pérez Rocha, 2008)

El equilibrio dinámico de la estructura es:

$$m_e \ddot{X}_e + m_e \ddot{X}_c + m_e(H_e + D)\ddot{\Phi}_c + C_e \dot{X}_e + K_e X_e = -\ddot{x}_o(t)m_e$$

Mientras que el equilibrio dinámico en la estructura de cimentación

$$m_e \ddot{X}_e + (m_e + m_c)\ddot{X}_c + \left[m_e(H_e + D) + \frac{M_c E}{2} \right] \ddot{\Phi}_c + C_h \dot{X}_c + C_{rh} \dot{\Phi}_c + K_h X_c + K_{hr} \Phi_c = -\ddot{x}_o(t)(m_e + m_c)$$

De acuerdo con la figura 3.9

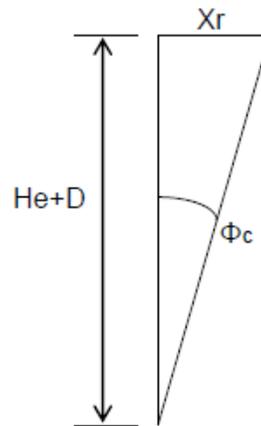


Fig. 3.9 Rotación en la base de la cimentación

$$\tan \phi_c = \frac{X_r}{H_e + D}$$

Donde X_r es el desplazamiento de la masa M_e debido al giro ϕ_c

$$\phi_c \cong \frac{X_r}{H_e + D}$$

$$X_r \cong \phi_c (H_e + D)$$

$$\dot{X}_r \cong \dot{\phi}_c (H_e + D)$$

$$\ddot{X}_r \cong \ddot{\phi}_c (H_e + D)$$

La rotación de la base de la cimentación conduce a

$$m_e(H_e + D)\ddot{X}_e + \left[m_e(H_e + D) + \frac{M_c E^2}{2} \right] \ddot{X}_c + M_e(H_e + D)^2 \ddot{\phi}_c + C_{rh}\dot{X}_c + C_r\dot{\phi}_c + K_{rh}X_c + K_r\phi_c = -\ddot{x}_o(t) \left[m_e(H_e + D) + \frac{M_c E^2}{2} \right]$$

En las expresiones anteriores:

m_e es la masa de la estructura

K_e es la rigidez de la estructura

C_e es el amortiguamiento de la estructura

H_e es la altura de la estructura

m_c es la masa de la cimentación

D es la profundidad de desplante de la cimentación

E es la altura del muro lateral de la cimentación

K_h y C_h son la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente, en el modo de traslación de la cimentación,

K_r y C_r son la rigidez y el amortiguamiento del suelo, en el modelo de rotación de la cimentación y

$K_{hr}=K_{rh}$ y $C_{hr}=C_{rh}$ representan la rigidez y amortiguamiento del suelo acoplados, respectivamente.

Considerando en campo libre un movimiento armónico con frecuencia ω (Mena y Pérez Rocha, 2008). Los movimientos del sistema de la figura 3.8 queda:

$$\ddot{x}_o(t) \cong \ddot{X}_o e^{i\omega t}$$

$$x_e(t) = X_e e^{i\omega t}, \dot{x}_e(t) = i\omega X_e e^{i\omega t}, \ddot{x}_e(t) = -\omega^2 X_e e^{i\omega t}$$

$$x_c(t) = X_c e^{i\omega t}, \dot{x}_c(t) = i\omega X_c e^{i\omega t}, \ddot{x}_c(t) = -\omega^2 X_c e^{i\omega t}$$

$$\phi_c(t) = \Phi_c e^{i\omega t}, \dot{\phi}_c(t) = i\omega \Phi_c e^{i\omega t}, \ddot{\phi}_c(t) = -\omega^2 \Phi_c e^{i\omega t}$$

Despreciando la masa de la cimentación y el momento de inercia de dicha masa, así como el acoplamiento entre las traslación y la rotación de la cimentación, la ecuación de equilibrio dinámico queda:

$$-\omega^2 m_e X_e - \omega^2 m_e X_c - \omega^2 m_e (H_e + D) \Phi_c + i\omega C_e X_e + K_e X_e = -\ddot{X}_o m_e$$

$$(K_e - \omega^2 m_e) X_e - \omega^2 m_e X_c - \omega^2 m_e (H_e + D) \Phi_c + i\omega C_e X_e = -\ddot{X}_o m_e$$

Dividiendo entre $\omega^2 m_e$

$$\left(\frac{K_e}{\omega^2 m_e} - 1 \right) X_e - X_c - (H_e + D) \Phi_c + \frac{i\omega C_e X_e}{\omega^2 m_e} = -\frac{\ddot{X}_o}{\omega^2}$$

$$\omega_e = \sqrt{\frac{K_e}{m_e}}$$

$$\omega_e^2 = \frac{K_e}{m_e}$$

$$\frac{K_e}{\omega^2 m_e} + \frac{iC_e}{\omega m_e} = \frac{\omega_e^2}{\omega^2} + i \frac{2\sqrt{\frac{K_e}{m_e}} C_e}{\omega m_e 2\sqrt{m_e K_e}} = \frac{\omega_e^2}{\omega^2} + 2i \frac{\omega_e}{\omega} \zeta_e = \frac{\omega_e^2}{\omega^2} + 2i \frac{\omega_e^2}{\omega^2} \frac{\omega}{\omega_e} \zeta_e$$

$$\frac{K_e}{\omega^2 m_e} + \frac{iC_e}{\omega m_e} = \frac{\omega_e^2}{\omega^2} \left(1 + 2i \frac{\omega}{\omega_e} \zeta_e \right) = \frac{\omega_e^2}{\omega^2} (1 + 2i \zeta_e')$$

$$\zeta_e' = \frac{\omega}{\omega_e} \zeta_e$$

$$\left[\frac{\omega_e^2}{\omega^2} (1 + 2i \zeta_e') - 1 \right] X_e - X_c - (H_e + D) \Phi_c = -\frac{\ddot{X}_o}{\omega^2}$$

Procediendo en el equilibrio dinámico en la estructura de cimentación, la ecuación queda

$$-\omega^2 m_e X_e - \omega^2 (m_e + m_c) X_c - \omega^2 [m_e (H_e + D)] \Phi_c + i\omega C_h X_c + K_h X_c = -\ddot{X}_o m_e$$

dividiendo entre $\omega^2 m_e$

$$-X_e + \left[\frac{\omega_h^2}{\omega^2} (1 + 2i \zeta_h') - 1 \right] X_c - (H_e + D) \Phi_c = -\frac{\ddot{X}_o}{\omega^2}$$

Procediendo en forma similar a los pasos anteriores, la ecuación de rotación en la base de la cimentación queda

$$-\omega^2 m_e (H_e + D) X_e - \omega^2 [m_e (H_e + D)] X_c - \omega^2 m_e (H_e + D)^2 \Phi_c + i\omega C_r \Phi_c + K_r \Phi_c = -\ddot{X}_o [m_e (H_e + D)]$$

Dividiendo entre $\omega^2 m_e (H_e + D)$

$$-X_e - X_c + \left[\frac{\omega_r^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_r') - 1 \right] (H_e + D) \Phi_c = -\frac{\ddot{X}_o}{\omega^2}$$

Ordenando en forma matricial

$$\begin{bmatrix} \frac{\omega_e^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_e') - 1 & -1 & -1 \\ -1 & \frac{\omega_h^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_h') - 1 & -1 \\ -1 & -1 & \frac{\omega_r^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_r') - 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ (H_e + D)\Phi_c \end{Bmatrix} = -\frac{\ddot{X}_o}{\omega^2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

En la ecuación matricial

$$\omega_e^2 = \frac{K_e}{m_e}$$

$$\omega_h^2 = \frac{K_h}{m_e}$$

$$\omega_r^2 = \frac{K_r}{m_e (H_e + D)^2}$$

$$\zeta_e = \frac{\omega_e C_e}{2K_e}$$

$$\zeta_h = \frac{\omega_h C_h}{2K_h}$$

$$\zeta_r = \frac{\omega_r C_r}{2K_r}$$

De la ecuación matricial despejamos X_e

$$\left[1 + 2i\zeta_e' - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1 + 2i\zeta_e'}{1 + 2i\zeta_h'} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1 + 2i\zeta_e'}{1 + 2i\zeta_r'} \right] \omega_e^2 X_e = -\ddot{X}_o$$

Consideraremos un oscilador equivalente al sistema suelo-estructura, en el cual

$$\tilde{\omega}_e^2 \tilde{X}_e = -\ddot{X}_o \left[1 - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}_e^2} + i2\tilde{\zeta}_e \frac{\omega}{\tilde{\omega}_e^2} \right]^{-1}$$

Despreciando los términos de amortiguamiento de segundo orden, la pseudoaceleración del sistema suelo-estructura se reduce a

$$\tilde{\omega}_e^2 \tilde{X}_e = -\ddot{X}_o \left[1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} + i2 \left(\zeta_e' + (\zeta_h - \zeta_e') \frac{\omega^2}{\omega_r^2} + (\zeta_r - \zeta_e') \right) \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right]^{-1}$$

Para la condición de resonancia, donde $\omega = \tilde{\omega}_e$ la igualdad de las partes reales de las dos ecuaciones anteriores conduce a la siguiente frecuencia del sistema suelo-estructura

$$\frac{1}{\tilde{\omega}_e^2} = \frac{1}{\omega_e^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2}$$

La igualdad de las partes imaginarias, para la condición de resonancia, permite obtener el amortiguamiento del sistema suelo-estructura

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right)^2 + \zeta_h \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right)^2 + \zeta_r \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right)^2$$

Para fines prácticos la ecuación anterior se puede ajustar con la siguiente expresión:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right)^2 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right)^2$$

Las NTC-Sismo 17 proponen la siguiente ecuación para el cálculo del amortiguamiento efectivo del sistema suelo – estructura elástico:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_r} \right)^2$$

Donde los coeficientes de amortiguamiento de traslación y rotación se calculan con las expresiones

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\tilde{T}_e K_h}$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r}$$

Se anexa la tabla 8.2.1 de las normas, la cual contiene las ecuaciones necesarias para el cálculo de rigideces y amortiguamientos a considerar en la interacción suelo – estructura:

Cimentaciones someras			
$K_m = K_m^o(k_m - 2\zeta_s \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^o(\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m)/\omega$ $m = h, v, r$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = \frac{2\pi}{T_s}$		Parámetros de frecuencia $\begin{cases} \eta_m = \omega R_m / \beta_s \\ \eta_s = \pi R_s / 2H_s \\ \eta_p = [2(1-\nu_s)/(1-2\nu_s)]^{1/2} (\pi R_s / 2H_s) \end{cases}$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^o = \frac{8G_s R_h}{2-\nu_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \times \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right)$	$k_h = 1$	$c_h = \frac{0.65\zeta_s \eta_{hs}}{1 - (1-2\zeta_s)\eta_{hs}^2}$; si $\eta_{hs} = \eta_h/\eta_s \leq 1$ $c_h = 0.576$; si $\eta_{hs} = \eta_h/\eta_s > 1$
Vertical	$K_v^o = \frac{4G_s R_v}{1-\nu_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right) \times \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1-D/H_s}\right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0$; si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1-\nu_s)D/R_v}{1 + 0.5D/R_v}$; si $\eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8G_s R_r^3}{3(1-\nu_s)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \times \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$	$k_r = 1 - 0.2\eta_r$; si $\eta_r \leq 2.5$ $k_r = 0.5$; si $\eta_r > 2.5, \nu_s \leq 1/3$ $k_r = 1 - 0.2\eta_r$; si $\eta_r > 2.5, \nu_s \geq 0.45$ Interpolación linealmente para $1/3 < \nu_s < 0.45$	$c_r = \frac{0.5\zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1-2\zeta_s)\eta_{rp}^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r/\eta_p \leq 1$ $c_r = \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r/\eta_p > 1$

Cimentaciones con pilotes			
$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2K_m^o c_m / \omega$ $m = h, v, r$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = \frac{2\pi}{T_s}$		Parámetros de frecuencia $\begin{cases} \eta = \omega d / \beta_s \\ \eta_s = \pi d / 2H_s \\ \eta_p = 3.4 \eta_s / [\pi(1-\nu_s)] \end{cases}$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^o = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_h = 1$	$c_h = 0.8\zeta_s$; si $\eta \leq \eta_s$ $c_h = 0.8\zeta_s + 0.175(E_p/E_s)^{0.17} \eta$; si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9dE_s \left(\frac{L}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = 1$; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L/d \geq 50$ Interpolación linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = \zeta_s$; si $\eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413}{1 + \nu_s} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33} \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^2}\right) \eta^{0.8}$; si $\eta > 1.5\eta_p$ Interpolación linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5\eta_p$

Otros aspectos relevantes que se deben tomar en cuenta para considerar los efectos de la IDSE de acuerdo con las NTC-Sismo 17, son fuerza cortante en la base modificada por estos efectos, los desplazamientos laterales y el factor de reducción por comportamiento sísmico, el cual influye directamente en la creación del espectro de diseño.

III.4.3 Cortante basal modificado

De acuerdo con las normas de sismo la modificación del cortante basal por efectos de IDSE deberá usarse con los métodos estático y dinámico modal. Aplicando la siguiente condición para el análisis estático:

$$\tilde{V}_o = a'W_o - (a' - \tilde{a}')W_e$$

donde

W_o deberá tomarse como el peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas

W_e será el peso efectivo de la estructura, y deberá tomarse como $0.7W_o$ excepto para estructura de un solo nivel en cuyo caso se tomará igual a W_o .

Y las ordenas espectrales de diseño a' y \tilde{a}' , sin y con los efectos de la IDSE, respectivamente se determinarán con las siguientes expresiones:

$$a' = \frac{a}{RQ'}$$
$$\tilde{a}' = \frac{\tilde{a}}{R\tilde{Q}'}$$

Las fuerzas laterales, momentos torsionantes y momentos de volteo calculados para la estructura con base rígida se multiplicarán por el factor $\frac{\tilde{V}_o}{V_o}$ a fin de incluir los efectos de interacción suelo-estructura, siendo $V_o = a'W_o$ la fuerza cortante basal de la estructura con base rígida. El valor de este factor no se tomará menor que 0.75, ni mayor que 1.25. En general, la primera condición ocurre cuando el periodo de la estructura es mayor que el periodo del sitio y la segunda, en caso contrario.

III.4.4 Desplazamientos laterales

La modificación de los desplazamientos laterales del sistema estructural en la dirección en que se analice el sismo deberán ser corregidos con la siguiente expresión:

$$\tilde{X}_i = \frac{\tilde{V}_o}{V_o} \left[X_i + \frac{V_o}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_o}{K_r} \right]$$

Donde

M_o momento de volteo en la base de la cimentación

X_i desplazamiento del i -ésimo nivel a la altura h_i sobre el desplante, calculado en la dirección de análisis con fuerzas sísmicas sin modificar por interacción suelo-estructura

K_h y K_r rigidez de traslación y rotación de la cimentación, respectivamente. Se definen como la fuerza y el momento necesarios para producir un

desplazamiento horizontal y una rotación unitarios de la cimentación, respectivamente

Y cuando se aplique un análisis dinámico modal, los desplazamientos laterales correspondientes al modo fundamental en la dirección de análisis, corregidos por los efectos de interacción suelo estructura, serán determinados con la siguiente expresión:

$$\tilde{X}_{i1} = \frac{\tilde{V}_{o1}}{V_{o1}} \left[X_{i1} + \frac{V_{o1}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{o1}}{K_r} \right]$$

V_{o1} y M_{o1} fuerza cortante y momento de volteo en la base, respectivamente, correspondientes al modo fundamental en la dirección del análisis sin modificar por interacción suelo-estructura.

X_{i1} desplazamientos del i -ésimo nivel a la altura h_i sobre el desplante, calculado usando el modo fundamental en la dirección de análisis con fuerzas sísmicas sin modificar por interacción suelo-estructura.

Para el caso de la contribución de modos superiores a los desplazamientos laterales se considerará como en el caso de estructuras con base fija. Los desplazamientos resultantes de la superposición modal deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los efectos de segundo orden y la revisión del estado límite para choques con estructuras adyacentes.

III.4.5 Factor de reducción por comportamiento sísmico

De acuerdo con las provisiones estipuladas en las NTC-Sismo 17, el factor de reducción por comportamiento sísmico \tilde{Q}' corregido por la interacción, quedara expresado en función del periodo efectivo de la estructura y se determinara como sigue:

$$\text{si } \tilde{T}_e \leq T_a \quad \tilde{Q}' = 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k} \frac{\tilde{T}_e}{T_a}}$$

$$\text{si } T_a < \tilde{T}_e \leq T_b \quad \tilde{Q}' = 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k}}$$

$$\text{si } \tilde{T}_e > T_b \quad \tilde{Q}' = 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} \tilde{p}}{k}}$$

Donde:

$$\tilde{p} = p(\tilde{T}_e)$$

$$\tilde{\beta} = \beta(\tilde{T}_e, \tilde{\zeta}_e)$$

$$\tilde{Q} = 1 + (Q - 1) \frac{T_e^2}{\tilde{T}_e^2}$$

CAPÍTULO IV ANÁLISIS DE CARGAS GRAVITACIONALES Y SÍSMICAS

IV.1 Predimensionamiento de elementos estructurales

El predimensionamiento de las vigas de concreto reforzado se determinará atendiendo las disposiciones geométricas estipuladas para vigas de ductilidad media, descritas en la sección 8.2.1 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2017.

Vigas principales

De acuerdo con la configuración estructural adoptada para cumplir con los requisitos de espacio del proyecto arquitectónico, se optó por determinar 3 peraltes en las vigas de concreto reforzado, predimensionando dos vigas en el sentido corto del edificio y una sección para el sentido largo.

Ya que las NTC-Concreto 2017 no proveen de dimensionamiento para determinar la altura de trabes no presforzadas, se optó por determinar éstos a partir de las recomendaciones citadas en la tabla 9.3.1.1 de los Requisitos de reglamento para concreto estructural ACI 318-19, la cual provee de un dimensionamiento básico de la altura de la viga en función de su claro total y su condición de apoyo. Obtenida la altura de las trabes, se dimensionó el ancho cumpliendo con los requisitos geométricos dispuestos para vigas de ductilidad media, en las normas de la Ciudad de México.

Support condition	Minimum $h^{[1]}$
Simply supported	$l/16$
One end continuous	$l/18.5$
Both ends continuous	$l/21$
Cantilever	$l/8$

Fig. 4.1 Tabla para altura mínima en vigas no presforzadas ACI 318-19

Los valores de la tabla anterior podrán adoptarse siempre y cuando se trate de elementos con concreto de peso normal y con acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Dimensionamiento de traves en el sentido corto del edificio

Se dimensionarán dos tipos de secciones, tomando como referencia el eje K, cuya trabe dimensionada se dispondrá en dicho eje y en el eje A del edificio, y para las traves de los ejes B', B, E y H, tomando la mayor distancia libre entre apoyos.

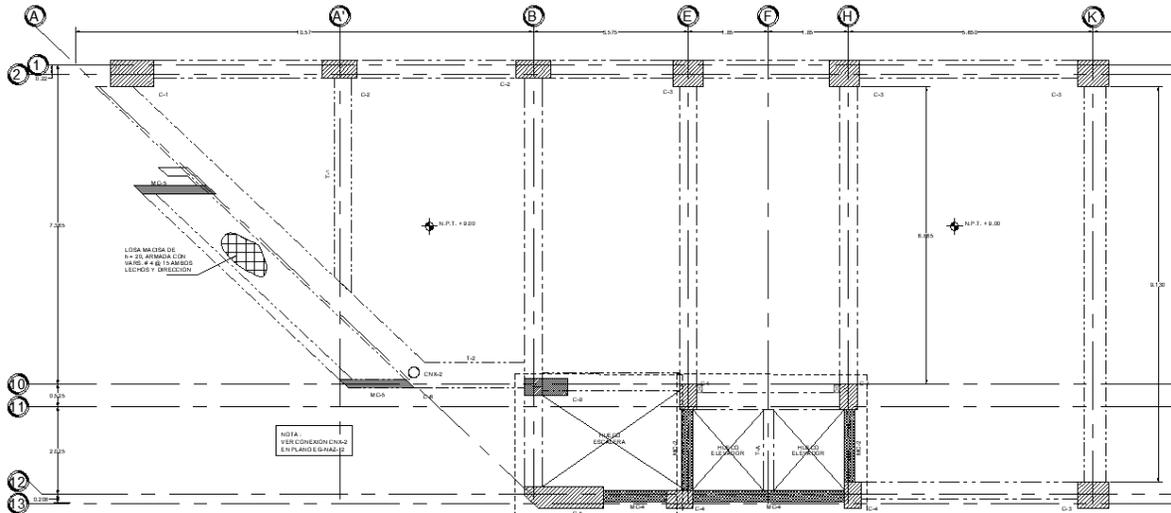


Fig. 4.2 Configuración estructural en nivel 3 del edificio

La distancia entre apoyos la trabe del eje K es de 9.60m y para las traves centrales la distancia más larga entre apoyos es de 6.90m, por lo que de manera conservadora se decide adoptar el valor recomendado de la altura de traves cuya condición de apoyo se idealiza como simplemente apoyada, y que de acuerdo con la tabla de la figura 4.1, la altura será $\frac{L}{16}$:

altura será $\frac{L}{16}$:

Sección 1 con un claro entre apoyos de 9.60m

$$h_{min} = \frac{960}{16} = 60.00cm$$

Sección 2 con un claro de 6.90m

$$h_{min} = \frac{690}{16} = 43.13cm \approx 45.00cm$$

De acuerdo con la sección 8.2.1 Requisitos geométricos las traves de concreto reforzado de ductilidad media, deberán cumplir con lo siguiente:

- a) Claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo $L \geq 4d$

Sección 1; suponiendo un recubrimiento de 3cm $d = 57cm$

$L = 960cm > 228cm$ (Cumple)

Sección 2; suponiendo un recubrimiento de 3cm $d = 42cm$

$L = 690cm > 168cm$ (Cumple)

- b) En sistemas de vigas y losa monolítica, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 35

$$\text{Sección 1; } \frac{L}{35} = \frac{960}{35} = 27.43\text{cm} \therefore \text{el ancho } b \text{ de la viga se propone de } b = 30\text{cm}$$

$$\text{Sección 2; } \frac{L}{35} = \frac{690}{35} = 19.71\text{cm} \therefore \text{el ancho } b \text{ de la viga se propone de } b = 25\text{cm}$$

- c) La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 4.0

$$\text{Sección 1; } \frac{57\text{cm}}{30\text{cm}} = 1.90 > 4.00 \text{ (Cumple)}$$

$$\text{Sección 2; } \frac{42\text{cm}}{25\text{cm}} = 1.68 > 4.00 \text{ (Cumple)}$$

- d) El ancho de la viga no será menor de 250mm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega

$$\text{Sección 1; } b = 30\text{cm} > 25\text{cm} \text{ (Cumple)}$$

$$\text{Sección 2; } b = 25\text{cm} = 25\text{cm} \text{ (Cumple)}$$

- e) El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo del ancho de la columna normal a la viga

Con la finalidad de satisfacer esta condición, se deberá verificar que en el proyecto estructural el centro de las vigas quede ajustado al centro de las columnas.

Dimensionamiento de trabes en el sentido largo del edificio

Para el caso del sentido largo del edificio se optó por tomar la crujía con mayor longitud libre y en función de dicho claro predimensionar la altura y ancho de estas trabes. La distancia más larga encontrada se tomó de la crujía que comprende del eje K al H, con una longitud libre entre columnas de 5.20m

$$h_{min} = \frac{520}{16} = 32.50\text{cm}, \text{ se decide tomar un peralte de } 45\text{cm}$$

Ya que el peralte predimensionado es similar al expuesto para la sección 2 del sentido corto del edificio, podemos determinar que suponiendo un ancho mínimo de 25cm, la trabe cumple con los requisitos de la sección 8.2.1 de las NTC-Concreto 2017.

Vigas secundarias

Las trabes secundarias se dimensionaron en función del claro libre entre apoyos y con la condición idealizada de simplemente apoyadas, tomando como referencia la crujía del eje

K al H, con una distancia libre entre apoyos de 520cm, las traveses secundarias se dispondrán a medio claro de las vigas principales, y las dimensiones se propondrán para la primera iteración de análisis de la siguiente manera:

$$h_{min} = \frac{520}{16} = 32.50cm \rightarrow 40.00cm$$

$$b = 20cm$$

La dimensión b se decidió considerar menor a 25cm sin atender las disposiciones geométricas de la sección 8.2.1, pues estas traveses no se consideran como elementos principales del sistema de marcos de ductilidad media.

Resumen de secciones propuestas en el edificio:

Elemento	Función	Disposición en el edificio	Altura h	Ancho b
Trabe	Principal	Sentido corto	60cm	30cm
Trabe	Principal	Sentido corto	45cm	25cm
Trabe	Principal	Sentido largo	45cm	25cm
Trabe	Secundaria	Sentido corto	40cm	20cm

Losas

El sistema de piso se resolverá mediante losas macizas de concreto reforzado, coladas monolíticamente, y para el predimensionamiento se consideraron las disposiciones citadas en la sección 7.5 de las NTC-Concreto 2017, cuyas disposiciones aplican para sistemas de losas apoyadas en su perímetro que forman parte de estructuras de ductilidad baja y media.

El peralte mínimo de la losa se estimó de acuerdo con la sección 7.5.1, la cual marca disposiciones de geometría mínimas para omitir el cálculo de deflexiones y poder aplicar el método de coeficientes para el cálculo de los momentos en la losa.

Para el dimensionamiento de las losas, de acuerdo con el arreglo de traveses principales y secundarias, se encontró que el tablero más desfavorable corresponde a una losa de esquina con claros de 5.50 x 4.75m.

En los requisitos de peralte mínimo para estructuras coladas con concreto clase 1, el peralte efectivo deberá ser al menos el perímetro del tablero dividido entre 250, de donde el perímetro del tablero deberá modificarse, incrementando en un 25% los lados discontinuos cuando se traten de losas coladas monolíticamente. De acuerdo con lo anterior, el perímetro del tablero resulta:

$$5.50 + 1.25 * 5.50 + 4.75 + 1.25 * 4.75 = 23.06m$$

Se determinará si la losa trabaja en una o dos direcciones a partir de la relación de claros a1/a2, donde a1 corresponde al claro corto, y a2 será el claro largo:

$$\frac{4.75}{5.50} = 0.86 > 0.50 \therefore \text{Losa trabaja en dos direcciones}$$

$$\text{Peralte mínimo } d_{min} = \frac{2306}{250} = 9.22cm$$

Sin embargo, las provisiones anteriores están limitadas a losas con las siguientes características:

$$f_s \leq 2520 \frac{kg}{cm^2} \text{ y } w \leq 380 \frac{kg}{m^2}$$

En cuyo caso no se cumplan estas provisiones, el peralte deberá ser corregido, por un factor que se calculara con la siguiente expresión:

$$0.032^4 \sqrt{f_s * w}$$

donde

f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, y podrá suponerse igual a $0.6f_y$ (kg/cm²)

w es la carga uniformemente distribuida en condiciones de servicio (kg/m²)

A partir de un análisis de cargas preliminar considerando una losa de 13cm de espesor, obtenemos las cargas unitarias de piso:

CARGA UNITARIA DE LOSAS DE ENTREPISO					
PESO DE LOS MATERIALES	ESPESOR (m)	LARGO (m)	ANCHO (m)	PESO VOLUMETRICO (kg/m ³)	W (kg/m ²)
Losa maciza	0.13	1	1	2400	312
Aplanado de yeso	0.02	1	1	1500	30
Piso cerámico	-	-	-	-	30
Mortero	0.02	1	1	2200	44
Instalaciones	-	-	-	-	15
NTC-CADEE	-	-	-	-	40
CARGA MUERTA					471
CARGA VIVA MAXIMA					250
CARGA VIVA ACCIDENTAL					180
CARGA VIVA MEDIA					100

$$f_s = 0.6 * 4200 = 2520 \frac{kg}{cm^2}$$

$$w = 471 + 100 = 571 \frac{kg}{m^2}$$

$$0.032 * \sqrt[4]{2520 * 571} = 1.11$$

El peralte mínimo corregido será:

$$d_{min} = 9.22cm * 1.11 = 10.23cm$$

considerando un recubrimiento de 2cm, el espesor de las losas se supondrá:

$$h = 13cm$$

Columnas

El predimensionamiento de las columnas se realizó mediante la obtención de la carga actuante de un área tributaria con los claros y cargas más desfavorables, las cuales se calculan para cada nivel, realizando la sumatoria de pesos de carga vertical actuado sobre la columna inferior. Se predimensionaron dos secciones de columnas considerando un cambio de sección a partir del nivel 7 del edificio. También se verificaron los requisitos geométricos para elementos de ductilidad media, de acuerdo con las disposiciones de la sección 8.3 de las NTC-Concreto 2017.

Por la continuidad de área tributaria en la baja de cargas se decidió predimensionar las columnas con el elemento ubicado en la propuesta estructural, en el eje B con 1, cuya área tributaria se estimó de 15.60m².

De acuerdo con los pesos estimados en el análisis de cargas, la columna del nivel 7 donde se pretende el cambio de sección, tendrá la siguiente descarga axial por efectos de cargas gravitacionales:

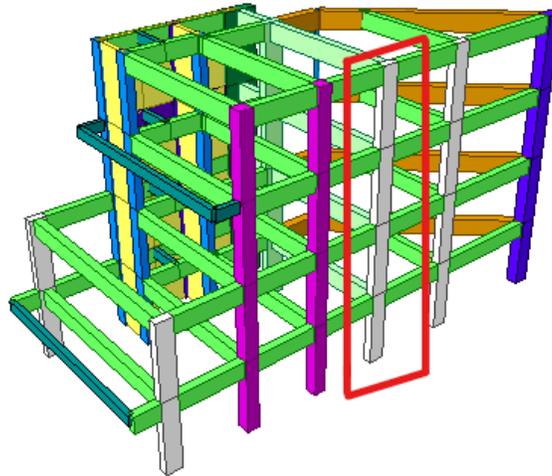


Fig. 4.3 Esquema de columna en nivel 7 donde se propone el cambio de sección

Estimación de pesos por carga muerta

$$W_{Azotea} = 502 \text{ kg/m}^2 \quad w1 = 7.83 \text{ ton}$$

$$W_{Entrepiso} = 471 \text{ kg/m}^2 \quad w2 = 22.04 \text{ ton}$$

$$wt = 29.87 \text{ ton}$$

Estimación por carga viva máxima

$$W_{Azotea} = 100 \text{ kg/m}^2 \quad w1 = 1.56 \text{ ton}$$

$$W_{Entrepiso} = 250 \text{ kg/m}^2 \quad w2 = 11.70 \text{ ton}$$

$$wt = 13.26 \text{ ton}$$

Para estructuras del grupo B:

$$1.3cm + 1.5cvm = 58.72 \text{ ton}$$

La resistencia axial máxima por compresión en una columna sin considerar al acero transversal será:

$$PR = FR(Agf''c + Asfy)$$

De manera conservadora despreciaremos la aportación del acero de refuerzo:

$$58720 \text{ kg} = 0.65 * Ag * 0.85 * 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ag = 425.12 \text{ cm}^2$$

Proponiendo una sección cuadrada, las dimensiones estimadas a partir del área calculada:

$$b = l = 20.61 \text{ cm}$$

Las disposiciones geométricas para columnas de ductilidad media mencionan lo siguiente:

a) La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. $\frac{l}{b} < 4.0$

b) La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 250mm.

De acuerdo con el inciso **a** $\frac{20.61}{20.61} = 1 < 4$ (Cumple)

Para el inciso **b** $20.61cm < 25.00cm$ (No cumple)

Ya que las dimensiones calculadas por carga axial no cumplen con un requisito, se deciden aumentar las dimensiones de las columnas, a una forma rectangular de 40x50cm, donde:

$$\frac{50}{40} = 1.25 < 4.0 \text{ (Cumple)}$$

$$40cm > 25cm \text{ (Cumple)}$$

Para las columnas que van desde el nivel de sótano al nivel 7, tenemos la siguiente estimación:

Estimación de pesos por carga muerta

$$W_{Azotea} = 502 \text{ kg/m}^2 \quad w1 = 7.83 \text{ ton}$$

$$W_{Oficinas} = 471 \text{ kg/m}^2 \quad w2 = 80.82 \text{ ton}$$

$$W_{Sotano} = 511 \text{ kg/m}^2 \quad w3 = 7.97 \text{ ton}$$

$$wt = 96.62 \text{ ton}$$

Estimación por carga viva máxima

$$W_{Azotea} = 100 \text{ kg/m}^2 \quad w1 = 1.56 \text{ ton}$$

$$W_{Oficinas} = 250 \text{ kg/m}^2 \quad w2 = 39.00 \text{ ton}$$

$$W_{Sotano} = 250 \text{ kg/m}^2 \quad w3 = 7.80 \text{ ton}$$

$$wt = 48.36 \text{ ton}$$

$$1.3cm + 1.5cvm = 198.15 \text{ ton}$$

$$Ag = 1434.57cm^2$$

Proponiendo una sección rectangular, con una dimensión $b = 40cm$,

$$l = 35.86cm$$

Sin embargo, ya que las dimensiones propuestas de las columnas superiores son mayores a las calculadas, se supondrán las siguientes para las primeras iteraciones del análisis tridimensional por computadora:

$$b = 40cm$$

$$l = 70cm$$

donde

$$\frac{70cm}{40cm} = 1.75 < 4.00 \text{ (Cumple)}$$

$$40cm > 25cm \text{ (Cumple)}$$

IV.2 Diseño de acciones por gravedad y sismo

Toda estructura deberá ser diseñada para proporcionar la seguridad adecuada cuando esté sujeta a efectos de cargas muertas y vivas, así como accidentales (sismo). Los requisitos de seguridad y servicio, para el caso de estudio del presente proyecto deberán apegarse al Reglamento de Construcción de la Ciudad de México, y sus Normas Técnicas Complementarias en su edición 2017, pues la finalidad de estas es establecer las condiciones de seguridad y de servicio para realizar el diseño estructural de una construcción.

Para el diseño estructural es importante definir las acciones que pueden obrar en la edificación, así como los posibles efectos sobre éstas y la manera en cómo deben tomarse en cuenta para fines del diseño.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las acciones que se deberán considerar en el diseño estructural se clasifican en tres categorías:

- a) Acciones permanentes: Son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo.
- b) Acciones variables: Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo.
- c) Acciones accidentales: Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas durante lapsos breves.

Para evaluar la seguridad de la estructura la norma establece que deberá verificar el efecto combinado de estas acciones, que dentro de la vida útil de la construcción tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente. Por lo que se estipulan las disposiciones de efectos combinados, considerando dos categorías:

- a) Combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables
- b) Combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales

Cargas gravitacionales

La determinación de las cargas muertas de la estructura se llevó a cabo de acuerdo con los pesos volumétricos de los diferentes materiales que intervienen en ésta, así como las dimensiones de los elementos estructurales que la componen.

Y para el caso cargas vivas unitarias, se determinaron tomando en cuenta los valores de las cargas vivas especificadas en la tabla 6.1.1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC criterios), estos valores están en función del uso o destino del piso.

A continuación, se presenta el resumen de los análisis de cargas gravitacionales, con el cálculo de la estimación de los pesos unitarios de acuerdo con el uso del piso indicado:

Losas:

CARGA UNITARIA DE LOSAS DE ENTREPISO OFICINAS					
PESO DE LOS MATERIALES	ESPESOR	LARGO	ANCHO	PESO VOLUMETRICO	W
	(m)	(m)	(m)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Losa maciza	0.13	1	1	2400	312
Aplanado de yeso	0.02	1	1	1500	30
Piso cerámico	-	-	-	-	30
Mortero	0.02	1	1	2200	44
Instalaciones	-	-	-	-	15
NTC-CADEE	-	-	-	-	40
CARGA MUERTA					471
CARGA VIVA MAXIMA					250
CARGA VIVA ACCIDENTAL					180
CARGA VIVA MEDIA					100

CARGA UNITARIA DE LOSAS DE ESCALERAS					
PESO DE LOS MATERIALES	ESPESOR	LARGO	ANCHO	PESO VOLUMETRICO	W
	(m)	(m)	(m)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Losa maciza	0.11	1	1	2400	264
Piso cerámico	-	-	-	-	30
Mortero	0.02	1	1	2200	44
Instalaciones	-	-	-	-	15
NTC-CADEE	-	-	-	-	40
CARGA MUERTA					393
CARGA VIVA MAXIMA					350
CARGA VIVA ACCIDENTAL					150
CARGA VIVA MEDIA					40

CARGA UNITARIA DE LOSAS DE AZOTEA					
PESO DE LOS MATERIALES	ESPESOR	LARGO	ANCHO	PESO VOLUMETRICO	W
	(m)	(m)	(m)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Losa maciza	0.13	1	1	2400	312
Aplanado de yeso	0.02	1	1	1500	30
Impermeabilizante	-	-	-	-	5
Instalaciones	-	-	-	-	15
Relleno de tezontle	0.1	1	1	1200	120
NTC-CADEE	-	-	-	-	20
CARGA MUERTA					502
CARGA VIVA MAXIMA					100
CARGA VIVA ACCIDENTAL					70
CARGA VIVA MEDIA					15

CARGA UNITARIA DE LOSAS DE ENTREPISO SEMISOTANO JARDIN					
PESO DE LOS MATERIALES	ESPESOR	LARGO	ANCHO	PESO VOLUMETRICO	W
	(m)	(m)	(m)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Losa maciza	0.14	1	1	2400	336
Jardín	-	-	-	-	450
Instalaciones	-	-	-	-	15
NTC-CADEE	-	-	-	-	40
CARGA MUERTA					841
CARGA VIVA MAXIMA					250
CARGA VIVA ACCIDENTAL					180
CARGA VIVA MEDIA					100

CARGA UNITARIA DE LOSAS DE ENTREPISO SEMISOTANO					
PESO DE LOS MATERIALES	ESPESOR	LARGO	ANCHO	PESO VOLUMETRICO	W
	(m)	(m)	(m)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Losa maciza	0.13	1	1	2400	312
Aplanado de yeso	0.02	1	1	1500	30
Piso cerámico	-	-	-	-	30
Mortero	0.02	1	1	2200	44
Instalaciones	-	-	-	-	15
NTC-CADEE	-	-	-	-	40
CARGA MUERTA					471
CARGA VIVA MAXIMA					250
CARGA VIVA ACCIDENTAL					180
CARGA VIVA MEDIA					100

CARGA UNITARIA DE LOSA DE SOTANO					
PESO DE LOS MATERIALES	ESPESOR	LARGO	ANCHO	PESO VOLUMETRICO	W
	(m)	(m)	(m)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Piso de granito	-	-	-	-	70
Mortero	0.02	1	1	2200	44
NTC-CADEE	-	-	-	-	40
SOBRECARGA MUERTA					154
CARGA VIVA MAXIMA					250
CARGA VIVA ACCIDENTAL					100
CARGA VIVA MEDIA					40

Muros divisorios:

PESO POR METRO LINEAL DE MUROS DIVISORIOS DE MAMPOSTERIA			
Aplanado Mortero - Mortero			
Material	Mortero	Tabique	Mortero
Espesor	0.025	0.15	0.025
Peso volumétrico	2100	1600	2100
Altura (m)	3.5	3.5	3.5
W (kg/m)	184	840	184
CARGA MUERTA			1207.5

PESO POR METRO LINEAL DE MUROS DIVISORIOS DE MAMPOSTERIA			
Aplanado Mortero - Mortero			
Material	Mortero	Tabique	Mortero
Espesor	0.025	0.15	0.025
Peso volumétrico	2100	1600	2100
Altura (m)	2.6	2.6	2.6
W (kg/m)	137	624	137
CARGA MUERTA			897

Cargas accidentales (Sismo)

Tal como se establece en el artículo 137 del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, las normas técnicas complementarias deberán aplicarse al diseño sísmico de edificios urbanos.

Las Normas Técnicas Complementarias tienen como propósito obtener un comportamiento adecuado tal que:

- a) Bajo sismos que pueden presentarse varias veces durante la vida de la estructura, se tengan, a lo más, daños que no conduzcan a la interrupción de la ocupación del edificio.
- b) Bajo el sismo en que se basa la revisión de la seguridad contra colapso según estas Normas, no ocurran fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños y/o deformaciones residuales de consideración que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes (Sección 1.1 NTC-Sismo).

De acuerdo con la sección 1.2.2, las estructuras se analizarán bajo las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno. La dirección principal mayor será la dirección de la cortante basal asociada al modo fundamental de vibrar de un modelo tridimensional del edificio que incluya los modos de vibrar que deban ser considerados en el análisis de acuerdo con la sección 6.1, y la dirección principal menor será perpendicular a la anterior.

Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifican estas Normas, y se combinarán con los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establecen las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Las estructuras se diseñarán con alguno de los métodos indicados en la sección 2.1.

También se verificará que tanto la estructura como su cimentación puedan resistir las fuerzas cortantes y axiales, momentos torsionantes y momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los de las otras acciones que deben considerarse según lo

previsto en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Finalmente las acciones sísmicas que obran sobre la estructura se determinaron con base a lo estipulado en las NTC en su sección de diseño de estructuras por sismo; para su determinación se eligió realizar un análisis dinámico modal, que de acuerdo con la sección 6.1 de las NTC-Diseño por Sismo, estipula que para este análisis se deberá usar un modelo tridimensional elástico e incluir los efectos de los modos naturales, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual al 90 por ciento del peso total de la estructura.

Parámetros de diseño por sismo

Se determinaron según lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTC de sismo) del RCDF a través del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), obteniéndose como resultado que el sitio cuenta con los siguientes parámetros:

Tipo de Suelo: De acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, el sitio de estudio se encuentra en la Zona II o de transición NTC Cimentaciones, secc. 2.2.

Clasificación según su uso: Grupo B, Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A.

Coefficiente sísmico: 0.646 Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, SASID.

Factor de comportamiento sísmico Q: 3.0 NTC Sismo, secc. 4.

Tabla 4.2.1 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto ⁽¹⁾

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
Marcos de elementos prefabricados	Media	Con nudos monolíticos y conexiones dúctiles ubicadas fuera de las zonas críticas	3.0	0.020
	Baja	Con conexiones en zonas críticas o en los nudos	2.0	0.015
Sistema dual ⁽⁴⁾ formado por marcos y muros de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	Alta	Con muros de concreto de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Con muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010

Fig. 4.4 Tabla de factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto

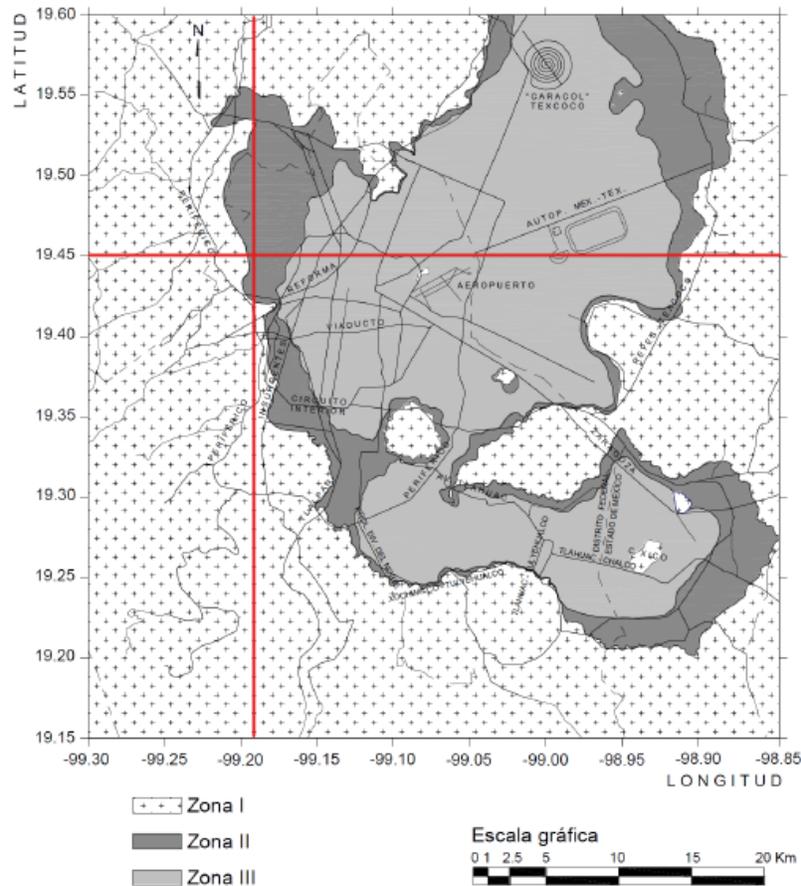


Fig. 4.5 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México

Condiciones de regularidad:

- Lado Largo = 30.25m
- Lado Corto = 10.12 m
- Altura = 37.80 m

Para que una estructura se considere regular debe satisfacer los requisitos siguientes:

1. Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados. **(CUMPLE)**

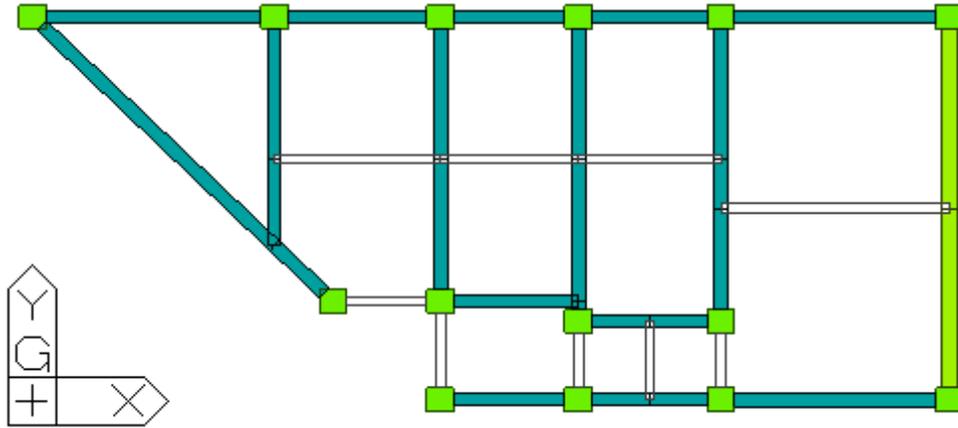


Fig. 4.6 Planta estructural de modelo por computadora

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.

$$\frac{37.80m}{10.12m} = 3.74 < 4.0 \text{ (CUMPLE)}$$

3. La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.

$$\frac{30.25m}{10.12m} = 2.99 < 4.0 \text{ (CUMPLE)}$$

4. En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente. **(CUMPLE)**

5. Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido. **(CUMPLE)**

6. El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción. **(NO CUMPLE)**

Nivel	Ai m2	A hueco m2	20% Ai	Relación Ahueco/20%Ai	Revisión
10	142.89	17.66	28.58	0.62	Cumple
9	167.64	17.66	33.53	0.53	Cumple
8	183.48	17.66	36.70	0.48	Cumple
7	188.87	17.66	37.77	0.47	Cumple
6	187.93	17.66	37.59	0.47	Cumple
5	187.75	17.66	37.55	0.47	Cumple
4	188.87	17.66	37.77	0.47	Cumple
3	187.75	17.66	37.55	0.47	Cumple
2	188.87	17.66	37.77	0.47	Cumple
1	180.92	79.43	36.18	2.20	No Cumple

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior. **(NO CUMPLE)**

Nivel	Cargas	Pi	1.2*P1-1	Relación	Revisión
		ton	ton	Pi/1.2*Pi-1	
11	PP+CM+CVAcc	166.45	299.56	0.56	Cumple
10	PP+CM+CVAcc	249.63	345.89	0.72	Cumple
9	PP+CM+CVAcc	288.24	368.27	0.78	Cumple
8	PP+CM+CVAcc	306.89	383.74	0.80	Cumple
7	PP+CM+CVAcc	319.78	381.34	0.84	Cumple
6	PP+CM+CVAcc	317.78	381.34	0.83	Cumple
5	PP+CM+CVAcc	317.78	381.34	0.83	Cumple
4	PP+CM+CVAcc	317.78	381.34	0.83	Cumple
3	PP+CM+CVAcc	317.78	439.06	0.72	Cumple
2	PP+CM+CVAcc	365.88	287.08	1.27	No Cumple
1	PP+CM+CVAcc	239.23	-	-	-

8. En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección. **(CUMPLE)**

Nivel	Dimensiones Planta		1.10*Xi-1	Relación	Revisión	1.10*Yi-1	Relación	Revisión
	Xi (m)	Yi (m)	(m)	Xi/1.1*Xi-1		(m)	Yi/1.1*Yi-1	
11	18.75	10.12	20.63	0.91	Cumple	11.13	0.91	Cumple
10	18.75	10.12	24.86	0.75	Cumple	11.13	0.91	Cumple
9	22.60	10.12	24.86	0.91	Cumple	11.13	0.91	Cumple
8	22.60	10.12	33.28	0.68	Cumple	11.13	0.91	Cumple
7	30.25	10.12	33.28	0.91	Cumple	11.13	0.91	Cumple
6	30.25	10.12	33.28	0.91	Cumple	11.13	0.91	Cumple
5	30.25	10.12	33.28	0.91	Cumple	11.13	0.91	Cumple
4	30.25	10.12	33.28	0.91	Cumple	11.13	0.91	Cumple
3	30.25	10.12	33.28	0.91	Cumple	11.13	0.91	Cumple
2	30.25	10.12	33.28	0.91	Cumple	11.13	0.91	Cumple
1	30.25	10.12	-	-	-	-	-	-

Nivel	Dimensiones Planta		1.25min*Xi-1	Relación	Revisión	1.25min*Yi-1	Relación	Revisión
	Xi (m)	Yi (m)	(m)	Xi/1.25min*Xi-1		(m)	Yi/1.25min*Yi-1	
11	18.75	10.12	23.44	0.80	Cumple	12.65	0.80	Cumple
10	18.75	10.12	28.25	0.66	Cumple	12.65	0.80	Cumple
9	22.60	10.12	28.25	0.80	Cumple	12.65	0.80	Cumple
8	22.60	10.12	37.81	0.60	Cumple	12.65	0.80	Cumple
7	30.25	10.12	37.81	0.80	Cumple	12.65	0.80	Cumple
6	30.25	10.12	37.81	0.80	Cumple	12.65	0.80	Cumple
5	30.25	10.12	37.81	0.80	Cumple	12.65	0.80	Cumple
4	30.25	10.12	37.81	0.80	Cumple	12.65	0.80	Cumple
3	30.25	10.12	37.81	0.80	Cumple	12.65	0.80	Cumple
2	30.25	10.12	37.81	0.80	Cumple	12.65	0.80	Cumple
1	30.25	10.12	-	-	-	-	-	-

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él. **(CUMPLE)**
10. Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exige de este requisito al último entrepiso de la construcción. **(CUMPLE)**

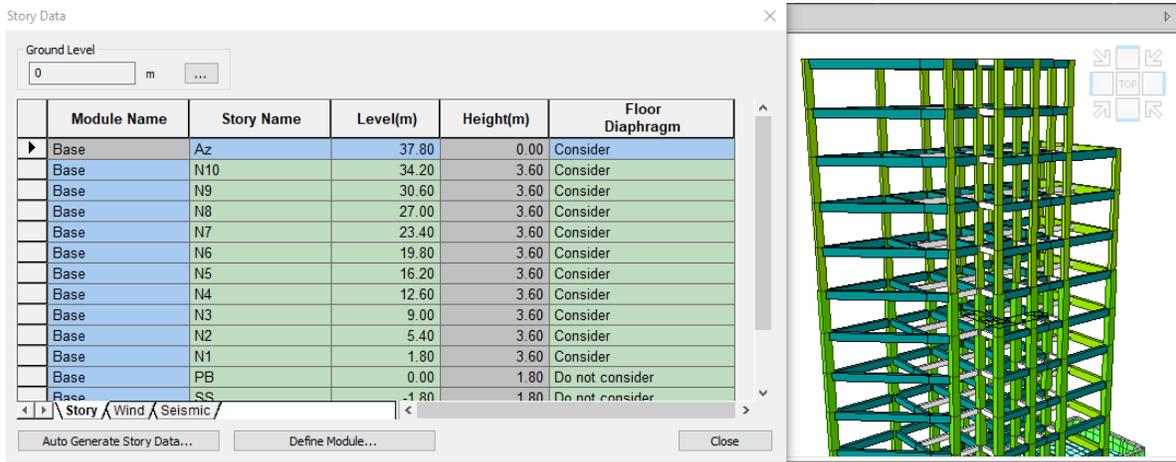


Fig. 4.7 Declaración de niveles en modelo tridimensional

11. La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito. **(NO CUMPLE)**

RIGIDEZ X					
Piso	V	d (cm)	d (m)	d rel	k i (Ton/m)
10	230.31	35.40	0.35	0.02	11750.5
9	385.35	33.44	0.33	0.03	14272.2
8	532.89	30.74	0.31	0.04	15074.7
7	660.77	27.21	0.27	0.04	15529.3
6	772.43	22.95	0.23	0.04	19704.8
5	867.23	19.03	0.19	0.04	20405.4
4	940.97	14.78	0.15	0.05	20772.0
3	993.64	10.25	0.10	0.04	27601.1
2	1025.16	6.65	0.07	0.05	19983.6
1	1032.59	1.52	0.02	0.02	67933.6
0		0.00	0.00		

RIGIDEZ Y					
Piso	V	d (cm)	d (m)	d rel	k i (Ton/m)
10	230.31	102.72	1.03	0.06	3638.39
9	385.35	96.39	0.96	0.09	4258.01
8	532.89	87.34	0.87	0.11	4686.81
7	660.77	75.97	0.76	0.13	5067.25
6	772.43	62.93	0.63	0.11	6799.56
5	867.23	51.57	0.52	0.12	7257.15
4	940.97	39.62	0.40	0.12	7588.47
3	993.64	27.22	0.27	0.12	8065.26
2	1025.16	14.90	0.15	0.11	9186.02
1	1032.59	3.74	0.04	0.04	27609.36
0		0.00	0.00		

Nivel	Ki X	Relación	Diferencia %	Revisión
	ton/m	Ki X/Ki X-1		
10	11750.5	0.82	18%	Cumple
9	14272.2	0.95	5%	Cumple
8	15074.7	0.97	3%	Cumple
7	15529.3	0.79	21%	No Cumple
6	19704.8	0.97	3%	Cumple
5	20405.4	0.98	2%	Cumple
4	20772.0	0.75	25%	No Cumple
3	27601.1	1.38	38%	No Cumple
2	19983.6	0.29	71%	No Cumple
1	67933.6	-	-	-

Nivel	Ki Y	Relación	Diferencia %	Revisión
	ton/m	Ki X/Ki X-1		
10	3638.4	0.85	15%	Cumple
9	4258.0	0.91	9%	Cumple
8	4686.8	0.92	8%	Cumple
7	5067.3	0.75	25%	No Cumple
6	6799.6	0.94	6%	Cumple
5	7257.2	0.96	4%	Cumple
4	7588.5	0.94	6%	Cumple
3	8065.3	0.88	12%	Cumple
2	9186.0	0.33	67%	No Cumple
1	27609.4	-	-	-

12. En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la misma. **(NO CUMPLE)**

Nivel	Load Case	DIRECCION	Máximo cm	Promedio cm	1.20*Promedio cm	Relación Max/1.2*Prom	Revisión
11	SX+0.3SY	X	34.72	31.90	38.28	0.91	Cumple
10	SX+0.3SY	X	32.56	29.71	35.65	0.91	Cumple
9	SX+0.3SY	X	30.10	27.32	32.79	0.92	Cumple
8	SX+0.3SY	X	27.37	24.86	29.83	0.92	Cumple
7	SX+0.3SY	X	24.41	22.24	26.69	0.91	Cumple
6	SX+0.3SY	X	21.22	19.51	23.41	0.91	Cumple
5	SX+0.3SY	X	17.82	16.72	20.06	0.89	Cumple
4	SX+0.3SY	X	14.28	13.91	16.69	0.86	Cumple
3	SX+0.3SY	X	11.45	11.15	13.38	0.86	Cumple
2	SX+0.3SY	X	9.37	8.71	10.45	0.90	Cumple
1	SX+0.3SY	X	7.47	6.99	8.39	0.89	Cumple
Nivel	Load Case	DIRECCION	Máximo cm	Promedio cm	1.20*Promedio cm	Relación Max/1.2*Prom	Revisión
11	SX+0.3SY	Y	35.43	29.64	35.56	1.00	Cumple
10	SX+0.3SY	Y	34.72	28.19	33.82	1.03	No Cumple
9	SX+0.3SY	Y	35.37	26.14	31.37	1.13	No Cumple
8	SX+0.3SY	Y	34.14	24.61	29.53	1.16	No Cumple
7	SX+0.3SY	Y	30.77	21.83	26.20	1.17	No Cumple
6	SX+0.3SY	Y	26.52	18.26	21.91	1.21	No Cumple
5	SX+0.3SY	Y	22.00	15.34	18.41	1.20	No Cumple
4	SX+0.3SY	Y	17.31	12.43	14.92	1.16	No Cumple
3	SX+0.3SY	Y	12.68	9.65	11.58	1.10	No Cumple

2	SX+0.3SY	Y	8.79	7.07	8.48	1.04	No Cumple
1	SX+0.3SY	Y	6.05	4.70	5.64	1.07	No Cumple

Nivel	Load Case	DIRECCION	Máximo cm	Promedio cm	1.20*Promedio cm	Relación Max/1.2*Prom	Revisión
11	0.3SX+SY	X	8.94	8.04	9.64	0.93	Cumple
10	0.3SX+SY	X	8.50	7.48	8.97	0.95	Cumple
9	0.3SX+SY	X	7.89	6.85	8.21	0.96	Cumple
8	0.3SX+SY	X	7.12	6.17	7.40	0.96	Cumple
7	0.3SX+SY	X	6.24	5.43	6.52	0.96	Cumple
6	0.3SX+SY	X	5.25	4.63	5.56	0.94	Cumple
5	0.3SX+SY	X	4.15	3.82	4.59	0.90	Cumple
4	0.3SX+SY	X	3.12	3.01	3.61	0.86	Cumple
3	0.3SX+SY	X	2.57	2.24	2.68	0.96	Cumple
2	0.3SX+SY	X	2.09	1.62	1.94	1.08	No Cumple
1	0.3SX+SY	X	1.72	1.35	1.61	1.06	No Cumple
Nivel	Load Case	DIRECCION	Máximo cm	Promedio cm	1.20*Promedio cm	Relación Max/1.2*Prom	Revisión
11	0.3SX+SY	Y	56.27	54.80	65.76	0.86	Cumple
10	0.3SX+SY	Y	52.46	50.88	61.05	0.86	Cumple
9	0.3SX+SY	Y	48.98	46.63	55.95	0.88	Cumple
8	0.3SX+SY	Y	44.90	42.35	50.82	0.88	Cumple
7	0.3SX+SY	Y	40.05	37.60	45.13	0.89	Cumple
6	0.3SX+SY	Y	34.87	32.52	39.03	0.89	Cumple
5	0.3SX+SY	Y	29.53	27.53	33.03	0.89	Cumple
4	0.3SX+SY	Y	24.13	22.50	27.00	0.89	Cumple
3	0.3SX+SY	Y	18.82	17.54	21.05	0.89	Cumple
2	0.3SX+SY	Y	13.87	12.83	15.40	0.90	Cumple
1	0.3SX+SY	Y	9.42	8.49	10.18	0.92	Cumple

13. En sistemas diseñados para Q de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para Q igual o menor que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso. **(CUMPLE)**

Con base en los requisitos que debe cumplir una estructura para que se considere regular, el proyecto no cumple los requisitos 6,7, 11 y 12, por lo que se puede clasificar como una estructura muy irregular, con un factor de irregularidad de 0.7.

CAPÍTULO V ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Dentro de la metodología y criterios de revisión para el proyecto estructural se incluyen los siguientes puntos:

- Análisis estructural ante acciones accidentales (sismo), y acciones gravitacionales de operación, atendiendo a los lineamientos especificados por la normatividad vigente, tal como lo son:

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF).

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC de Concreto).

Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC criterios).

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC de Sismo)

- Revisión de la estabilidad general de la estructura, con base en la determinación de las deformaciones verticales y horizontales, ajustando la rigidez de la estructura en todas direcciones, para que no se sobrepasen los límites reglamentarios, para todas las condiciones de carga posibles.
- • Diseño estructural de los elementos que conformaran la nueva estructura. En esta actividad se hace el proceso cíclico de análisis y revisión para las secciones supuestas, hasta llegar a determinar las secciones óptimas, tanto por resistencia como por rigidez ante deformaciones permisibles.

V.1 Consideraciones de diseño utilizando las NTC2017

De acuerdo con las disposiciones y consideraciones técnicas de los principios básicos de diseño establecidos en las Normas técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2017, a continuación, se hará mención y se citaran algunos artículos que refieren al tema de diseño de estructuras de ductilidad media, que cumple con el propósito de esta tesina.

V.1.1 Interpretación de los incisos referentes al tema

Se citarán incisos de las NTC-Concreto 17 y se realizara la interpretación de cada uno de los incisos que tratan el tema del diseño de estructuras de concreto de ductilidad media, aplicados a estructuras definidas mediante marcos, compuestos por trabes, columnas y un sistema de piso de losas macizas, y de igual manera se mencionara acerca de los requisitos que la cimentación debe cumplir.

La cita textual de las NTC se hará notar con letra cursiva y al término de esta se escribe una breve interpretación con algunas descripciones graficas para un mejor entendimiento.

8.2 (N.T.C Concreto 2017) Vigas

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión y que forman parte de estructuras de ductilidad intermedia (Q=3). Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas que satisfagan la ecuación 8.2.1.

$$P_u \leq A_g f'_c / 10$$

De acuerdo con la provisión anterior, en el diseño de vigas de concreto reforzado para marcos de ductilidad media, se deberá verificar que el elemento mecánico por fuerza axial máxima en la barra de la trabe de la cual se trate el diseño, deberá tener una resistencia mínima que equivale al 10% del área bruta por el esfuerzo resistente especificado a la compresión y cuya resistencia tendrá que ser mayor que la fuerza axial máxima calculada, con la finalidad de definir que estos elementos trabajaran esencialmente a flexión y no tendrán un comportamiento regido por la flexo compresión.

8.2.1 (N.T.C Concreto 2017) Requisitos geométricos

a) El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo;

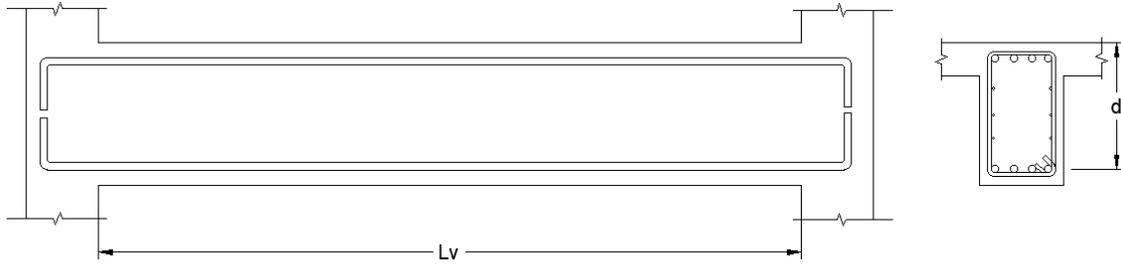


Fig. 5.1 Definición de claro libre de viga y peralte efectivo de la sección

$$L_v \geq 4d$$

b) En sistemas de vigas y losa monolítica, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 35;

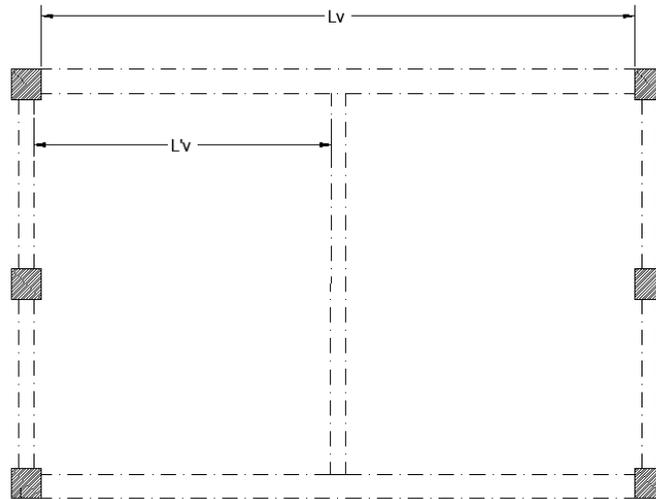


Fig. 5.2 Longitud libre de arriostamiento al pandeo lateral de vigas

$$\frac{L'v}{b} \leq 35$$

c) La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 4.0;

$$\frac{d}{b} \leq 4.0$$

d) El ancho de la viga no será menor de 250 mm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega; y

$$b \geq 25\text{cm}; c_2 > b$$

e) El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo del ancho de la columna normal a la viga.

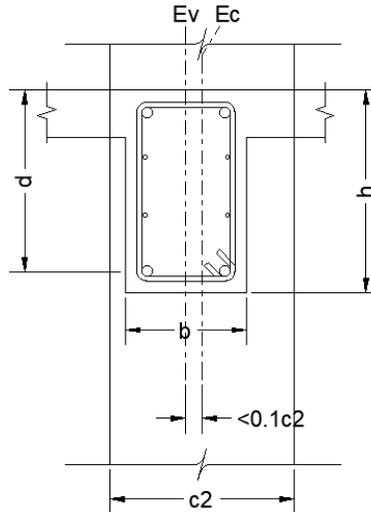


Fig. 5.3 Sección general de viga

8.2.2 (N.T.C Concreto 2017) Refuerzo longitudinal

a) *En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que la obtenida de la ecuación 5.1.18 y constará por lo menos de dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número 4).*

El refuerzo mínimo en la sección de la viga tendrá que cumplir con el indicado por una cuantía mínima igual al valor calculado con la siguiente ecuación:

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y}, \quad \text{ó}$$

Deberá suministrarse como mínimo 2 barras del #4, en cada lecho.

La cuantía de acero longitudinal a tensión, ρ , no excederá del 75 por ciento del área balanceada calculada de acuerdo con el inciso 5.1.1.1.

En estructuras de ductilidad media, la cuantía máxima de refuerzo será el 75% de la cuantía balanceada:

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

b) *El momento resistente positivo en el paño de la unión viga– columna no será menor que un tercio del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que tenga en los extremos.*

$$M_R^+ \geq 0.33M_R^-$$

En cualquier sección $M_R^{+/-} \geq 0.25M_R$ max de extremos

c) *No se permitirán las uniones por traslape en los casos siguientes:*

- 1) *Dentro de los nudos (uniones viga– columna);*
- 2) *En una distancia de dos veces el peralte del miembro, medida desde el paño del nudo;*
y
- 3) *En aquellas zonas donde se suponga que pueden formarse articulaciones plásticas causadas por desplazamientos laterales del marco.*

De acuerdo con los anterior, los traslapes no deberán realizarse en los nudos de los marcos, y para el caso de las vigas, la zona de traslape será la longitud resultante de restar la longitud de la viga a paños, menos 4 peraltes, considerando 2 por extremo de unión con columnas.

d) *Con el refuerzo longitudinal pueden formarse paquetes de dos barras cada uno.*

e) *Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, deberán cumplir los requisitos de los incisos 6.6.1.5 ó 6.6.1.6, respectivamente, a condición de que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.*

Las uniones del tipo que se especifiquen deberán ser capaces de transferir al menos el 25% más de la fuerza de fluencia de tensión de las varillas, sin que se tenga que exceder la resistencia máxima de estas, es decir:

$$F_{\text{unión}} \geq 1.25F_{\text{fluencia de tensión de las barras que une}}$$

Además, no se permite usar uniones dentro de 2h del paño de los apoyos, ni en zonas donde se puedan formar articulaciones plásticas, y en una misma sección no se podrá unir más del 50% de refuerzo. Las secciones de unión no distarán más de 20 diámetros en barras alternadas y 60 diámetros en barras adyacentes.

8.2.3 (N.T.C Concreto 2017) Refuerzo transversal para confinamiento

a) Se suministrarán estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro (número 2.5) que cumplan con los requisitos de los incisos 8.2.3.b a 8.2.3.e, en las zonas siguientes (figura 8.2.1):

1) En cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes, medida a partir del paño del nudo; y

2) En la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes ($2h$) de toda sección donde se suponga que puede formarse una articulación plástica causada por desplazamientos laterales del marco. Si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes se tomarán a cada lado de la sección.

b) El primer estribo se colocará a no más de 50 mm de la cara del miembro de apoyo. La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes:

1) $0.25d$;

2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada;

3) 24 veces el diámetro de la barra del estribo; o

4) 300 mm.

c) Los estribos deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de seis diámetros de largo ni de 80 mm. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de la sección 6.5. La localización del remate del estribo debe alternarse de uno a otro.

d) En las zonas definidas en el inciso 8.2.3.a, se usarán estribos de por lo menos cuatro ramas si el ancho de la viga excede de 40 cm.

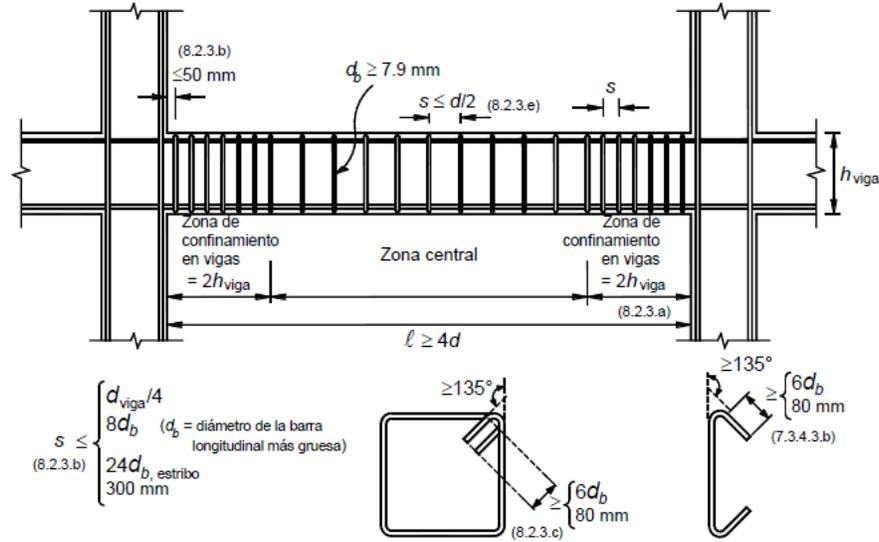


Figura 8.2.1 Detallado de elementos a flexión de ductilidad media

Fig. 5.4 Detallado del refuerzo transversal para vigas de ductilidad media NTC-Concreto

e) Fuera de las zonas definidas en el inciso 8.2.3.a, la separación de los estribos no será mayor que $0.5d$ a todo lo largo. En todo el elemento, la separación de estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante (inciso 8.2.4).

De acuerdo con lo anterior, se deberán detallar zonas de articulaciones plásticas, con estribos más cerrados, pero nunca se deberá tener una separación mayor a la requerida por la fuerza cortante, y en secciones distintas a las de confinamiento o donde puedan formarse articulaciones plásticas, la separación máxima deberá ser al menos $d/2$.

8.2.4 (N.T.C Concreto 2017) Requisitos para fuerza cortante

8.2.4.1 Fuerza cortante de diseño

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de apoyos; se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido (figura 8.2.2). Estos momentos representan una aproximación de la resistencia a flexión y son valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, con factor de resistencia unitario, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.25 f_y$. A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes multiplicadas por el factor de carga. En el caso de vigas que formen parte de conexiones viga–columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna (Sección 9.8), para calcular la fuerza

cortante de diseño se podrá usar el método anterior considerando que el claro L de la figura 8.2 es la distancia centro a centro entre dichas articulaciones. El refuerzo por cortante así diseñado se deberá extender dentro de la región de la viga comprendida entre las secciones 1 y 2 definidas en el inciso 9.8.2.

Las vigas deberán dimensionarse y armarse para formar articulaciones plásticas por flexión de tal forma que no fallen por cortante antes de la formación de éstas, por lo cual la fuerza de diseño por cortante V_u será la determinada como la suma de los momentos resistentes en los extremos tanto positivo como negativo dividido entre la distancia libre entre apoyos, más la fuerza cortante que generan las cargas gravitacionales.

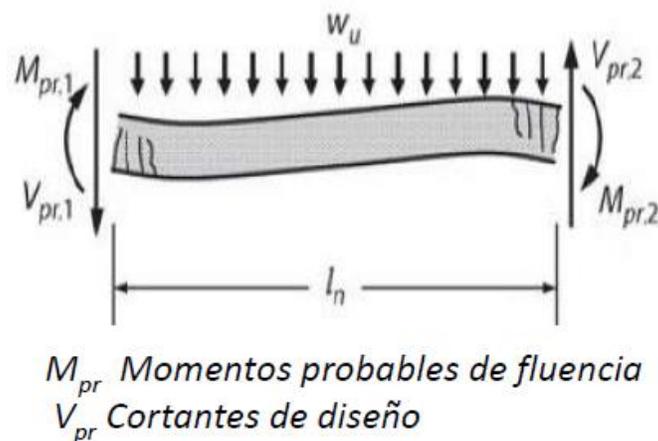


Fig. 5.5 Diagrama de una viga con articulaciones plásticas en extremos

En otras palabras, los cortantes en las vigas se calcularán a partir del equilibrio del diagrama de cuerpo libre de la figura anterior, sumando los momentos probables de fluencia en sentidos derecho e izquierdo, donde el momento resistente probable normalmente se incrementa un 25% por la sobrerresistencia que puede existir en la viga.

8.2.4.2 Refuerzo transversal para fuerza cortante

Al calcular el refuerzo transversal por cortante, se despreciará la contribución del concreto a la resistencia si, en las zonas definidas en el inciso 8.2.3.a, la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según el inciso 8.2.4.1. La fuerza cortante de diseño no excederá de la indicada en el inciso 5.3.4.

En el refuerzo para fuerza cortante puede incluirse el refuerzo de confinamiento prescrito en el inciso 8.2.3.

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos verticales cerrados de una pieza, de diámetro no menor que 7.9 mm (número 2.5), rematados como se indica en el inciso 8.2.3.c.

De lo anterior se puede entender que en las zonas donde se espera puedan presentarse articulaciones plásticas, como en los extremos de las vigas o en otras secciones de fluencia del refuerzo, se deberá considerar nula la aportación del concreto a la resistencia a cortante, si en el análisis se encuentra que la fuerza cortante producida por sismo es igual o mayor que el cortante último calculado a través de los momentos probables de fluencia del elemento. En caso contrario, se deberá considerar la aportación del concreto a la fuerza cortante, de acuerdo con las provisiones descritas en el inciso 5.3.3 y también se deberá cumplir la limitación de la sección mínima requerida de la viga, de acuerdo con lo indicado en el inciso 5.3.4.

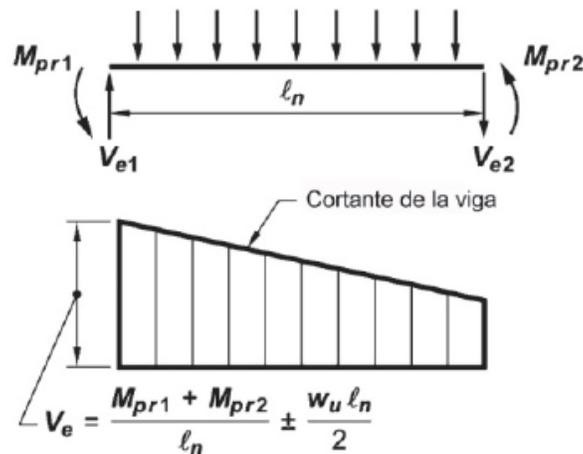


Fig. 5.6 Cortante de diseño para vigas

8.3 (N.T.C Concreto 2017) Columnas

Las disposiciones de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $Agf'c/10$ y que formen parte de estructuras de ductilidad media ($Q=3$).

$$P_u > Agf'c/10$$

8.3.1 (N.T.C Concreto 2017) Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 250 mm.

$$\frac{C_{max}}{C_{min}} \leq 4.0$$

$$C_{min} \geq 25cm$$

8.3.2 (N.T.C Concreto 2017) Resistencia mínima a flexión de columnas

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la ecuación 8.3.1

$$\sum M_e \geq 1.2 \sum M_g \quad (8.3.1)$$

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

No será necesario cumplir con la ecuación 8.3.1 en los nudos de azotea.

El criterio de diseño de los elementos en flexocompresión debe corresponder a un mecanismo de falla conocido como columna fuerte-viga débil, con la finalidad de que se presenten en primera instancia articulaciones plásticas en las trabes antes de que las columnas comiencen a articularse, por lo que como requisito en las NTC para predisponer este comportamiento en los marcos de ductilidad media, se deberá verificar que la resistencia mínima a flexión en las columnas, en la dirección en que se esté analizando la flexión, sea un 20% mayor al de las vigas que convergen en ese nudo, es decir que la suma de momentos resistentes a la flexión de las columnas que inciden en el nudo debe ser al menos 1.2 veces mayor a la suma de momentos resistentes de los extremos de las vigas que inciden en ese mismo nudo. Estos momentos resistentes son los calculados al paño de la unión.

8.3.3 (N.T.C Concreto 2017) Refuerzo longitudinal mínimo y máximo

Se deberán cumplir los requisitos del inciso 7.3.3

En estructuras de ductilidad media, el acero mínimo será el correspondiente al 1% de la sección transversal de la columna, y como máximo se permite armar con el 6%.

$$A_{s_{min}} = 0.01C_1C_2$$

$$A_{s_{max}} = 0.06C_1C_2$$

Adicionalmente se sugiere que en columnas circulares el mínimo número de barras serán 6 y 4 para columnas rectangulares.

8.3.3 (N.T.C Concreto 2017) Refuerzo longitudinal mínimo y máximo

8.3.4.1 Criterio y fuerza de diseño

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para esto, la fuerza cortante de diseño se calculará del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos actúan momentos flexionantes del mismo sentido, numéricamente iguales a los momentos que representan una aproximación a la resistencia real a flexión de esas secciones, con factor de resistencia igual a uno, y obtenidos con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento flexionante resistente. Sin embargo, no será necesario que el dimensionamiento por fuerza cortante sea más conservador que el obtenido con la fuerza cortante de diseño proveniente del análisis y un factor de resistencia igual a 0.5.

8.3.4.2 Contribución del concreto a la resistencia

Se despreciará la contribución del concreto, V_cR , si se satisface simultáneamente que:

- a) La fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que $A_g f_c / 20$; y que*
- b) La fuerza cortante de diseño causada por el sismo sea igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según el inciso 8.3.4.1.*

8.3.4.3 Refuerzo transversal por cortante

El refuerzo para fuerza cortante deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.3.4, excepto que el diámetro de la barra para los estribos no será menor que 9.5 mm (número 3).

De los incisos anteriores, se entiende que la fuerza cortante de diseño para columnas, se determinara en función de la suma de los momentos resistentes en los extremos, entre el claro libre, y similar a lo dispuesto en las vigas, en los extremos y zonas de fluencia, podrá despreciarse la aportación del concreto a la fuerza cortante si se cumple simultáneamente que $P_u < A_g f_c / 20$ y que el cortante calculado en función de los momentos probables de fluencia en los extremos de la columna sea la mitad o mayor que la fuerza cortante total en dichas zonas, sin dejar de lado que no se podrá diseñar para un fuerza cortante menor a la que resulte del análisis estructural.

Finalmente se deberán cumplir con las provisiones de diseño descritas en el inciso 7.3.4 para definir el refuerzo transversal.

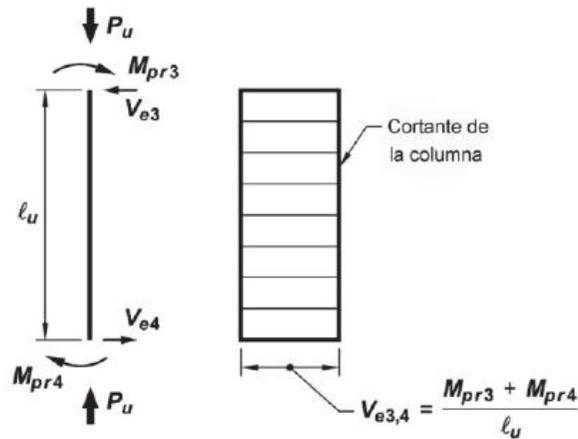


Fig. 5.7 Cortante de diseño para columnas

8.5 (N.T.C Concreto 2017) Losas apoyadas en su perímetro

Toda las disposiciones de la sección 7.5 son aplicables a losas apoyadas en su perímetro que formen parte de estructuras de ductilidad media ($Q=3$).

El diseño de losas perimetralmente apoyadas para estructuras de ductilidad media, no requieren de provisiones especiales para resistir cargas laterales, ni formar articulaciones plásticas, por lo que sólo se diseñaran ante cargas gravitacionales y para su análisis estructural se deberá revisar la sección 3.3 de las mismas normas, en donde se describe la metodología de diseño a través del uso del método de coeficientes de momento. Las disposiciones de diseño aplicables para determinar el peralte mínimo se especifican en el inciso 7.5.1, por su parte la resistencia a cortante se especifica en el inciso 7.5.2.

8.7 (N.T.C Concreto 2017) Conexiones

Esta sección se aplica a intersecciones monolíticas de vigas y columnas que forman parte de estructuras de ductilidad media ($Q=3$).

8.7.1 Detalles del refuerzo en intersecciones de columnas con vigas o losas

Se deberá cumplir con los requisitos de la sección 7.7.1. El refuerzo transversal utilizado en los nudos será por lo menos del No. 3.

8.7.2 Resistencia del concreto en las intersecciones

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.7.2.

8.7.3 Anclaje del refuerzo longitudinal que termina en un nudo

Se deberá cumplir con los requisitos del inciso 7.7.3.

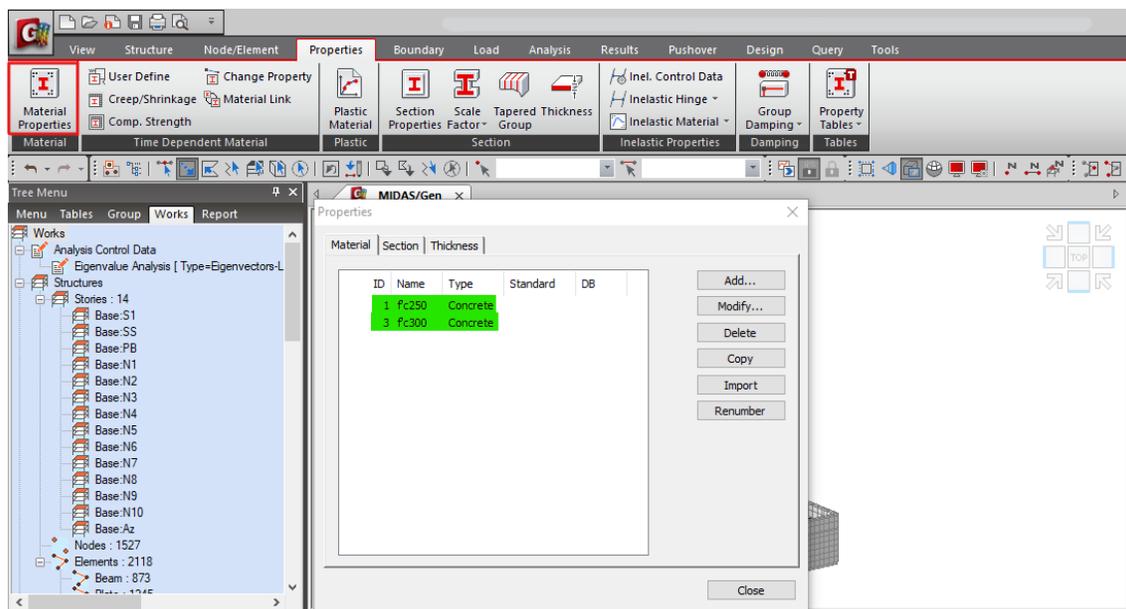
8.9 (N.T.C Concreto 2017) Elementos en cimentaciones

Se aplicarán los requisitos de la sección 7.9.

V.2 Modelado de la estructura

Mediante el software Midas gen 2020, se elaboró un modelo tridimensional conforme a la disposición de ejes de columnas, elevaciones y secciones de los elementos estructurales propuestos. Se asignaron las cargas debidas a la operación de la estructura y también se consideró el efecto de las acciones accidentales que pudieran presentarse.

Se asignaron propiedades elásticas a las secciones incorporadas en el modelo, de acuerdo con las características de los materiales mencionados en la sección II.4 del presente documento.



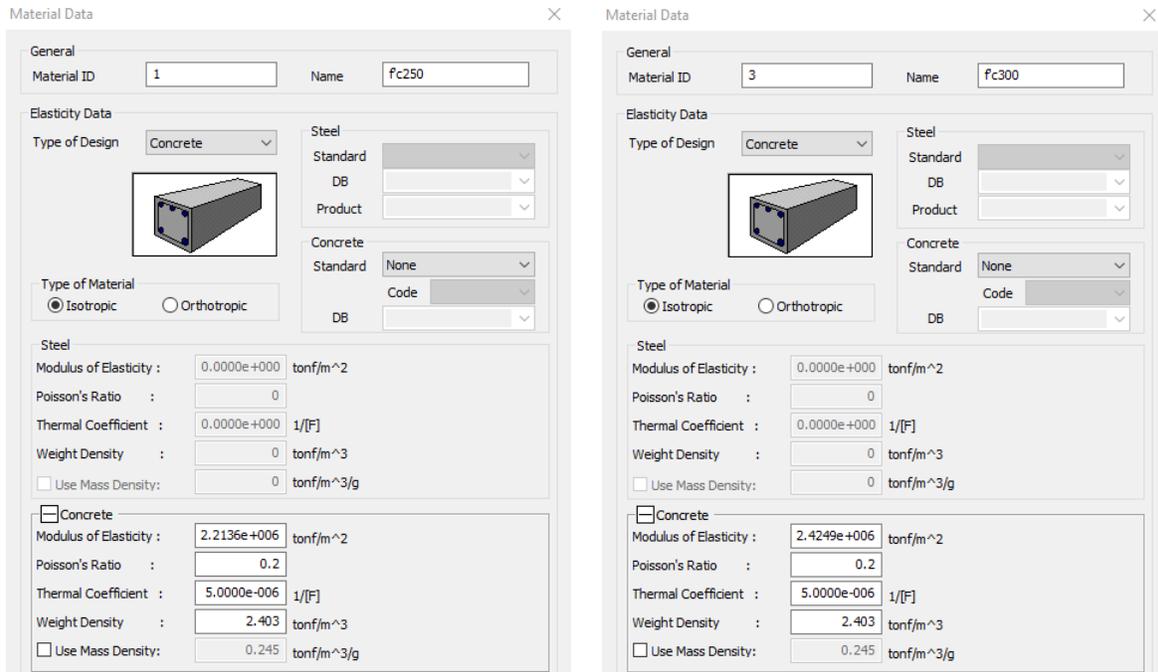


Fig. 5.8 Propiedades de los materiales asignadas en el modelo tridimensional

Propiedades de las secciones

La siguiente tabla muestra las propiedades estructurales de las secciones dadas de alta en el modelo matemático:

Propiedad	Sección	Area	I_{yy}	I_{zz}	J	Material
		cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	
1	T 35x70	2450.00	1000416.67	250104.17	686926.73	CONCRETO
2	C 70x60	4200.00	1715000.00	1260000.00	2440820.99	CONCRETO
3	T-60x30	1800.00	540000.00	135000.00	370785.94	CONCRETO
4	T-50x25	1250.00	260416.67	65104.17	178812.66	CONCRETO
5	C 40X60	2400.00	720000.00	320000.00	751249.38	CONCRETO
6	TR 40X80	3200.00	1706666.67	426666.67	1171866.67	CONCRETO
7	CT45x90	4050.00	2733750.00	683437.50	1384148.02	CONCRETO

Propiedades de las secciones barra en el modelo matemático

Propiedad	Tipo	Sección	Area	Material
			cm ²	
7	Muro	40	4000.00	CONCRETO
8	Losa	13	1300.00	CONCRETO

Propiedades de las secciones placa en el modelo matemático

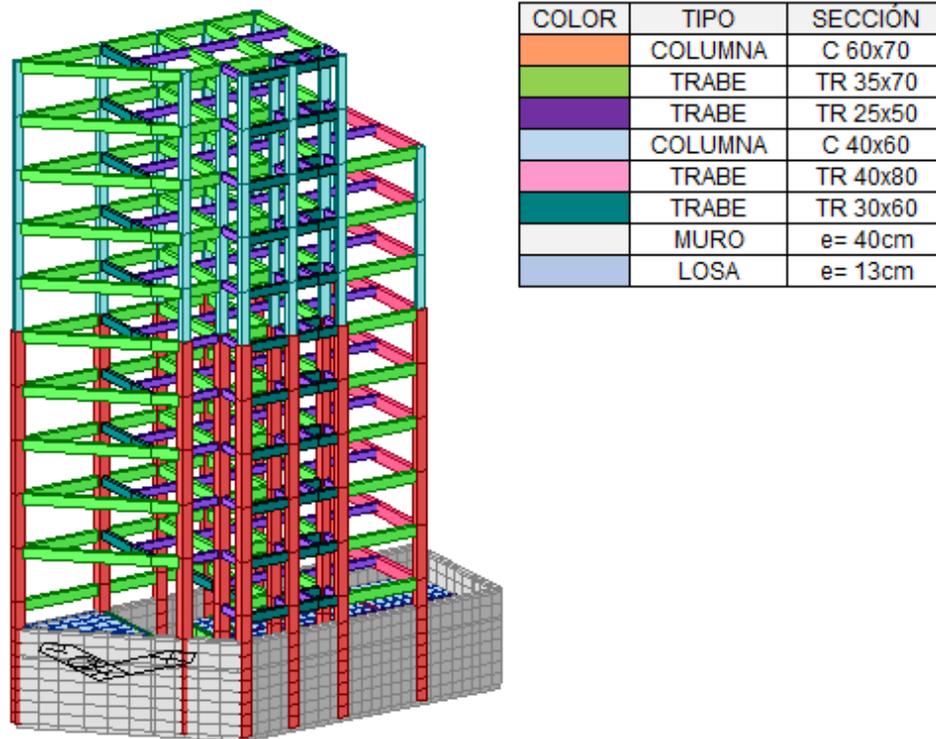


Fig. 5.9 Propiedades geométricas de las secciones

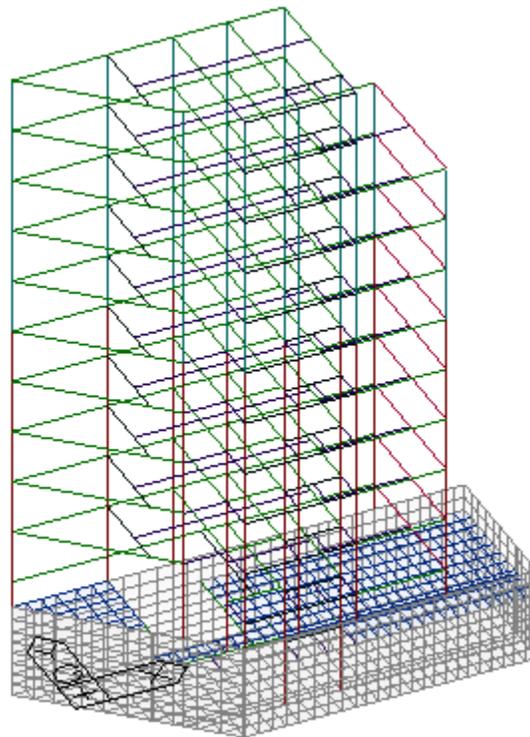


Fig. 5.10 Modelo alámbrico del edificio

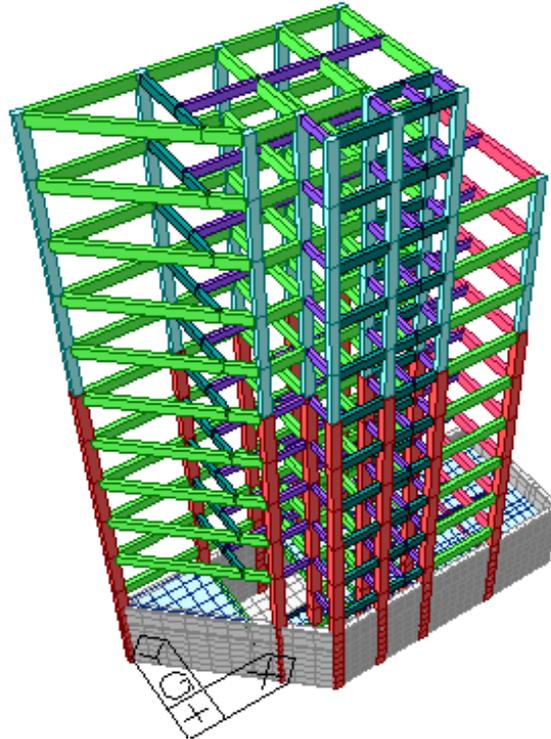


Fig. 5.11 Modelo 3D del edificio

En la sección 3.2 de las NTC-Concreto 17 se señalan los aspectos generales a considerar en el análisis de estructuras de concreto, como la metodología empleada será a través de un análisis lineal, tal como se establece en esta sección el cálculo de rigideces de los elementos asignados en el modelo tridimensional tendrá que tomar en cuenta el efecto del agrietamiento, por lo que en el modelo se realizó la reducción de las inercias de los elementos asignados de acuerdo con la tabla 3.2.1 de las mismas normas y en función de la forma de trabajo de cada elemento.

Elemento	Momento de inercia
Vigas y muros agrietados ¹	$0.5I_g$
Columnas agrietadas	$0.7I_g$
Columnas y muros no agrietados	I_g

Fig. 5.12 Momentos de inercia para cálculo de rigideces

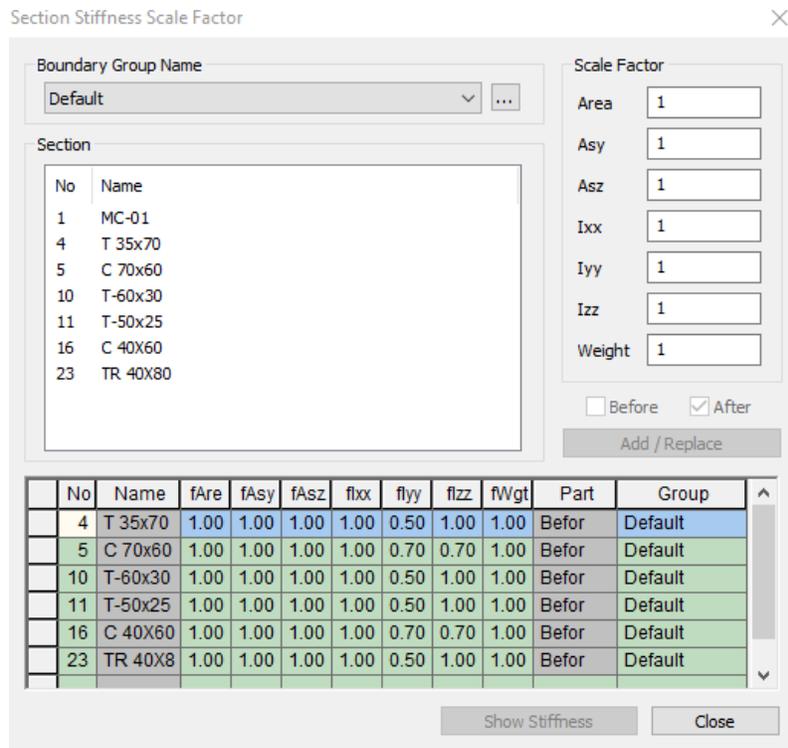


Fig. 5.13 Factores de escala de inercias para el cálculo de la rigidez

Apoyos

La condición de apoyo de la estructura se definió mediante un resorte con las propiedades dinámicas del suelo, y que fueron calculadas de acuerdo con las provisiones expuestas en la tabla 8.2.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Dicho resorte fue asignado en el centro de masa de la cimentación, y se le fijó una condición de nodo maestro con comportamiento de un cuerpo rígido, con la finalidad de que el desplante del cajón respondiera a las propiedades de rigidez calculadas para la interacción inercial de la estructura.

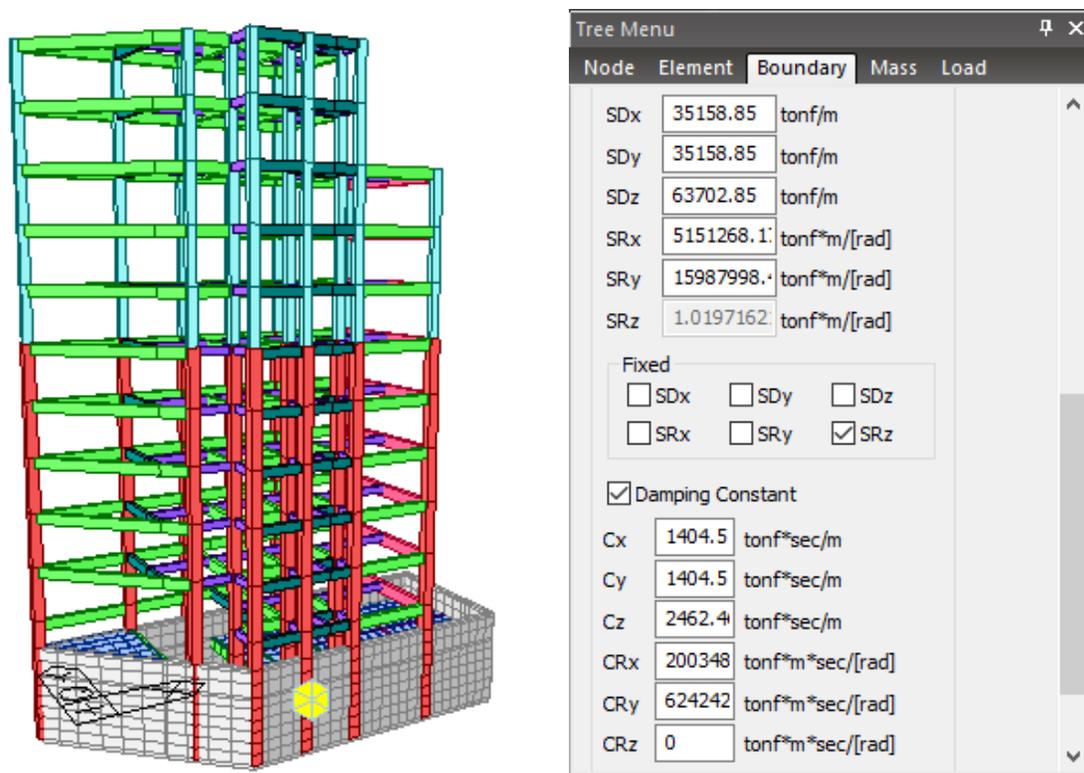


Fig. 5.14 Condición de apoyo de la estructura

El proceso de cálculo de las propiedades de rigidez del estrato compresible, para la interacción inercial consistió en un proceso iterativo de la estimación de los valores de rigidez y amortiguamientos equivalentes, de acuerdo con las propiedades dinámicas del suelo, y el periodo de la estructura.

Comenzando la primera iteración con el periodo estructural del modelo con base rígida, el proceso consistió en modificar dicho periodo a través del cálculo de las rigideces y amortiguamientos para obtener un periodo estructural efectivo, hasta que las diferencias entre los coeficientes de rigidez y amortiguamiento fueran aproximadamente iguales, con lo cual se puede concluir que los valores encontrados para el periodo fundamental de la estructura, son adecuados para aplicarse al modelo, contemplando el efecto de la interacción inercial suelo-estructura.

A continuación, se presentan los cálculos iterativos que se realizaron para obtener los coeficientes de rigidez y amortiguamiento que corresponderán al periodo efectivo de la estructura para la aplicación de la interacción inercial.

Estrato	Profundidad	Altura	E (ton/m2)	G (ton/m2)	v	γ (ton/m3)	ϕ (°)	Cu (ton/m2)	Edin (ton/m2)	Gdin (ton/m2)
--	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	-	-
E-01	4.20	3.00	450.00	155.17	0.45	1.487	15.00	1.40	900.00	310.34
E-02	10.00	5.80	250.00	86.21	0.45	1.505	2.00	2.70	500.00	172.41
E-03	13.20	3.20	350.00	129.63	0.35	1.529	8.00	5.70	700.00	259.26
E-04	15.00	1.80	3500.00	1346.15	0.30	1.956	35.00	5.00	7000.00	2692.31
E-05	18.60	3.60	3000.00	1111.11	0.35	1.750	28.00	8.00	6000.00	2222.22
E-06	21.00	2.40	2500.00	961.54	0.30	1.881	30.00	4.50	5000.00	1923.08
E-07	24.60	3.60	3500.00	1400.00	0.25	1.950	35.00	0.00	7000.00	2800.00
E-08	25.80	1.20	3500.00	1346.15	0.30	1.818	32.00	5.00	7000.00	2692.31
E-09	28.80	3.00	3500.00	1296.30	0.35	1.732	30.00	10.00	7000.00	2592.59
E-10	34.80	6.00	3500.00	1346.15	0.30	1.778	32.00	5.00	7000.00	2692.31
				241.38	0.45					

Modelo geotécnico del sitio en estudio

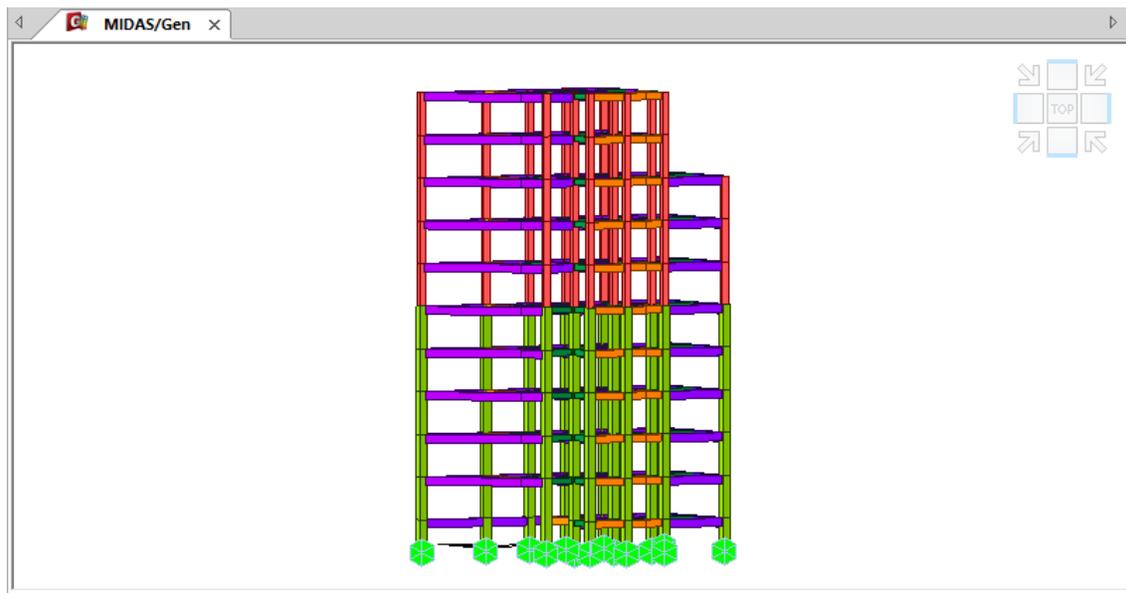


Fig. 5.15 Modelo matemático con base rígida

Del modelo matemático con base rígida, en el análisis modal se encontró que el periodo fundamental es de $T_e = 2.2645$ seg.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY
EIGENVALUE ANALYSIS						
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance	
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)		
	1	2.7746	0.4416	2.2645	0.0000e+000	
	2	4.0192	0.6397	1.5633	0.0000e+000	
	3	4.3410	0.6909	1.4474	0.0000e+000	
	4	8.0004	1.2733	0.7854	1.9010e-100	
	5	11.2096	1.7841	0.5605	1.9895e-084	
	6	12.4924	1.9882	0.5030	1.6244e-078	
	7	14.4711	2.3032	0.4342	3.8616e-072	
	8	19.1943	3.0549	0.3273	5.1418e-059	
	9	21.1353	3.3638	0.2973	6.6601e-053	

Fig. 5.16 Resultados del análisis dinámico del edificio con base rígida

A partir del periodo fundamental de la estructura se realizó la primera iteración para el cálculo de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para la interacción inercial.

Datos:		Parametros de frecuencia	
Periodo dominante del suelo Ts:	0.719 s	$\beta_s = 4H_s/T_s =$	73.44 m/s
Profundidad de la segunda capa dura Hs:	13.20 m	$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} =$	1.57 < 2.5
Profundidad de desplante D:	6.30 m		Debe modelarse IDSE
Area de la cimentación Ac:	253.91 m ²	tv:	0.086
Inercia de la cimentación Ix:	2221.15 m ⁴	Ts/tv:	8.381
Inercia de la cimentación Iy:	14045.48 m ⁴	D/r:	0.701
Periodo de la estructura con base rígida Te:	2.265 s	Periodo natura Th:	0.479 s
Altura total de la estructura H:	37.80 m	Periodo natural Tr:	0.738 s
Altura efectiva He= 0.7*H:	26.46 m	Resorte elastico Kr:	15884854.98 ton-m
Periodo efectivo: $\tilde{T}_e =$	2.265 s	Coefficiente Ch:	1316.43 ton*s/m
Peso total de la estructura Wo:	2864.22 ton	Coefficiente Cr:	579176.11 ton*s/m
Peso efectivo de la estructura We= 0.7*Wo:	2004.96 ton	Amortiguamiento est. $\zeta_e =$	0.05
Resorte elastico Kh:	35156.93 ton-m		
Amortiguamiento efectivo: $\zeta_e =$	0.058		
Coefficiente de amortiguamiento zh:	0.0519		
Coefficiente de amortiguamiento zr:	0.0506		

Cajon de cimentación:

Cálculo de radios de circulos equivalentes en la cimentación:

Radio equivalente de la cimentación en traslación Rh: $R_h = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 8.99 \text{ m}$

Radio equivalente de la cimentación en rotación Rr:

$R_{rx} = \sqrt[4]{\frac{4I_x}{\pi}} = 7.29 \text{ m}$ $R_{ry} = \sqrt[4]{\frac{4I_y}{\pi}} = 11.56 \text{ m}$

Se obtendran los resortes elasticos y coeficientes de amortiguamiento por estrato:

Cálculo de los parametros de frecuencia:

ESTRATO COMPRESIBLE

Profundidad: 6.30 m

Frecuencia ω : 2.77 rad/s β_s : 73.44 m/s

$\eta_h = \omega R_h / \beta_s = 0.340$ $\eta_{ry} = \omega R_{ry} / \beta_s = 0.437$

$\eta_{rx} = \omega R_{rx} / \beta_s = 0.276$ $\eta_s = \pi R_h / 2H_s = 1.070$

$\eta_{px} = \sqrt{2(1 - \nu_s) / (1 - 2\nu_s)} (\pi R_{rx} / 2H_s) = 2.878$

$\eta_{py} = \sqrt{2(1 - \nu_s) / (1 - 2\nu_s)} (\pi R_{ry} / 2H_s) = 4.564$

Cálculo de coefientes de rigidez y amortiguamiento:

Coefficiente de rigidez kh: 1.00

Coefficiente de rigidez kv: 1.00

Coefficiente de rigidez krx: 0.945

Coefficiente de rigidez kry: 0.913

Fraccion de amortiguamiento critico del suelo ζ_s : 0.05

$\eta_{hs} = \eta_h / \eta_s = 0.318$

Ch: 0.011

η_v : 0.340

Cvx: 0.000

Cvy: 0.000

$\eta_{rpx} = \eta_{rx} / \eta_{px} = 0.096$

$\eta_{rpy} = \eta_{ry} / \eta_{py} = 0.096$

Crx: 0.002

Cry: 0.002

Cálculo de rigidez estatica para cada modo de vibrar:

$K_h^o = \frac{8G R_h}{2 - \nu_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right) = 35170.48 \text{ ton/m}$

$K_v^o = \frac{4G R_v}{1 - \nu_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s}\right] = 63702.85 \text{ ton/m}$

$K_{rx}^o = \frac{8G R_{rx}^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R_{rx}}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_{rx}}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right) = 5430600.38 \text{ ton/m}$

$K_{ry}^o = \frac{8G R_{ry}^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R_{ry}}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_{ry}}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right) = 17407904.20 \text{ ton/m}$

$K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta \eta_m c_m)$ $C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta k_m) / \omega$

Valores de resortes y coeficientes de amortiguamiento para distribuciones nodales:

Kh:	35156.93	ton/m	Ch:	1316.43	ton*s/m
Kv:	63702.85	ton/m	Cv:	2295.89	ton*s/m
Krx:	5130977.19	ton/m	Crx:	186236.99	ton*m*s/m
Kry:	15884854.98	ton/m	Cry:	579176.11	ton*m*s/m

Iteración 2:

Datos:		Parametros de frecuencia	
Periodo dominante del suelo T_s :	0.719 s	$\beta_s = 4H_s/T_s =$	73.44 m/s
Profundidad de la segunda capa dura H_s :	13.20 m	$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} =$	1.57 < 2.5
Profundidad de desplante D :	6.30 m		Debe modelarse IDSE
Area de la cimentación A_c :	253.91 m ²	τv :	0.086
Inercia de la cimentación I_x :	2221.15 m ⁴	$T_s/\tau v$:	8.381
Inercia de la cimentación I_y :	14045.48 m ⁴	D/r :	0.701
Periodo de la estructura con base rígida T_e :	2.265 s	Periodo natura T_h :	0.479 s
Altura total de la estructura H :	37.80 m	Periodo natural T_r :	0.738 s
Altura efectiva $H_e = 0.7 \cdot H$:	26.46 m	Resorte elastico K_r :	15884854.98 ton-m
Periodo efectivo:	$\hat{T}_e = 2.430$ s	Coefficiente Ch :	1316.43 ton*s/m
Peso total de la estructura W_o :	2864.22 ton	Coefficiente Cr :	579176.11 ton*s/m
Peso efectivo de la estructura $W_e = 0.7 \cdot W_o$:	2004.96 ton	Amortiguamiento est. ζ_e :	0.05
Resorte elastico K_h :	35156.93 ton-m		
Amortiguamiento efectivo:	$\hat{\zeta}_e = 0.0496$		
Coefficiente de amortiguamiento ζ_h :	0.0484		
Coefficiente de amortiguamiento ζ_r :	0.0471		

Cajon de cimentación:
Cálculo de radios de círculos equivalentes en la cimentación:

$$R_h = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 8.99 \text{ m}$$

$$R_{rx} = \sqrt[4]{\frac{4I_x}{\pi}} = 7.29 \text{ m} \quad R_{ry} = \sqrt[4]{\frac{4I_y}{\pi}} = 11.56 \text{ m}$$

Se obtendran los resortes elasticos y coeficientes de amortiguamiento por estrato:
Cálculo de los parametros de frecuencia:

ESTRATO COMPRESIBLE

Profundidad: 6.30 m

Frecuencia ω : 2.59 rad/s β_s : 73.44 m/s

$$\eta_h = \omega R_h / \beta_s = 0.317 \quad \eta_{ry} = \omega R_{ry} / \beta_s = 0.407$$

$$\eta_{rx} = \omega R_{rx} / \beta_s = 0.257 \quad \eta_s = \pi R_h / 2H_s = 1.070$$

$$\eta_{px} = \sqrt{2(1 - \nu_s) / (1 - 2\nu_s)} (\pi R_{rx} / 2H_s) = 2.878$$

$$\eta_{py} = \sqrt{2(1 - \nu_s) / (1 - 2\nu_s)} (\pi R_{ry} / 2H_s) = 4.564$$

Cálculo de coeficientes de rigidez y amortiguamiento:

Coefficiente de rigidez k_h : 1.00 Coefficiente de rigidez k_v : 1.00
Coefficiente de rigidez k_{rx} : 0.949 Coefficiente de rigidez k_{ry} : 0.919

Fraccion de amortiguamiento critico del suelo ζ_s : 0.05 $\eta_{hs} = \eta_h / \eta_s =$ 0.296

Ch : 0.010 ηv : 0.317 C_{vx} : 0.000

C_{vy} : 0.000 $\eta_{rpx} = \eta_{rx} / \eta_{px} =$ 0.089 $\eta_{rpy} = \eta_{ry} / \eta_{py} =$ 0.089

C_x : 0.002

C_y : 0.002

Cálculo de rigidez estatica para cada modo de vibrar:

$$K_h^o = \frac{8G R_h}{2 - \nu_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right) = 35170.48 \text{ ton/m}$$

$$K_v^o = \frac{4G R_v}{1 - \nu_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s}\right] = 63702.85 \text{ ton/m}$$

$$K_{rx}^o = \frac{8G R_{rx}^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R_{rx}}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_{rx}}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right) = 5430600.38 \text{ ton/rad}$$

$$K_{ry}^o = \frac{8G R_{ry}^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R_{ry}}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_{ry}}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right) = 17407904.20 \text{ ton/rad}$$

$$K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta \eta_m c_m) \quad C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta k_m) / \omega$$

Valores de resortes y coeficientes de amortiguamiento para distribuciones nodales:

K_h :	35158.86	ton/m	Ch :	1404.90	ton*s/m
K_v :	63702.85	ton/m	Cv :	2463.20	ton*s/m
K_{rx} :	5151352.13	ton/m	Cx :	200410.82	ton*m*s/rad
K_{ry} :	15988425.22	ton/m	Cy :	624442.79	ton*m*s/rad

Iteración 3:

Datos:		Parametros de frecuencia	
Periodo dominante del suelo Ts:	0.719 s	$\beta_s = 4H_s/T_s =$	73.44 m/s
Profundidad de la segunda capa dura Hs:	13.20 m	$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} =$	1.57 < 2.5
Profundidad de desplante D:	6.30 m		Debe modelarse IDSE
Area de la cimentación Ac:	253.91 m ²	$\tau v:$	0.086
Inercia de la cimentación Ix:	2221.15 m ⁴	Ts/ $\tau v:$	8.381
Inercia de la cimentación Iy:	14045.48 m ⁴	D/r:	0.701
Periodo de la estructura con base rígida Te:	2.265 s	Periodo natura Th:	0.479 s
Altura total de la estructura H:	37.80 m	Periodo natural Tr:	0.736 s
Altura efectiva He: 0.7*H:	26.46 m	Resorte elastico Kr:	15988425.22 ton-m
Periodo efectivo: $T_e =$	2.429 s	Coefficiente Ch:	1404.90 ton*s/m
Peso total de la estructura Wo:	2864.22 ton	Coefficiente Cr:	624442.79 ton*s/m
Peso efectivo de la estructura We= 0.7*Wo:	2004.96 ton	Amortiguamiento est. $\zeta_e:$	0.05
Resorte elastico Kh:	35158.86 ton-m		
Amortiguamiento efectivo: $\zeta_e =$	0.0501		
Coefficiente de amortiguamiento $\zeta_h:$	0.0517		
Coefficiente de amortiguamiento $\zeta_r:$	0.0505		

Cajon de cimentación:

Cálculo de radios de círculos equivalentes en la cimentación:

$$R_h = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 8.99 \text{ m}$$

Radio equivalente de la cimentación en traslación R_h:

$$R_{rx} = \sqrt[4]{\frac{4I_x}{\pi}} = 7.29 \text{ m} \quad R_{ry} = \sqrt[4]{\frac{4I_y}{\pi}} = 11.56 \text{ m}$$

Se obtendrán los resortes elasticos y coeficientes de amortiguamiento por estrato:

Cálculo de los parametros de frecuencia:

ESTRATO COMPRESIBLE

Profundidad: 6.30 m

Frecuencia $\omega:$ 2.59 rad/s $\beta_s:$ 73.44 m/s

$$\eta_h = \omega R_h / \beta_s = 0.317 \quad \eta_{ry} = \omega R_{ry} / \beta_s = 0.407$$

$$\eta_{rx} = \omega R_{rx} / \beta_s = 0.257 \quad \eta_s = \pi R_h / 2H_s = 1.070$$

$$\eta_{px} = \sqrt{2(1 - \nu_s) / (1 - 2\nu_s)} (\pi R_{rx} / 2H_s) = 2.878$$

$$\eta_{py} = \sqrt{2(1 - \nu_s) / (1 - 2\nu_s)} (\pi R_{ry} / 2H_s) = 4.564$$

Cálculo de coeficientes de rigidez y amortiguamiento:

Coefficiente de rigidez kh: 1.00 Coefficiente de rigidez kv: 1.00
 Coeficiente de rigidez kx: 0.949 Coefficiente de rigidez kry: 0.919

Fraccion de amortiguamiento critico del suelo $\zeta_s:$ 0.05 $\eta_{hs} = \eta_h / \eta_s =$ 0.296

Ch: 0.010 $\eta v:$ 0.317 Cvx: 0.000
 Cv_y: 0.000 $\eta_{rpx} = \eta_{rx} / \eta_{px} =$ 0.089 $\eta_{rpy} = \eta_{ry} / \eta_{py} =$ 0.089
 Cr_x: 0.002
 Cr_y: 0.002

Cálculo de rigidez estatica para cada modo de vibrar:

$$K_h^o = \frac{8GR_h}{2 - \nu_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right) = 35170.48 \text{ ton/m}$$

$$K_v^o = \frac{4GR_v}{1 - \nu_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s}\right] = 63702.85 \text{ ton/m}$$

$$K_{rx}^o = \frac{8GR_{rx}^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R_{rx}}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_{rx}}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right) = 5430600.38 \text{ ton/rad}$$

$$K_{ry}^o = \frac{8GR_{ry}^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R_{ry}}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_{ry}}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right) = 17407904.20 \text{ ton/rad}$$

$$K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta \eta_m c_m) \quad C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta k_m) / \omega$$

Valores de resortes y coeficientes de amortiguamiento para distribuciones nodales:

Kh:	35158.85	ton/m	Ch:	1404.50	ton*s/m
Kv:	63702.85	ton/m	Cv:	2462.46	ton*s/m
Kx:	5151268.17	ton/m	Cr _x :	200348.14	ton*m*s/rad
Ky:	15987998.42	ton/m	Cr _y :	624242.56	ton*m*s/rad

Cargas

Las cargas se introdujeron al modelo de acuerdo con el tipo y condición que éstas tienen, para lo cual previamente se definieron casos de carga estáticos y dinámicos.

A continuación, se presentan los estados de carga básicos que se consideran estarán presentes a lo largo de la vida útil de la estructura, los cuales se combinarán entre sí conforme a las especificaciones de las normas locales vigentes.

NOMENCLATURA	
CM	Carga muerta
CVM	Carga viva máxima
CVA	Carga viva accidental
SX (RS)	Sismo espectral dirección X
SY(RS)	Sismo espectral dirección Y
CVMed	Carga Viva Media

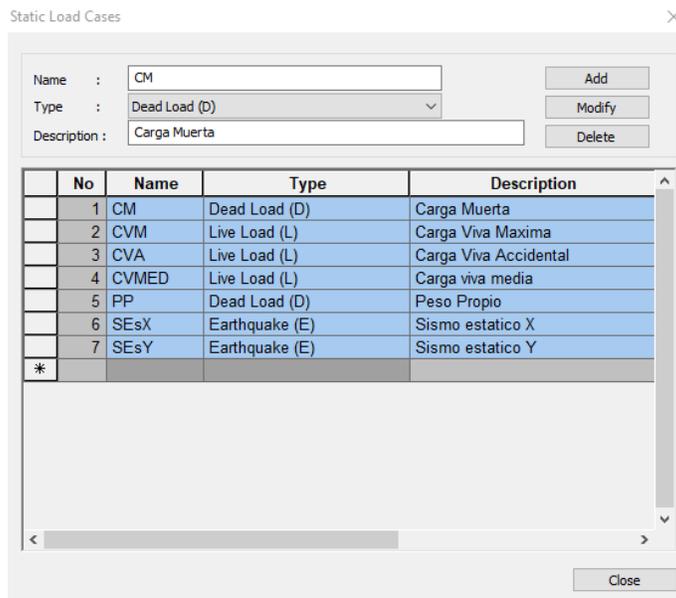


Fig. 5.17 Casos de carga estáticos

Posteriormente se ingresan los valores de las cargas, mediante el uso de cargas de piso y cargas sobre elementos, para después ser asignadas en los espacios en que estarán presentes en la estructura.

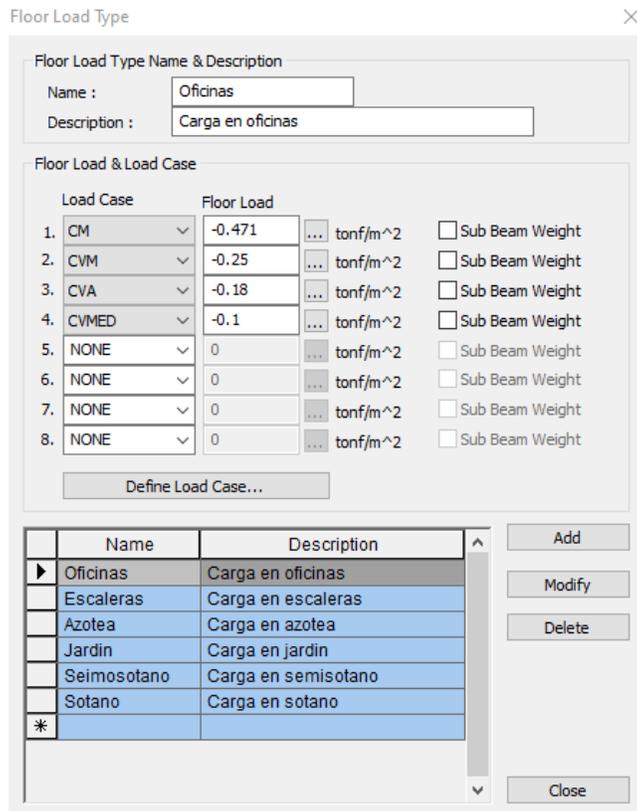
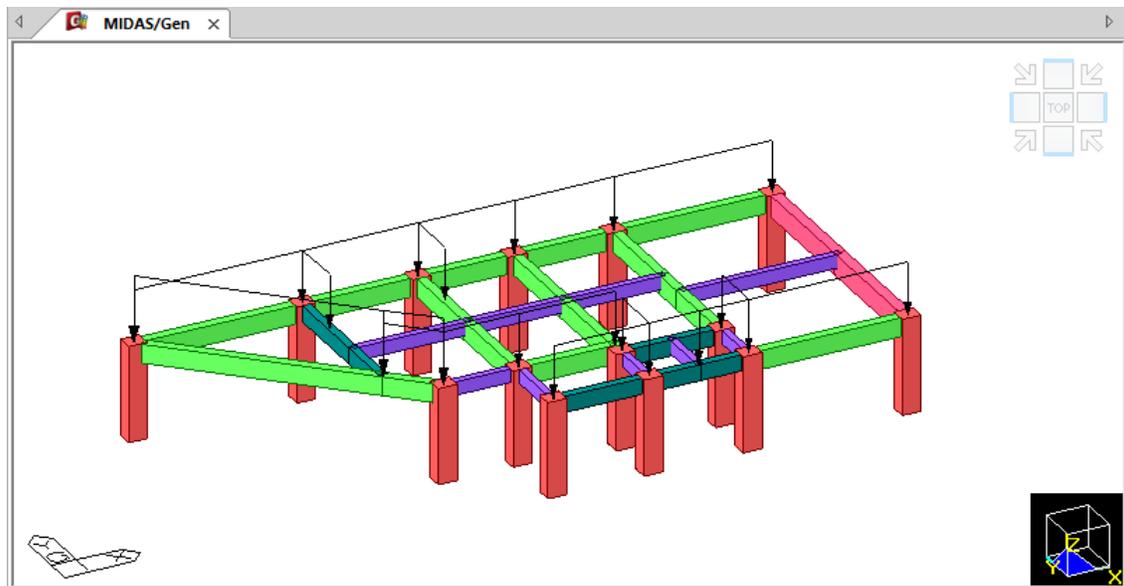


Fig. 5.18 Definición de cargas de piso



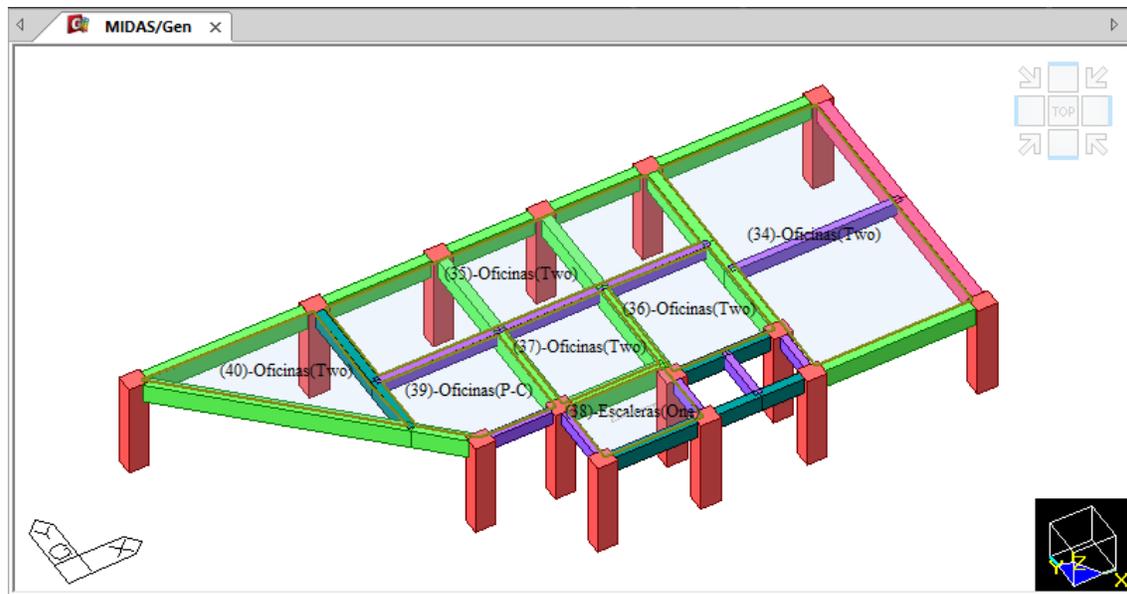
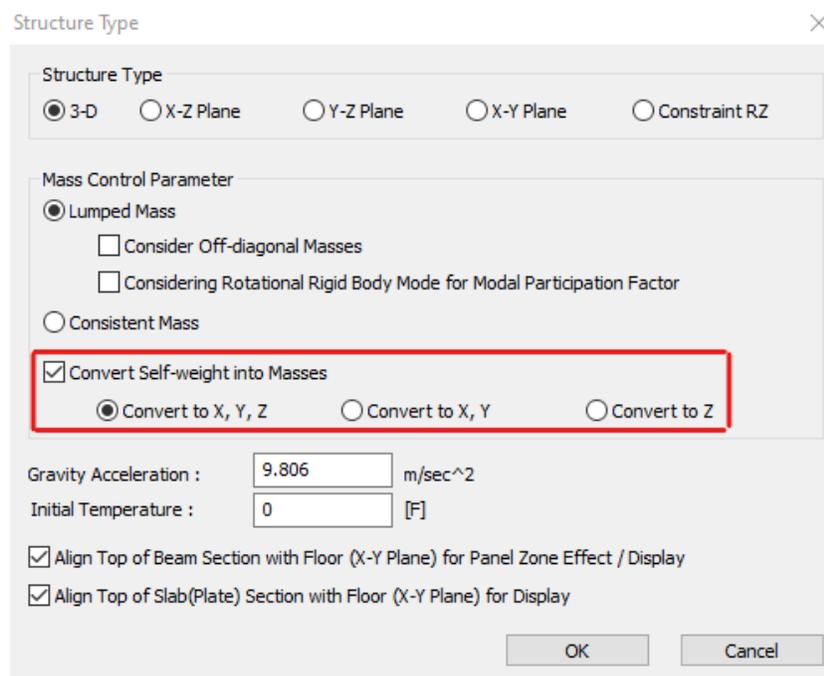


Fig. 5.19 Asignación de cargas en modelo matemático

Cargas dinámicas

Para el caso de las cargas dinámicas en la estructura, se definieron mediante casos de carga por espectros de respuesta, por lo que se tuvieron que cargar los espectros sísmicos al modelo matemático, y darle la instrucción al programa para que el análisis modal respondiera a estos casos de carga, y a la masa definida para los mismos.



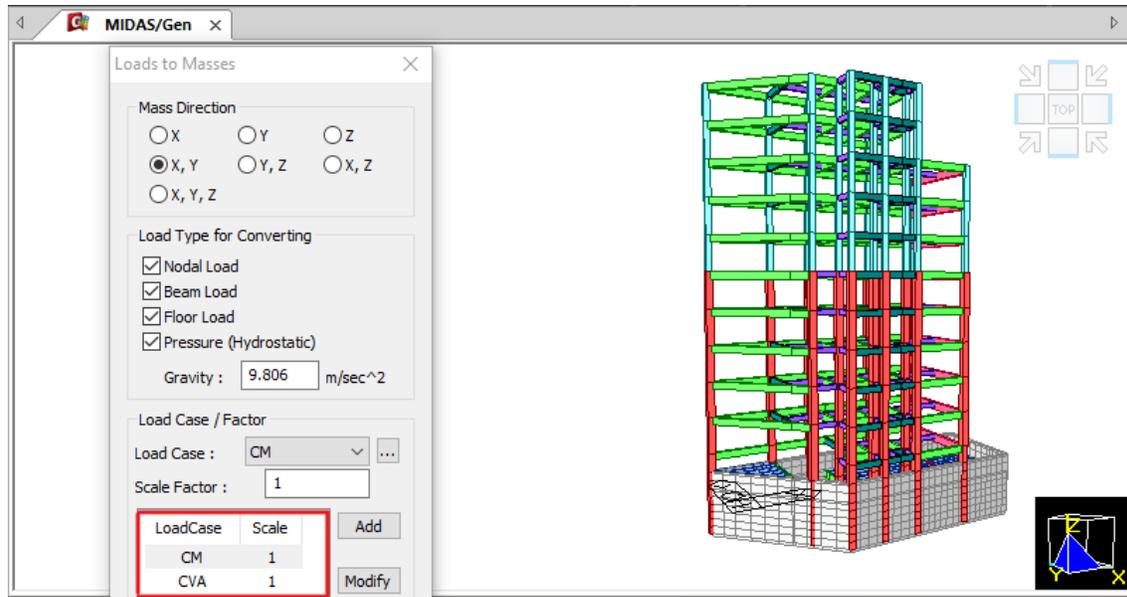
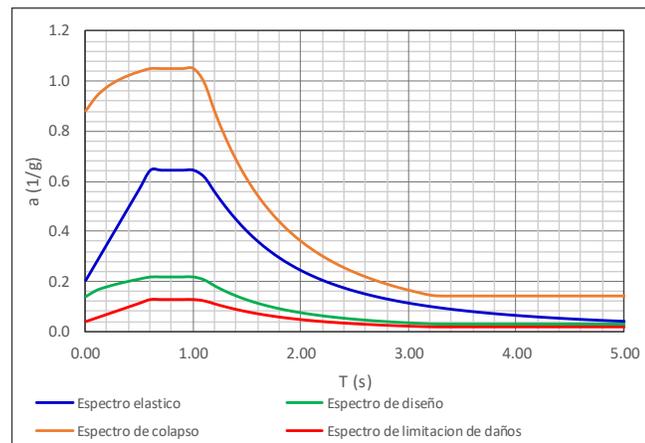


Fig. 5.20 Definición del masa sísmica

Para el caso de la definición de los espectros, previamente se realizó el cálculo de estos de acuerdo con lo estipulados en la sección 3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, obteniendo 4 curvas; espectro elástico, espectro de diseño, espectro de colapso y el espectro para sismos frecuentes.

Datos:

Periodo dominante del suelo T_s : 0.719
 Factor K_s : 0.195
 Aceleración máxima del terreno a_0 : 0.206
 Amortiguamiento estructural (ζ): 0.050
 Valor λ : 0.450
 Valor e : 0.200
 Valor T : 1.000
 Periodo característica T_a : 0.600
 Periodo característico T_b : 1.056
 Parametro K : 1.500
 Ordenada espectral en la meseta C : 0.646
 Grupo: B
 Factor de importancia: 1.00
 Factor básico de sobrerresistencia R_0 : 2.00
 F. de Hiperestaticidad k_1 : 0.80
 F. de Comportamiento sísmico Q : 3.00
 F. de irregularidad: 0.70



T (s)	β	p (3.7.3)	Elástico	k_2 (3.5.2)	R (3.5.1)	Q' (3.4.1)	Diseño	Colapso	Lim. Daños
			a (1/g)				a (1/g)	a (1/g)	a (1/g)
0.00	1.000	1.500	0.206	0.500	2.100	1.000	0.140	0.883	0.040
0.10	1.000	-54.257	0.279	0.296	1.896	1.272	0.165	0.941	0.055
0.20	1.000	-12.439	0.353	0.211	1.811	1.544	0.180	0.979	0.069
0.30	1.000	-4.695	0.426	0.146	1.746	1.816	0.192	1.005	0.083
0.40	1.000	-1.985	0.499	0.092	1.692	2.089	0.202	1.025	0.097
0.50	1.000	-0.730	0.573	0.044	1.644	2.361	0.211	1.040	0.112

0.60	1.000	-0.049	0.646	0.000	1.600	2.633	0.219	1.051	0.126
0.70	1.000	0.362	0.646	0.000	1.600	2.633	0.219	1.051	0.126
0.80	1.000	0.629	0.646	0.000	1.600	2.633	0.219	1.051	0.126
0.90	1.000	0.812	0.646	0.000	1.600	2.633	0.219	1.051	0.126
1.00	1.000	0.942	0.646	0.000	1.600	2.633	0.219	1.051	0.126
1.10	1.000	1.039	0.619	0.000	1.600	2.665	0.207	0.995	0.121
1.20	1.000	1.113	0.557	0.000	1.600	2.723	0.183	0.876	0.109
1.30	1.000	1.170	0.499	0.000	1.600	2.766	0.161	0.773	0.097
1.40	1.000	1.216	0.447	0.000	1.600	2.800	0.142	0.684	0.087
1.50	1.000	1.252	0.401	0.000	1.600	2.827	0.127	0.608	0.078
1.60	1.000	1.282	0.361	0.000	1.600	2.849	0.113	0.543	0.070
1.70	1.000	1.307	0.326	0.000	1.600	2.867	0.101	0.487	0.064
1.80	1.000	1.328	0.295	0.000	1.600	2.882	0.091	0.439	0.058
1.90	1.000	1.346	0.269	0.000	1.600	2.894	0.083	0.398	0.052
2.00	1.000	1.361	0.245	0.000	1.600	2.905	0.075	0.362	0.048
2.10	1.000	1.374	0.224	0.000	1.600	2.914	0.069	0.330	0.044
2.20	1.000	1.385	0.206	0.000	1.600	2.922	0.063	0.302	0.040
2.30	1.000	1.395	0.190	0.000	1.600	2.928	0.058	0.278	0.037
2.40	1.000	1.403	0.175	0.000	1.600	2.934	0.053	0.256	0.034
2.50	1.000	1.411	0.163	0.000	1.600	2.940	0.049	0.237	0.032
2.60	1.000	1.418	0.151	0.000	1.600	2.944	0.046	0.220	0.029
2.70	1.000	1.424	0.141	0.000	1.600	2.948	0.043	0.204	0.027
2.80	1.000	1.429	0.131	0.000	1.600	2.952	0.040	0.191	0.026
2.90	1.000	1.434	0.123	0.000	1.600	2.955	0.037	0.178	0.024
3.00	1.000	1.438	0.115	0.000	1.600	2.958	0.035	0.167	0.022
3.10	1.000	1.442	0.108	0.000	1.600	2.961	0.033	0.156	0.021
3.20	1.000	1.446	0.102	0.000	1.600	2.963	0.031	0.147	0.020
3.30	1.000	1.449	0.096	0.000	1.600	2.966	0.030	0.144	0.019
3.40	1.000	1.452	0.090	0.000	1.600	2.968	0.030	0.144	0.019
3.50	1.000	1.454	0.086	0.000	1.600	2.969	0.030	0.144	0.019
3.60	1.000	1.457	0.081	0.000	1.600	2.971	0.030	0.144	0.019
3.70	1.000	1.459	0.077	0.000	1.600	2.973	0.030	0.144	0.019
3.80	1.000	1.461	0.073	0.000	1.600	2.974	0.030	0.144	0.020
3.90	1.000	1.463	0.069	0.000	1.600	2.975	0.030	0.144	0.020
4.00	1.000	1.465	0.066	0.000	1.600	2.977	0.030	0.144	0.020
4.10	1.000	1.467	0.063	0.000	1.600	2.978	0.030	0.144	0.020
4.20	1.000	1.468	0.060	0.000	1.600	2.979	0.030	0.144	0.020
4.30	1.000	1.470	0.057	0.000	1.600	2.980	0.030	0.144	0.020
4.40	1.000	1.471	0.055	0.000	1.600	2.981	0.030	0.144	0.020
4.50	1.000	1.472	0.052	0.000	1.600	2.982	0.030	0.144	0.020
4.60	1.000	1.474	0.050	0.000	1.600	2.982	0.030	0.144	0.020
4.70	1.000	1.475	0.048	0.000	1.600	2.983	0.030	0.144	0.020
4.80	1.000	1.476	0.046	0.000	1.600	2.984	0.030	0.144	0.020
4.90	1.000	1.477	0.044	0.000	1.600	2.984	0.030	0.144	0.020
5.00	1.000	1.478	0.043	0.000	1.600	2.985	0.030	0.144	0.020

Fig. 5.21 Cálculo de los espectros sísmicos

Una vez obtenidos estos espectros se cargan al programa:

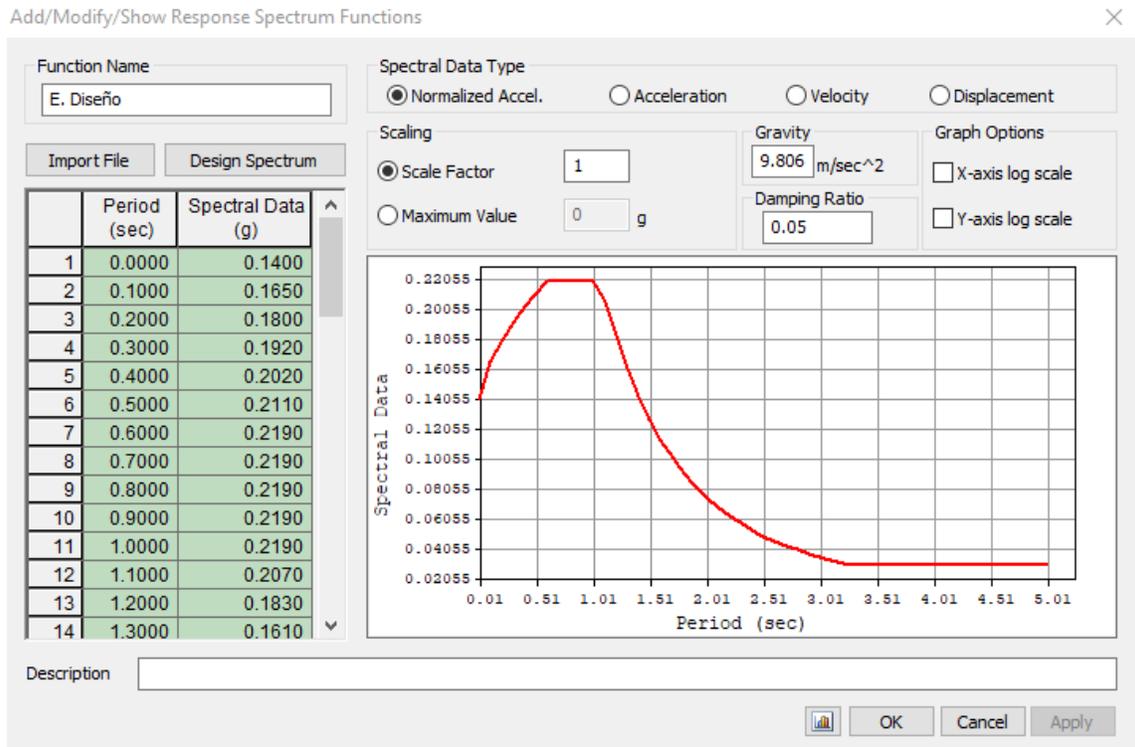
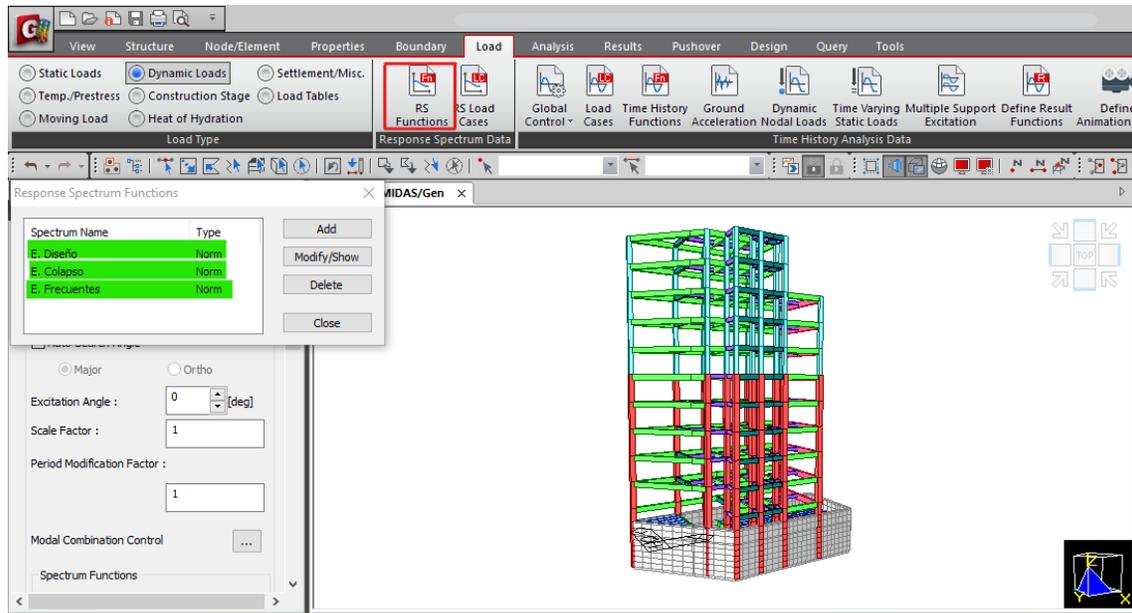


Fig. 5.22 Asignación de espectros

Las respuestas modales se combinarán para calcular una respuesta total a través de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada respuesta:

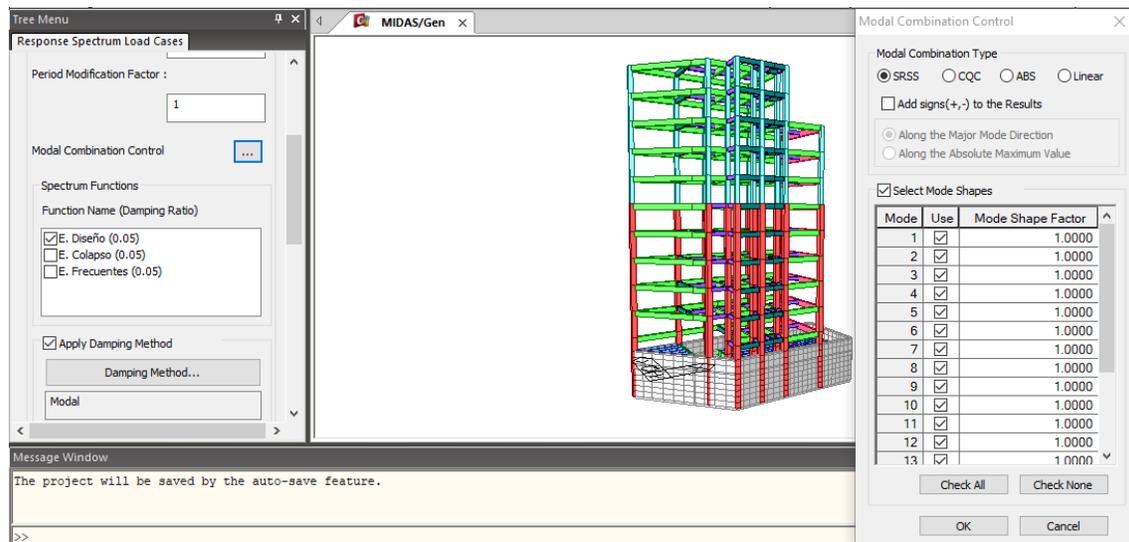


Fig. 5.23 Respuesta modal asignada en midas gen

Finalmente, como ya se ha mencionado, los efectos dinámicos en la estructura producidos por el sismo se analizarán mediante el análisis dinámico modal y para efectos de éste y atendiendo a los requerimientos estipulados en la sección 2.7.1 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, se corroboró que el sistema estructural de piso del edificio cumpliera con las características para considerar que se tendrá un diafragma rígido, y de esta manera se incorporó esta característica en el modelo matemático:

Story Data

Ground Level: 0 m

	Module Name	Story Name	Level(m)	Height(m)	Floor Diaphragm
▶	Base	Az	37.80	0.00	Consider
	Base	N10	34.20	3.60	Consider
	Base	N9	30.60	3.60	Consider
	Base	N8	27.00	3.60	Consider
	Base	N7	23.40	3.60	Consider
	Base	N6	19.80	3.60	Consider
	Base	N5	16.20	3.60	Consider
	Base	N4	12.60	3.60	Consider
	Base	N3	9.00	3.60	Consider
	Base	N2	5.40	3.60	Consider
	Base	N1	1.80	3.60	Consider
	Base	PB	0.00	1.80	Do not consider
	Base	SS	-1.80	1.80	Do not consider

Auto Generate Story Data... Define Module... Close

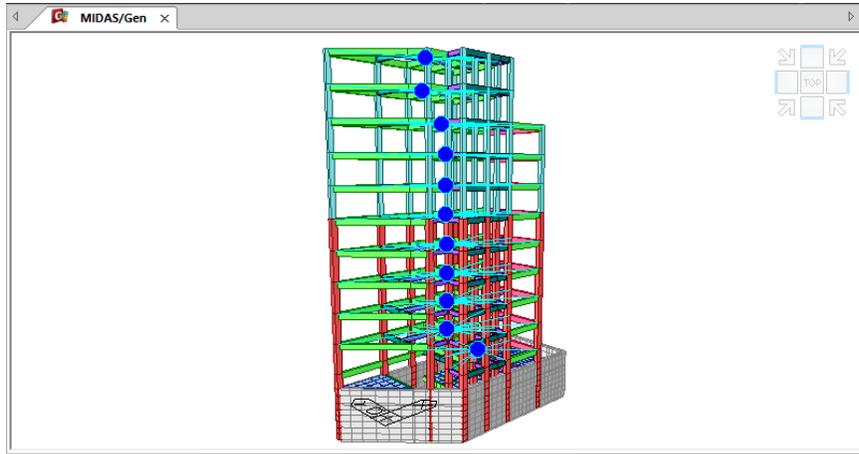


Fig. 5.24 Asignación de diafragma rígido en modelo matemático

Textualmente en la sección 2.7.1 se menciona lo siguiente: De manera alternativa, se considerará que se satisface la condición de diafragma rígido en aquellos sistemas estructurales cuyo sistema de piso esté estructurado con base en losas de concreto o de concreto colado sobre tableros de acero que en planta exhiban una relación de largo a ancho menor o igual a 4, y que cumplan los requisitos 4 y 6 de la sección 5.1.

Corroboración de diafragma rígido	
Tipo de losa	Concreto
Largo	5.92 m
Ancho	4.95 m
Largo/Ancho: σ :	1.20

$$\sigma < 4$$

Cumple la condición de diafragma rígido!

También se calcularon e ingresaron las excentricidades accidentales, calculadas de acuerdo con la sección 2.2 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo.

$$e_{ai} = [0.05 + 0.05(i - 1)/(n - 1)]b_i$$

Sismo X		Sismo Y	
11	0.98 m	11	1.68 m
10	0.93 m	10	1.60 m
9	0.88 m	9	1.85 m
8	0.83 m	8	1.75 m
7	0.78 m	7	1.78 m
6	0.73 m	6	1.67 m
5	0.68 m	5	1.55 m
4	0.64 m	4	1.44 m
3	0.59 m	3	1.33 m
2	0.54 m	2	1.22 m
1	0.49 m	1	1.11 m

En el modelo de análisis se incorporaron los valores calculados:

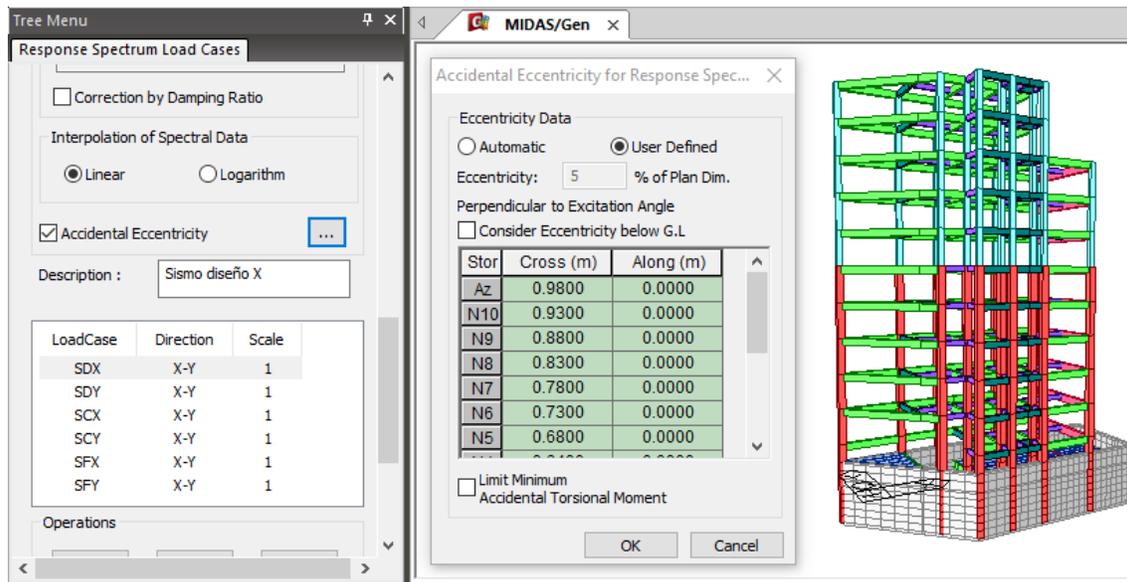


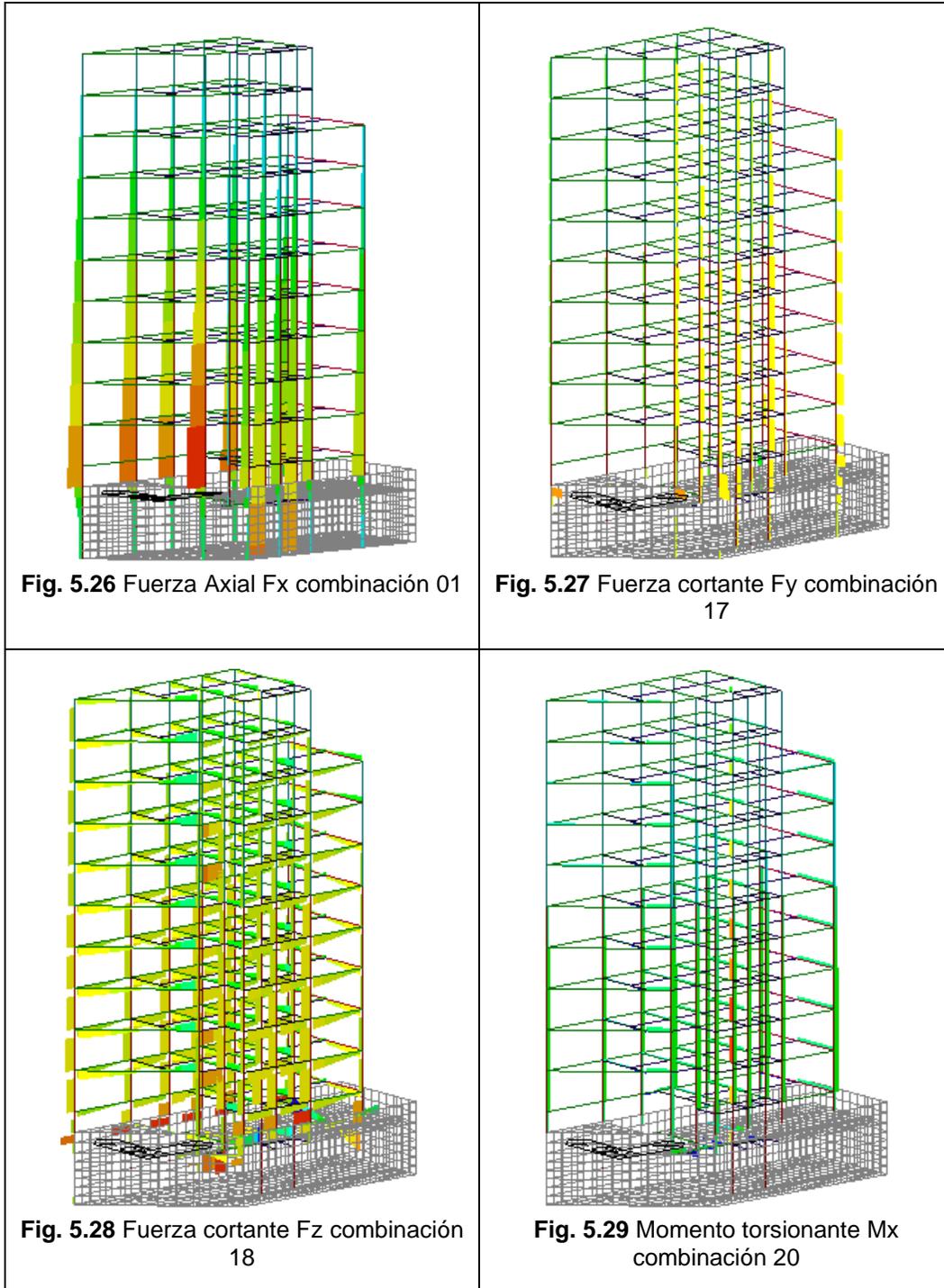
Fig. 5.25 Ejemplo de incorporación de los valores de la excentricidad accidental en el modelo de Midas Gen

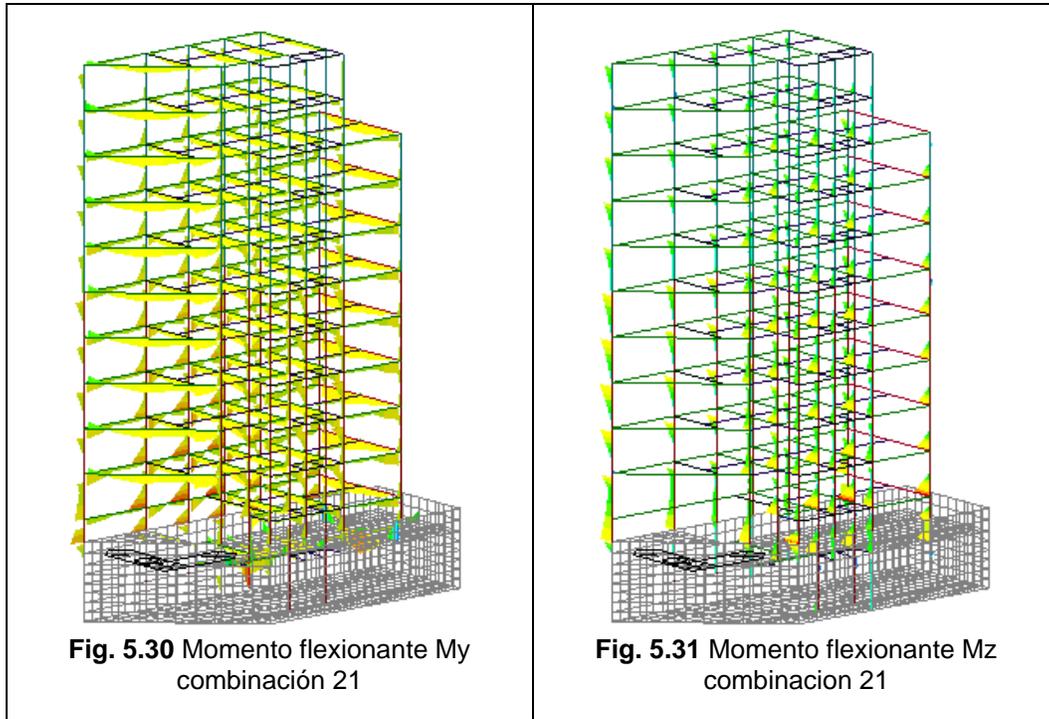
Para el caso de la excentricidad torsional, el software la calcula automáticamente al dar de alta la consideración de diafragma rígido.

V.3 Análisis estructural

A continuación, se presentan los resultados más representativos del análisis estructural:

Elementos mecánicos





Del análisis modal espectral se obtuvieron los siguientes parámetros dinámicos de la estructura:

No. Modo	Frecuencia		Periodo T (seg)
	(rad/seg)	(ciclos/seg)	
1	2.348	0.374	2.676
2	3.688	0.587	1.704
3	3.862	0.615	1.627
4	7.467	1.188	0.842
5	10.610	1.689	0.592
6	11.057	1.760	0.568
7	13.082	2.082	0.480
8	16.253	2.587	0.387
9	16.510	2.628	0.381
10	17.018	2.709	0.369
11	19.028	3.029	0.330
12	21.495	3.421	0.292

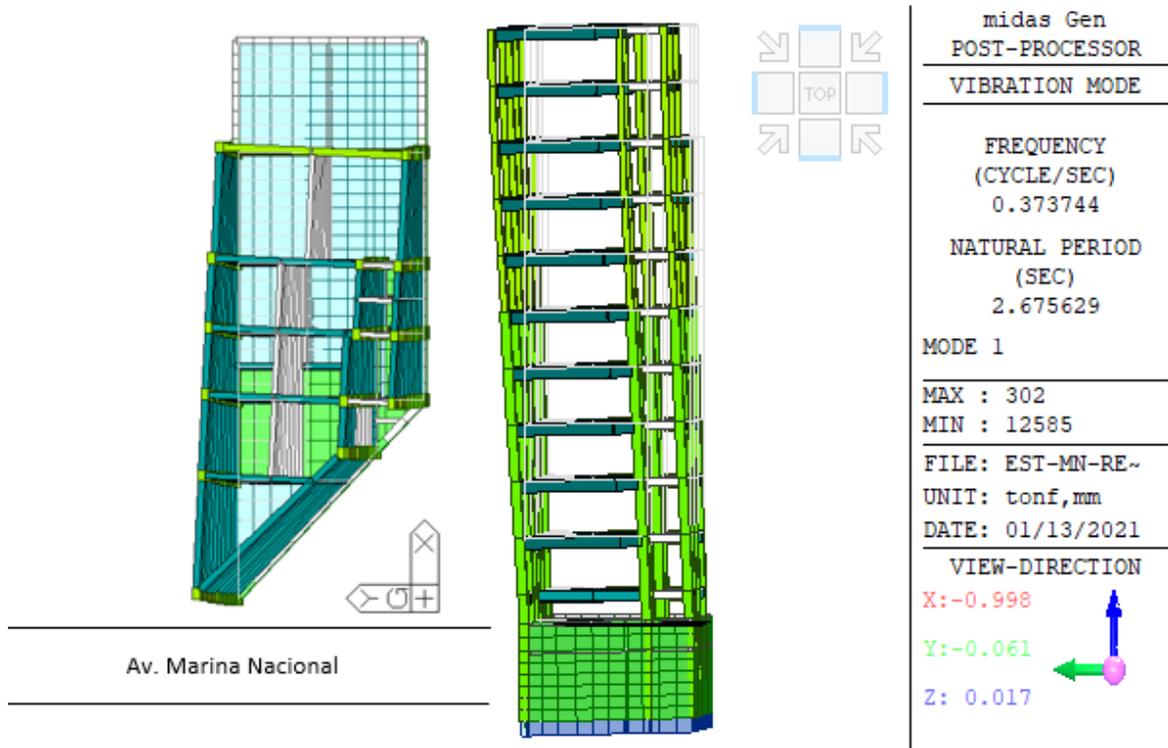


Fig. 5.32 Representación gráfica del primer modo de vibrar

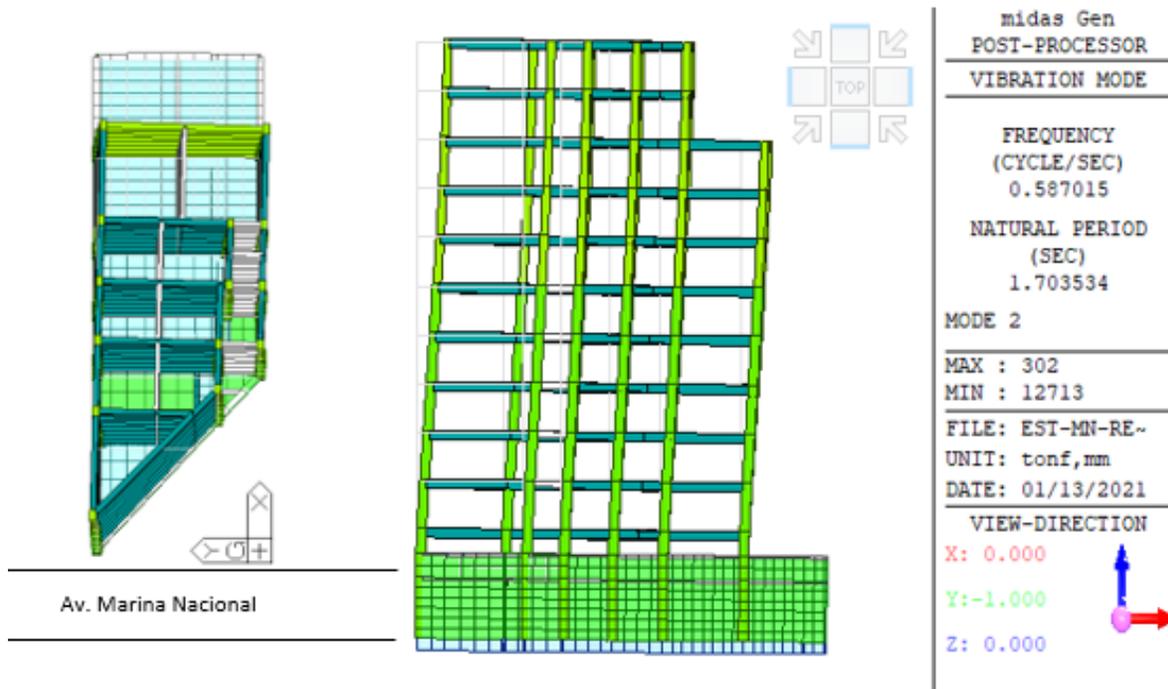


Fig. 5.33 Representación gráfica del segundo modo de vibrar

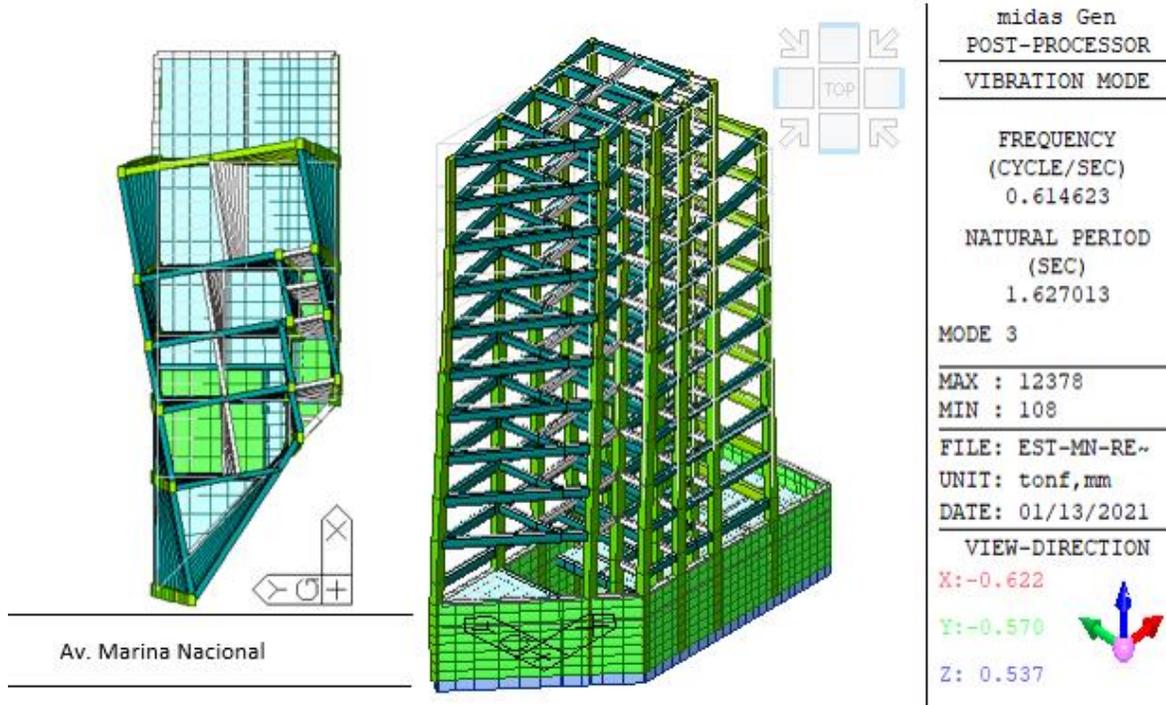


Fig. 5.34 Representación gráfica del tercer modo de vibrar

Según lo establecido en la sección 8.2.1 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, se revisó que la estructura cumpliera con el cortante basal modificado:

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental en la dirección de análisis, \tilde{V}_{o1} , se corregirá por interacción suelo-estructura:

$$\tilde{V}_{o1} = \tilde{a}' W_e \quad (8.2.5)$$

Fig. 5.36 Revisión de cortante basal para análisis dinámico modal NTC-sismo 17

Cortante basal dirección Y

$$\tilde{T}_{eY} = 2.676 \text{ seg}$$

$$T_{eY} = 2.265 \text{ seg}$$

$$\tilde{\zeta}_{eY} = 0.0501$$

$$T_a = 0.600 \text{ seg}$$

$$T_b = 1.056 \text{ seg}$$

$$p = 1.5 + (1 - 1.5) * \left(\frac{1.056}{2.676}\right)^2 = 1.422$$

$$c = 0.646$$

$$\lambda = 0.45; \varepsilon = 0.20; \tau = 1.00$$

$$\tilde{\beta} = 1 + \left[\left(\frac{0.05}{0.0501} \right)^{0.45} - 1 \right] \left(\frac{1 * 1.056}{2.676} \right)^{0.20} = 1.003$$

$$\tilde{\alpha} = 1.003 * 0.646 * 1.422 * \left(\frac{1.056}{2.676} \right)^2 = 0.1435$$

$$k2 = \max \left(0, 0.5 * \left(1 - \left(\frac{2.676}{0.600} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right) = 0.0$$

$$R = 0.8 * 2.0 = 1.6$$

$$\tilde{Q} = 1 + (3 - 1) * \frac{2.265^2}{2.676^2} = 2.43$$

$$\tilde{Q}' = 1 + (2.43 - 1) * \frac{2.676}{2.265} * \sqrt{\frac{1.003 * 1.422}{1.5}} = 2.65$$

$$\tilde{a}' = \frac{0.1435}{1.6 * 2.65 * 0.7} = 0.048$$

De Midas Gen se obtiene la masa sísmica:

Load	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)
CM	0	0	1780.54
CVA	0	0	331.42
PP	0	0	2012.64
		Suma:	4124.60

$$W_0 = 4124.60 \text{ ton}$$

$$W_e = 0.7 * 4124.60 = 2887.22 \text{ ton}$$

$$\tilde{V}_{01} = 0.048 * 2887.22 \text{ ton} = 138.58 \text{ ton}$$

Cortante basal dirección X

$$\tilde{T}_{eX} = 1.704 \text{ seg}$$

$$T_{eX} = 1.563 \text{ seg}$$

$$\tilde{\zeta}_{eX} = 0.0503$$

$$T_a = 0.600 \text{ seg}$$

$$T_b = 1.056 \text{ seg}$$

$$p = 1.5 + (1 - 1.5) * \left(\frac{1.056}{1.563} \right)^2 = 1.27$$

$$c = 0.646$$

$$\lambda = 0.45; \varepsilon = 0.20; \tau = 1.00$$

$$\tilde{\beta} = 1 + \left[\left(\frac{0.05}{0.0503} \right)^{0.45} - 1 \right] \left(\frac{1 * 1.056}{1.704} \right)^{0.20} = 0.998$$

$$\tilde{\alpha} = 0.998 * 0.646 * 1.27 * \left(\frac{1.056}{1.704} \right)^2 = 0.314$$

$$k2 = \max \left(0, 0.5 * \left(1 - \left(\frac{1.704}{0.600} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right) = 0.0$$

$$R = 0.8 * 2.0 = 1.6$$

$$\tilde{Q} = 1 + (3 - 1) * \frac{1.563^2}{1.704^2} = 2.68$$

$$\tilde{Q}' = 1 + (2.68 - 1) * \frac{1.704}{1.563} * \sqrt{\frac{0.998 * 1.27}{1.5}} = 2.68$$

$$\tilde{a}' = \frac{0.314}{1.6 * 2.68 * 0.7} = 0.105$$

$$\tilde{V}_{01} = 0.105 * 2887.22 \text{ ton} = 303.16 \text{ ton}$$

Los cortantes en la base obtenidos de midas gen se muestran a continuación:

Load	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)
SDX(RS)	323.89	59.99	53.09
SDY(RS)	59.99	188.58	19.97

Para la dirección Y: SDY= 188.58 ton > 138.58 ton

Para la dirección X SDX= 323.89 ton > 303.16 ton

De acuerdo con las revisiones anteriores, encontramos que se cumple con el cortante basal mínimo, por lo que no es necesario escalar el espectro de diseño.

Se verificó también que los periodos de vibrar del edificio no coincidieran con el periodo dominante del terreno, evitando un posible fenómeno de resonancia para un evento accidental dado.

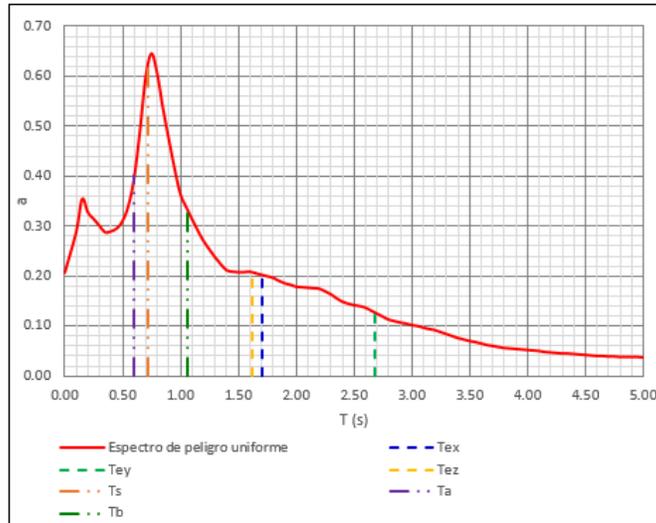


Fig. 5.35 Espectro de peligro uniforme del sitio en estudio

V.4 Elección de la combinación de cargas para la revisión y el diseño estructural

Con los estados de carga básicos se generaron dos grupos de combinaciones de carga, los cuales se describen a continuación:

NOMENCLATURA	
PP	PESO PROPIO
CM	SOBRECARGA MUERTA
CVM	CARGA VIVA MAXIMA
CVA	CARGA VIVA ACCIDENTAL
CVMED	CARGA VIVA MEDIA
SDX (RS)	SISMO ESPECTRAL DE DISEÑO DIRECCION X
SDY (RS)	SISMO ESPECTRAL DE DISEÑO DIRECCION Y
SCX (RS)	SISMO ESPECTRAL DE COLAPSO DIRECCION X
SCY (RS)	SISMO ESPECTRAL DE COLAPSO DIRECCION Y
SFX (RS)	SISMO ESPECTRAL DE SERVICIO DIRECCION X
SFY (RS)	SISMO ESPECTRAL DE SERVICIO DIRECCION Y
SDX (eai)	CARGAS POR EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL X (DISEÑO)
SDY (eai)	CARGAS POR EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL Y (DISEÑO)
SCX (eai)	CARGAS POR EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL X (COLAPSO)
SCY (eai)	CARGAS POR EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL Y (COLAPSO)
SFX (eai)	CARGAS POR EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL X (SERVICIO)
SFY (eai)	CARGAS POR EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL Y (SERVICIO)

Combinaciones de servicio: Se generó este grupo de combinaciones para evaluar la estabilidad de la estructura y verificar que se cumpla con el estado límite de servicio. Las combinaciones de servicio se identifican pues el factor de carga de estas es unitario.

Combinaciones de diseño: Se generó este grupo de combinaciones para evaluar la resistencia de los elementos estructurales existentes y verificar que se cumpla con el estado límite de resistencia. Las combinaciones de carga para el diseño de los elementos estructurales se identifican pues los factores utilizados son mayores a la unidad, en este

caso de acuerdo con la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, cuando se trate de edificaciones del grupo B, los factores de carga se tomarán igual a 1.3 y 1.5, para cargas permanentes y variables respectivamente.

Y cuando se combinen acciones permanentes, variables y accidentales el factor de carga será de 1.1.

NOMBRE	CM	CVM	CVA	CVMED	PP	SDX (RS)	SDY (RS)	SCX (RS)	SCY (RS)	SFX (RS)	SFY (RS)	SDX (eai)	SDY (eai)	SCX (eai)	SCY (eai)	SFX (eai)	SFY (eai)
COLAPSO X	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	0.30	-	-	-	-	1.00	0.30	-	-
COLAPSO Y	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	0.30	1.00	-	-	-	-	0.30	1.00	-	-
FRECIENTES X	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	0.30	-	-	-	-	1.00	0.30
FRECIENTES Y	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	0.30	1.00	-	-	-	-	0.30	1.00
GRAVITACIONAL	1.00	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
LCD01	1.30	1.50	-	-	1.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
LCD02	1.10	-	1.10	-	1.10	1.10	0.33	-	-	-	-	1.10	0.33	-	-	-	-
LCD03	1.10	-	1.10	-	1.10	1.10	0.33	-	-	-	-	1.10	-0.33	-	-	-	-
LCD04	1.10	-	1.10	-	1.10	1.10	0.33	-	-	-	-	-1.10	0.33	-	-	-	-
LCD05	1.10	-	1.10	-	1.10	1.10	0.33	-	-	-	-	-1.10	-0.33	-	-	-	-
LCD06	1.10	-	1.10	-	1.10	1.10	-0.33	-	-	-	-	1.10	0.33	-	-	-	-
LCD07	1.10	-	1.10	-	1.10	1.10	-0.33	-	-	-	-	1.10	-0.33	-	-	-	-
LCD08	1.10	-	1.10	-	1.10	1.10	-0.33	-	-	-	-	-1.10	0.33	-	-	-	-
LCD09	1.10	-	1.10	-	1.10	1.10	-0.33	-	-	-	-	-1.10	-0.33	-	-	-	-
LCD10	1.10	-	1.10	-	1.10	-1.10	0.33	-	-	-	-	1.10	0.33	-	-	-	-
LCD11	1.10	-	1.10	-	1.10	-1.10	0.33	-	-	-	-	1.10	-0.33	-	-	-	-
LCD12	1.10	-	1.10	-	1.10	-1.10	0.33	-	-	-	-	-1.10	0.33	-	-	-	-
LCD13	1.10	-	1.10	-	1.10	-1.10	0.33	-	-	-	-	-1.10	-0.33	-	-	-	-
LCD14	1.10	-	1.10	-	1.10	-1.10	-0.33	-	-	-	-	1.10	0.33	-	-	-	-
LCD15	1.10	-	1.10	-	1.10	-1.10	-0.33	-	-	-	-	1.10	-0.33	-	-	-	-
LCD16	1.10	-	1.10	-	1.10	-1.10	-0.33	-	-	-	-	-1.10	0.33	-	-	-	-
LCD17	1.10	-	1.10	-	1.10	-1.10	-0.33	-	-	-	-	-1.10	-0.33	-	-	-	-
LCD18	1.10	-	1.10	-	1.10	0.33	1.10	-	-	-	-	0.33	1.10	-	-	-	-
LCD19	1.10	-	1.10	-	1.10	0.33	1.10	-	-	-	-	-0.33	1.10	-	-	-	-
LCD20	1.10	-	1.10	-	1.10	0.33	1.10	-	-	-	-	0.33	-1.10	-	-	-	-
LCD21	1.10	-	1.10	-	1.10	0.33	1.10	-	-	-	-	-0.33	-1.10	-	-	-	-
LCD22	1.10	-	1.10	-	1.10	-0.33	1.10	-	-	-	-	0.33	1.10	-	-	-	-
LCD23	1.10	-	1.10	-	1.10	-0.33	1.10	-	-	-	-	-0.33	1.10	-	-	-	-
LCD24	1.10	-	1.10	-	1.10	-0.33	1.10	-	-	-	-	0.33	-1.10	-	-	-	-
LCD25	1.10	-	1.10	-	1.10	-0.33	1.10	-	-	-	-	-0.33	-1.10	-	-	-	-
LCD26	1.10	-	1.10	-	1.10	0.33	-1.10	-	-	-	-	0.33	1.10	-	-	-	-
LCD27	1.10	-	1.10	-	1.10	0.33	-1.10	-	-	-	-	-0.33	1.10	-	-	-	-
LCD28	1.10	-	1.10	-	1.10	0.33	-1.10	-	-	-	-	0.33	-1.10	-	-	-	-
LCD29	1.10	-	1.10	-	1.10	0.33	-1.10	-	-	-	-	-0.33	-1.10	-	-	-	-
LCD30	1.10	-	1.10	-	1.10	-0.33	-1.10	-	-	-	-	0.33	1.10	-	-	-	-
LCD31	1.10	-	1.10	-	1.10	-0.33	-1.10	-	-	-	-	-0.33	1.10	-	-	-	-
LCD32	1.10	-	1.10	-	1.10	-0.33	-1.10	-	-	-	-	0.33	-1.10	-	-	-	-
LCD33	1.10	-	1.10	-	1.10	-0.33	-1.10	-	-	-	-	-0.33	-1.10	-	-	-	-
ASENTAMIENTOS	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

V.5 Revisión de los estados límite de servicio para el cumplimiento de las NTC2017

A continuación, se presentan los desplazamientos obtenidos de los modelos matemáticos, los cuales se usarán para hacer la verificación del estado límite de servicio.

Los desplazamientos se deberán verificar para el estado límite de operación para las deformaciones verticales en vigas. Los desplazamientos horizontales deberán cumplir con el estado límite de colapso y servicio.

Revisión de deflexiones

Las deflexiones generadas por las cargas de operación se revisarán en las vigas, a continuación, se muestran los resultados encontrados en el análisis:

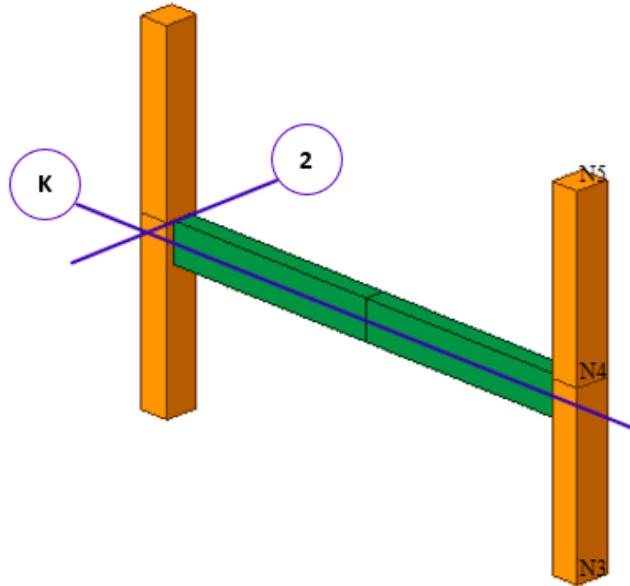


Fig. 5.36 Ubicación de trabe ejemplo

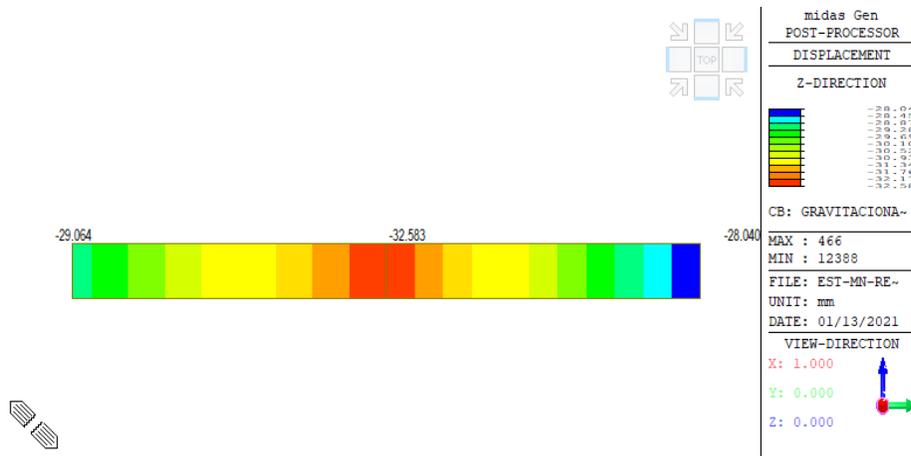
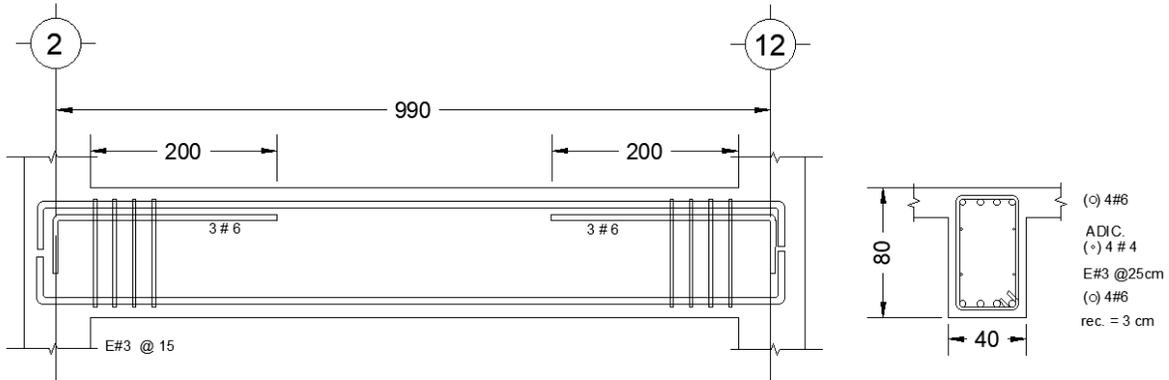


Fig. 5.37 Deformaciones por carga gravitacional en trabe 108

Con la siguiente configuración de armado:



Los resultados de la revisión arrojan que se cumple el estado límite de servicio para deflexiones en traveses.

Revisión de deflexión en trabe

Eje:	K	Tipo de trabe:	Apoyada en extremos
Crujía	2-11	Longitud de viga:	9900.00 mm
Trabe:	108	Dperm L/240 :	41.25 mm
Deflexión calculada en el modelo matemático		D instantánea:	
		4.60 mm	

Calculo de flecha diferida de acuerdo a las NTC

Cuantía en compresión ρ' : 0.00370

Clase de concreto:	1	$12.36 \text{ mm} < 41.25 \text{ mm}$	Pasa flecha	<input checked="" type="checkbox"/>
Efecto diferido λ :	1.69			
Dtotal:	12.36 mm			
Correcto!! ... La dimensiones son adecuadas!!		Dtotal/Dperm:	30%	<input checked="" type="checkbox"/>

Desplazamientos laterales por sismo

La rigidez de la estructura debe ser suficiente para cumplir con las condiciones siguientes:

- Desplazamientos horizontales por limitación de daños a elementos no estructurales (límite de servicio): Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a fuerzas cortantes horizontales no excederán de 0.004 veces las diferencias de elevaciones correspondientes.
- Desplazamientos horizontales 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 modificadas,

según corresponda multiplicadas por el factor Q^*R y divididas por la diferencia de elevaciones, no excederán de 0.020.

Los desplazamientos laterales se tomaron directamente del espectro que corresponde a cada revisión obteniendo lo siguiente:

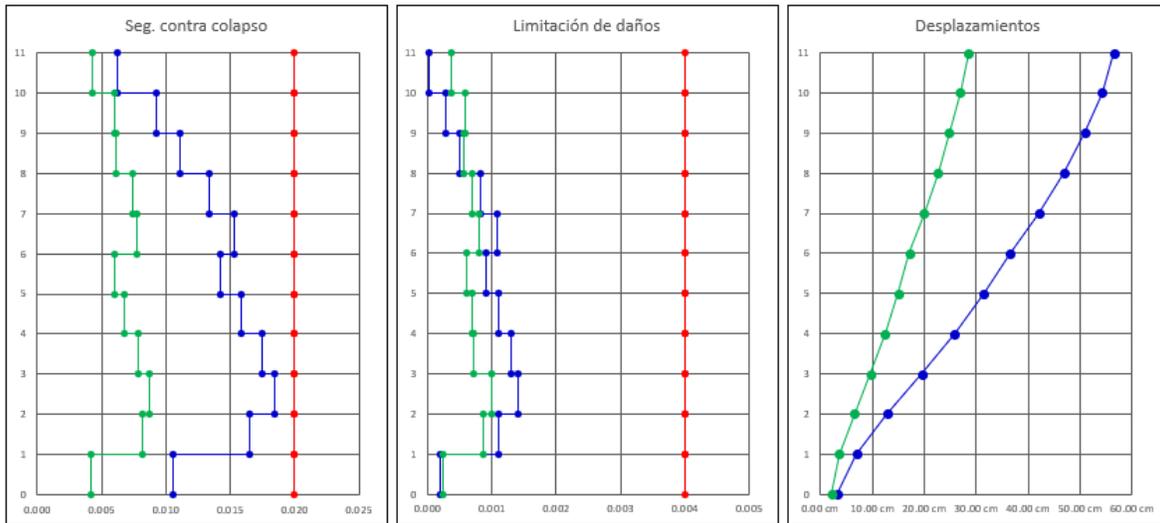
Revisión de distorsiones

Datos	DIR-X	Datos	DIR-Y
Factor de reducción β :	1.003	Factor de reducción β :	1.003
Periodo característico T_a :	0.60 s	Periodo característico T_a :	0.60
Periodo característico T_b :	1.06 s	Periodo característico T_b :	1.06
Periodo dominante T_s :	0.72 s	Periodo dominante T_s :	0.72
Periodo estructural T_{eX} :	1.70 s	Periodo estructural T_{eY} :	2.68 s
Factor de Ductilidad Q :	3.00	Factor de Ductilidad Q :	3.00
Factor de Sobre-resistencia R_0 :	2.00	Factor de Sobre-resistencia R_0 :	2.00
Factor K :	1.50	Factor K :	1.50
Calculo de Q' :	2.87	Calculo de Q' :	2.95
Corrección por hiperestaticidad k_1 :	0.80	Corrección por hiperestaticidad k_1 :	0.80
Factor de incremento k_2 :	0.00	Factor de incremento k_2 :	0.00
Factor de Sobre-resistencia R :	1.60	Factor de Sobre-resistencia R :	1.60
Factor K_s :	0.20	Factor K_s :	0.20

SISMO EN DIRECCION X	H (cm)	DESPLAZAMIENTOS DE COLAPSO		DISTORSIONES		ADMISIBLE	RATIO	OBSERV.	
		DIR-X	DIR-Y	DIR-X	DIR-Y				
AZ	11	360	56.50 cm	28.50 cm	0.006	0.004	0.020	0.31	Ok
N10	10	360	54.24 cm	26.97 cm	0.009	0.006	0.020	0.46	Ok
N9	9	360	50.91 cm	24.82 cm	0.011	0.006	0.020	0.56	Ok
N8	8	360	46.91 cm	22.60 cm	0.013	0.007	0.020	0.67	Ok
N7	7	360	42.11 cm	19.92 cm	0.015	0.008	0.020	0.76	Ok
N6	6	360	36.61 cm	17.13 cm	0.014	0.006	0.020	0.71	Ok
N5	5	360	31.50 cm	14.95 cm	0.016	0.007	0.020	0.79	Ok
N4	4	360	25.81 cm	12.51 cm	0.017	0.008	0.020	0.87	Ok
N3	3	360	19.53 cm	9.70 cm	0.018	0.009	0.020	0.92	Ok
N2	2	360	12.88 cm	6.58 cm	0.017	0.008	0.020	0.83	Ok
N1	1	360	6.93 cm	3.64 cm	0.011	0.004	0.020	0.53	Ok
PB	0		3.15 cm	2.14 cm					

DESPLAZAMIENTOS SISMOS FRECUENTES		DISTORSIONES		ADMISIBLE	RATIO	OBSERV.
DIR-X	DIR-Y	DIR-X	DIR-Y			
3.21 cm	2.65 cm	0.0000	0.0004	0.004	0.09	Ok
3.20 cm	2.52 cm	0.0003	0.0006	0.004	0.15	Ok
3.10 cm	2.31 cm	0.0005	0.0006	0.004	0.14	Ok
2.92 cm	2.11 cm	0.0008	0.0007	0.004	0.21	Ok

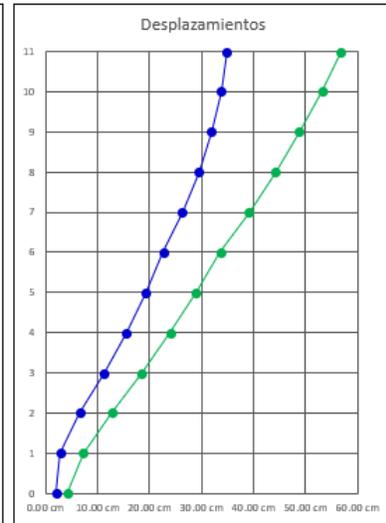
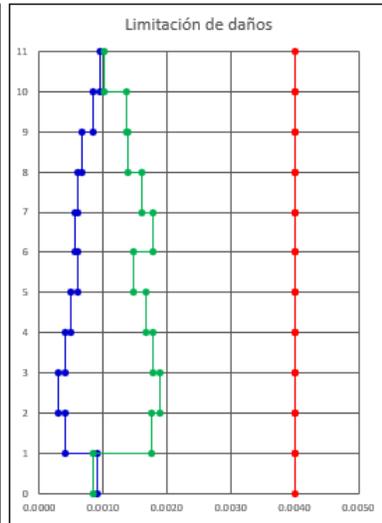
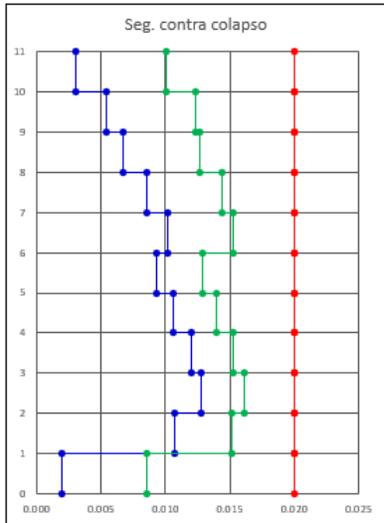
2.62 cm	1.86 cm	0.0011	0.0008	0.004	0.27	Ok
2.23 cm	1.57 cm	0.0009	0.0006	0.004	0.23	Ok
1.90 cm	1.35 cm	0.0011	0.0007	0.004	0.28	Ok
1.50 cm	1.10 cm	0.0013	0.0007	0.004	0.33	Ok
1.03 cm	0.84 cm	0.0014	0.0010	0.004	0.35	Ok
0.52 cm	0.48 cm	0.0011	0.0009	0.004	0.28	Ok
0.12 cm	0.17 cm	0.0002	0.0003	0.004	0.06	Ok
0.05 cm	0.08 cm					



SISMO EN DIRECCION Y	H (cm)	DESPLAZAMIENTOS DE COLAPSO		DISTORSIONES		ADMISIBLE	RATIO	OBSERV.	
		DIR-X	DIR-Y	DIR-X	DIR-Y				
AZ	11	360	34.89 cm	56.87 cm	0.003	0.010	0.020	0.50	Ok
N10	10	360	33.79 cm	53.25 cm	0.005	0.012	0.020	0.62	Ok
N9	9	360	31.84 cm	48.81 cm	0.007	0.013	0.020	0.63	Ok
N8	8	360	29.42 cm	44.26 cm	0.009	0.014	0.020	0.72	Ok
N7	7	360	26.33 cm	39.09 cm	0.010	0.015	0.020	0.76	Ok
N6	6	360	22.68 cm	33.61 cm	0.009	0.013	0.020	0.64	Ok
N5	5	360	19.32 cm	28.99 cm	0.011	0.014	0.020	0.70	Ok
N4	4	360	15.50 cm	23.97 cm	0.012	0.015	0.020	0.76	Ok
N3	3	360	11.18 cm	18.48 cm	0.013	0.016	0.020	0.81	Ok
N2	2	360	6.58 cm	12.67 cm	0.011	0.015	0.020	0.76	Ok
N1	1	360	2.74 cm	7.23 cm	0.002	0.009	0.020	0.43	Ok
PB	0		2.03 cm	4.15 cm					

DESPLAZAMIENTOS SISMOS FRECUENTES		DISTORSIONES		ADMISIBLE	RATIO	OBSERV.
DIR-X	DIR-Y	DIR-X	DIR-Y			
2.63 cm	6.29 cm	0.0009	0.0010	0.004	0.26	Ok
2.29 cm	5.92 cm	0.0008	0.0014	0.004	0.34	Ok
1.99 cm	5.43 cm	0.0007	0.0014	0.004	0.35	Ok
1.75 cm	4.93 cm	0.0006	0.0016	0.004	0.40	Ok
1.53 cm	4.35 cm	0.0006	0.0018	0.004	0.44	Ok
1.33 cm	3.71 cm	0.0006	0.0015	0.004	0.37	Ok
1.11 cm	3.18 cm	0.0005	0.0017	0.004	0.42	Ok
0.93 cm	2.58 cm	0.0004	0.0018	0.004	0.44	Ok

0.78 cm	1.94 cm	0.0003	0.0019	0.004	0.47	Ok
0.67 cm	1.26 cm	0.0004	0.0018	0.004	0.44	Ok
0.52 cm	0.63 cm	0.0009	0.0008	0.004	0.23	Ok
0.19 cm	0.33 cm					



CAPÍTULO VI DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE ACUERDO CON LAS RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CON DUCTILIDAD MEDIA

Después de haber realizado el análisis y la revisión de la estabilidad de la estructura, se procedió a la etapa del diseño de las secciones propuestas cuidando que cada una de éstas cumpla los requerimientos de los códigos de diseño utilizados.

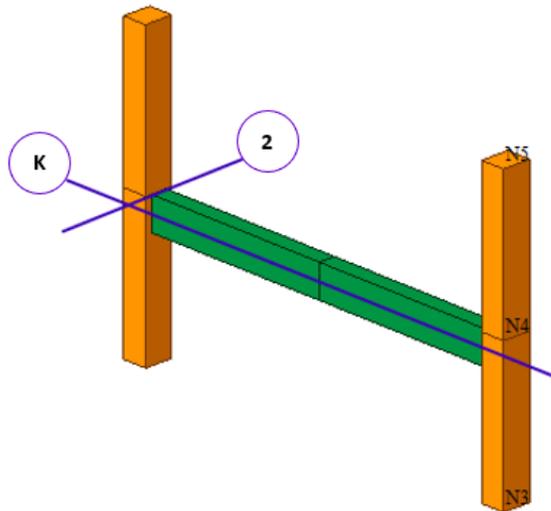
Para el diseño estructural de elementos principales se realizó la revisión de los elementos mecánicos de las traveses y columnas, con la finalidad de iterar condiciones de armado que los elementos de concreto pueden tener para resistir los efectos causados por cargas gravitacionales y accidentales.

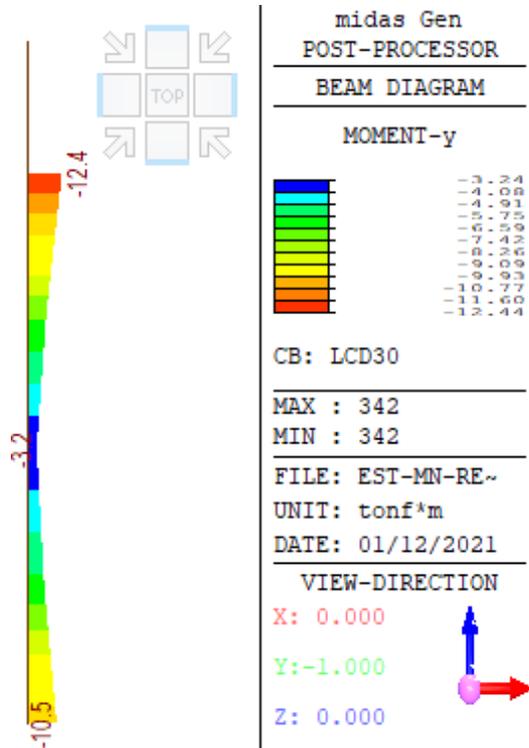
A continuación, se anexan de forma representativa el diseño de elementos de concreto con la metodología empleada para el diseño de la superestructura:

VI.1 Diseño de columnas

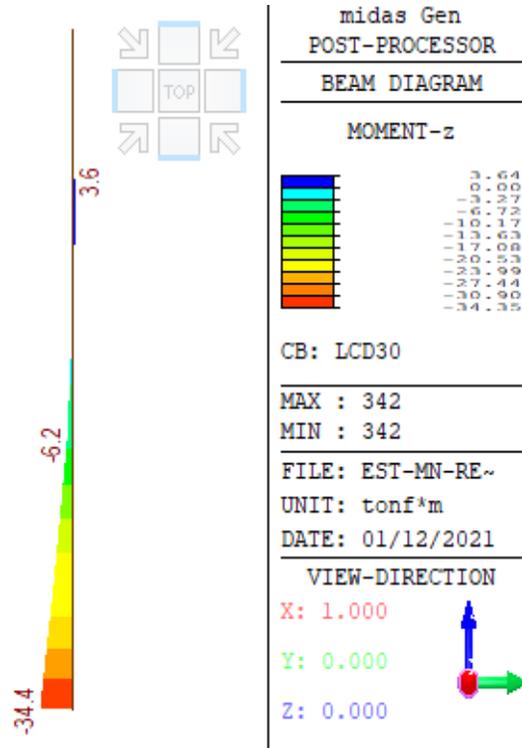
Niveles: **3 a 4**

Ejes: **K y 2**





Momento flexionante MY comb. 30



Momento flexionante MZ comb. 30

Antes de proceder al diseño estructural, tomando en cuenta que la edificación se puede considerar como una estructura con desplazamientos laterales no restringidos, se procedió a realizar la revisión los efectos de esbeltez en las columnas, para rectificar si con los momentos flexionantes del análisis era adecuado realizar el diseño de las columnas, o si estos debían incrementarse:

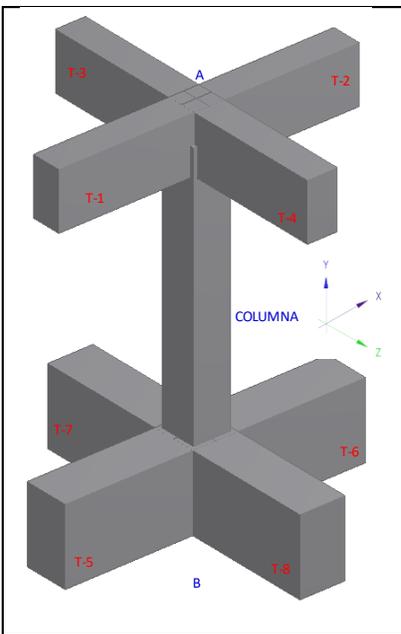
EFFECTOS DE ESBELTEZ EN COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACUERDO CON LAS NTC - CONCRETO 2017

Datos:

Resistencia a la compresion del concreto F'_c : **300.00 kg/cm²**
 Indique la clasificacion del concreto: **Concreto clase 1**
 Indica el tipo de agregado: **Grueso calizo**
 Modulo de elasticidad del concreto E_c : **242487 kg/cm²**

Propiedades geometricas de las Columnas:
 **Columna analizada

Largo L (z):	70.00 cm	Momento de Inercia I_{xx} :	1715000 cm ⁴
Ancho B (x):	60.00 cm	Momento de Inercia I_{zz} :	1260000 cm ⁴
Longitud H_c :	360.00 cm	Area de la seccion:	4200 cm ²



Propiedades geometricas de la trabe T-1:

Altura H:	35.00 cm
Ancho B:	70.00 cm
Longitud l_w :	520.00 cm

Propiedades geometricas de la trabe T-2:

Altura H:	0.00 cm
Ancho B:	0.00 cm
Longitud l_w :	0.00 cm

Propiedades geometricas de la trabe T-3:

Altura H:	0.00 cm
Ancho B:	0.00 cm
Longitud l_w :	0.00 cm

Propiedades geometricas de la trabe T-4:

Altura H:	40.00 cm
Ancho B:	80.00 cm
Longitud l_w :	930.00 cm

Propiedades geometricas de la trabe T-5:

Altura H:	35.00 cm
Ancho B:	70.00 cm
Longitud l_w :	520.00 cm

Propiedades geometricas de la trabe T-6:

Altura H:	0.00 cm
Ancho B:	0.00 cm
Longitud l_w :	0.00 cm

Propiedades geometricas de la trabe T-7:

Altura H:	0.00 cm
Ancho B:	0.00 cm
Longitud l_w :	0.00 cm

Propiedades geometricas de la trabe T-8:

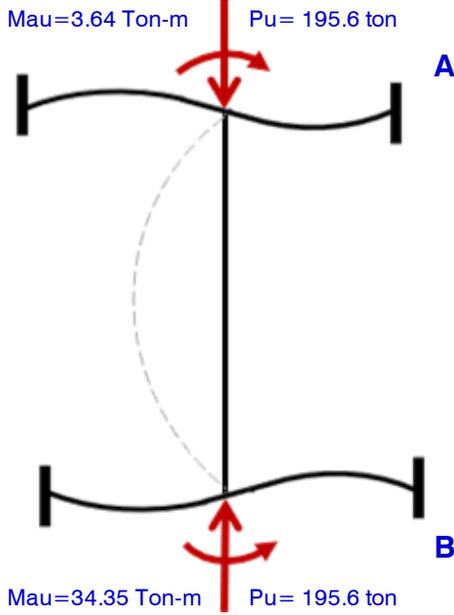
Altura H:	40.00 cm
Ancho B:	80.00 cm
Longitud l_w :	930.00 cm

Elementos mecanicos extremo A

Carga axial ultima Pu: **195.60 ton**
 Momento ultimo Muax: **3.64 ton-m**

Elementos mecanicos extremo B

Carga axial ultima Pu: **195.60 ton**
 Momento ultimo Mubx: **34.35 ton-m**



DIRECCION DE ANALISIS: X

Revisión de efectos de esbeltez en el elemento
 Indicar el tipo de curvatura: Doble
 Relacion de momentos M1/M2: -0.11

Columna de interes:

Area de la seccion: 4200 cm²
 Momento de Inercia lxx: 1715000 cm⁴
 Longitud L: 360.00 cm
 Nodo A: Trabe T-3
 Momento de Inercia lzz: 0 cm⁴
 Longitud L: 0.00 cm
 Trabe T-4
 Momento de Inercia lzz: 426667 cm⁴
 Longitud L: 930.00 cm

Columna que llega:

Largo L (z): **70.00 cm**
 Ancho B (x): **60.00 cm**

Longitud Hc1: **360.00 cm**
 Momento de Inercia lxx: 1715000 cm⁴

Nodo B: Trabe T-7
 Momento de Inercia lzz: 0 cm⁴
 Longitud L: 0.00 cm
 Trabe T-8
 Momento de Inercia lzz: 426667 cm⁴
 Longitud L: 930.00 cm

Columna que llega:
 Largo L (z): **70.00 cm**
 Ancho B (x): **60.00 cm**
 Longitud Hc1: **360.00 cm**
 Momento de Inercia lxx: 1715000 cm⁴

NODO A: $\sum I_c/L :$ 6669.44 $\sum I_v/L :$ 229.39
 NODO B: $\sum I_c/L :$ 6669.44 $\sum I_v/L :$ 229.39

$\Psi_A = 29.075$ $\Psi_B = 29.075$ $k_A = 0.987$ $k_B = 0.987$

$k = 1.35 - (1.35 * (1.35 - k_A - k_B) + 1/2 * (k_A^2 + k_B^2))^{1/2} : 0.987$

H' = kH: 355.32 cm Radio de giro rx: 20.21 cm H'/r: 17.58
 34 - 12 (M1/M2) : 35.27

/ Como Hr' = 17.58 < 34-12(M1/M2) = 35.27 Se puede despreciar el efecto de esbeltez

EFFECTOS DE ESBELTEZ EN COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACUERDO CON LAS NTC - CONCRETO 2017

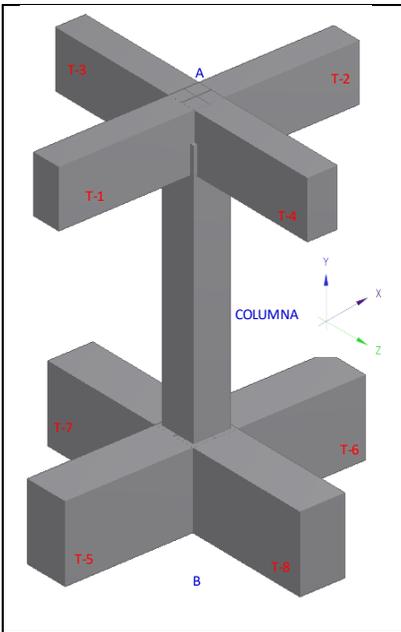
Datos:

Resistencia a la compresion del concreto F'_c : 300.00 kg/cm²
 Indique la clasificacion del concreto: Concreto clase 1
 Indica el tipo de agregado: Grueso calizo
 Modulo de elasticidad del concreto E_c : 242487 kg/cm²

Propiedades geometricas de las Columnas:

**Columna analizada

Largo L (z):	70.00 cm	Momento de Inercia I_{xx} :	1715000 cm ⁴
Ancho B (x):	60.00 cm	Momento de Inercia I_{zz} :	1260000 cm ⁴
Longitud H_c :	360.00 cm	Area de la seccion:	4200 cm ²



Propiedades geometricas de la trabe T-1:

Altura H:	35.00 cm
Ancho B:	70.00 cm
Longitud l_w :	520.00 cm

Propiedades geometricas de la trabe T-2:

Altura H:	0.00 cm
Ancho B:	0.00 cm
Longitud l_w :	0.00 cm

Propiedades geometricas de la trabe T-3:

Altura H:	0.00 cm
Ancho B:	0.00 cm
Longitud l_w :	0.00 cm

Propiedades geometricas de la trabe T-4:

Altura H:	40.00 cm
Ancho B:	80.00 cm
Longitud l_w :	930.00 cm

Propiedades geometricas de la trabe T-5:

Altura H:	35.00 cm
Ancho B:	70.00 cm
Longitud l_w :	520.00 cm

Propiedades geometricas de la trabe T-6:

Altura H:	0.00 cm
Ancho B:	0.00 cm
Longitud l_w :	0.00 cm

Propiedades geometricas de la trabe T-7:

Altura H:	0.00 cm
Ancho B:	0.00 cm
Longitud l_w :	0.00 cm

Propiedades geometricas de la trabe T-8:

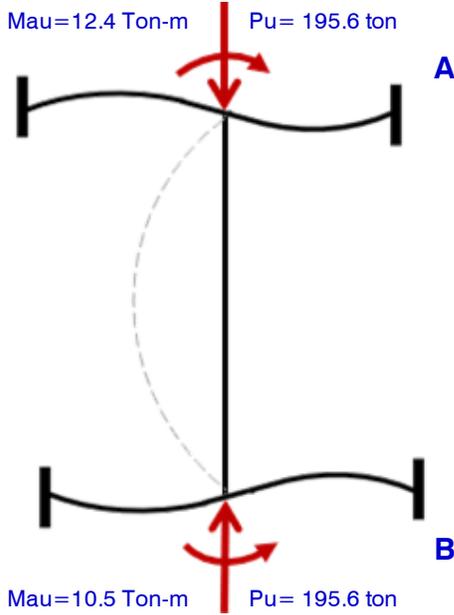
Altura H:	40.00 cm
Ancho B:	80.00 cm
Longitud l_w :	930.00 cm

Elementos mecanicos extremo A

Carga axial ultima Pu: **195.60 ton**
 Momento ultimo Muax: **12.40 ton-m**

Elementos mecanicos extremo B

Carga axial ultima Pu: **195.60 ton**
 Momento ultimo Mubx: **10.50 ton-m**



DIRECCION DE ANALISIS: Y

Revisión de efectos de esbeltez en el elemento
 Indicar el tipo de curvatura: Simple
 Relacion de momentos M1/M2: 0.85

Columna de interes:

Area de la seccion: 4200 cm²
 Momento de Inercia lxx: 1715000 cm⁴
 Longitud L: 360.00 cm
 Nodo A: Trabe T-1
 Momento de Inercia lzz: 250104 cm⁴
 Longitud L: 520.00 cm
 Trabe T-2
 Momento de Inercia lzz: 0 cm⁴
 Longitud L: 0.00 cm

Columna que llega:

Largo L (z): **70.00 cm**
 Ancho B (x): **60.00 cm**
 Longitud Hc1: **360.00 cm**
 Momento de Inercia lxx: 1715000 cm⁴

Nodo B: Trabe T-5
 Momento de Inercia lzz: 250104 cm⁴
 Longitud L: 520.00 cm

Columna que llega:
 Largo L (z): **70.00 cm**
 Ancho B (x): **60.00 cm**

Momento de Inercia lzz: 0 cm⁴
 Longitud L: 0.00 cm

Longitud Hc1: **360.00 cm**
 Momento de Inercia lxx: 1715000 cm⁴

NODO A: $\sum I_c/L :$ 6669.44 $\sum I_v/L :$ 240.48
 NODO B: $\sum I_c/L :$ 6669.44 $\sum I_v/L :$ 240.48

$\Psi_A = 27.733$ $\Psi_B = 27.733$ $k_A = 0.986$ $k_B = 0.986$

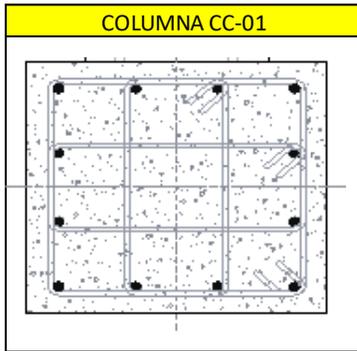
$k = 1.35 - (1.35 * (1.35 - k_A - k_B) + 1/2 * (k_A^2 + k_B^2))^{1/2} : 0.986$

H' = kH: 354.96 cm Radio de giro rx: 20.21 cm H'/r: 17.57
 34 - 12 (M1/M2) : 23.84

/ Como $H_r' = 17.57 < 34 - 12(M1/M2) = 23.84$ Se puede despreciar el efecto de esbeltez

Para ambas direcciones de análisis se pueden despreciar los efectos de esbeltez, por lo tanto, el diseño por flexocompresión se puede realizar con los elementos mecánicos obtenidos del análisis elástico.

DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO DE ACUERDO A LAS NTC - CONCRETO 2017



Materiales:

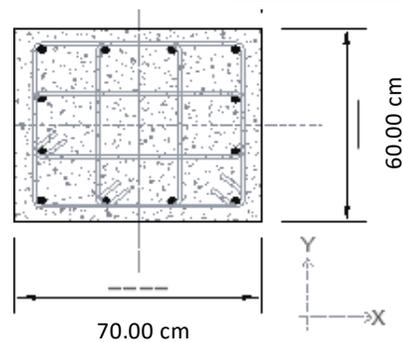
Acero ASTM Gr:	
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo Fy:	4200.00 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal Fyt:	4200.00 kg/cm ²
Resistencia a la compresion del concreto F'c:	300.00 kg/cm ²
Modulo de elasticidad del acero Es:	2040000.00 kg/cm ²
Indique la clasificacion del concreto:	Concreto clase 1
Indica el tipo de agregado:	Grueso calizo
Modulo de elasticidad del concreto Ec:	242487.11 kg/cm ²
Deformacion unitaria del acero ϵ_s :	0.002
Deformacion unitaria del concreto ϵ_c :	0.003

Factores:

β :	0.84	FR:	0.65
FRv:	0.75		

Geometria de la seccion

L: Lado largo de la columna:	70.00 cm
B: Lado corto de la columna:	60.00 cm
Rec:	4.00 cm
Ag: Area bruta de concreto:	4200.00 cm ²
Seleccionar numero de barra para estribos:	# 3
Diametro de barra de refuerzo transversal:	0.95 cm



Distribución del acero de refuerzo

No. Barra	No. Varillas	Diametro de barras	Area de acero x barra as	Area de acero total
8	Esquina 4	2.54 cm	5.07 cm ²	20.27 cm ²
6	Sobre X 6	1.91 cm	2.85 cm ²	17.10 cm ²
6	Sobre Y 6	1.91 cm	2.85 cm ²	17.10 cm ²
Total de varillas	16		Ast:	54.47 cm²

r:	5.27 cm
ρ max:	6.00%
ρ min:	1.00%
ρ prop:	1.30%

NTC/CONCRETO 2017 Secc. 7.3.3

Se acepta cuantia!

Elementos mecanicos para el diseño

Pu: Carga axial ultima:	195.63 Ton
Mux: Momento ultimo alrededor del ejes x:	34.35 Ton-m
Muy: Momento ultimo alrededor del ejes y:	10.51 Ton-m
Vux: Cortante ultimo en x:	7.10 Ton
Vuy: Cortante ultimo en y:	22.20 Ton
Tu: Torsion ultima:	0.90 Ton-m

Cálculo del punto maximo de carga axial en el diagrama de interacción

Punto de compresion pura

Pu max: Resistencia ultima a la compresion: $Pu\ max = Agf''c + AsFy =$ 1299.78 Ton

Pr max: Fuerza resistente a compresion: $Pr\ max = FR(Agf''c + AsFy) =$ 844.86 Ton

NTC/CONCRETO 2017 5.3.9

Cálculo del punto de carga balanceada en el diagrama de interacción

P bal x: Resistencia axial balanceada de la seccion: 449.28 Ton

Mbal x: Momento ultimo balanceado de la seccion: 122.71 Ton-m

P bal y: Resistencia axial balanceada de la seccion: 523.90 Ton

Mbal y: Momento ultimo balanceado de la seccion: 157.52 Ton-m

Cálculo del punto de carga axial minima en el diagrama de interacción

Punto de Tension pura

P min: Resistencia axial por tension de la seccion: -228.78 Ton

Diagrama de interaccion Flexión-Axial en direccion X

Caso	Punto	FR	Nominales		Resistentes	
			Pn	Mn	PR	MR
Tension	1	0.90	-228.78 Ton	0.00 Ton-m	-205.90 Ton	0.00 Ton-m
Transición	2	0.90	-95.63 Ton	50.73 Ton-m	-86.07 Ton	45.66 Ton-m
Transición	3	0.90	71.62 Ton	85.45 Ton-m	64.46 Ton	76.90 Ton-m
Transición	4	0.90	206.47 Ton	104.67 Ton-m	185.82 Ton	94.20 Ton-m
Transición	5	0.77	327.53 Ton	116.49 Ton-m	253.73 Ton	90.24 Ton-m
Transición	6	0.68	449.28 Ton	122.71 Ton-m	305.71 Ton	83.50 Ton-m
Transición	7	0.65	631.00 Ton	116.26 Ton-m	410.15 Ton	75.57 Ton-m
Transición	8	0.65	801.62 Ton	102.61 Ton-m	521.05 Ton	66.70 Ton-m
Transición	9	0.65	956.69 Ton	83.67 Ton-m	621.85 Ton	54.39 Ton-m
Compresion	10	0.65	1299.78 Ton	0.00 Ton-m	844.86 Ton	0.00 Ton-m

ULTIMOS	195.63 Ton	34.35 Ton-m	0.18
RESISTENTES	420.12 Ton	74.93 Ton-m	0.18

Iteracion:	39.00 cm
	0.00

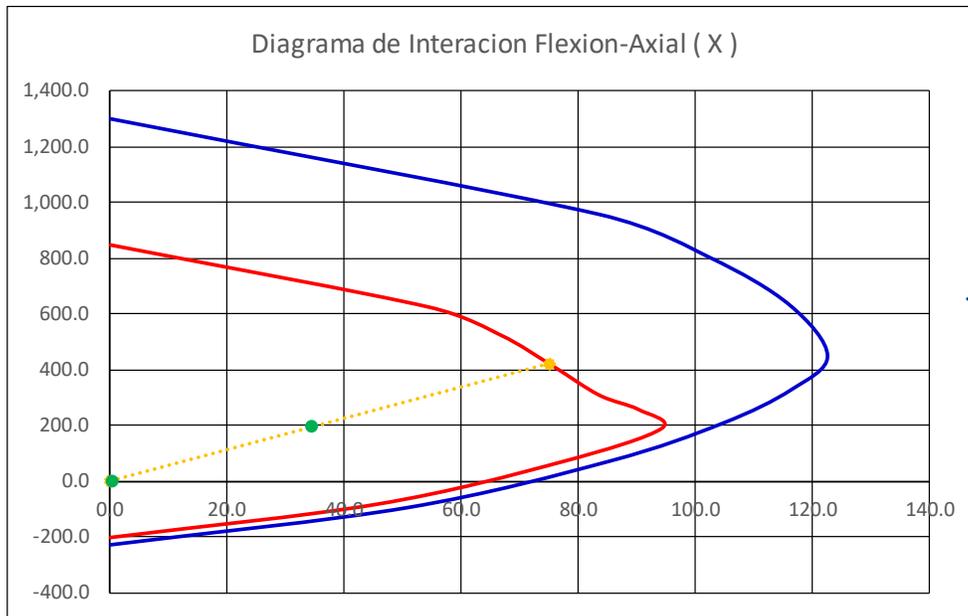
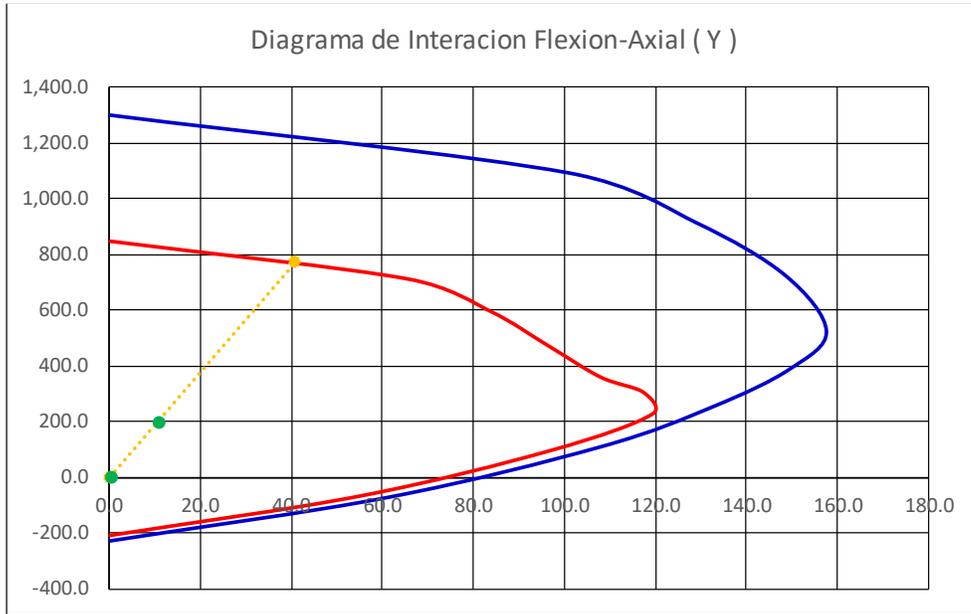


Diagrama de interaccion Flexión-Axial en direccion Y

Caso	Punto	FR	Nominales		Resistentes	
			Pn	Mn	PR	MR
Tension	1	0.90	-228.78 Ton	0.00 Ton-m	-205.90 Ton	0.00 Ton-m
Transición	2	0.90	-71.69 Ton	61.35 Ton-m	-64.52 Ton	55.22 Ton-m
Transición	3	0.90	110.26 Ton	108.15 Ton-m	99.23 Ton	97.33 Ton-m
Transición	4	0.90	253.40 Ton	132.63 Ton-m	228.06 Ton	119.37 Ton-m
Transición	5	0.78	388.74 Ton	149.53 Ton-m	305.11 Ton	117.36 Ton-m
Transición	6	0.69	523.90 Ton	157.52 Ton-m	359.13 Ton	107.98 Ton-m
Transición	7	0.65	722.48 Ton	148.62 Ton-m	469.61 Ton	96.60 Ton-m
Transición	8	0.65	914.17 Ton	128.82 Ton-m	594.21 Ton	83.73 Ton-m
Transición	9	0.65	1092.06 Ton	100.95 Ton-m	709.84 Ton	65.62 Ton-m
Compresión	10	0.65	1299.78 Ton	0.00 Ton-m	844.86 Ton	0.00 Ton-m

ULTIMOS	195.63 Ton	10.51 Ton-m	0.05
RESISTENTES	770.35 Ton	40.65 Ton-m	0.05

Iteracion:	76.00 cm
	0.00



Resistencia a compresion y flexion en dos direcciones

NTC/CONCRETO 2017 Secc. 5.2.3

Carga axial resistente de diseno, suponiendo e=0 Pro:

844.86 Ton

Carga normal resistente de diseno, aplicada con una excentricidad ex PRx:

420.12 Ton

Carga normal resistente de diseno, aplicada con una excentricidad ey PRy:

770.35 Ton

Carga normal resistente de diseno, aplicada con las excentricidades ex y ey PR:

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{PRx} + \frac{1}{PRy} - \frac{1}{PRO}} =$$

400.84 Ton

NTC/CONCRETO 2017 Eq. 5.2.1

Relacion de trabajo de fuerzas axiales Pu / PR:

0.49

Mux: Momento de diseno al rededor del eje X:

34.35 Ton-m

Muy: Momento de diseno al rededor del eje Y:

10.51 Ton-m

MRx: Momento resistente de diseno al rededor del eje X:

74.93 Ton-m

MRy: Momento resistente de diseno al rededor del eje Y:

40.65 Ton-m

$$\frac{Mux}{MRx} + \frac{Muy}{MRy} \leq 1.0$$

0.72

NTC/CONCRETO 2017 Eq. 5.2.2

Como PR/PRO > 0.1, la resistencia a compresion y flexion en dos direcciones se determinara con la Eq. 5.2.1

Relacion de esfuerzos de la seccion a compresion y flexion en dos direcciones:

49%

Fuerza cortante en columnas:

Momento resistente en la columna, superior:

82.63 Ton-m
82.63 Ton-m
3.60 m

Vus:

45.91 Ton
0.50*Vu: 22.95 Ton

Momento resistente en la columna, inferior:

Altura de la columna h:

Largo de columna L1:

Ancho de columna C1:

Recubrimiento r:

Area de columna C-01:

70.00 cm
60.00 cm
3.00 cm
4200.00 cm2

Ag*f_c/20:

63.00 Ton

VCR: Fuerza cortante que toma el concreto:

0.00 Ton

Propuesta de armado por cortante

Selecciona numero de barra:

4
4

as: area de acero de la barra:

1.27 cm ²
5.07 cm ²
23.30 cm
15.00 cm

Numero de ramas:

Asv: Area de acero que resiste cortante:

Calculo de separacion de estribos S = (FR*Av*fy*d)/Vs =

Indicar separacion propuesta de estribos:

La separación propuesta es adecuada!

Refuerzo por confinamiento:

Indicar el numero del refuerzo longitudinal:

8
70.00 cm
60.00 cm
60.00 cm

Diametro de la barra:

2.54 cm
70.00 cm

Zona de confinamiento Lo:

Cmax:

H/6:

-

Rige:

Separación maxima en zona de confinamiento:

Cmin/4:

6*dbl:

-

15.00 cm
15.24 cm
10.00 cm

Rige:

10.00 cm

Area del nucleo confinado Ac:

3456.00 cm ²
4200 kg/cm ²

Esfuerzo de fluencia del ref. transversal fy:

Area de acero minima para le refuerzo transversal: $Ash1 > 0.30 \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right) \frac{f'c}{fy}$

$$Ash2 > 0.09 \frac{f'c}{fy}$$

ps1:

0.00461
0.00643

Asmin1:

3.23 cm ²
4.50 cm ²
4.50 cm ²

Asmin2:

Rige:

Selecciona numero de barra:

4
4

as: area de acero de la barra:

1.27 cm ²
5.07 cm ²
10.00 cm

Numero de ramas:

Asv: Area de acero que resiste cortante:

La separación en la zona de confinamiento sera:

@

El area de acero transversal es adecuada !

Separación máxima fuera de las zonas de confinamiento:

85db long/fy ^ 1/2:

33.31 cm

48db est:

60.96 cm

bmin/2:

30.00 cm

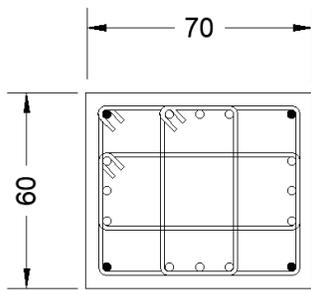
Rige separación calculada por cortante !

Rige:

15.00 cm

Resumen de armado por cortante en columna:

3	Estribos #	4	@	10.00 cm	en	70.00 cm	de cada extremo
3	Estribos #	4	@	15.00 cm	en el resto de la columna		

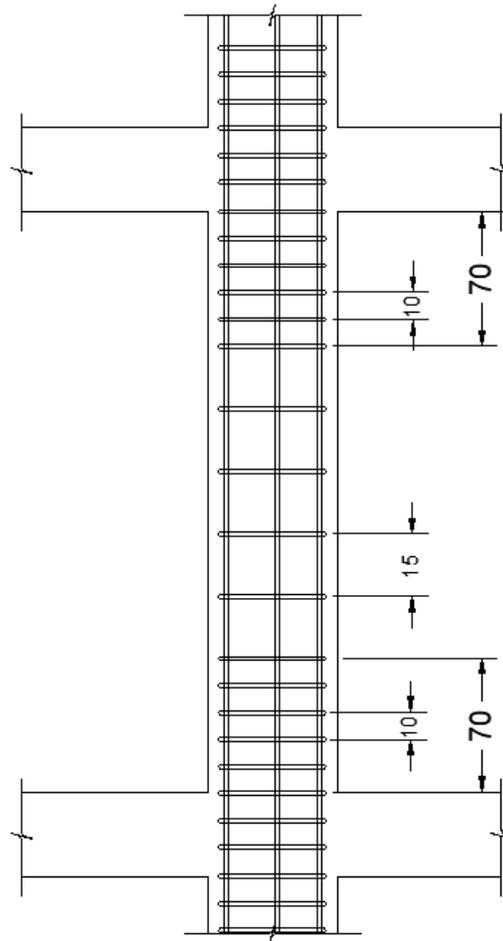


(●) 4#8 + (○) 12#6
3E # 4 @ 20
rec: 4cm

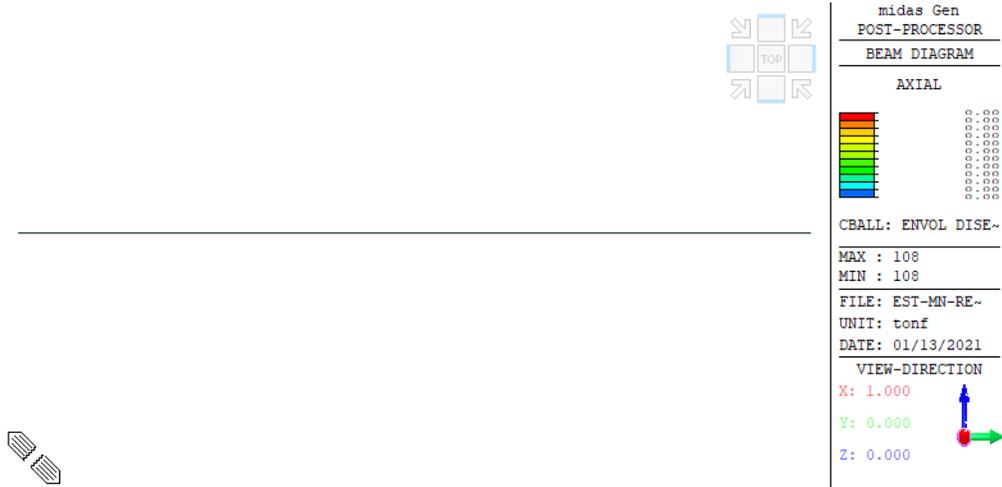
COLUMNA C-1

Esc: 1:15

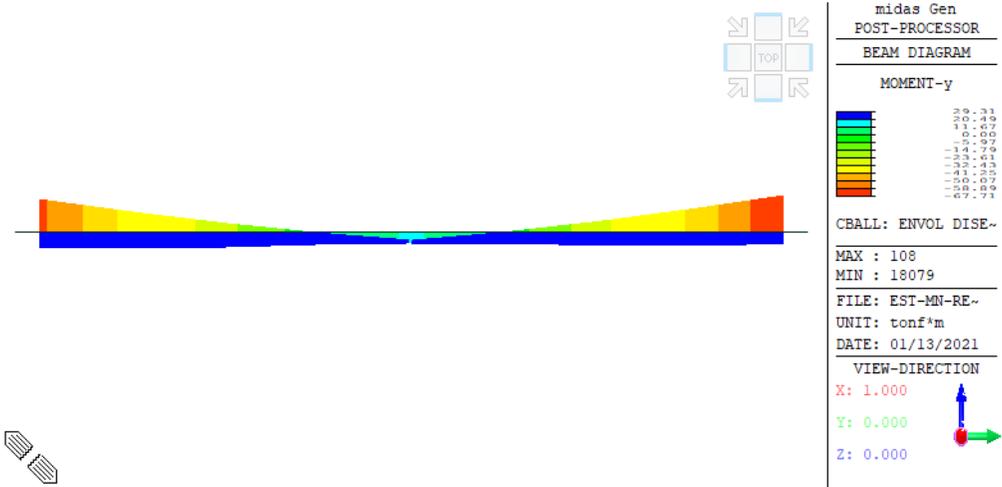
Acot: cm



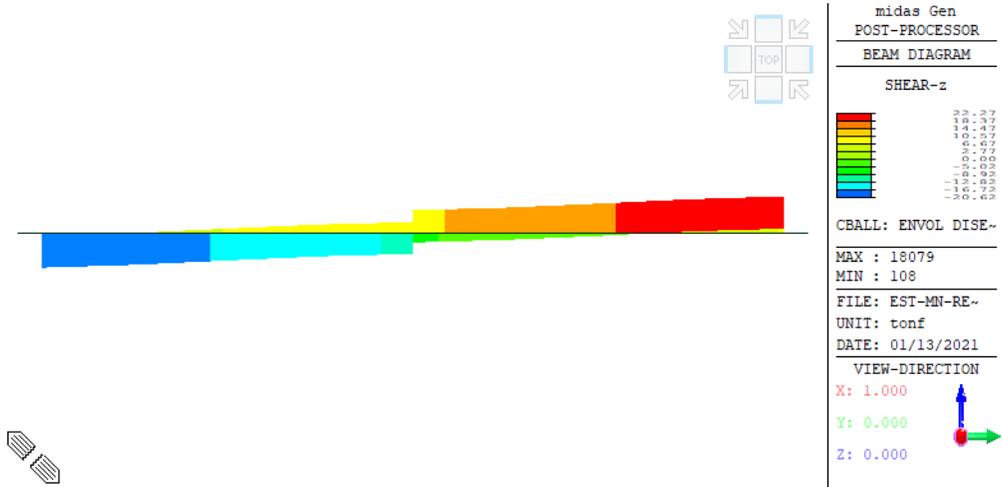
VI.2 Diseño de traves



Fuerza axial FX envolvente de diseño

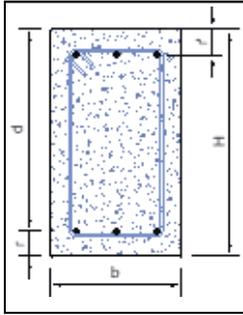


Momento flexionante MY envolvente de diseño



Fuerza cortante FZ envolvente de diseño

DISEÑO DE TRABES DE CONCRETO REFORZADO DE DUCTILIDAD ALTA



Materiales:

Esfuerzo resistente a la compresion del concreto $f'c$:	300 kg/cm ²
Esfuerzo maximo de fluencia del refuerzo f_y :	4200 kg/cm ²
Modulo de elasticidad del concreto E_c :	242487 kg/cm ²
Modulo de elasticidad del acero E_s :	2040000 kg/cm ²
Longitud de la viga L_v :	9.90 m
β_1 0.84 FR: 1.00	

Geometria de la seccion:

Base de la seccion B :	40.00 cm	Recubrimiento inferior r :	3.00 cm
Altura de la seccion H :	80.00 cm	Recubrimiento superior r' :	3.00 cm
Peralte efectivo d :	77.00 cm	Area bruta de la seccion Ag :	3200.00 cm ²
Longitud de viga:	990.00 cm	Recubrimiento horizontal r_h :	3.00 cm

Elementos mecanicos en la trabe:

Carga axial ultima Pu :	0.00 Ton	Cortante ultimo Vu :	22.27 Ton
Momento ultimo en extremos LS Mu :	67.71 Ton-m	Momento ultimo en el centro Muc :	20.50 Ton-m
Momento ultimo en extremos LI Mu :	29.31 Ton-m	Torsion ultima Tu :	7.90 Ton-m
Momento de servicio al centro Msc :	15.10 Ton-m		

***LS: Lecho superior; LI: Lecho inferior*

Requisitos geometricos:

- a) Claro libre no debe ser menor que 4 veces el peralte efectivo: $L_v \geq 4d$: L_v : 990.00 cm **Cumple!**
 L_v : 990.00 cm $>$ 308.00 cm $4d$: 308.00 cm
- b) En sistemas de vigas y losas monoliticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 35:
 L/b : 24.75 ; lim: 35.00 cm $>$ 24.75 cm b : 40.00 cm **Cumple!**
- c) La relación entre el peralte y el ancho no sera mayor de 4: **Cumple!**
 d/b : 1.93 $<$ 4.00
- d) El ancho de la viga no será menor de 250mm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega:
 c_1 : 70.00 cm b_{min} : 25.00 cm **Cumple!**
- e) El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo del ancho de la columna normal a la viga. **Cumple!**

$P_u \leq Agf'c/10$: P_u : 0 kg $Agf'c/10$: 96000 kg **Cumple!**

Geometria de las columnas:

Largo de columna L1:	70.00 cm	Largo de columna L2:	70.00 cm
Ancho de columna C1:	60.00 cm	Ancho de columna C2:	60.00 cm
Recubrimiento r:	3.00 cm		
Area de columna C-01:	4200.00 cm ²	Area de columna C-02:	4200.00 cm ²

Cálculo de cuantías:

Cuantía maxima ρ_{max} :	0.02500
Cuantía mimina ρ_{min} :	0.00289
Cuantía equivalente a dos barras corridas del #4 ρ_{min} 2:	
$\rho_{min} = (0.7 * f_c^{1/2}) / f_y$	

Asmax:	77.00 cm ²
Asmin:	8.89 cm ²
	0.00082
ρ_{min} :	0.00289
Asmin:	8.89 cm ²

Cuantías necesarias por flexion:

Acero por flexion en extremos del LECHO SUPERIOR:

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{FRbd^2 f''c}} \right] = 0.00723 \quad \text{RIGE Cuantía Calculada}$$

Asn: 22.26 cm²

Acero por flexion en el CENTRO:

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{FRbd^2 f''c}} \right] = 0.00209 \quad \text{RIGE Cuantía Mínima}$$

Asn: 8.89 cm²

Acero por flexion en extremos del LECHO INFERIOR:

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{FRbd^2 f''c}} \right] = 0.00302 \quad \text{RIGE Cuantía Calculada}$$

Asn: 9.29 cm²

ACERO PROPORCIONADO EN EXTREMOS (LECHO SUPERIOR)

ACERO CORRIDO

Utilizando:	4	VRS #	6
Asp:	11.40 cm ²		
$\rho_{diseño}$:	0.0037		

Considerar bastones

Bastones			
Acero faltante:	10.86 cm ²		
Utilizando:	3	VRS #	6
Asp:	8.55 cm ²		
$\rho_{diseño}$:	0.0028		

$$a = \frac{1.25 A_s f_y}{b f''c} = 10.27 \text{ cm}$$

$$M_R^{(-)} = F_R 1.25 A_s f_y d \left(d - \frac{a}{2} \right) = 75.28 \text{ Ton-m}$$

Mu/MR: 90%

Acero por flexion adecuado!

ACERO PROPORCIONADO EN CENTRO (LECHO INFERIOR)

ACERO CORRIDO

Utilizando:	4	VRS #	6
Asp:	11.40 cm ²		
$\rho_{diseño}$:	0.0037		

No es necesario usar bastones

$$a = \frac{1.25 A_s f_y}{b f''c} = 5.87 \text{ cm}$$

Batones

Acero faltante:	-11.40 cm ²		
Utilizando:	0	VRS #	3
Asp:	0.00 cm ²		
ρdiseño:	0.0000		

$$M_R^{(+)} = F_R 1.25 A_s f_y d \left(d - \frac{a}{2} \right) = 44.33 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Mu/MR: } 46\% \quad \checkmark$$

Acero por flexion adecuado!

ACERO PROPORCIONADO EN EXTREMOS (LECHO INFERIOR)

ACERO CORRIDO

Utilizando:	4	VRS #	6
Asp:	11.40 cm ²		
ρdiseño:	0.0037		

No es necesario usar bastones

$$a = \frac{1.25 A_s f_y}{b f'' c} = 5.87 \text{ cm}$$

$$M_R^{(-)} = F_R 1.25 A_s f_y d \left(d - \frac{a}{2} \right) = 44.33 \text{ Ton-m}$$

Batones

Acero faltante:	-11.40 cm ²		
Utilizando:	0	VRS #	4
Asp:	0.00 cm ²		
ρdiseño:	0.0000		

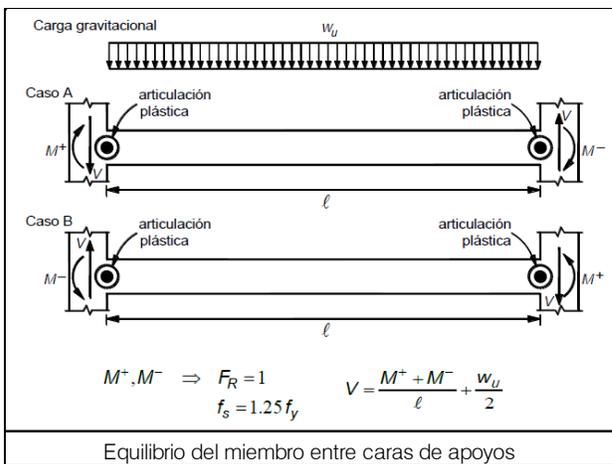
$$\text{Mu/MR: } 66\% \quad \checkmark$$

Acero por flexion adecuado!

Revisión de la distribución del refuerzo longitudinal por flexión:

Asmin:	8.89 cm ²	<	11.40 cm ²	Ok
Asmax:	77.00 cm ²	>	19.95 cm ²	Ok
Asmin(+):	6.58 cm ²	<	11.40 cm ²	0.33*As(-) Ok
Asmin(+):	4.99 cm ²	<	11.40 cm ²	0.25*As(-) Ok

Diseño por fuerza cortante



Momento negativo en extremos:
MR (-): 75.28 Ton-m

Momento positivo en extremos:
MR (+): 44.33 Ton-m

Vus1: MR(-)+MR(+)/ L: 12.08 Ton

Carga gravitacional del diseño Wu:

Wu:	-
Vus2: WuL/2:	16.42 Ton
Cortante de diseño Vpr:	28.50 Ton

0.5*Vu: 14.25 Ton > Vus: 12.08 Ton

Factor de resistencia FR: 0.75

2.5FR*(f'c) ^ 1/2 *b*d= 100.03 Ton

Ec. 5.3.27 NTC-Concreto

La sección es adecuada para resistir cortante !
Considerar aportación del concreto a la fuerza cortante !

Indicar lecho en tensión:

Inferior
0.004

Calculo de fuerza cortante que toma el concreto

Cuantia de la seccion p:

$$V_{cR} = F_R(0.2 + 20p)\sqrt{f'_c}bd = 10.96 \text{ Ton}$$

Ec. 5.3.1 NTC-Concreto

$$V_{cR} = F_R 0.5\sqrt{f'_c}bd = 20.01 \text{ Ton}$$

Ec. 5.3.2 NTC-Concreto

Como la cuantia de acero en tension $p < 0.015$, Aplica la ecuacion 5.3.1

VCR: Fuerza cortante que toma el concreto:

10.96 Ton
17.54 Ton

Fuerza cortante que tomara el acero de refuerzo Vs:

Propuesta de armado por cortante

Selecciona numero de barra: 3

as: area de acero de la barra: 0.71 cm²

Numero de ramas: 2

Asv: Area de acero que resiste cortante: 1.43 cm²

Calculo de separacion de estribos $S = (FR \cdot Av \cdot fy \cdot d) / Vs =$

19.71 cm
15.00 cm

Indicar separacion propuesta de estribos:

Armado transversal en funcion del area minima por cortante:

E # 3 @ 15

Con esta area de acero transversal Vs:

23.04 Ton

La separación propuesta es adecuada !

Revisión de requisitos de refuerzo para trabes dúctiles:

Separacion maxima en extremos Smax ext:

d/4:	19.25 cm	>	15.00 cm
8dbl:	15.24 cm	>	15.00 cm
24dbe:	22.86 cm	>	15.00 cm
-	30.00 cm	>	15.00 cm

La separación propuesta en extremos es adecuada!

Smax cl: d/2: 38.50 cm

Indicar separacion propuesta de estribos en otras secciones de la trabe S cl:

25.00 cm

La separación propuesta es adecuada!

Revisión de mecanismo de falla columna fuerte - viga debil:

Las resistencias a flexión de las columnas en el nudo deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum M_e \geq 1.2M_g$$

Momento resistente de la columna inferior Me1:

82.63 Ton-m

ΣMe : 159.34 Ton-m

Momento resistente de la columna superior Me2:

76.71 Ton-m

ΣMg : 75.28 Ton-m

$\Sigma Me / \Sigma Mg$: 2.12 > 1.20

Se cumple requisito columna fuerte - viga debil !

Refuerzo complementario en paredes de la trabe

Seccion 6.7 NTC-Concreto

Refuerzo por cambios volumetricos

x1: Dimension minima del miembro	40.00 cm
Selecciona numero de barra:	4
as: area de acero de la barra:	1.27 cm ²

$$a_{sI} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} = 3.59 \text{ cm}^2$$

Numero de barras adicionales calculadas: 2.84

Barras propuestas: 4.00

Calculo de longitudes de desarrollo para el armado en flexion

Longitud de desarrollo para bastones en extremos / Lecho superior

Numero de varilla de los bastones:

as: Area de acero de la barra de los bastones:

db: Diametro de la barra:

Ktr. Indice de refuerzo transversal:

C1: distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima:

C2: la mitad de la separación entre centros de barras:

C: separación o recubrimiento:

6
2.85 cm ²
1.91 cm
0.00
3.00 cm
5.67 cm
3.00 cm

Longitud de desarrollo

$$L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f_c'}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c'}}$$

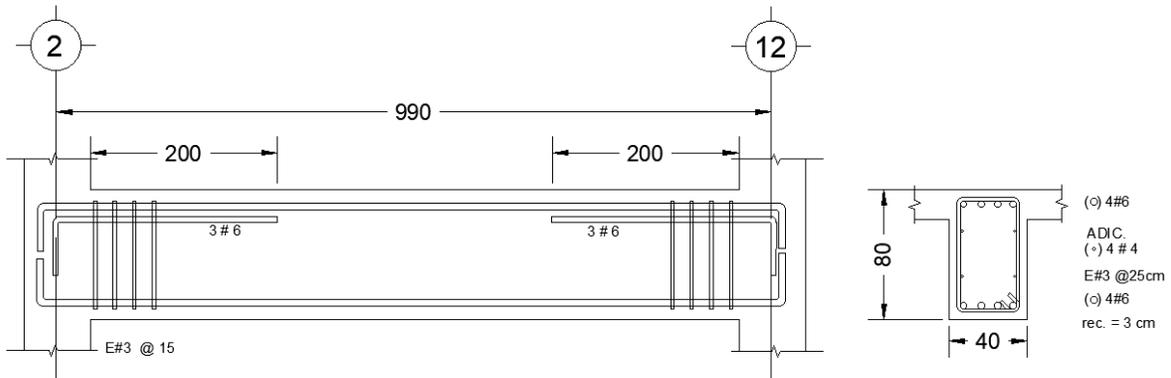
Ec. 6.1.1 NTC-Concreto
0.11*(db*fy)/(f'c)^1/2: 50.81 cm

Long. De desarrollo Ldb: 76.79 cm

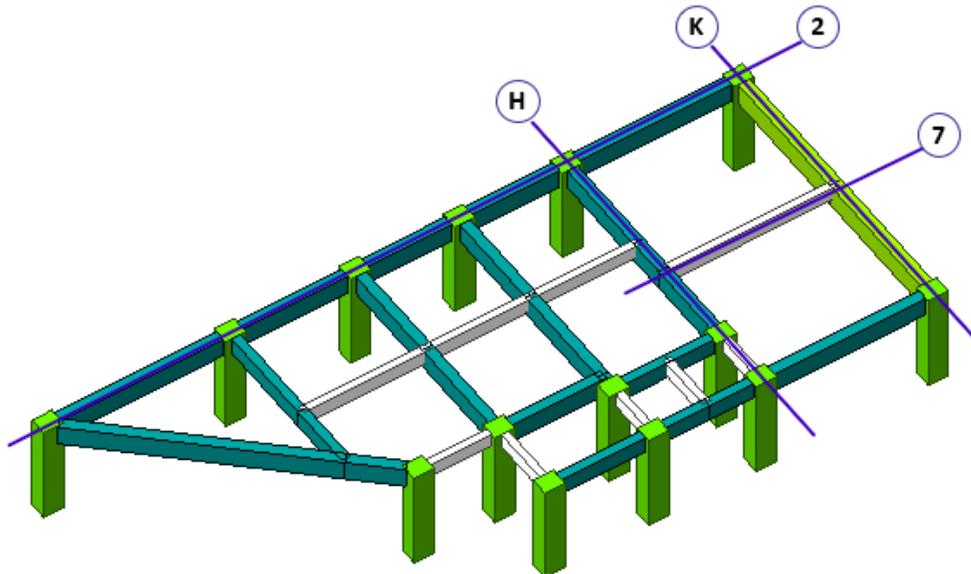
Longitud de desarrollo recomendada en extremos Ldb:

Longitud en maxima del momento resistente del acero corrido:

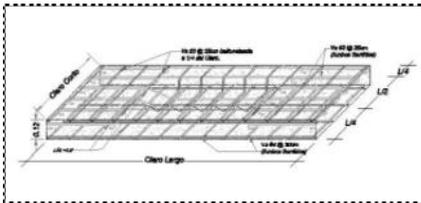
80.00 cm
120.00 cm



VI.3 Diseño del sistema de piso (losas)



Diseño de losas de concreto reforzado apoyadas perimetralmente



Datos:	Tipo de tablero:	Esquina
Esfuerzo de fluencia F_y :		4200 kg/cm ²
Esfuerzo resistente a la compresion:		250 kg/cm ²
Mod. Elasticidad acero E_s :		2040000 kg/cm ²
β :		0.85

Indicar la clase de concreto:
 Indicar el tipo de agregado:
 Mod. Elasticidad concreto E_c :
 Peso especifico del concreto γ_c :

Concreto clase 1
 Grueso calizo
 221359 kg/cm²
 2400 kg/m³

Espesor de losa propuesto:
 Cargas de piso en el tablero:

13.00 cm
 Carga Muerta losa: 312.00 kg/m²
 Sobrecarga Muerta: 159.00 kg/m²
 CMT: 471.00 kg/m²

Carga Viva Maxima:
 Grupo de estructura:
 Carga total Factorizada:

CVM: 190.00 kg/m²
 B1
 1.3CM+1.5CVM 897.30 kg/m²

Factor de resistencia por flexion FR:

0.90

Predimensionamiento del peralte necesario de losa:

Claro corto del tablero a1: **4.96 m** Claro largo del tablero a2: **5.92 m**
 Tipo de colado: **Monolitico**
 Clasificación de la losa de acuerdo al colado: **I**
 Relación de claro corto/claro largo a1/a2: **0.84**
La losa trabaja en dos direcciones
 Perímetro del tablero pt: **24.48 m**
 fs: 06.fy: 2520 kg/cm² w: 897.30 kg/m²
 Peralte mínimo dmin: **9.79 cm**
El peralte debe ser corregido
 Factor de corrección de peralte $k=0.032*(fs*w)^{(1/4)}$: **1.11**
 Peralte mínimo corregido dmin: **10.85 cm**

 Peralte requerido dmin: **10.85 cm**
 Indicar el recubrimiento r: **2.00 cm**
 Peralte total de la losa h: **13.00 cm**

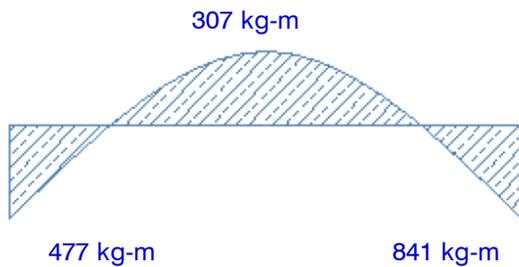
	238.27	
215.95	139.24	200.86
	400.84	

Límites de relación de claros:

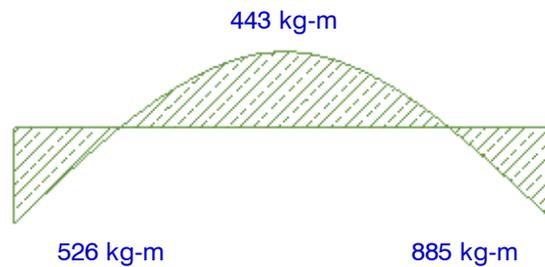
m1: **0.80** m2: **0.90**
 Negativo en bordes interiores
 Cc: 400.84
 Cl: 381.14
 Negativo en borde discontinuo
 Cc: 238.27
 Cl: 215.95
 Positivo
 Cc: 200.86
 Cl: 139.24

Constante de momento $10^{-4} * w * a1^2$:

2.208



Momentos flexionantes en el claro largo:



Momentos flexionantes en el claro corto:

Diseno por flexion

Indicar ubicacion de losa: **Entrepiso**
 Acero por temperatura Ast: 2.20 cm²

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{FRbd^2 f''c}} \right]$$

Selecciona el numero de la barra para el acero por flexion: VRS # **3**
 as1: 0.71 cm²
 Selecciona el numero de la barra para el acero por temperatura VRS # **3**
 ast: 0.71 cm²

Mu (kg-m)	ρflex	ρmin	Asmin	Asn	Ast
841 kg-m	0.00187	0.00264	2.90 cm ²	2.06 cm ²	2.20 cm ²
307 kg-m	0.00068	0.00264	2.90 cm ²	0.74 cm ²	2.20 cm ²
885 kg-m	0.00197	0.00264	2.90 cm ²	2.17 cm ²	2.20 cm ²
443 kg-m	0.00098	0.00264	2.90 cm ²	1.08 cm ²	2.20 cm ²
Mu (kg-m)	1.33*Asn	Sflex	St	Smin	Sp
841 kg-m	2.74 cm ²	26 cm	32 cm	25 cm	20 cm
307 kg-m	0.99 cm ²	72 cm	32 cm	25 cm	20 cm
885 kg-m	2.89 cm ²	25 cm	32 cm	25 cm	20 cm
443 kg-m	1.43 cm ²	50 cm	32 cm	25 cm	20 cm

Smax: 3*h:

39 cm
20 cm

 Sp temp:

20 cm

Separacion adecuada!!
Separacion de acero por temperatura adecuada!!
Diseno por flexion correcto ... Puedes continuar!!

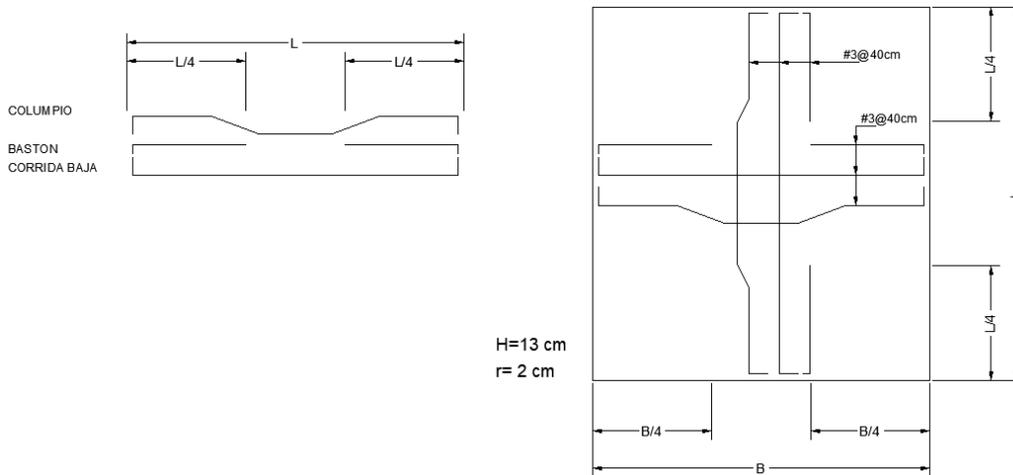
Revision por cortante

Factor de resistencia por flexion FR: 0.75

En el calculo del cortante ultimo se considera la fuerza cortante desarrollada en la seccion critica, que de acuerdo con la seccion 7.5.2 de las NTC-CONCRETO se situa a un peralte efectivo del pano del

Cortante ultimo Vu: (a1/2 - d)*(0.95 - 0.5*(a1/a2))*w: 1298.81 kg
 Resistencia de la losa a fuerza cortante VR: 6522.20 kg

El peralte de la losa es adecuado para resistir el cortante!!



VI.4 Diseño de cimentación

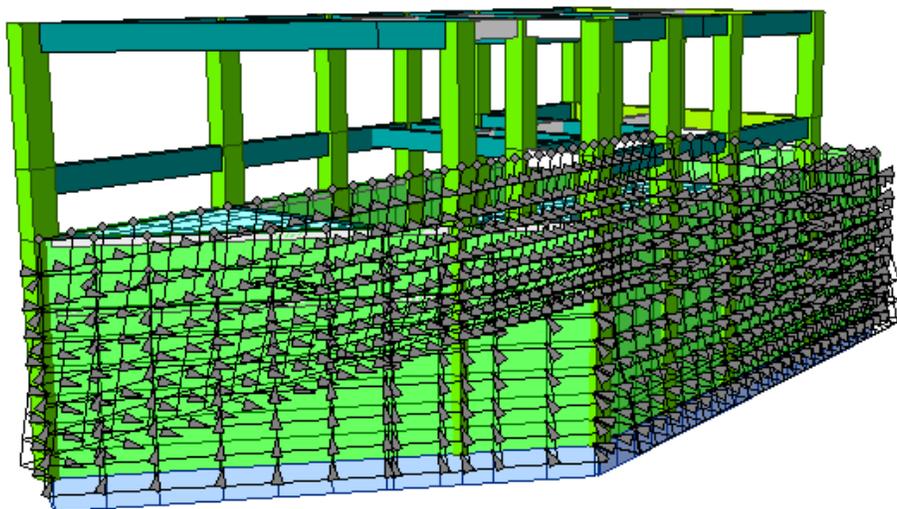
Verificada la estabilidad de la superestructura ante los estados límite de falla y de servicio, se procedió a realizar el diseño de la cimentación, cuidando que éste se mantenga al margen de los requerimientos técnicos especificados en la norma correspondiente.

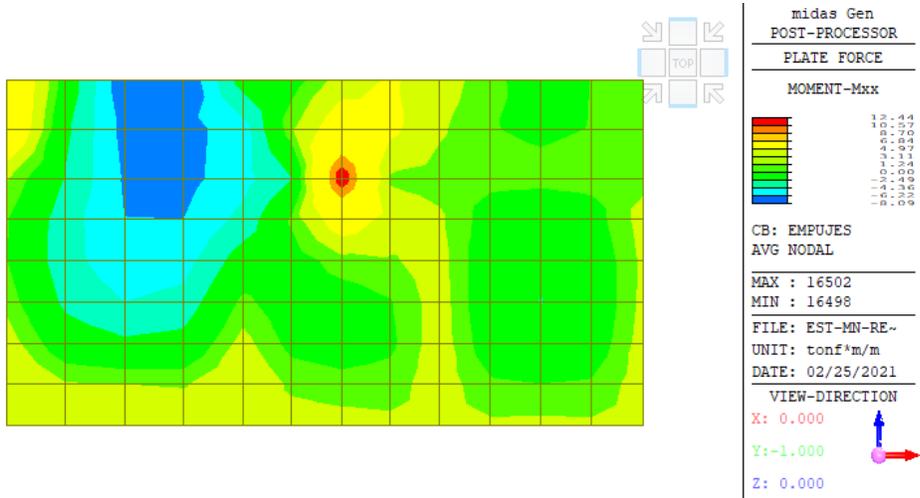
De acuerdo con el modelo estratigráfico del sitio en estudio, se realizó el cálculo de los empujes de suelo en los muros del cajón de cimentación, y estos empujes se incorporaron en el modelo de análisis con la finalidad de poder utilizar los elementos mecánicos obtenidos en las placas que modelaran dicha parte de la estructura.

A continuación, se presenta el modelo estratigráfico del sitio en estudio, y el cálculo de los empujes del terreno:

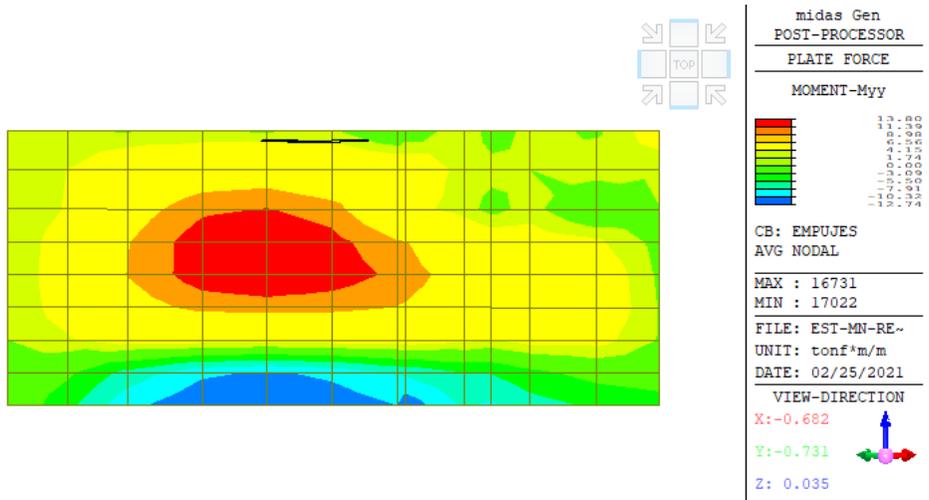
Estrato	Profundidad	Altura	E (ton/m ²)	G (ton/m ²)	v	γ (ton/m ³)	φ (°)	Cu (ton/m ²)	Edin (ton/m ²)	Gdin (ton/m ²)
--	1.2	1.2	-	-	-	-	-	-	-	-
E-01	4.2	3	450	155.17	0.45	1.49	15.00	1.40	900.00	310.34
E-02	10	5.8	250	86.21	0.45	1.51	2.00	2.70	500.00	172.41
E-03	13.2	3.2	350	129.63	0.35	1.53	8.00	5.70	700.00	259.26
E-04	15	1.8	3500	1346.15	0.30	1.96	35.00	5.00	7000.00	2692.31
E-05	18.6	3.6	3000	1111.11	0.35	1.75	28.00	8.00	6000.00	2222.22
E-06	21	2.4	2500	961.54	0.30	1.88	30.00	4.50	5000.00	1923.08
E-07	24.6	3.6	3500	1400.00	0.25	1.95	35.00	0.00	7000.00	2800.00
E-08	25.8	1.2	3500	1346.15	0.30	1.82	32.00	5.00	7000.00	2692.31
E-09	28.8	3	3500	1296.30	0.35	1.73	30.00	10.00	7000.00	2592.59
E-10	34.8	6	3500	1346.15	0.30	1.78	32.00	5.00	7000.00	2692.31

	Prof (m)	H (m)	Y (Ton/m ³)	Ka	K0	Peck (ton/m ²)	Pv (ton/m ²)	U (ton/m ²)	Pv' (ton/m ²)	Ph'(ton/m ²)	Ph (ton/m ²)	Ph total (ton/m ²)
6.30	0.00	0.00	1.49	0.589	0.741	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
5.55	-0.90	0.90	1.49	0.589	0.741	0.790	1.341	0.000	1.341	0.994	0.994	0.99
4.80	-1.80	1.80	1.49	0.589	0.741	1.579	2.682	0.000	2.682	1.988	1.988	1.99
4.05	-2.55	2.55	1.49	0.589	0.741	1.579	3.800	2.550	1.250	0.926	3.476	3.48
3.30	-3.30	3.30	1.49	0.589	0.741	1.579	4.917	3.300	1.617	1.198	4.498	4.50
2.55	-4.05	4.05	1.49	0.589	0.741	1.579	6.035	4.050	1.985	1.471	5.521	5.52
1.80	-4.80	4.80	1.51	0.933	0.965	1.579	7.248	4.800	2.448	2.363	7.163	7.16
0.90	-5.55	5.55	1.51	0.933	0.965	1.579	8.381	5.550	2.831	2.732	8.282	8.28
0.00	-6.30	6.30	1.51	0.933	0.965	1.579	9.513	6.300	3.213	3.101	9.401	9.40

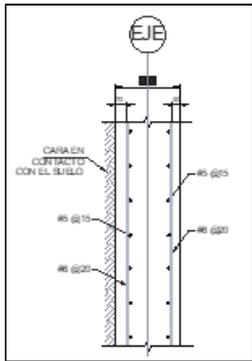




Momento flexionante Mxx en muros del cajón de cimentación



DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO



Materiales:

Esfuerzo resistente a la compresion del concreto f'_c :
 Esfuerzo maximo de fluencia del refuerzo f_y :
 Modulo de elasticidad del concreto E_c :
 Modulo de elasticidad del acero E_s :
 β_1 0.84 FR: 0.90

300 kg/cm ²
4200 kg/cm ²
242487 kg/cm ²
2040000 kg/cm ²

Geometria de la sección:

b_w : Ancho de losa o muro:
 h : Espesor de muro o losa:
 r : recubrimiento:
 d : Peralte efectivo de muro o losa:

100.00 cm
40.00 cm
7.50 cm
31.55 cm

Elementos mecanicos para el diseño

Momento flexionante ultimo $M_u(y)$:	13.80 Ton-m	Diametro de barra:	# 6	Sep:	20.00 cm
Momento flexionante ultimo $M_u(x)$:	12.44 Ton-m	Diametro de barra:	# 5	Sep:	15.00 cm
Fuerza cortante V_u :	10.82 Ton				

Cálculo de cuantias:

Tipo de acción: Gravitacional

Cuanta balanceada ρ_b :	0.02935
Cuanta maxima ρ_{max} :	0.02641
Cuanta minima ρ_{min} :	0.00289
Asmax:	83.32 cm ²
Asmin:	9.11 cm ²

Ec. 5.1.1 NTC-Concreto
 Secc. 5.4.1.2 NTC-Concreto
 Ec. 5.1.18 NTC-Concreto
 Ec. 5.1.18 NTC-Concreto

Cuantias necesarias por flexion:

Acero por flexion direccion Y:

$$\rho = \frac{f''_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{FRbd^2 f''_c}} \right] = \text{0.00379} \quad \text{RIGE Cuantía Calculada}$$

Asn: 11.94 cm²

Acero por flexion direccion X:

$$\rho = \frac{f''_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{FRbd^2 f''_c}} \right] = \text{0.00340} \quad \text{RIGE Cuantía Calculada}$$

Asn: 10.73 cm²

Para resistir el momento M_{uy}

Con VRS 6@ 20 cm

Acero por flexión As:	14.25 cm ²
ρ diseño:	0.00452

/ OK

$$M_R = F_R A_s f_y d \left(1 - 0.5 \rho \frac{f_y}{f''_c} \right) = \text{16.36 Ton-m}$$

Correcto!
84%

Para resistir el momento M_{ux}

Con VRS 5@ 15 cm

Acero por flexión As:	13.20 cm ²
ρ diseño:	0.00418

/ OK

$$M_R = F_R A_s f_y d \left(1 - 0.5 \rho \frac{f_y}{f''_c} \right) = \text{15.19 Ton-m}$$

Correcto!
82%

Revisión por cortante

V_u : Cortante ultimo de la seccion: 10.82 Ton

Limitaciones para la fuerza cortante de diseño

Revison de la seccion: $2.5FR(f'_c)^{1/2} * b * d =$ 102.45 Ton

Ec. 5.3.27 NTC-Concreto

La seccion es adecuada para resistir cortante

Calculo de fuerza cortante que toma el concreto

Cuántia de la sección ρ : 0.005

$$V_{cR} = F_R(0.2 + 20\rho)\sqrt{f'_c}bd = \text{11.90 Ton} \quad \text{Ec. 5.3.1 NTC-Concreto}$$

$$V_{cR} = F_R 0.5\sqrt{f'_c}bd = \text{20.49 Ton} \quad \text{Ec. 5.3.2 NTC-Concreto}$$

Como la cuántia de acero en tension $\rho < 0.015$, Aplica la ecuacion 5.3.1

VCR: Fuerza cortante que toma el concreto:

11.90 Ton
Correcto!
91%

Revisión por agrietamiento

Para el momento Muy

fs: 47.57 Ksi
 Ec: $14,000 \cdot (f'_c)^{1/2}$: 242487 kg/cm²
 Es: 2040000 kg/cm²
 dc: 2.95 in
 Icrit: $((b)(c^3)/3) + (n)(A_s)((d-c)^2)$: 99760.04
 Fs: $(n)(M)(h_1)/I_{crit}$: 3344.51
 h1: d-c: 28.74
 A: 92.33
 n: Es/Ec: 8.41
 c: a/β_1 : 2.81
 w calc: $w = 0.076\beta_s\beta_s^3\sqrt{d_c A} \times 10^{-3}$: 0.0023
 β : 0.098
 Griet. Perm: 0.012

Table 4.1—Guide to reasonable* crack widths, reinforced concrete under service loads

Exposure condition	Crack width	
	in.	mm
Dry air or protective membrane	0.016	0.41
Humidity, moist air, soil	0.012	0.30
Deicing chemicals	0.007	0.18
Seawater and seawater spray, wetting and drying	0.006	0.15
Water-retaining structures [†]	0.004	0.10

*It should be expected that a portion of the cracks in the structure will exceed these values. With time, a significant portion can exceed these values. These are general guidelines for design to be used in conjunction with sound engineering judgement.
[†]Excluding nonpressure pipes.

Correcto!
19%

Para el momento Mux

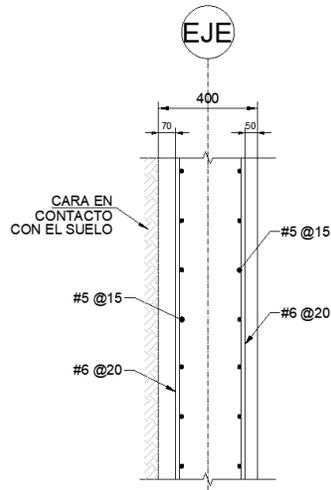
fs: 46.03 Ksi
 Ec: $14,000 \cdot (f'_c)^{1/2}$: 242487 kg/cm²
 Es: 2040000 kg/cm²
 dc: 2.95 in
 Icrit: $((b)(c^3)/3) + (n)(A_s)((d-c)^2)$: 93605.15
 Fs: $(n)(M)(h_1)/I_{crit}$: 3236.41
 h1: d-c: 28.95
 A: 68.70
 n: Es/Ec: 8.41
 c: a/β_1 : 2.60
 w calc: $w = 0.076\beta_s\beta_s^3\sqrt{d_c A} \times 10^{-3}$: 0.0018
 β : 0.090
 Griet. Perm: 0.012

Table 4.1—Guide to reasonable* crack widths, reinforced concrete under service loads

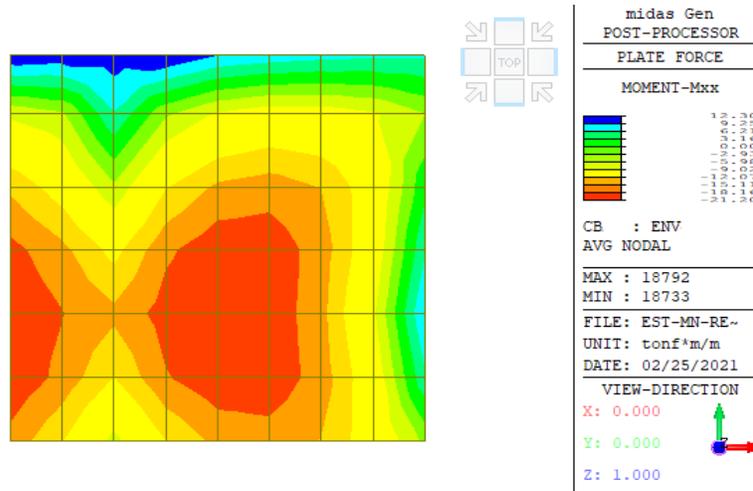
Exposure condition	Crack width	
	in.	mm
Dry air or protective membrane	0.016	0.41
Humidity, moist air, soil	0.012	0.30
Deicing chemicals	0.007	0.18
Seawater and seawater spray, wetting and drying	0.006	0.15
Water-retaining structures [†]	0.004	0.10

*It should be expected that a portion of the cracks in the structure will exceed these values. With time, a significant portion can exceed these values. These are general guidelines for design to be used in conjunction with sound engineering judgement.
[†]Excluding nonpressure pipes.

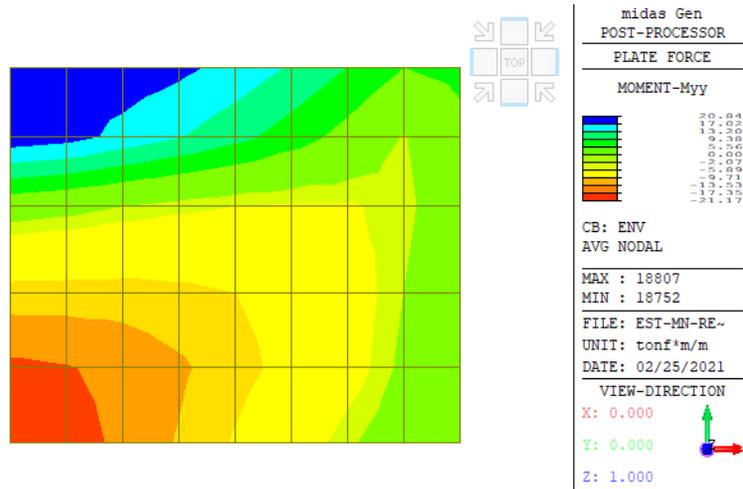
Correcto!
15%



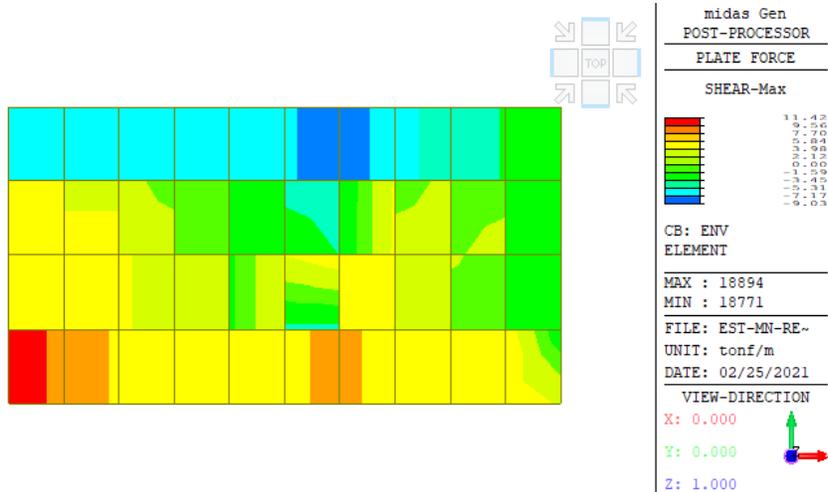
Diseño de losa de cimentación:



Momento flexionante Mxx en losa de cimentación



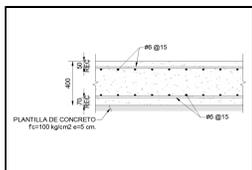
Momento flexionante Myy en losa de cimentación



Cortante máximo en losa de cimentación

DISEÑO DE LOSAS DE CONCRETO ARMADO

Materiales:



Esfuerzo resistente a la compresion del concreto f'_c :
 Esfuerzo maximo de fluencia del refuerzo f_y :
 Modulo de elasticidad del concreto E_c :
 Modulo de elasticidad del acero E_s :
 β_1 0.84 FR: 0.90

300 kg/cm ²
4200 kg/cm ²
242487 kg/cm ²
2040000 kg/cm ²

Geometria de la sección:

b_w : Ancho de losa o muro:
 h : Espesor de muro o losa:
 r : recubrimiento:
 d : Peralte efectivo de muro o losa:

100.00 cm
40.00 cm
7.50 cm
31.55 cm

Elementos mecanicos para el diseño

Momento flexionante untimo $M_u(y)$:	21.20 Ton-m	Diametro de barra:	# 6	Sep:	15.00 cm
Momento flexionante untimo $M_u(x)$:	21.17 Ton-m	Diametro de barra:	# 6	Sep:	15.00 cm
Fuerza cortante V_u :	11.42 Ton				

Cálculo de cuantias:

Tipo de acción: **Gravitacional**

Cuantia balanceada ρ_b :	0.02935
Cuantia maxima ρ_{max} :	0.02641
Cuantia mimina ρ_{min} :	0.00289
Asmax:	83.32 cm ²
Asmin:	9.11 cm ²

Ec. 5.1.1 NTC-Concreto
 Secc. 5.4.1.2 NTC-Concreto
 Ec. 5.1.18 NTC-Concreto
 Ec. 5.1.18 NTC-Concreto

Cuantias necesarias por flexion:

Acero por flexion direccion Y:

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{FRbd^2 f'_c}} \right] = \boxed{0.00592} \quad \text{RIGE Cuantía Calculada}$$

Asn: **18.69 cm²**

Acero por flexion direccion Y:

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{FRbd^2 f''c}} \right] = \boxed{0.00592}$$

RIGE Cuantía Calculada

Asn:

Para resistir el momento Muy

Con VRS 6@ 15 cm

Acero por flexión As:
pdiseño:

/ OK

$$M_R = F_R A_s f_y d \left(1 - 0.5 \rho \frac{f_y}{f''c} \right) =$$

21.54 Ton-m

Correcto!
98%

Para resistir el momento Mux

Con VRS 6@ 15 cm

Acero por flexión As:
pdiseño:

/ OK

$$M_R = F_R A_s f_y d \left(1 - 0.5 \rho \frac{f_y}{f''c} \right) =$$

21.54 Ton-m

Correcto!
98%

Revisión por cortante

Vu: Cortante ultimo de la seccion:

Limitaciones para la fuerza cortante de diseño

Revision de la seccion: $2.5FR*(f'c)^{1/2} * b*d =$

Ec. 5.3.27 NTC-Concreto

La seccion es adecuada para resistir cortante

Calculo de fuerza cortante que toma el concreto

Cuantia de la seccion ρ :

$$V_{cR} = F_R (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} b d = \boxed{13.13 \text{ Ton}}$$

Ec. 5.3.1 NTC-Concreto

$$V_{cR} = F_R 0.5 \sqrt{f'_c} b d = \boxed{20.49 \text{ Ton}}$$

Ec. 5.3.2 NTC-Concreto

Como la cuantia de acero en tension $\rho < 0.015$, Aplica la ecuacion 5.3.1

VCR: Fuerza cortante que toma el concreto:

Correcto!
87%

Revisión por agrietamiento

Para el momento Muy

fs: 56.28 Ksi
Ec: $14,000*(f'c)^{1/2}$: 242487 kg/cm2
Es: 2040000 kg/cm2
dc: 2.95 in
Icrit: $((b)(c^3)/3) + (n)(As)((d-c)^2)$: 125317.22
Fs: $(n)(M)(h1)/(Icrit)$: 3956.87
h1: d-c: 27.80
A: 72.26
n: Es/Ec: 8.41
c: $a/\beta 1$: 3.74
w calc: $w = 0.076 \beta f_s \sqrt{d_c A} \times 10^{-3}$: 0.0034
 β : 0.135
Griet. Perm: 0.012

Table 4.1—Guide to reasonable* crack widths, reinforced concrete under service loads

Exposure condition	Crack width	
	in.	mm
Dry air or protective membrane	0.016	0.41
Humidity, moist air, soil	0.012	0.30
Deicing chemicals	0.007	0.18
Seawater and seawater spray, wetting and drying	0.006	0.15
Water-retaining structures [†]	0.004	0.10

*It should be expected that a portion of the cracks in the structure will exceed these values. With time, a significant portion can exceed these values. These are general guidelines for design to be used in conjunction with sound engineering judgement.

[†]Excluding nonpressure pipes.

Correcto!
29%

Para el momento Mux

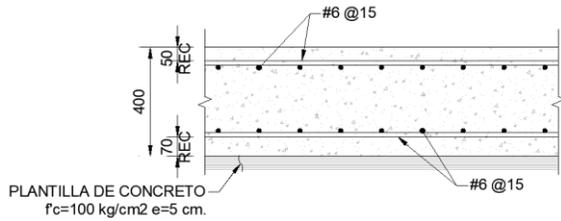
fs:	56.20 Ksi
Ec: 14,000*(f'c) ^ 1/2:	242487 kg/cm2
Es:	2040000 kg/cm2
dc:	2.95 in
lcrit: ((b)(c ^ 3)/3)+(n)(As)((d-c) ^ 2):	125317.22
Fs: (n)(M)/(h1)/(lcrit):	3951.27
h1: d-c:	27.80
A:	72.26
n: Es/Ec:	8.41
c: a/β1:	3.74
w calc: $w = 0.076\beta f_s^3 \sqrt{d_c A} \times 10^{-3}$	0.0034
β:	0.135
Griet. Perm:	0.012

Table 4.1—Guide to reasonable* crack widths, reinforced concrete under service loads

Exposure condition	Crack width	
	in.	mm
Dry air or protective membrane	0.016	0.41
Humidity, moist air, soil	0.012	0.30
Deicing chemicals	0.007	0.18
Seawater and seawater spray, wetting and drying	0.006	0.15
Water-retaining structures [†]	0.004	0.10

*It should be expected that a portion of the cracks in the structure will exceed these values. With time, a significant portion can exceed these values. These are general guidelines for design to be used in conjunction with sound engineering judgement.
[†]Excluding nonpressure pipes.

Correcto!
29%



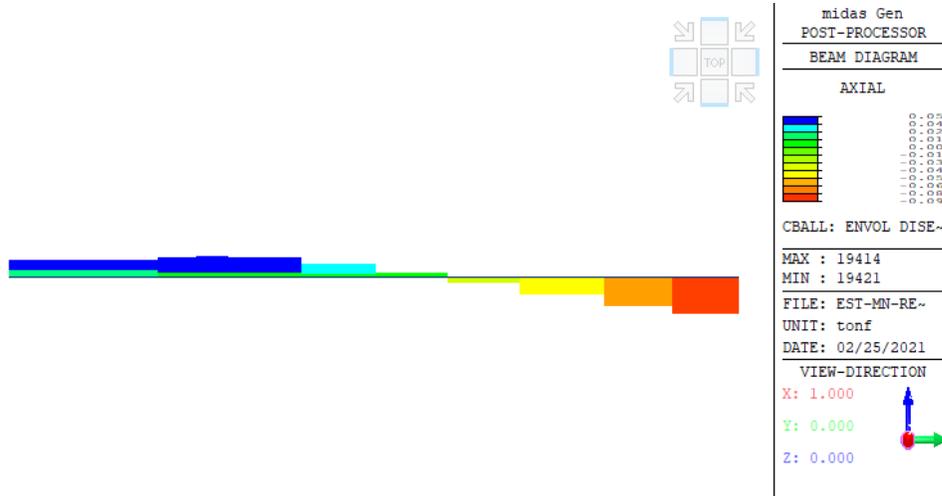
Diseño de contratraves:

Dimensionamiento:

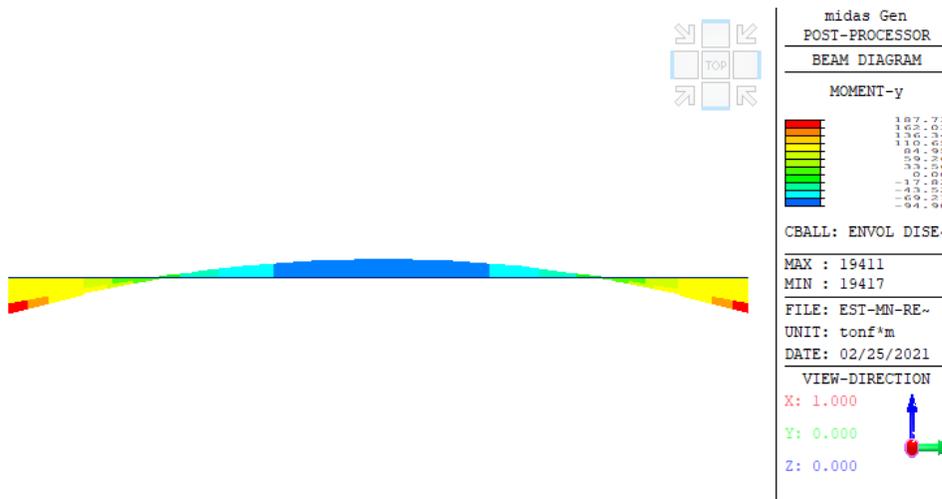
De acuerdo con la sección 7.9.4 de las NTC-Concreto 17 la dimensión menor de la sección transversal debe ser igual o mayor al claro libre entre columna, dividido entre 20, pero no requiere ser mayor de 45 cm:

$$\frac{L}{20} = \frac{970}{20} = 48.5cm > 45cm \therefore \text{se decide usar contratraves de } 45 \times 90cm$$

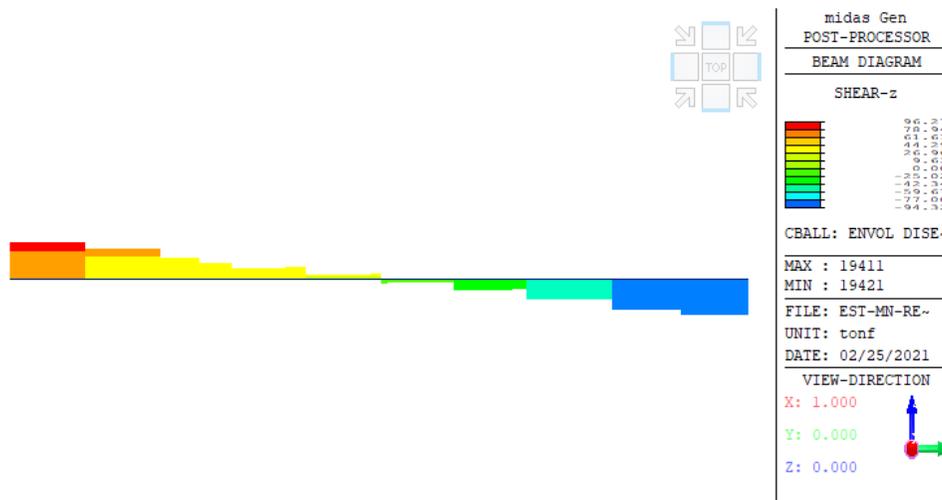
Las contratraves, al formar parte del sistema sismo resistente se diseñarán para cumplir con las especificaciones correspondientes al factor de comportamiento sísmico de la superestructura, para nuestro caso, se diseñarán para cumplir con los requisitos de traves de ductilidad media (Q=3). A continuación, se muestra la metodología de diseño ocupada para las contratraves:



Fuerza axial FX envolvente de diseño

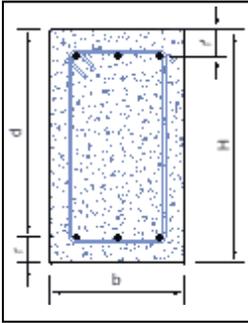


Momento flexionante My envolvente de diseño



Fuerza cortante Fz envolvente de diseño

DISEÑO DE CONTRATRABES DE CONCRETO REFORZADO DE DUCTILIDAD ALTA



Materiales:

Esfuerzo resistente a la compresion del concreto f_c :	300 kg/cm ²
Esfuerzo maximo de fluencia del refuerzo f_y :	4200 kg/cm ²
Modulo de elasticidad del concreto E_c :	242487 kg/cm ²
Modulo de elasticidad del acero E_s :	2040000 kg/cm ²
Longitud de la viga L_v :	9.90 m
β_1 0.84 FR: 1.00	

Geometria de la seccion:

Base de la sección B :	45.00 cm	Recubrimiento inferior r :	7.50 cm
Altura de la sección H :	90.00 cm	Recubrimiento superior r* :	7.50 cm
Peralte efectivo d :	82.50 cm	Area bruta de la sección Ag :	4050.00 cm ²
Longitud de viga:	990.00 cm	Recubrimiento horizontal rh :	7.50 cm

Elementos mecanicos en la trabe:

Carga axial ultima Pu :	0.00 Ton	Cortante ultimo Vu :	96.27 Ton
Momento ultimo en extremos LS Mu :	187.73 Ton-m	Momento ultimo en el centro Muc :	94.90 Ton-m
Momento ultimo en extremos LI Mu :	0.00 Ton-m	Torsion ultima Tu :	2.70 Ton-m
Momento de servicio al centro Msc :	71.67 Ton-m		

***LS: Lecho superior; LI: Lecho inferior*

Requisitos geometricos:

- a) Claro libre no debe ser menor que 4 veces el peralte efectivo: $L_v \geq 4d$ L_v : 990.00 cm **Cumple!**
 L_v : 990.00 cm $>$ 330.00 cm $4d$: 330.00 cm
- b) En sistemas de vigas y losas monoliticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 35: b : 45.00 cm **Cumple!**
- L/b : 22.00 ; lim : 35.00 cm $>$ 22.00 cm
- c) La relación entre el peralte y el ancho no sera mayor de 4: **Cumple!**
 d/b : 1.83 $<$ 4.00
- d) El ancho de la viga no será menor de 250mm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega:
 c_1 : 70.00 cm b_{min} : 25.00 cm **Cumple!**
- e) El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo del ancho de la columna normal a la viga. **Cumple!**
- $P_u \leq A_g f_c / 10$: P_u : 0 kg $A_g f_c / 10$: 121500 kg **Cumple!**

Cálculo de cuantías:

Cuantía maxima ρ_{max} :	0.02500
Cuantía mimina ρ_{min} :	0.00289
Cuantía equivalente a dos barras corridas del #4 ρ_{min} 2:	
$\rho_{min} = (0.7 * f_c^{1/2}) / f_y$	

Asmax:	92.81 cm ²
Asmin:	10.72 cm ²
	0.00068
ρ_{min} :	0.00289
Asmin:	10.72 cm ²

Cuantías necesarias por flexion:

Acero por flexion en extremos del LECHO SUPERIOR:

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{FRbd^2 f''c}} \right] = 0.01696 \quad \text{RIGE Cuantía Calculada}$$

Asn: 62.98 cm²

Acero por flexion en el CENTRO:

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{FRbd^2 f''c}} \right] = 0.00789 \quad \text{RIGE Cuantía Calculada}$$

Asn: 29.29 cm²

Acero por flexion en extremos del LECHO INFERIOR:

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{FRbd^2 f''c}} \right] = 0.00000 \quad \text{RIGE Cuantía Mínima}$$

Asn: 10.72 cm²

ACERO PROPORCIONADO EN EXTREMOS (LECHO INFERIOR)

ACERO CORRIDO

Utilizando:	5	VRS #	8
Asp:	25.34 cm ²		
$\rho_{diseño}$:	0.0068		

Considerar bastones

Bastones	
Acero faltante:	37.64 cm ²
Utilizando:	5 VRS # 8
Asp:	25.34 cm ²
$\rho_{diseño}$:	0.0068

$$a = \frac{1.25 A_s f_y}{b f''c} = 23.18 \text{ cm}$$

$$M_R^{(-)} = F_R 1.25 A_s f_y d \left(d - \frac{a}{2} \right) = 188.63 \text{ Ton-m}$$

Mu/MR: 100%

Acero por flexion adecuado!

ACERO PROPORCIONADO EN CENTRO (LECHO SUPERIOR)

ACERO CORRIDO

Utilizando:	4	VRS #	8
Asp:	20.27 cm ²		
$\rho_{diseño}$:	0.0055		

Considerar bastones

$$a = \frac{1.25 A_s f_y}{b f''c} = 11.88 \text{ cm}$$

Batones

Acero faltante:	-20.27 cm ²		
Utilizando:	2	VRS #	6
Asp:	5.70 cm ²		
ρdiseño:	0.0015		

$$M_R^{(+)} = F_R 1.25 A_s f_y d \left(d - \frac{a}{2} \right) = \boxed{104.38 \text{ Ton-m}}$$

$$\text{Mu/MR: } \boxed{91\%} \quad \checkmark$$

Acero por flexion adecuado!

ACERO PROPORCIONADO EN EXTREMOS (LECHO SUPERIOR)

ACERO CORRIDO

Utilizando:	4	VRS #	8
Asp:	20.27 cm ²		
ρdiseño:	0.0055		

$$a = \frac{1.25 A_s f_y}{b f'' c} = \boxed{9.27 \text{ cm}}$$

No es necesario usar bastones

$$M_R^{(-)} = F_R 1.25 A_s f_y d \left(d - \frac{a}{2} \right) = \boxed{82.85 \text{ Ton-m}}$$

Batones

Acero faltante:	-20.27 cm ²		
Utilizando:	0	VRS #	4
Asp:	0.00 cm ²		
ρdiseño:	0.0000		

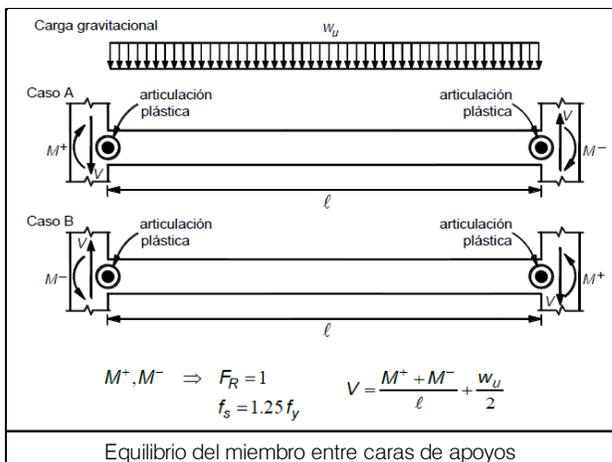
$$\text{Mu/MR: } \boxed{0\%} \quad \checkmark$$

Acero por flexion adecuado!

Revisión de la distribución del refuerzo longitudinal por flexión:

Asmin:	10.72 cm ²	<	20.27 cm ²	Ok
Asmax:	92.81 cm ²	>	50.67 cm ²	Ok
Asmin(+):	16.72 cm ²	<	20.27 cm ²	0.33*As(-) Ok
Asmin(-):	12.67 cm ²	<	20.27 cm ²	0.25*As(-) Ok

Diseño por fuerza cortante



Momento positivo en extremos:
MR (+): $\boxed{188.63 \text{ Ton-m}}$

Momento negativo en extremos:
MR (-): $\boxed{82.85 \text{ Ton-m}}$

Vus1: MR(-)+MR(+)/ L: $\boxed{27.42 \text{ Ton}}$

Carga gravitacional del diseño Wu:

Wu: $\boxed{-}$

Vus2: WuL/2: $\boxed{72.71 \text{ Ton}}$

Cortante de diseño Vpr: $\boxed{100.13 \text{ Ton}}$

0.5*Vu: $\boxed{50.07 \text{ Ton}}$ > Vus: $\boxed{27.42 \text{ Ton}}$

Factor de resistencia FR: $\boxed{0.75}$

2.5FR*(fc)^1/2 *b*d= $\boxed{120.57 \text{ Ton}}$

Ec. 5.3.27 NTC-Concreto

La sección es adecuada para resistir cortante !
Considerar aportación del concreto a la fuerza cortante !

Indicar lecho en tensión:

Superior
0.005

Calculo de fuerza cortante que toma el concreto

Cuantia de la seccion p:

$$V_{cR} = F_R(0.2 + 20p)\sqrt{f'_c}bd = 14.91 \text{ Ton}$$

Ec. 5.3.1 NTC-Concreto

$$V_{cR} = F_R 0.5\sqrt{f'_c}bd = 24.11 \text{ Ton}$$

Ec. 5.3.2 NTC-Concreto

Como la cuantia de acero en tension $p < 0.015$, Aplica la ecuacion 5.3.1

VCR: Fuerza cortante que toma el concreto:

14.91 Ton
85.22 Ton

Fuerza cortante que tomara el acero de refuerzo Vs:

Propuesta de armado por cortante

Selecciona numero de barra: 4

as: area de acero de la barra: 1.27 cm²

Numero de ramas: 4

Asv: Area de acero que resiste cortante: 5.07 cm²

Calculo de separacion de estribos $S = (FR \cdot Av \cdot fy \cdot d) / Vs =$

15.45 cm
10.00 cm

Indicar separacion propuesta de estribos:

Armado transversal en funcion del area minima por cortante:

E # 4 @ 10

Con esta area de acero transversal Vs:

131.68 Ton

La separación propuesta es adecuada !

Revisión de requisitos de refuerzo para trabes dúctiles:

Separacion maxima en extremos Smax ext:

d/4:	20.63 cm	>	10.00 cm
8dbl:	20.32 cm	>	10.00 cm
24dbe:	30.48 cm	>	10.00 cm
-	30.00 cm	>	10.00 cm

La separación propuesta en extremos es adecuada!

Smax cl: d/2: 41.25 cm

Indicar separacion propuesta de estribos en otras secciones de la trabe S cl:

20.00 cm

La separación propuesta es adecuada!

Refuerzo complementario en paredes de la trabe

Seccion 6.7 NTC-Concreto

Refuerzo por cambios volumetricos

x1: Dimension minima del miembro 45.00 cm

$$a_{sI} = \frac{660 x_I}{f_y (x_I + 100)} = 4.39 \text{ cm}^2$$

Selecciona numero de barra: 4

as: area de acero de la barra: 1.27 cm²

Numero de barras adicionales calculadas: 3.46

Barras propuestas: 4.00

Calculo de longitudes de desarrollo para el armado en flexion

Longitud de desarrollo para bastones en extremos / Lecho inferior

Numero de varilla de los bastones:

as: Area de acero de la barra de los bastones:

db: Diametro de la barra:

Ktr. Indice de refuerzo transversal:

C1: distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima:

C2: la mitad de la separación entre centros de barras:

C: separación o recubrimiento:

8
5.07 cm ²
2.54 cm
0.00
7.50 cm
3.75 cm
3.75 cm

Longitud de desarrollo

$$L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f_c'}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c'}}$$

$$0.11 * (db * fy) / (f'c)^{1/2}$$

Ec. 6.1.1 NTC-Concreto

67.75 cm

Long. De desarrollo Ldb:

109.22 cm

Longitud de desarrollo recomendada en extremos Ldb:

110.00 cm

Longitud en maxima del momento resistente del acero corrido:

100.00 cm

Longitud de desarrollo para bastones en el centro / Lecho superior

Numero de varilla de los bastones:

as: Area de acero de la barra de los bastones:

db: Diametro de la barra:

Ktr. Indice de refuerzo transversal:

C1: distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima:

C2: la mitad de la separación entre centros de barras:

C: separación o recubrimiento:

6
2.85 cm ²
1.91 cm
0.00
7.50 cm
5.00 cm
5.00 cm

Longitud de desarrollo

$$L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f_c'}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c'}}$$

$$0.11 * (db * fy) / (f'c)^{1/2}$$

Ec. 6.1.1 NTC-Concreto

50.81 cm

Long. De desarrollo Ldb:

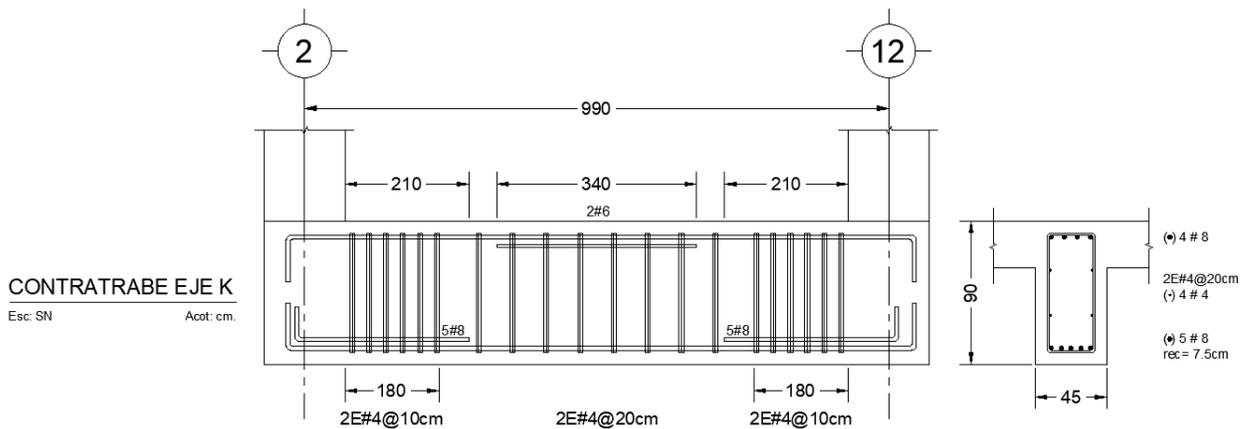
46.08 cm

Longitud de desarrollo recomendada en extremos Ldb:

50.00 cm

Longitud en maxima del momento resistente del acero corrido:

120.00 cm



CAPÍTULO VII CONCLUSIONES

De acuerdo con la investigación realizada en el presente trabajo, y los resultados observados en el ejemplo de aplicación, se concluye lo siguiente:

- En el contexto sísmico, México en gran parte de su territorio es considerado como una zona de gran peligro sísmico, por lo que es sumamente importante para el diseñador estructural hacer un correcto uso de las normas y manuales disponibles para el diseño sismo resistente de las estructuras.
- La Ciudad de México debido a las características físicas y químicas de su suelo, se muestra como una zona potencialmente sísmica, ya que sismos con ondas ricas en periodos grandes, al atravesar las capas de arcilla del largo, generalmente experimentan una amplificación, representando un peligro para las estructuras desplantadas en la zona lacustre.
- Las ondas sísmicas pueden generar una gran capacidad de deformación en las capas de arcilla del subsuelo de la Ciudad de México, por lo que es importante considerar los efectos de interacción suelo estructura.
- La interacción dinámica suelo estructura consiste en un conjunto de efectos inerciales y cinemáticos producidos entre la estructura y el suelo ante una excitación sísmica.
- El uso de los efectos de IDSE impactará directamente en el periodo y amortiguamiento de la estructura, así como en las demandas de desplazamiento y resistencia de ésta, siendo dependiente también de las características del sitio.
- Las estructuras diseñadas con niveles de ductilidad altos pueden disminuir las demandas de resistencia de una estructura.
- Los criterios de aplicación de la IDSE en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2017, se basan en un modelo de un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento, que consideran los fenómenos de rotación y translación de una cimentación rígida.
- Los criterios establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2017 para el cálculo de los resortes elásticos que se deberán aplicar para la IDSE, forman parte de un proceso de cálculo iterativo que considera las propiedades dinámicas del suelo, sin embargo, algunos aspectos no se mencionan explícitamente en la norma, lo que hace complicada la aplicación de este procedimiento de análisis.
- A través del ejemplo de diseño realizado en el presente trabajo, se permite notar que aplicar la metodología de análisis que considera la IDSE, puede llevar a diseños menos conservadores y económicamente más viables que los realizados con modelos

de base rígida, además de que los procedimientos tradicionales de acuerdo con la normatividad del 2017 ya no son válidos para ciertas condiciones geométricas y de sitio.

- Actualmente es cada vez más común implementar metodologías de diseño enfocadas al comportamiento no lineal de la estructura, dentro de estas encontramos una conocida como diseño por capacidad, cuyo método consiste básicamente en diseñar un mecanismo de daño concurrente en la estructura sin llegar al colapso, dicho método está implementado en las NTC-Concreto 17, como diseño de marcos dúctiles (Q=3 ó 4).
- De acuerdo con las provisiones de diseño de las NTC-Concreto 17, los elementos que forman parte de marcos dúctiles de concreto que resisten sismos, deberán detallarse para formar articulaciones plásticas y admitir cierto nivel de daño sin llegar al colapso.
- Las estructuras dúctiles se muestran como una buena opción económica de los proyectos de infraestructura por la menor inversión inicial comparada con la que implica construir estructuras que trabajen en el rango elástico, sin embargo, no en todos los casos pueden representar un ahorro, pues se deberá de tener presente que estas estructuras son más flexibles, y después de un evento sísmico suelen tener mayor afectación que las estructuras de ductilidad baja, y que las reparaciones pueden representar un gasto mayor.
- Si bien las provisiones de diseño descritas en las NTC-Concreto 17, muestran una solución implícita para aplicar metodologías confiables que permitan diseñar estructuras que apuesten al comportamiento no lineal, siempre será importante que el diseñador estructural pueda comprobar el nivel de daño para el cual estará expuesta la estructura, pudiendo hacerlo a través de análisis no lineales.

CAPÍTULO VIII REFERENCIAS

Aguilar, J. (2015). Tesis: *Análisis y diseño de un edificio de 8 niveles empleando diferentes sistemas de piso: losas de concreto reforzado perimetralmente apoyadas y losas planas de concreto postensado*. México, Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.

Ambrose, J (1998). *Análisis y diseño de estructuras*. México, Ciudad de México: Limusa, S.A.

Arthur H., N (1999). *Diseño de estructuras de concreto*. México, Ciudad de México: Mc GRAW HILL.

Deméneghi C., A, Hermosillo A., A, Puebla C., M, Saginés G., H (2018). *Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones. Tomo I*. México, Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.

DGDC UNAM (2005). *El próximo sismo en la Ciudad de México*. México, Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.

Gutiérrez, C, Quaas, R, Ordaz, M, Guevara, E, Muriá, D, Krishna, S (2005). *Sismos*. México, Ciudad de México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Isidoro, C (2016). Tesis: *Interacción dinámica suelo estructura*. México, Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.

McCormac, J y Brown, H (2011). *Diseño de concreto reforzado*. México, Ciudad de México: Alfaomega Grupo Editor S.A. de C.V.

Mejía, L. (2017). Tesis: *Interacción dinámica suelo – estructura*. México, Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.

NTCCADEE (2017). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. México, Ciudad de México.

NTCDCEC (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. México, Ciudad de México.

NTCDS (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2017*. México, Ciudad de México.

Pérez, V (1993). *Diseño y cálculo de estructuras de concreto reforzado por resistencia máxima y servicio*. México, Ciudad de México: Trillas S.A. de C.V.

P. Wolf, J (1985). *Dynamic soil-structure interaction*. EE. UU., New Jersey: Prentice Hall.

Rosenblueth, E, García, V, Rojas, T, Núñez, F, Orozco, J, (1992). *Macrosismos*. México, Ciudad de México: Cuadratín y Medio S.A. de C.V.

Zeevaert, L. (1980). *Interacción Suelo-Estructura de Cimentación*. México: Limusa, S. A.