



**UNIVERSIDAD
DON VASCO A.C.**

UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727-15

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela de Ingeniería Civil

COMPARATIVA DE DISEÑO MEDIANTE EL ANÁLISIS DE MARCOS PLANOS Y MARCOS EN 3D PARA UN EDIFICIO DE 4 NIVELES.

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

presenta

Luis Arturo Muñoz Galindo

Asesor:

M.I. Enrique Omar Navarro Caballero

Uruapan, Michoacán, 14 de febrero de 2011.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

Agradecido con Dios.

Agradecido con mis padres, Juvencio Muñoz Flores y María Estela Galindo Ayala, por haberme apoyado con todo lo que necesité.

A todos los maestros que se preocuparon por enseñarme algo.

A mis amigos y a todos los que hicieron posible que estudiara la carrera de Ingeniería Civil, la mejor carrera de todas.

RESUMEN

Esta tesis consiste en la comparativa de diseño estructural de un edificio de cuatro niveles, estructurado a base de columnas y trabes de concreto reforzado. La comparativa se hizo considerando en el análisis los marcos en dos dimensiones, es decir, los marcos planos y los marcos en tres dimensiones.

El objetivo de esta investigación es analizar y comparar los resultados obtenidos, así como verificar los armados y las dimensiones que se requieren para ambos modelos.

El capítulo uno trata de los conceptos relacionados con el diseño estructural, el objetivo y los criterios de diseño más comunes que existen.

El capítulo dos trata del análisis estructural, los conceptos y aspectos que se deben considerar dentro del mismo, así como las acciones que se presentan en las estructuras, los valores que deben considerarse en el análisis y los métodos más utilizados que se emplean para la realización del análisis.

El capítulo tres se abordan los aspectos más importantes del análisis sísmico, así como las consideraciones necesarias para un buen diseño y los métodos de análisis más comunes.

El capítulo cuatro habla del enfoque de esta investigación, el cual es de carácter cuantitativo y diseño experimental.

En el capítulo cinco se hace el análisis del modelo, así como la comparativa del mismo. Por último de acuerdo con los resultados obtenidos, se puede decir que ambos diseños presentan resultados muy similares, pues no se encontraron diferencias significativas.

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

Una parte fundamental en la evolución del diseño de estructuras ha sido el avance tecnológico, un avance que se refleja perfectamente en las herramientas del diseño, siendo actualmente la computadora la principal arma con la que se cuenta.

De acuerdo con Meli Piralla (2008), las técnicas tanto para el análisis como para el diseño de estructuras se han ido perfeccionando muy rápidamente, haciéndose cada vez más precisas, sobre todo si se tiene en cuenta que la incorporación de métodos cuantitativos para el diseño es una aportación relativamente reciente, pues en los diseños anteriores al siglo pasado no se revisaba del todo los esfuerzos que se producen en los miembros y, en general, en todos los elementos estructurales. Siendo algunas de las primeras aplicaciones en puentes que salvaban claros de gran tamaño.

Se tiene como ejemplo los métodos y teorías actuales en las que se basa el dimensionamiento de columnas, teorías apoyadas en los principios enunciados por Leonhard Euler de alrededor del siglo XVIII. Aunque se dice que Euler nunca tuvo como intención usar estas teorías para la aplicación de problemas reales, sino más bien, como simples ejercicios que cobraban forma de problemas académicos, y no fue hasta aproximadamente un siglo después que se empezaron a considerar para resolver problemas prácticos del diseño estructural.

Antiguamente las estructuras se diseñaban con bases experimentales, planteándolo en términos comunes, de prueba y error, además también con la

observación de la naturaleza, esto que en términos de ingeniería se conoce como aproximaciones sucesivas, en el contexto de la naturaleza se le llama evolución natural.

Los análisis basados en reglas geométricas fueron aplicados por Vitruvio en el siglo I y fue hasta el renacimiento cuando se empezó a popularizar el proceso experimental.

De conformidad con Meli Piralla (2008), actualmente hay controversias sobre los métodos que se utilizan para el diseño, ya que se podrían considerar como sumamente refinados siendo innecesarios, pues se han construido estructuras duraderas y que cumplen con sus objetivos sin la necesidad de los cálculos tan rebuscados y complejos que se emplean en la actualidad, siendo necesario tan sólo un buen sentido estructural y la experiencia en la construcción de estructuras anteriores.

En la actualidad el ingeniero cuenta con herramientas para apoyar esa intuición estructural, herramientas como manuales y reglamentos de construcción y que deben considerarse, como una ayuda para el proceso del diseño y no como la esencia del diseño mismo.

La práctica del diseño ha tendido en los últimos años a la automatización debido a los avances en computación. Cada vez es más común la utilización de programas de cómputo para el análisis.

Aunque el papel de las computadoras en los procesos de diseño estructural es benéfico siempre y cuando no se usen de manera indiscriminada y sin reemplazar nunca el sentido del proyectista o ingeniero.

Cabe mencionar que no se encontró ninguna tesis en la biblioteca que aborde el tema de la presente investigación.

Planteamiento del problema.

En la actualidad los avances tecnológicos han tenido una gran repercusión en muchos ámbitos, y en muchas de las actividades cotidianas e invariablemente la ingeniería civil no es la excepción, y muy específicamente, dichos avances han facilitado en gran medida el trabajo del ingeniero proyectista o calculista, dicho de otra manera, los ingenieros de hace 50 años analizaban y diseñaban con las herramientas con las que se contaban en esa época, lo cual tiene un gran mérito, ya que muchas de las estructuras diseñadas y construidas de aquel tiempo siguen en pie, y lo más importante es que muchas de ellas siguen en operación y en buenas condiciones.

También existe una contraparte: edificaciones que por diversas causas fallaron desde el punto de vista estructural. Es en este punto donde empiezan a surgir las dudas acerca de los criterios, métodos o lineamientos que se siguieron en el diseño estructural de dichas construcciones.

El criterio de análisis estructural en marcos que se utilizaba anteriormente era el de tomar los marcos en dos direcciones, es decir, en el plano, y se hacía de esta forma debido a la complejidad de las matrices que resultan cuando se hacen en tres dimensiones, resultaba anti práctico realizar un cálculo así con las herramientas con las que se contaba. Esta condición cambió cuando surgieron los programas de computación para el análisis, ya que ahora este proceso se realiza en un lapso de tiempo relativamente corto.

De esta manera es que surge el problema de saber cuáles son las posibles ventajas o desventajas tanto de un tipo de análisis como del otro. Surge la necesidad de responder la siguiente pregunta: ¿resultarán los elementos estructurales mayormente reforzados mediante el análisis de marcos planos o el análisis de marcos en 3D?

La pregunta anterior será contestada en capítulos posteriores.

Objetivo general.

Para el presente estudio se pretenderá dar cumplimiento al siguiente objetivo general:

Comparar los resultados del diseño estructural mediante el análisis de marcos planos y marcos en 3d para un edificio de 4 niveles, a fin de conocer las diferencias que existan en las dimensiones de los elementos y armados, para cada modelo.

Objetivos específicos.

De igual manera se deberán cubrir los objetivos específicos que a continuación se mencionan:

- Analizar y diseñar un edificio mediante el análisis de marcos planos.
- Analizar y diseñar un edificio mediante el análisis de marcos en 3d.
- Conocer las diferencias en las dimensiones y armados en el diseño final con cada uno de los métodos.

Pregunta de investigación.

¿Resultarán los elementos estructurales mayormente reforzados mediante el análisis de marcos planos ó el análisis de marcos en 3d?

Justificación.

Una parte crucial para que una estructura trabaje de manera adecuada, sin duda es la parte del diseño estructural, ya que con un análisis preciso se puede intuir el comportamiento del edificio cuando se presenten las solicitaciones para las que fue diseñado.

Es por esta razón que se considera conveniente que el ingeniero cuente con los métodos de análisis estructural más precisos, pues sólo de esta manera que se podrían llegar a evitar en gran medida los asentamientos, las grietas y todo tipo de fallas en general. Es de ahí que radica la importancia de esta investigación.

Además deben mencionar las siguientes partes beneficiadas:

- La comunidad en general: al realizar dos propuestas de diseño para la creación de infraestructura en la ciudad de Uruapan Michoacán.
- La comunidad estudiantil: ya que este trabajo de investigación estará disponible para consulta de los estudiantes y servirá como precedente para investigaciones posteriores.
- La ingeniería civil: al aportar un trabajo de investigación en el área de estructuras, que ayudaría al calculista a dar una idea sobre los resultados que se pueden esperar con un análisis como los que se practican aquí.

Marco de referencia.

Actualmente el uso de software para análisis de estructuras es bastante común, esto debido al auge en materia de tecnología que se ha venido dando en los últimos años. Es por ello que la labor del ingeniero calculista se ha visto simplificada en gran medida y es por esta misma razón que se ha dado el desarrollo reciente de nuevos métodos de análisis, criterios de diseño, etcétera.

El análisis para marcos en 3 dimensiones hubiera sido una tarea muy difícil de llevar a cabo antes del desarrollo de las computadoras debido a la complejidad de los cálculos que resultan, es por ello que el análisis de un edificio solía hacerse bajo la consideración de elementos planos. De esta manera no se toma en cuenta la posible contribución de los demás elementos en un sistema estructural a base de trabes y columnas por ejemplo.

De esta manera se optó por analizar una estructura común, como lo es un edificio, con un sistema a base de trabes y columnas.

El modelo que se analizará está ubicado en la ciudad de Uruapan Michoacán, que de acuerdo con la zonificación sísmica del estado de Michoacán se encuentra en la zona sísmica C, y se consideró que se asentará en terreno tipo I, que de acuerdo con la clasificación del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán se define como: terreno firme, tal como tepetate, arcilla preconsolidada muy compactada o suelos de características similares. El destino del edificio es de edificio para oficinas.

CAPÍTULO 1

DISEÑO ESTRUCTURAL

En el presente capítulo se tratará lo relativo al concepto de diseño estructural, así como el objetivo del diseño estructural y los criterios más comunes que existen.

1.1 Concepto de diseño estructural.

Se puede definir el diseño estructural como el proceso creativo mediante el cual el ingeniero proyectista define los materiales, el sistema estructural y las características geométricas de cada elemento a emplear en la construcción de cualquier tipo de edificación, y para ello se vale de bases físico-matemáticas ya establecidas para hacer los cálculos pertinentes. Y todo lo anterior con la finalidad de crear un espacio habitable para las personas, donde se puedan realizar las actividades cotidianas de manera práctica y con la mayor comodidad posible.

1.2 Objetivo del diseño estructural.

1.2.1 Función de las estructuras.

A través de los años el ser humano se ha visto en la necesidad de aprender a construir estructuras que tengan como principal objetivo resguardarlo de las inclemencias del clima, tal es el caso de las primeras viviendas construidas, pero después la evolución humana trajo consigo otras necesidades humanas como el transporte y una vez más hubo la necesidad de construir estructuras, podría ser el caso de los caminos y puentes, este andar del hombre a través de los siglos fue creando necesidades cada vez más específicas y fue entonces cuando se empezaron a construir edificios, estadios, teatros, etcétera.

Estas estructuras además de desarrollar la función para la que fueron creadas deben ofrecer de preferencia comodidad y buena apariencia, o como señala Meli (2008), la finalidad de un sistema estructural es contrarrestar las solicitaciones a las cuales será sometido, sin que se presenten escenarios no deseados y evitando a toda costa casos como el colapso total o parcial de cierta estructura.

Aunque en alguna de las ocasiones las soluciones estructurales estén limitadas debido a la inherente relación que existe entre el diseño estructural y otros aspectos de la obra como por ejemplo los relativos a la funcionalidad o a la estética de la construcción.

De acuerdo con Meli (2008), el correcto funcionamiento del proyecto depende básicamente del acierto que se haya logrado haciendo una correcta elección del sistema estructural propuesto, el cual puede resultar óptimo desde el punto de vista estructural, es decir, que absorbe las cargas de manera eficiente. Podrá ocurrir que un sistema mal planeado cumpla con los requisitos de estabilidad pero represente una solución anti económica o anti funcional.

Partiendo de lo dicho por González (2009), se puede plantear que el principal objetivo del diseño estructural es la concepción de estructuras que sean seguras, funcionales y económicas.

Un aspecto fundamental para que una estructura cumpla con los objetivos planteados en la etapa del diseño es la estimación precisa de las cargas a las cuales se someterá y de igual manera a la forma en la que se transmiten.

Es innegable que siempre existe cierta incertidumbre con respecto a la estimación y la aplicación de las cargas, es por eso que siempre existe un riesgo potencial de que en cierta etapa de la obra se presenten cargas mayores a las

planteadas en la etapa del diseño y esto conlleva a la aparición de fallas. A pesar de lo anterior un buen diseño puede lograr tener un cierto control en la aparición de las fallas, de ahí que radica la importancia de un buen diseño que absorbe los aspectos antes mencionados como lo son un razonable grado de seguridad, funcionalidad y que sean relativamente económicas.

1.2.2 Condiciones de servicio y límites tolerables.

De conformidad con González (2009), las acciones en el caso de una estructura son las solicitaciones a las que puede estar sometida, entre ellas se puede mencionar por ejemplo, el peso propio, las cargas vivas, los empujes por viento, las aceleraciones por sismo, etcétera. Y la respuesta de una estructura, es su comportamiento cuando esta bajo alguna acción. Puede presentarse como deformación, agrietamiento, durabilidad, vibración. Obviamente la respuesta dependerá del tipo de estructura.

Como se mencionó anteriormente, la primera condición que deberá satisfacerse en un diseño es la estabilidad de la estructura, y términos de la relación acción-respuesta, se puede definir a la resistencia de una estructura como el máximo valor que esta acción es capaz de lograr. Una vez determinada esta resistencia se hace una comparación entre este valor y el de condiciones de servicio, y esta forma que se obtiene el concepto de factor de seguridad o factor de carga. “De modo rudimentario, éste puede definirse como el cociente entre la resistencia y el valor estimado de la acción correspondiente en condiciones de servicio”. (González, 2009:18)

Según las Normas Técnicas Complementarias NTC-04, se especifica que independientemente del criterio con que se diseñe se deberán revisar los estados límite de servicio, es decir, se debe asegurar de que la estructura tenga una respuesta satisfactoria ante las cargas, (deformaciones, agrietamientos, etcétera). Estas respuestas quedarán limitadas a valores tales que la estructura pueda seguir en funcionamiento, y en condiciones de servicio.

1.3 Etapas del diseño estructural.

1.3.1 Estructuración.

Es en esta etapa donde el proyectista debe aplicar conocimientos empíricos y también valerse de su creatividad para proponer soluciones óptimas desde el punto de vista de desempeño y economía de la estructura. Es en esta primera etapa del proceso donde se eligen tanto los materiales que se usarán durante su construcción, así como el arreglo de sus elementos constitutivos y también muchas de sus características esenciales.

Es necesario resaltar que el éxito o fracaso de una estructura depende en gran medida de una correcta elección del sistema estructural. A continuación se describen los aspectos más importantes en la parte de estructuración.

1.3.1.1 Materiales estructurales.

De conformidad con Meli (2008), existe una infinidad de materiales que pueden utilizarse para resolver problemas estructurales, materiales de muy distintas propiedades; naturales o artificiales, y se tratará de manera concreta los más utilizados en la industria de la construcción.

Los materiales derivados de la naturaleza son los primeros utilizados por el hombre para hacer sus construcciones, se puede mencionar por ejemplo: la piedra y la madera. Estos materiales se caracterizan por una resistencia a la compresión moderadamente alta, baja resistencia a la tensión y se caracterizan también por ser muy poco dúctiles.

“Se conoce como mampostería a el material formado por un conjunto de piedras naturales o artificiales unidas o sobrepuestas”. (Meli, 2008: 272)

Este material tiene como características: las zonas de unión que se hace entre cada pieza crea zonas de posible falla cuando se transmiten esfuerzos de cortante. Esta unión se realiza generalmente con morteros de diferentes materiales. Las piezas que la conforman son de diferentes formas y dimensiones. Entre los más comunes están el ladrillo de barro recocido, el block hueco de concreto, así como el ladrillo sílico-calcáreo. En construcciones antiguas se suele emplear también el adobe.

Una característica a resaltar de este material es que sus propiedades estructurales varían mucho debido al poco control que suele tenerse en la elaboración de estas ya que en algunas ocasiones se elabora de manera casi artesanal. Y es debido a esta elevada variabilidad que los factores de seguridad estipulados en los reglamentos de construcción son mayores que para materiales como el concreto reforzado.

Otro material comúnmente usado en la construcción es el concreto reforzado que se puede definir como: “un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas, de cemento, agregados y agua”. (González, 2009:31)

Partiendo de lo dicho por González (2009), cuando se mezclan cemento y agua se forma un fluido llamado pasta, que junto con los agregados pétreos forman un material heterogéneo, y que en algunas ocasiones se añaden otras sustancias en proporciones volumétricas muy pequeñas llamadas aditivos o adiconantes. Estos aditivos, tienen como fin alterar algunas propiedades del concreto para que se ajusten con las necesidades de la obra.

El peso por unidad de volumen del concreto reforzado es relativamente alto, sobre todo en comparación con otros materiales y teniendo en cuenta que los elementos hechos con concreto por lo general son voluminosos, el peso es un factor importante que se debe tomar en cuenta. Su valor oscila entre 1.9 y 2.5 ton/m³, esto depende principalmente del tipo de agregados que se empleen.

Una de las principales características estructurales del concreto es su gran resistencia a la compresión pero, por sí solo el concreto simple posee muchas desventajas, entre ellas su muy baja resistencia a la tensión, es por ello que en el concreto reforzado se incorpora un material que tiene mucha resistencia a la tensión. El acero colocado estratégicamente recibe las fuerzas de tensión que el concreto no puede soportar. Es de esta manera como se complementan y crean un material resistente, durable, moldeable, y es debido a esto la popularidad alcanzada en la industria de la construcción actualmente.

Tomando en cuenta lo mencionado por González (2009), el concreto presforzado es una modalidad del concreto reforzado, en la que se induce un estado de esfuerzos en el acero, previo a la aplicación de las cargas y con ello se contrarresta los efectos producidos por la flexión. La forma más común para la

fabricación de este tipo de elementos es asegurando las barras de acero y aplicar un tensado para después colar el concreto.

Otro material muy utilizado actualmente y que aporta muchas ventajas para el constructor es sin duda, el acero estructural, ya que es el material con mejores propiedades en cuanto a rigidez y ductilidad. Una ventaja que lo hace muy eficiente desde el punto de vista estructural es que durante el proceso de fabricación se le puede moldear para crear elementos adecuados para resistir la flexión, compresión u otro tipo de acciones.

Según Meli (2008), debido a que el acero se fabrica de manera industrializada se puede determinar sus características estructurales sin el riesgo de tanta variabilidad como en el caso del concreto reforzado, pues presenta coeficientes de variabilidad del 10 por ciento. Sin duda, una ventaja más del acero, es la certeza que se puede tener en lo que respecta a su comportamiento, un comportamiento perfectamente lineal y elástico hasta que se presenta la fluencia.

Una desventaja de este material es que tiene una alta susceptibilidad a la corrosión, por lo que requiere continuo mantenimiento, y esto en algunas ocasiones eleva mucho el costo de las estructuras de acero, sobre todo en las estructuras que están expuestas a ambientes altamente agresivos.

Se puede esperar que en los próximos años surjan nuevos materiales y tecnologías aplicadas a la construcción, aunque la tendencia en los últimos años ha sido más bien el mejoramiento de los materiales existentes, más que hacia un desarrollo de materiales totalmente diferentes.

Uno de los materiales que puede tener un desarrollo promisorio son las fibras de carbono de origen plástico, con las que se alcanzan unas resistencias extremadamente altas.

1.3.1.2 Elementos estructurales más comunes.

Si se parte del concepto de sistema que indica Acosta (2005), es un conjunto de elementos que trabajan de manera unida y armónica con el objetivo de lograr un fin común de manera óptima.

Por lo tanto, se puede considerar preciso conocer las características de cada elemento de manera aislada y la forma en que puede formar parte de toda la estructura.

Según De Buen (1993), dentro de la etapa de estructuración se deben determinar los elementos necesarios para el buen desempeño de la estructura, así como su configuración, y la forma en que estos elementos interactúan entre sí, el dimensionamiento se realizará en una etapa posterior.

1.3.1.2.1 Elementos lineales.

Como señala Meli (2008), los elementos más simples dentro de una estructura, de acuerdo con la función que desarrollan, son los elementos que se modelan como líneas, es decir, que en cuanto a sus dimensiones, su largo es mucho mayor que el ancho y el alto.

De acuerdo con De Buen (1993), estos elementos están diseñados fundamentalmente para que trabajen a tensión, y es el acero el material que mas favorece este comportamiento debido a que puede desarrollar esfuerzos muy altos.

Uno de los problemas más comunes de este tipo de elemento es: el anclaje, ya para que el elemento o tensor pueda desarrollar toda su capacidad es muy importante que se encuentre perfectamente anclado, de manera que el apoyo puede recibir toda la fuerza transmitida por el elemento.

A continuación se ilustran algunos casos donde la implementación de un elemento línea o tensor es apropiado:

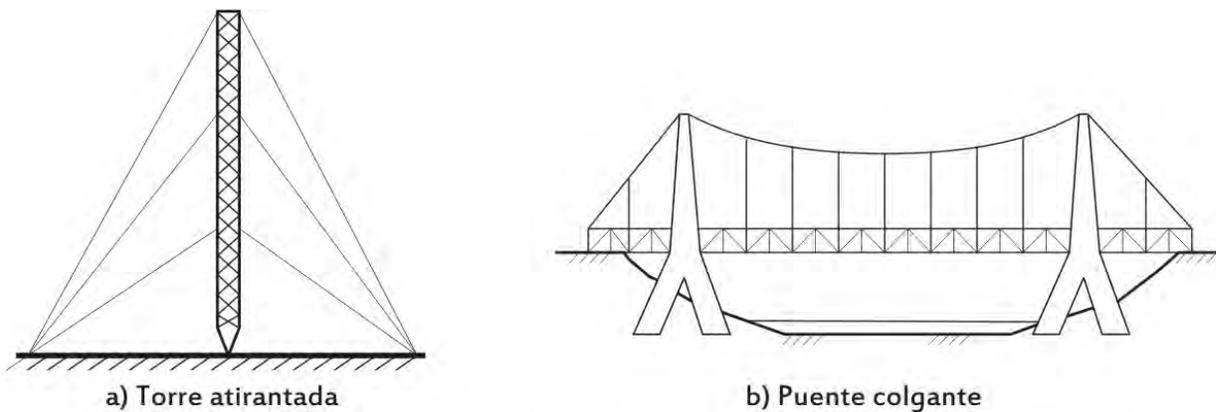


Figura 1. Ejemplo de elementos lineales

En el caso de un marco con contravientos, los tensores sirven para restringir el movimiento lateral de dicho marco y con esto aportan rigidez al marco.

Otro aspecto importante de estos elementos es que presentan el inconveniente de la falta de rigidez transversal. De Buen (1993), menciona que para el caso en que fuerzas producidas por viento y que actúan de manera perpendicular al elemento pueden producir efectos dinámicos sobre el mismo.

Es por ello que los reglamentos de diseño presentan limitaciones en la relación de esbeltez, y se le da cierta rigidez para condiciones de trabajo no planeadas, sobre todo durante el lapso de montaje.

Cuando se requiere que el elemento desarrolle esfuerzos de compresión es necesario otro tipo de elementos, enseguida se hará una descripción de los elementos apropiados para esto.

1.3.1.2.2 Elementos barra.

Partiendo de lo dicho por Meli (2008), el poste es el elemento barra adecuado para la aplicación de cargas de compresión, y su denominación más común es: columna, la columna no sólo recibe carga axial sino que también desarrolla esfuerzos de flexión, lo cual hace también que su diseño estructural se vuelva considerablemente más complejo que el de los elementos lineales o tensores.

Las condiciones de carga donde solamente se presentan esfuerzos a compresión es puramente una condición idealizada, ya que en la realidad, debido a imperfecciones en la construcción siempre se presentan excentricidades que son las que generan las flexiones. Esta condición de compresión sobre el elemento acarrea también un problema, la posibilidad del pandeo.

Como señala De Buen (1993), la condición de falla puede suceder cuando se alcanza el valor correspondiente a la carga crítica. Y en este caso la falla puede ser elástica, si el elemento presenta esfuerzos inferiores al límite de elástico. La carga crítica depende de la longitud de la pieza, del material, de su sección transversal, y de su unión o sujeción en los extremos. La fórmula de la carga y el esfuerzo son las siguientes:

$$P_{CR} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

$$F_{CR} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Donde:

P_{CR} , F_{CR} ; Carga y esfuerzo crítico por pandeo.

E; Módulo de elasticidad.

KL; Longitud efectiva de la columna, teniendo en cuenta la restricción en los apoyos.

Como se puede observar, la fórmula expresa que la resistencia del elemento, no tiene relación con la carga crítica, pero esta sí es función del módulo de elasticidad y de la relación de esbeltez.

Cuando este tipo de elemento se encuentra inclinado, recibe el nombre de puntal. En este tipo de piezas también se debe tomar en cuenta la flexión, pero en este caso debido principalmente al peso propio del elemento.

Según De Buen (1993), los materiales adecuados para este tipo de acciones son: la mampostería, el concreto, madera y acero. Debido a la dualidad del acero en el sentido de que, es posible desarrollar esfuerzos de tensión como de compresión; es un material muy común para este tipo de elementos. Muchos veces en el caso de columna de acero las secciones resultantes a partir del cálculo suelen ser muy esbeltas, es por ello que para estos elementos rige el pandeo.

Por otra parte, partiendo de lo dicho por Meli (2008), cuando el elemento barra se encuentra de forma horizontal, recibe el nombre de viga. Una viga cumple la función de resistir y transmitir las cargas por medio de la flexión y cortante. Debido a

la variación de esfuerzos normales de la sección transversal, las zonas de tensión y compresión deben estar en equilibrio, ya que la carga axial interna es inexistente.

Existen además de la flexión otras condiciones que pueden regir el diseño de vigas; como los es el cortante, o el pandeo local en vigas de acero.

Un aspecto que resulta importante es la revisión del estado de deflexiones, ya que a diferencia de los elementos sometidos a compresión donde las deflexiones son pequeñas, en vigas suele pasar que el momento de inercia requerido, está regido por la flexión principal, y no por la resistencia.

1.3.1.2.3 Elementos placa.

De acuerdo con Meli (2008), existen este tipo de elementos que se caracterizan geométricamente porque una de sus dimensiones es pequeña en comparación con las otras y que generalmente reciben el nombre de placas, aunque de acuerdo con la función específica que desempeñan dentro de la estructura se les puede conocer como: losas, muros, etcétera.

Las placas horizontales sujetas a flexión y apoyadas en su perímetro, son características de los sistemas de piso. Este tipo de elementos, pero apoyados solamente en dos bordes paralelos, funciona esencialmente como una viga ancha y por lo general su diseño es muy similar al de las vigas. Se dice que cuando la placa recibe una carga uniformemente distribuida, se toma una franja de ancho unitario y se aplican las mismas consideraciones que para el diseño de trabes.

Una placa que está apoyada en todo su perímetro y que recibe las cargas verticales se flexiona en dos direcciones y su comportamiento se puede

conceptualizar de manera que una parte de la carga actúa en un sentido y la otra parte en el sentido ortogonal a ésta.

Esta forma de trabajar produce resultados más eficientes que el de las placas o losas que tienen flexión unidireccional, es decir que trabajan en una sola dirección.

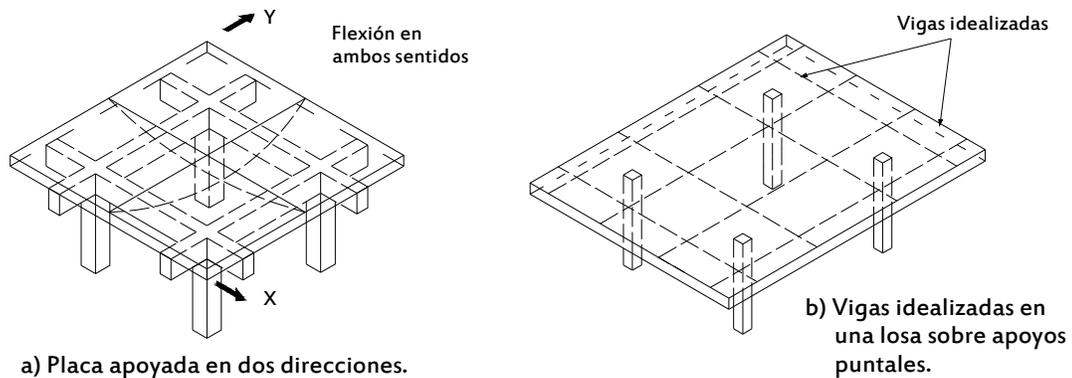


Figura 3. Elementos placa
Fuente: Meli Piralla (2008).

El valor de la carga en cada dirección depende principalmente de la relación entre los claros de la placa. Es importante resaltar que la flexión es el elemento mecánico dominante en el diseño de losas, debido a que el cortante rara vez suele regir o tener influencia directa en el diseño.

Como señala Meli (2008), las losas tienen como ventaja que son elementos altamente dúctiles y que permiten grandes redistribuciones de momentos. Debido a la redistribución de momentos que se presentan en las diferentes secciones, es justificable la utilización de métodos aproximados en los cuales se consideran momentos iguales para la franja central, es el caso del método de los coeficientes del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF).

Los muros son otra modalidad de elementos estructurales placa. Como lo menciona De Buen (2003), las cargas más frecuentes en un muro son las cargas verticales uniformemente repartidas, aunque es conveniente que estas cargas se transporten al muro mediante una trabe rígida, para garantizar que las cargas sean lo más uniformes y evitar de esta manera las cargas puntuales.

En muros sometidos a este tipo de solicitaciones suelen presentarse líneas de falla a 45° por tensión diagonal, y que se presentan en formas de grietas.

Otra condición de carga en un muro pueden ser las cargas laterales, a las cuales este elemento responde notablemente mejor cuando se encuentra confinado por un marco de concreto reforzado. De esta manera se aumenta su ductilidad y se reducen los efectos causados por el pandeo.

1.3.2 Análisis estructural.

Este subtema se desarrollará de manera general, debido a que se retomará en capítulos posteriores donde se estudiará más a fondo.

Hill (1995), menciona que existen principalmente tres tipos de análisis:

- 1) El más utilizado históricamente es donde se conceptualiza un comportamiento elástico-lineal de los materiales.
- 2) Es también muy relevante el análisis basado en una hipótesis elasto-plástica perfecta.
- 3) El análisis no lineal, es en algunas ocasiones el único método de análisis exacto.

Como se mencionó anteriormente, a grande rasgos, el análisis de la estructura significa determinar su comportamiento, encontrar las fuerzas internas que se

producen en los elementos estructurales y posteriormente el dimensionamiento, de manera que resista las fuerzas y su desempeño sea el óptimo.

1.3.3 Dimensionamiento y criterios de diseño.

De acuerdo con De Buen (1993), el dimensionamiento se puede definir como el proceso del diseño estructural mediante el cual el proyectista define las características geométricas y estructurales de los elementos que conforman la edificación, con el objetivo de resistir las solicitaciones actuantes con cierto grado de seguridad y que tengan una respuesta y desempeño adecuada a las condiciones de servicio.

Según Meli (2008), el diseño debe permitir parámetros que sean comparables para tener cierta certeza en cuanto a la seguridad de la estructura. Es por ello que se plantean los estados límite, ya que permiten hacer la comparación de la resistencia de la estructura con estos estados.

La manera más simple de hacer el diseño debería ser a través de un único factor de seguridad que englobara el grado de incertidumbre para el cual el proyectista o ingeniero calculista desea trabajar, este factor se podrá calcular estimando la respuesta esperada de la estructura y el efecto máximo esperado de acuerdo a las solicitaciones.

$$FS = \frac{\textit{Resistencia}}{\textit{Solicitaciones}}$$

Aunque como menciona Meli (2008), esta manera de trabajo acarrea consigo varios inconvenientes, uno de ellos es que para cada caso en particular los grados

de incertidumbre son diferentes y varían también con los aspectos que se estén diseñando, es por ello que se deben tomar factores de seguridad distintos, de acuerdo a las condiciones particulares.

Los reglamentos o códigos de diseño aíslan las diferentes variables y presentan factores para cada una de ellas, esto por simplicidad, lo que propicia también una falta de uniformidad de los factores, y la acumulación de estos factores no conduce al factor de seguridad al que se pretende llegar.

“El recíproco del factor de incertidumbre multiplicado por el esfuerzo último (o algunas veces de fluencia) proporciona un esfuerzo permisible de trabajo usado con las cargas reales (esto es, de trabajo).” (Hill.1995:8)

Meli (2008), afirma que de acuerdo con lo planteado anteriormente la comparación de la resistencia y los estados límite conducen al criterio de diseño por resistencia última.

1.3.3.1 Esfuerzos de trabajo.

“En todo miembro estructural, la resistencia esperada se expresa como un esfuerzo de tensión o compresión, dividido por un factor de seguridad para obtener un esfuerzo permisible de trabajo. Esto obliga a diseñar el elemento estructural de tal forma que el esfuerzo provocado por la carga esperada de servicio, sea siempre igual o menor que el valor permisible. A este procedimiento se le conoce como Diseño por esfuerzos permisibles o de trabajo, más comúnmente se le llama diseño elástico.” (Pérez.1993: 9)

Esto se puede expresar como:

Esfuerzo de trabajo \leq Esfuerzo permisible

$$\sigma_{\text{trabajo}} \leq \sigma_{\text{permisible}}$$

De conformidad con De Buen (1993), las acciones que se producen en los elementos estructurales se deben calcular mediante un análisis de tipo elástico, de igual manera los esfuerzos desarrollados se deben calcular en hipótesis de comportamiento elástico.

Como se puede apreciar, este criterio de diseño puede ser adecuado para elementos constituidos por materiales que presentan un comportamiento como el acero por ejemplo, pero resulta inadecuado cuando se habla de elementos de concreto reforzado.

Un problema para este criterio es que, el nivel de seguridad no es siempre el mismo, esto se debe a que se mantiene una relación constante entre los esfuerzos de falla y los esfuerzos resistentes, pero esto no garantiza que en realidad suceda con la resistencia real.

Sin embargo, Meli (2008) asegura que actualmente los reglamentos de diseño han tomado este criterio y lo han transformado en un criterio de resistencia pero presentado de manera diferente, es decir, un criterio de diseño híbrido.

Tomando en cuenta que el diseño por esfuerzos de trabajo tiene una justificación en el comportamiento elástico lineal de los materiales, se puede suponer que en el caso del acero esa justificación es bastante aproximada a la realidad, por lo que un elemento de acero, diseñado con este criterio tiene una buena probabilidad de desempeñarse de una manera adecuada. Debiéndose tener en cuenta que en algunas ocasiones existen esfuerzos residuales que se suman a algunas fibras del

elemento y que no se consideran inicialmente, y esto podría propiciar un aumento en los esfuerzos permisibles a tal grado de alcanzar el esfuerzo de fluencia y superarlo localmente, lo cual no pone en riesgo la seguridad estructural, pero si anula la hipótesis inicial de un comportamiento elástico lineal.

1.3.3.2 Método plástico o de resistencia última.

“En todo miembro estructural, la resistencia esperada será igual o mayor que la carga de servicio especificada, proporcionándole una resistencia adecuada mediante la aplicación de factores de carga (F_c), y el factor de reducción (F_R), especificadas en el reglamento. En este procedimiento el análisis de fuerzas tiene en cuenta los efectos de comportamiento inelástico. Este procedimiento se conoce como Diseño plástico o por resistencia última”. (Pérez.1993:9)

Como señala De Buen (1993), de acuerdo con este criterio las acciones internas debido a las cargas se determinan mediante un análisis elástico como en el criterio anterior. Y el dimensionamiento de los elementos sobre los cuales dichas acciones actúan, se hace multiplicando estas solicitaciones por un factor de carga que las amplifica. Por lo general, actualmente la mayoría de los códigos de diseño en el apartado de concreto reforzado están basadas en este tipo de criterio.

El criterio de resistencia última suele ser muy preciso y tener un grado de certidumbre alto, sobre todo cuando se trata de la resistencia de falla del elemento.

Una ventaja de este criterio, es que para el dimensionamiento elimina el uso del módulo de elasticidad, y con ello la gran dispersión que existe cuando se trata de calcular debido a la gran variabilidad en las características de los elementos que lo componen.

El criterio de resistencia última se puede expresar de manera simple y sintetizada como, el método de diseño donde la resistencia de los elementos estructurales se reduce y las cargas se amplifican con el objetivo de tener un rango de seguridad, mientras más grande es el rango tanto mayor será el grado de incertidumbre o el grado de seguridad que se desea para la estructura.

Un aspecto relevante de este criterio, como menciona Mendoza (2008), es que la mayoría de los reglamentos actuales de diseño en nuestro país están basados en este método de diseño por las ventajas antes mencionadas.

1.3.3.2.1 Factores de carga.

Las Normas Técnicas Complementarias NTC-2004, en el apartado de edificaciones en la sección 3.4, estipulan los factores de carga que se deberán aplicar para cada tipo de estructura y para las combinaciones de carga.

- a) Para combinaciones de carga que incluyan acciones permanentes se aplicará un factor de carga de 1.4.

Quando se trate de de edificaciones del grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomara igual a 1.5.

- b) Para combinaciones de carga donde se tomen en cuenta acciones permanentes y acciones variables, se tomará un factor de carga de 1.1.
- c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9.
- d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

1.3.3.2 Factores de resistencia.

Como se menciona en las Norma Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones de diseño estructural, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, cuyos valores serán los siguientes:

- a) $F_R = 0.9$ para flexión.
- b) $F_R = 0.8$ para cortante y torsión.
- c) $F_R = 0.7$ para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.
- d) Flexocompresión:
 - $F_R = 0.8$ cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular
 - $F_R = 0.8$ cuando el elemento falle en tensión.
 - $F_R = 0.7$ si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión; y
 - $F_R = 0.7$ para aplastamiento.

CAPÍTULO 2

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En este capítulo se aborda el análisis estructural, conceptos y aspectos a considerar dentro del mismo, las acciones que se presentan en las estructuras, la forma de modelar el fenómeno que la genera, los valores que deben de considerarse en el diseño, así como algunos de los métodos actuales que se emplean para la realización de un análisis preciso.

2.1 Concepto de análisis estructural.

De acuerdo con Beaufait (1977), el análisis debe asegurar el adecuado desempeño de la estructura, el ingeniero estructurista debe ser capaz de predecir una respuesta global del sistema estructural a probables sollicitaciones (fuerzas, cargas, desplazamientos, etc.). La predicción de esta respuesta y su comportamiento debe estar basada en el análisis de modelos cuyos comportamientos sean tan aproximados a la realidad como sea posible.

Partiendo de lo dicho por Meli (2008), el análisis no es más que la predicción de la respuesta de una estructura ante condiciones de carga, estas pueden ser de diferentes tipos y se clasifican principalmente por el medio que la genera.

Para la determinación de dicha respuesta se requiere de los siguientes pasos:

- 1) Modelar la estructura: Es decir representar la estructura con un modelo físico y comprobar la respuesta del modelo ante las sollicitaciones o bien, lo más común es representar la estructura mediante un modelo matemático que puede ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles, un ejemplo del modelo matemático es cuando se representa un sistema a base de vigas y columnas como un sistema de marcos formados por barras que tienen características equivalentes.

- 2) Determinar las acciones de diseño: de conformidad con Meli (2008), en la mayoría de los casos las cargas y demás fuerzas que se aplican en los edificios están definidos en los códigos o normas de diseño vigentes. Pero también frecuentemente es responsabilidad del que diseña la determinación de algunos valores ambientales locales que definen la acción de diseño.

Es importante mencionar que es en esta fase del análisis donde se pueden presentar la incertidumbre, y cometerse errores que terminen con arruinar la precisión del modelo o de la etapa del dimensionamiento.

- 3) Determinar los efectos de las acciones de diseño en el modelo de estructura elegido. “En esta etapa, que constituye el análisis propiamente dicho, se determinan las fuerzas internas (momentos flexionantes y de torsión, fuerzas axiales y cortantes), así como las flechas y deformaciones de la estructura. Los métodos de análisis suponen en general un comportamiento elástico-lineal. Aunque no se pretende menospreciar las ventajas de realizar análisis refinados de un modelo estructural, cabe llamar la atención sobre la tendencia

que se aprecia cada vez más notoria en mucho ingenieros, de buscar en esta etapa un grado de precisión incongruente con la poca atención que prestan a la determinación del modelo de la estructura y del sistema de cargas.” (Meli; 2008:23)

2.2 Las acciones y sus efectos en las estructuras.

No se pretende hacer un examen exhaustivo de todas las acciones que pueden presentarse en una estructura. Como menciona Meli (2008), el proyectista deberá hacer un análisis cuidadoso de las acciones que debe tomar en cuenta para el análisis estructural y en caso de que las acciones estén consideradas en algún código, hacer caso omiso del mismo o en caso contrario, emplear un criterio fundamentado en alguna base.

En México, los valores y procedimientos de los casos más comunes están referidos principalmente a lo estipulado por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y también existen recomendaciones hechas por el manual de obras civiles de CFE, ya que este último incluye acciones no cubiertas por el RCDF.

2.2.1 Cargas muertas.

Según Cifuentes (1990), las cargas muertas son aquellas que permanecen de manera constante y actúan en forma continua sobre la estructura, sin tener variaciones importantes con el tiempo, como es el peso de los elementos que conforman el sistema estructural.

Tomando en cuenta lo dicho por Kassimali (2001), este tipo de cargas además de considerarse constantes, tienen también una posición fija. Las cargas muertas son producidas además del peso propio de los elementos, por todo aquel material y equipo que estará sujeto de manera permanente a ese sistema. Por ejemplo las cargas muertas para un edificio incluyen el peso de trabes y columnas, el peso de armazones, arriostramientos, pisos, los tejados, plafones, muros, escaleras, sistema de calefacción, tuberías, sistema de almacenamiento de agua, etc.

Como el peso de la estructura no se conoce antes de empezar el proceso de diseño, debe hacerse un pre dimensionamiento, que no es más que suponer algunas características de los elementos, este pre dimensionamiento o suposición inicial se hace en base al criterio del proyectista y a la experiencia de construcciones pasadas. Una vez que se terminó el diseño se revisan los pesos propuestos con los “definitivos” y si existe una discrepancia considerable, se vuelve a revisar el diseño.

2.2.2 Cargas vivas.

“Las cargas vivas son aquellas que pueden actuar o no sobre la estructura. Las cargas vivas incluyen el peso de la gente, los muebles, la maquinaria y otros equipos. Estas cargas varían a lo largo del tiempo, especialmente si la función del edificio cambia.” (Leet; 2008:36)

De acuerdo con Cifuentes (1990), este tipo de cargas generalmente no se presentan en el mismo punto, además de tener una intensidad variable.

Como señala Kassimali (2001), las cargas vivas no solo son producto del movimiento de las personas y muebles, son producto también de fenómenos ambientales, como sería el caso de la nieve. Sin embargo puesto que las probabilidades de ocurrencia de las cargas ambientales son diferentes de las debidas al uso de las estructuras, por lo general en las normas de diseño actuales se usa el término de cargas vivas sólo a aquellas cargas que varían con respecto al uso de la estructura.

Como se comentó anteriormente, la posición de las cargas vivas suele cambiar, es decir, no es una carga fija, por lo tanto, el diseño debe de hacerse para los puntos en los que la carga viva suele producir los esfuerzos máximos para cada miembro.

Por lo general, las cargas vivas para edificios suelen presentarse de forma de cargas uniformemente repartidas sobre los sistemas de piso, que estos a su vez lo transmiten a las trabes, luego a las columnas y, por último, a la cimentación.

Las cargas vivas que se presentan en los tipos de edificación más comunes se especifican en los códigos de diseño, en México el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal maneja los siguientes valores:

Destino de piso o cubierta Unidades (kg/m^2)	W_a	W	W_m
--	-------	-----	-------

a) Habitación (casa–habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170
b) Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
c) Aulas	100	180	250
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450
f) Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, salas de juego y similares)	40	250	350
g) Comercios, fábricas y bodegas	.8 Wm	.9 Wm	Wm
h) Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5 %	15	70	100
i) Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5 %	5	20	40
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300
j) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	40	100	250

Tabla 2.1 Cargas vivas unitarias según el RCDF en las NTC-04

2.2.3 Cargas accidentales.

“Las cargas accidentales, son independientes del funcionamiento normal de la estructura y pueden alcanzar intensidades de consideración por lapsos breves. A esta clasificación, pertenecen los efectos debidos al viento, sismo, etc.” (Cifuentes; 1990:4)

Con respecto a las cargas por sismo, Leet (2008) menciona que: en los lugares en donde la intensidad de los movimientos del terreno es pequeña, el calculista no tiene que considerar estos efectos, pero por otra parte en lugares próximos a zonas sísmicas como pueden ser las zonas cercanas a la falla de San

Andrés ó la brecha sísmica de Guerrero, donde los movimientos suceden con cierta intensidad y frecuencia, las edificaciones pueden sufrir daños, o fallas estructurales.

Tal es el caso aquí en México del terremoto de 1985, que dejó a su paso una gran cantidad de pérdidas humanas y de daños materiales, fue a partir de ahí que los códigos en México se reformaron de manera importante para tratar de contrarrestar los efectos sísmicos que afectan las edificaciones.

De conformidad con Cifuentes (1990), una manera simple de aplicar los efectos sísmicos en las estructuras es mediante la transformación de la carga accidental en una carga muerta. Este procedimiento depende de un buen criterio que sea capaz de asimilar lo más posible los efectos originales que el movimiento sísmico produce.

Las experiencias de sismos pasados y las investigaciones han sido recopiladas en los reglamentos de construcción, que contienen las especificaciones para consignar este tipo de cargas.

De conformidad con Kassimali (2001), durante los sismos, la tierra se mueve en todas direcciones, tanto horizontal como vertical, aunque la magnitud de la componente vertical, suele no considerarse ya que no tiene un efecto significativo. El movimiento que causa el daño estructural es la componente horizontal y es la que se debe considerar al momento del diseño estructural.

Sin embargo, la investigación en materia de ingeniería sísmica aun no termina, esto debido a la incertidumbre que causa el no saber cuándo se podrá presentar un sismo y de que magnitud se podría esperar. Esta investigación da origen a las continuas reformas en los códigos y/o reglamento de construcción, teniendo siempre a garantizar estructuras seguras y económicas en la medida de lo posible.

2.3 Estructuras que resisten fuerzas laterales.

Como menciona Bazán (2009), los códigos o reglamentos de construcción que contempla el diseño sísmico, entre ellos el de México el RCDF, aceptan que el análisis ante cargas sísmicas puede hacerse considerando las propiedades de los materiales con un comportamiento elástico lineal. Aunque se reconoce que durante un sismo las estructuras pueden entrar en la zona de comportamiento inelástico.

A lo anterior se le toma en cuenta aplicando factores de reducción a los resultados del análisis elástico.

Es necesario que el proyectista conozca las hipótesis, sobre las cuales se fundamenta este tipo de análisis, a fin de que el ingeniero tenga un juicio propio acerca de cuándo es conveniente aplicar dichos métodos a problemas concretos. Son actualmente los métodos matriciales los más empleados para el análisis de sistemas estructurales sujetos a fuerzas laterales.

“Los métodos simplificados son útiles en las etapas preliminares del análisis y dimensionamiento y permiten también verificar si no se han cometido errores graves

al emplear métodos más precisos, pero más complejos, en especial programas de computadora. En la práctica, la gran mayoría de edificios se pueden representar como combinaciones de marcos y muros, a veces con diagonales rigidizantes.” (Bazán; 2009:47)

2.3.1 Análisis bidimensional.

De conformidad con Leet (2008), las estructuras en la vida real son siempre estructuras en tres dimensiones. Y un sistema estructural tridimensional que recibe una carga, estará siempre repartida en todos sus elementos, donde por lo general la mayor parte de esta carga se reparte sobre elementos clave directamente hacia otros miembros de soporte o en su momento hacia la cimentación.

Una vez que se comprende el comportamiento y la función que desempeñan los diferentes elementos del sistema, el calculista normalmente simplifica el análisis de la estructura real dividiéndola en subsistemas bidimensionales que una vez sumados conforman el sistema completo en las tres dimensiones. Este proceso se realiza, ya que con ello se simplifica sustancialmente el proceso del cálculo.

2.3.2 Análisis tridimensional.

Según Bazán (2009), en la práctica, los edificios son conjuntos de elementos en tres dimensiones y pueden analizarse como tales mediante algunos métodos. Existe también la posibilidad de realizar el análisis mediante algún programa comercial de computadora que cuentan con excelentes herramientas graficas para

introducir datos y analizar los resultados. Sin embargo, la consideración de un modelo tridimensional trae consigo algunos inconvenientes.

- 1) Los grados de libertad de un edificio sobre todo si cuenta con varios niveles es muy grande.
- 2) Las cantidades de datos que se deben preparar y su laboriosa organización, aumenta las posibilidades de cometer errores en el proceso, que son en algunas ocasiones difíciles de detectar.
- 3) Puede ser, en ocasiones, difícil de visualizar entre los resultados los datos esperados.

Por tanto un análisis tridimensional puede quedar reservado solo para estructuras de gran importancia.

2.3.3 Análisis asistido por computadora.

Como señala Leet (2008), a mediados del siglo pasado el proceso de diseño en estructuras con cierto grado de complejidad era muy largo y sumamente tedioso. En el caso de una estructura con muchos miembros y uniones de vigas y columnas, por ejemplo un edificio de varios niveles podía requerir de varios meses de cálculos por parte de ingenieros experimentados. Además, si se tiene en cuenta que en el análisis se incorporan varias hipótesis, este arrojaba resultados hasta cierto punto inciertos.

El proceso y los tiempos para realizar un cálculo han ido disminuyendo en la misma medida en la que se ha ido producido un desarrollo en la tecnología;

actualmente existen programas de cómputo que sirven para analizar y desempeñar la mayoría de las estructuras de una manera rápida y precisa.

La mayoría de los programas de cómputo que analizan estructuras se escriben para generar un análisis de primer orden esto es:

- 1) Comportamiento elástico lineal.
- 2) Que las fuerzas en los miembros no se ven afectadas por las deformaciones.
- 3) Que las columnas no sufren reducción en la rigidez flexionante por causa de las fuerzas de compresión.

Los métodos clásicos de análisis estudiados en casi todos libros generan un análisis de primer orden, que resulta adecuado para la mayoría de la estructuras en la práctica, como por ejemplo los marcos de un edificio.

Si bien es cierto, los programas que emplean un análisis de segundo orden son más complejos, son también más precisos y dan como resultado un análisis muy exacto. Por ejemplo los arcos esbeltos de gran claro sometidos a la acción de cargas móviles.

En suma, aunque el uso de la computadora en los problemas de ingeniería, sobre todo en problemas enfocados al área de estructuras, ha reducido considerablemente las horas de cálculo, el diseñador debe poseer un entendimiento

total de las consideraciones que hace el programa y prever posibles fallas o condiciones no consideradas por el programa de cómputo.

2.4 Análisis de marcos.

2.4.1 Métodos matriciales.

Atendiendo lo dicho por Bazán (2009), si se aceptan las hipótesis que tratan lo relativo al comportamiento elástico lineal, se considera que los métodos matriciales son exactos para el análisis de estructuras formadas a base de marcos y otros sistemas estructurales.

Estos procedimientos son relativamente nuevos, ya que se han venido desarrollando extensamente en décadas pasadas y en su forma más general constituyen el método de elementos finitos.

Una ventaja de los métodos matriciales es que permiten analizar cualquier tipo de estructura que esté sujeta a todo tipo de carga.

En la gran mayoría de los casos de sistemas estructurales para edificaciones se puede emplear el método de rigideces en marcos, el cual se puede extender fácilmente para incluir sistemas con muros y diagonales.

2.4.1.1 Método de rigideces.

De acuerdo con Navarro (2009), el método de rigideces permite analizar estructuras formadas por elementos barra, tanto isostáticas como hiperestáticas.

El método consiste en definir la relación fuerza-desplazamiento de cada una de las barras por separado, y mediante los conceptos de continuidad y compatibilidad, evaluar dichas ecuaciones para obtener una ecuación fuerza-desplazamiento global o de toda la estructura. Al resolver esta ecuación se determinan los desplazamientos en cada nodo y al sustituirlos en la relación fuerza-desplazamiento de cada barra se conocerán las fuerzas internas o elementos mecánicos.

2.4.1.1.1 Concepto de rigidez.

Se define como rigidez a la relación que existe entre una fuerza o un momento y el desplazamiento o giro que produce. Por lo tanto se deduce que la fuerza es igual a la rigidez por el desplazamiento, esa relación directa se muestra en la fórmula 2.1.

$$F = KD \quad (2.1)$$

Donde:

F= Fuerza aplicada

K= Rigidez

D= Desplazamiento producido

$$K = \frac{F}{D} \quad (2.2)$$

La rigidez tiene unidades de fuerza entre desplazamiento.

Para estructuras en el plano se presentan tres tipos de rigidez:

- Rigidez axial.

- Rigidez al corte
- Rigidez angular.

2.4.1.1.1 Rigidez axial.

Barra sometida únicamente al desplazamiento en dirección al eje x' , en el punto nodal 1. En la figura se muestra la configuración deformada y los elementos mecánicos correspondientes producidos por el desplazamiento en dirección al eje x' .

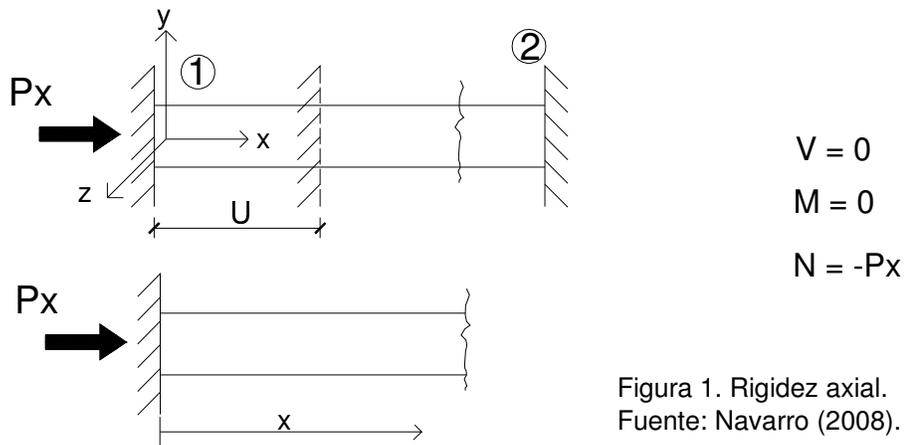


Figura 1. Rigidez axial.
Fuente: Navarro (2008).

De mecánica de materiales:

$$\varepsilon = \frac{U}{L} = \frac{du}{dx}$$

$$\sigma = \varepsilon E \quad \therefore \quad \varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad \therefore \quad \sigma = \frac{N}{A}$$

$$\varepsilon = \frac{N}{A} = \frac{du}{dx}$$

Despejando du

$$\int_0^L du = \int_0^L \frac{N}{EA} dx$$

Integrando

$$U = \frac{N}{EA} x \Big| = \frac{NL}{EA}$$

$$U = \frac{NL}{EA} \quad \text{pero } N = -Px$$

$$U = \frac{-Px}{EA}$$

Despejando Px

$$Px = -\frac{EA}{L} U$$

Comparando con

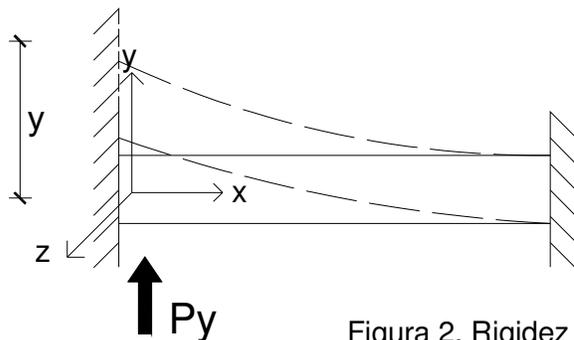
$$F = KD$$

Entonces:

$$K = \frac{EA}{L} \quad \text{Rigidez axial}$$

2.4.1.1.2 Rigidez al corte.

Barra sometida únicamente al desplazamiento en dirección al eje y' , en el punto nodal A. La configuración asociada a este desplazamiento se indica en la figura.



$$N = 0$$

$$V = Py$$

$$M = Py x$$

Figura 2. Rigidez al corte
Fuente: Navarro (2008).

Aplicando un procedimiento similar.

$$K = \frac{12 EI}{L^3} \quad K = \frac{6 EI}{L^2} \quad \text{Rigidez al corte}$$

2.4.1.1.3 Rigidez angular.

Barra sometida únicamente al desplazamiento angular respecto al eje z' , en el punto nodal A. La configuración se muestra a continuación.

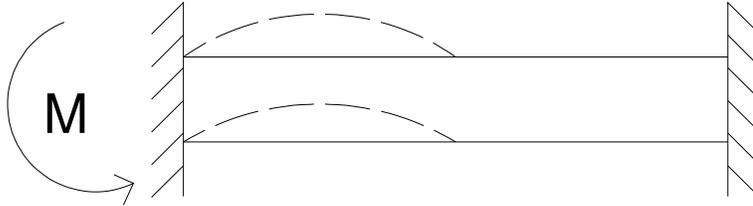


Figura 2. Rigidez angular
Fuente: Navarro (2008).

$$K = \frac{4EI}{L} \quad K = \frac{2EI}{L} \quad \text{Rigidez angular}$$

2.4.1.1.2 Procedimiento de aplicación del método de rigideces.

A continuación se presentan los pasos a seguir, necesarios para la aplicación del método de rigideces.

- 1) Se enumeran los nodos y las barras.
- 2) Se separan las distintas barras y se les coloca empotramientos en los extremos, se calculan las reacciones en dichos empotramientos.
- 3) Se determina la ecuación fuerza-desplazamiento para cada una de las barras.
- 4) Se combinan las ecuaciones fuerza-desplazamiento de cada barra para crear una sola ecuación válida para toda la estructura, ecuación fuerza-desplazamiento global. En esta ecuación se elimina los renglones y columnas correspondientes a los desplazamientos restringidos por los apoyos, tomando así

una ecuación fuerza-desplazamiento reducida en la cual los desplazamientos son incógnitas.

5) Se resuelven la ecuación fuerza-desplazamiento reducida obteniéndose como resultado los desplazamientos en los nodos de la estructura.

6) Se sustituyen los desplazamientos conocidos en la ecuación fuerza-desplazamiento de cada barra para calcular los elementos mecánicos que actúan en ellas.

7) Con los resultados obtenidos se realizan los diagramas.

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS SÍSMICO

En este capítulo se estudia y analiza los aspectos más importantes del análisis sísmico, así como las consideraciones necesarias para un buen diseño y los métodos de análisis sísmicos más comunes.

3.1 Diseño sismo resistente.

De conformidad con Meli (2008), los movimientos de la tierra a los que comúnmente se les conoce como sismos, tienen una especial importancia en las estructuras, ya que generan consecuencias esencialmente muy distintas a otros tipos de acciones. Las diferencias no solo se reflejan en las características dinámicas de los movimientos sísmicos, o en las propiedades del suelo, o en las características de la estructura misma.

El diseño resistente a sismo conlleva más que la simple consideración de unas cargas estáticas; esencialmente requiere de una selección del sistema estructural adecuado que sea eficiente, que sea funcional, que cumpla con los requisitos que requiere el diseño arquitectónico, que sea funcional y que tenga además cuidado con los elementos no estructurales.

En gran parte de las regiones sísmicas, los sismos son la principal causa de la presencia de las fallas estructurales, como se puede observar en la imagen 3.1



Imagen 3.1 Colapso de un edificio, después del sismo de 1985 (Ciudad de México).

“El carácter accidental de la acción sísmica, junto con el elevado costo que implica lograr que, ante un sismo de gran intensidad, la respuesta de una estructura se mantenga dentro de los niveles de comportamiento que no impliquen daño alguno, hacen que se trate de aprovechar el trabajo de la estructura para deformaciones que sobrepasen el intervalo elástico; por ello, las propiedades inelásticas de los materiales y elementos estructurales, y en particular la ductilidad, adquieren una importancia fundamental en el diseño sísmico.” (Meli, 2008: 408)

3.2 Pasos para un diseño sísmico.

De manera muy general se presentan a continuación los pasos a seguir cuando se requiere hacer un diseño sísmico.

3.2.1 Definición de las acciones de diseño.

Como menciona Meli (2008), actualmente los reglamentos y/o manuales de diseño especifican los valores o intensidades de acuerdo a la zona, que deben usarse para determinar las acciones que se presentarán, sin embargo, también es válido y en los casos en los que la estructura sea de mucha importancia realizar estudios específicos sobre las características topográficas o geológicas del lugar.

3.2.2 Adecuada elección del sistema estructural.

Como se mencionó anteriormente, la adecuada selección del sistema estructural depende en gran medida del éxito o el fracaso de una estructura, que en el caso del análisis y diseño sísmico se acentúa, debido a que los efectos sísmicos que se producen están en función entre otras cosas de la configuración de la estructura. Teniendo una estructuración adecuada es posible atenuar los acciones desfavorables que se producen durante el sismo.

3.2.3 El cálculo de la respuesta estructural.

El grado de refinamiento varía en los métodos de análisis sísmico, que van desde el análisis estático, que considera una serie de fuerzas estáticas equivalentes, hasta el análisis dinámico ante movimientos de la base de la estructura representativos, de los que el suelo de cimentación experimenta durante el sismo. Aunque se considera importante el conocimiento de los aspectos básicos de la respuesta dinámica, aun cuando se empleen métodos estáticos para su análisis cuantitativo.

3.2.4 El dimensionamiento y detallado de la estructura.

“Debido a que los criterios de diseño aceptan que la estructura entre en etapas inelásticas de comportamiento ante el sismo de diseño, es esencial que se eviten fallas frágiles locales y que, en caso de que ocurra un caso de excepcional intensidad, se logre una disipación uniforme de la energía del sismo mediante la fluencia de un número alto de secciones. Para lograr este objetivo deben cuidarse los detalles estructurales, no sólo a nivel de secciones y uniones de los elementos, sino también a lo que concierne a la conexión entre la estructura y los elementos no estructurales.” (Meli, 2008:409)

3.3 Análisis sísmico estático.

El primer paso para el diseño sísmico es el análisis sísmico, éste a su vez permite establecer los efectos del sismo en la estructura, estimar la respuesta y traducirlo en cargas equivalentes, para calcular los elementos mecánicos que se producen en el sistema. Para todo esto los reglamentos en México aceptan el comportamiento elástico lineal. Aunque con ciertas limitaciones se puede emplear el método estático para análisis sísmico, que a diferencia del análisis dinámico, obvia la necesidad de calcular los periodos de vibración. Cualquiera que sea el método que se vaya emplear, los reglamentos o manuales especifican los coeficientes y/o espectros de diseño, que son la base del cálculo.

Como señala Navarro (2009), este método consiste en sustituir el efecto del sismo por fuerzas laterales estáticas, aplicadas en los entrepisos de la estructura. La base del método es suponer una distribución de aceleraciones lineal, lo cual es

correcto para estructuras regulares de poca y mediana altura. Debido a lo anterior, los reglamentos limitan la aplicación de este método para estructuras regulares de altura no mayor de 30 m, si están ubicadas sobre terrenos tipo II y III y 40 m si están ubicadas sobre terrenos tipo I.

Para determinar la fuerza lateral debe emplearse el peso total de cada nivel, el cual debe incluir la carga muerta y la carga viva accidental de la losa y la mitad del peso de los muros y columnas localizados arriba y abajo del nivel considerado.

Para la aplicación de este método de análisis sísmico es necesario conocer algunos parámetros y características del sitio donde se pretende construir y de la estructura misma.

3.3.1 Coeficiente sísmico y espectro de diseño.

El coeficiente sísmico está relacionado con la aceleración máxima esperada en el terreno en un determinado lugar, al momento de ocurrir un temblor.

El coeficiente sísmico depende de la zona sísmica, del tipo de terreno y del periodo de la estructura. Sus valores se obtienen de los espectros de diseño especificados en los reglamentos.

De acuerdo con el manual de diseño de obras civiles de CFE el modo de estimar el espectro de diseño es el siguiente:

Las ordenadas del espectro de aceleración para diseño sísmico $S_a(T_e)/g$, expresadas como fracción de la gravedad y en función del periodo estructural se calculan de la siguiente manera:

$$\alpha = \alpha_0 + (\beta_c - \alpha_0) \frac{T_e}{T_a} \quad \text{si } T_e < T_a$$

$$\alpha = \beta_c \quad \text{si } T_a \leq T_e < T_b$$

$$\alpha = \beta_c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r \quad \text{si } T_c \leq T_e < T_c$$

$$\alpha = \beta_c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r \left[k + (1 - k) \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 \right] \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 \quad \text{si } T_e \geq T_c$$

Donde:

α ; es la aceleración espectral normalizada con la aceleración de la gravedad.

T_e ; es el periodo estructural.

T_a ; es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño.

T_b ; es el límite superior de la meseta del espectro de diseño.

T_c ; es el periodo de inicio del la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno.

r ; es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales.

k ; parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales.

β ; factor de amortiguamiento.

3.3.2 Zona sísmica.

La República Mexicana se encuentra dividida en cuatro zonas sísmicas representadas con la letras A, B, C y D de acuerdo a la actividad sísmica que se

presentan en cada una de ellas, siendo la zona A la de menor actividad sísmica y la zona D la de mayor.

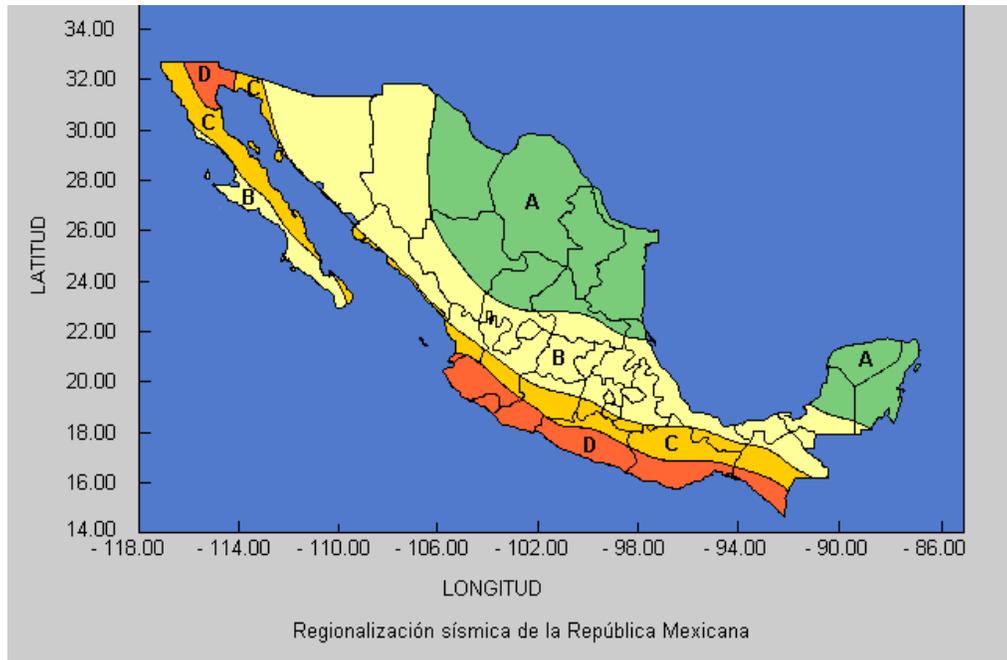


Imagen 3.2 Zonas sísmicas en la República Mexicana.

Fuente: Servicio sismológico nacional.



Imagen 3.3 Zonificación sísmica en el estado de Michoacán

Fuente: Reglamento de Construcción del estado de Michoacán.

3.3.3 Tipo de terreno.

Para fines del análisis sísmico, el tipo de terreno se clasifica en tres tipos, los cuales son:

Terreno tipo I: Suelo firme o rocoso.

Terreno tipo II: Suelo intermedio.

Terreno tipo III: Suelo blando o suave.

3.3.4 Periodo de la estructura.

Se conoce como periodo de la estructura al tiempo que ésta tarda en completar una oscilación o ciclo.

3.3.5 Factor de comportamiento sísmico.

Este parámetro está relacionado con la ductilidad de la estructura, ya que esta propiedad ayuda a la disposición de la energía sísmica.

Una estructura convencional presenta una ductilidad aproximadamente igual a dos. De acuerdo con Navarro (2009), si se desea aumentar su ductilidad se puede lograr aumentando la cantidad de acero de refuerzo y colocándolo con un cierto acomodo, logrando así una ductilidad de tres o cuatro.

Factor de comportamiento sísmico "Q"	
Se usara Q = 4 cuando se cumplan los siguientes requisitos	
1	La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

2	Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en la sección 1.3.1, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
3	El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 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 a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso de la sección 1.3.1. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
4	Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
5	Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.
Se usara $Q = 3$ cuando se cumplan los sig. requisitos	
Se usará $Q=3$ cuando se satisfacen las condiciones 5.1.b y 5.1.d ó 5.1.e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 5.1.a ó 5.1.c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.	
Se usara $Q = 2$ cuando se cumplan los sig. requisitos	
Se usará $Q=2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones 5.1 y 5.2 de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o traves de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.	
Se usara $Q = 1.5$ cuando se cumplan los siguientes requisitos	
Se usará $Q=1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos de las secciones 5.2 y 5.3, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.	
Se usara $Q = 1$ cuando se cumplan los siguientes requisitos	
Se usará $Q=1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.	

Imagen 3.4 Tabla factor de comportamiento sísmico.

Fuente: Reglamento de Construcción del D.F.- 04

Una vez obtenidos los parámetros anteriores se aplica la siguiente fórmula con la cual se obtienen las fuerzas sísmicas laterales equivalentes que se aplicarán en la estructura.

$$F_i = \frac{C_s}{Q} W_{tot} \frac{w_i h_i}{\sum(w_i h_i)}$$

Donde:

F_i ; Fuerza lateral sísmica estática.

C_s ; Coeficiente sísmico.

Q ; factor de comportamiento sísmico.

W_{tot} ; Peso total de la estructura.

W_i ; Peso del nivel en estudio.

h_i ; Altura del nivel en estudio.

3.4 Análisis dinámico modal espectral.

De conformidad con Bazán (2007), este método recibe el nombre de modal espectral, ya que implica el uso simultáneo de modos de vibrar y de espectros de diseño.

Partiendo de lo dicho por Navarro (2010), este método de análisis sísmico se aplica a estructuras a base de marcos, tanto regulares como irregulares de hasta 60 m de altura.

A diferencia del método estático, este método si toma en cuenta los modos de vibrar de la estructura.

Una de las limitaciones que presenta este método es que se aplica solo a sistemas lineales, es decir que es válido para la estructura siempre y cuando se mantenga en el rango elástico y que los desplazamientos sean relativamente pequeños. Otro factor importante a considerar como limitante para el método modal es que, únicamente presenta como resultado el valor máximo del desplazamiento de la estructura pero no se indica en qué momento se presenta el desplazamiento máximo. Como lo que interesa es el valor máximo de la respuesta, la falta de simultaneidad de los diferentes modos implica que no se pueda conocer exactamente el valor del desplazamiento máximo o del cortante máximo al hacer la superposición de los modos.

De esta característica del método surge la necesidad de aplicar ciertas hipótesis al momento de calcular el valor de la respuesta máxima, y consiste en la respuesta en cada modo como estadísticamente independiente de la correspondiente a los restantes modos. De esta manera es justificable que los valores máximos no se obtienen con una suma algebraica directa, sino mediante una suma cuadrática. Es decir que el vector de desplazamientos máximos de todos los modos se puede obtener de manera aproximada con la siguiente expresión.

$$X_{max_t} = \sqrt{\sum_{i=1}^n (X_{ij})^2}$$

A continuación se presenta el modo de aplicación del método:

1.- Se calculan dos propiedades de la estructura, la masa y la rigidez, esto con las siguientes formulas.

$$m = \frac{W}{g}$$

$$k = \frac{12 EI}{L^3}$$

2.- Se obtienen las matrices de rigideces y masas respectivamente.

$$[k] = \begin{bmatrix} k_t + k_{t+1} & -k_{t+1} & 0 \\ -k_{t+1} & k_{t+1} + k_n & -k_n \\ 0 & -k_n & k_n \end{bmatrix}$$

$$[m] = \begin{bmatrix} m_t & 0 & 0 \\ 0 & m_{t+1} & 0 \\ 0 & 0 & m_n \end{bmatrix}$$

$$|[k] - \omega^2[m]| = 0$$

3.- Se hace el determinante y se obtienen las frecuencias, ordenadas de menor a mayor, y se obtienen también los periodos.

4.- Ahora se calculan cada una de las formas modales.

$$([k] - \omega^2[m])\{a\} = \{0\}$$

5.- Se calcula el coeficiente de participación de masas.

$$\Gamma_j = \frac{\{a\}_j^T [m] \{1\}}{\{a\}_j^T [m] \{a\}_j}$$

6. Se obtienen las aceleraciones espectrales.

$$A_j = \frac{C_s j}{Q} g$$

7.- Se calcula el factor de respuesta máxima.

$$R_j = \frac{A_j}{\omega_j^2}$$

8.- Se calculan los desplazamientos para cada modo

$$x_{ij} = a_{ij} \Gamma_j R_j$$

Donde:

i; número de nivel.

j; número de modo.

9.- Se calculan los desplazamientos relativos de cada modo.

$$\delta_{ij} = \frac{x_{ij}}{x_{i-1j}}$$

10.- Se calculan los cortantes para cada modo.

$$V_{ij} = K_i \delta_{ij}$$

11.- Se obtiene la respuesta máxima total.

Cortantes máximos.

$$V_{max_i} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (V_{ij})^2}$$

Desplazamientos máximos.

$$X_{max_i} = \sqrt{\sum_{i=1}^n (X_{ij})^2}$$

12.- Se obtienen los desplazamientos máximos reales.

$$X_{real\ i} = X_{max\ Q}$$

13.- Se obtienen los desplazamientos relativos reales y se comparan con las restricciones del reglamento.

$\frac{\delta}{h} \leq 0.006$ Para evitar posibles daños a elementos no estructurales.

$\frac{\delta}{h} \leq 0.012$ Para evitar posibles daños a elementos estructurales.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA

En el presente capítulo se plantea el enfoque que se ha realizado en esta investigación: el cual es de carácter cuantitativo y diseño experimental.

4.1 Enfoque de Investigación.

“La investigación es un conjunto de procesos sistemáticos y empíricos que se aplican al estudio de un fenómeno”. (Hernández y Cols.; 2008:22)

De acuerdo con Hernández y Cols. (2008), desde la mitad del siglo XX los enfoques de investigación se han polarizado en dos enfoques principales: el enfoque cuantitativo y el enfoque cualitativo.

El enfoque cuantitativo, es aquel que se encarga de recolectar datos para probar hipótesis, usando la medición numérica y el análisis estadístico, dando como resultado el establecimiento de patrones de comportamiento y así probar teorías.

Por otra parte, el enfoque cualitativo, usa la recolección de datos sin medición numérica con la finalidad de descubrir o dar respuesta a las preguntas de investigación en el proceso de interpretación.

En este trabajo de investigación se utilizó el enfoque cuantitativo puesto que los planteamientos a investigar fueron específicos y delimitados desde el inicio,

además las hipótesis se establecieron previamente, esto fué, antes de recolectar y analizar los datos. La recolección de los datos se fundamentó en la medición y el análisis de los resultados.

Se usó este enfoque debido a que el proceso se desarrolló de la siguiente manera: se partió de un problema, en este caso, emplear un método de diseño apropiado para edificios de cuatro niveles de concreto reforzado, basados en el análisis de marcos planos y marcos en tres dimensiones de tal manera que cuente con la capacidad de soportar eventos sísmicos durante su vida útil, planteando objetivos y preguntas de investigación descritas en la introducción. Después se revisó la literatura y se construyó un marco teórico, de las preguntas se establecen hipótesis y determinan variables, para de esta manera analizar los datos medibles u observables, los cuales se comparan mediante los resultados obtenidos.

4.2 Diseño de la Investigación.

El término diseño se enfoca a crear un plan o estrategia con la finalidad de obtener la información que se requiere en una investigación.

Existen dos tipos de diseño de la investigación: investigación no experimental y experimental.

Según Hernández y Cols. (2008), la investigación no experimental se fundamenta en la observación de fenómenos en su ambiente natural para analizarlos, sin alterar o manipular variables.

Un experimento es la acción que se realiza para poder observar las reacciones. En esta acción se manipulan, de manera intencional, una o más variables independientes (causas) para analizar las consecuencias de tal manipulación sobre una o más variables dependientes (efectos).

La variable independiente debe cumplir con: anteceder a la dependiente, ser manipulada, además debe controlar la variación.

La variable dependiente no se manipula, ayuda a medir el efecto que causa la variable independiente.

Un experimento tiene tres requisitos:

1. El primero es la manipulación intencional de una o más variables independientes.
2. Medir el efecto que la variable independiente tiene en la variable dependiente.
3. Se debe de cumplir con un control o validez interna de la situación experimental.

Ahora la variación de una variable independiente se mide en dos o más grados, esto es, un grado de manipulación involucra un grupo en el experimento.

Este grado implica que un grupo se somete a la presencia de la variable independiente y el otro no, a este proceso se le conoce como presencia-ausencia.

El diseño de esta investigación es experimental, debido a que se requirió de la manipulación de las dimensiones de los edificios, para soportar la fuerza de un sismo, esta variación se hizo las veces necesarias, para cumplir con los requisitos de desplazamiento y evitar daños en estos.

4.2.1 Diseño con posprueba únicamente y grupo de control.

La investigación experimental se divide en tres clases: preexperimentos, Cuasiexperimentos y experimentos puros.

a) Los preexperimentos son un acercamiento al problema de investigación en la realidad, consisten en un solo grupo con grado de control mínimo.

b) Cuasiexperimentos, manipulan una variable independiente para observar su efecto y relación con una o más variables dependientes, son diferentes a los puros en la equivalencia de los grupos.

c) Experimentos puros, son aquellos que logran grupos de comparación y equivalencia, para lograr el control y la validez interna.

A continuación se menciona uno de los diseños puros, el diseño con posprueba únicamente y grupo de control, debido a que es el aplicable a esta investigación:

Este diseño consiste en dos grupos el primero recibe tratamiento experimental y el otro no. Esto es, la manipulación de la variable independiente alcanza sólo dos niveles: presencia-ausencia.

El tratamiento experimental es cuando un grupo se somete a la presencia de la variable independiente, y el otro grupo que está ausente de la variable independiente se le conoce como grupo de control.

4.3 Instrumentos de recopilación de datos.

Los instrumentos para la elaboración de esta investigación fueron de origen documental principalmente y software como son: Excel 2007, para la elaboración de tablas y gráficas de los análisis, SAP 2000 para el análisis y diseño de los edificios, Auto CAD 2008 para el trazo de algunos diagramas y en la parte documental se emplearon las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

4.4 Descripción del proceso de Investigación.

Una vez planteado el problema al cual está enfocada esta tesis se siguió el siguiente proceso:

La investigación inició de manera documental, describiendo los tipos de análisis. Hubo la necesidad de profundizar en algunos métodos de análisis para la aplicación de éstos.

Luego, para poder llevar a cabo el análisis de los modelos se hizo un predimensionamiento de los elementos estructurales del edificio como son: columnas y trabes.

Con los datos del análisis de cargas se obtuvieron los elementos mecánicos de los modelos.

Se dimensionó el modelo, para ambas consideraciones, obteniéndose como resultado las áreas de acero de cada estructura, los cuales se compararon con los permisibles y si estaban por debajo de los estándares permitidos se manipulaban las dimensiones hasta que cumplir con los requisitos.

Por último, se realizó la comparativa del análisis en dos fases, la primera el resultado de los elementos mecánicos y la segunda los armados que resultaron del análisis.

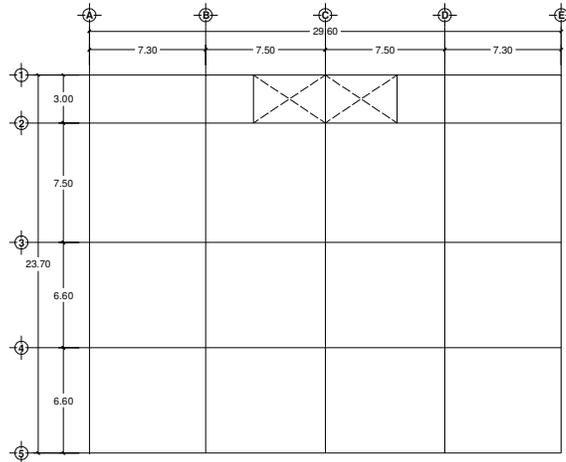
CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DEL MODELO.

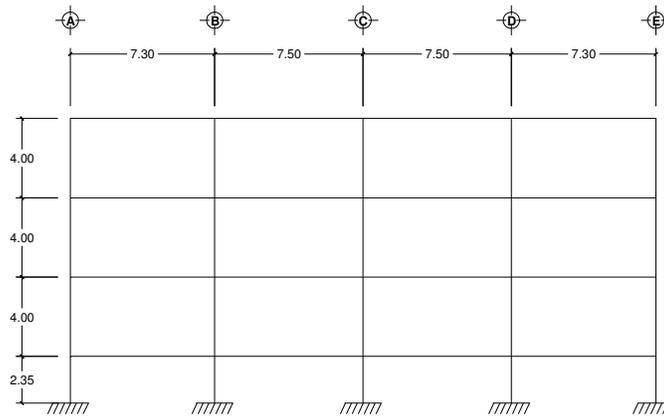
En el presente capítulo se realizará el análisis del modelo elegido con el fin de reunir los datos necesarios para poder realizar la comparativa de los dos métodos de análisis: modelo mediante marcos planos y el modelo considerando los marcos en tres dimensiones.

El modelo que se va analizar es el de un edificio de cuatro niveles ubicado en la ciudad de Uruapan Michoacán que de acuerdo con el reglamento de construcción del estado de Michoacán pertenece a la zona sísmica C, está asentado un terreno tipo I, es decir suelo rocoso. La función de la estructura es de edificio para oficinas, por lo tanto está considerado como una estructura del grupo B.

El edificio cuenta de cuatro crujiás, con claros de diferentes medidas en ambos sentidos, con altura de entrepiso variable, en el primer nivel de 2.35 m y en los restantes de 4 m, de acuerdo con el plano arquitectónico. Estará estructurado a base de trabes y columnas de concreto reforzado. La losa será losa aligerada de 30 cm de espesor en los niveles 1, 2 y 3 y de 25 cm en el último nivel, con casetones de poliestireno de 40x40 cm y nervaduras de 15 cm. Los muros divisorios serán de mampostería a base de block, unidos con mortero. A continuación se presenta el plano en planta y en elevación del edificio.



Sentido X



Sentido Y

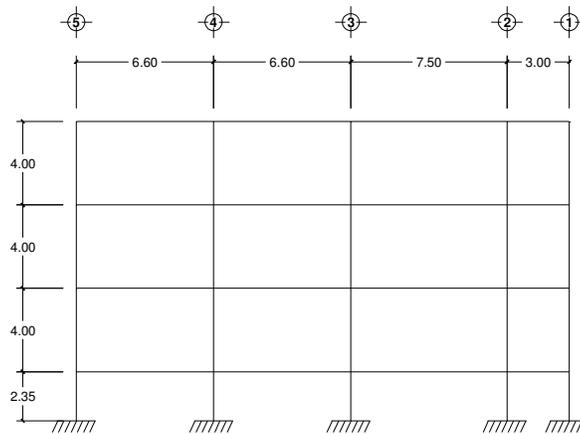


Imagen 5.1 Edificio 4 niveles: vistas en planta y elevación.

5.1 Análisis de cargas.

Para determinar las cargas de ambos modelos se hizo el siguiente análisis de cargas:

Carga de servicio de las losas:

Casetón de **40 x 40** cms Nervaduras **15** cm

Para la losa del 4° nivel se consideró lo siguiente:

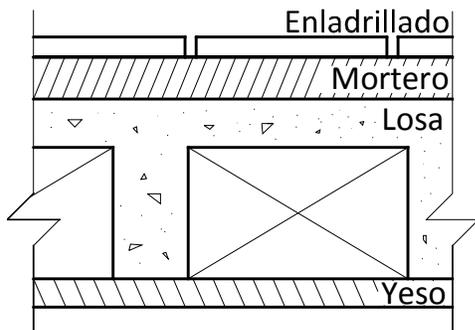
Losa nivel 4

_predimensionamiento de la losa

$$H = \frac{\text{Longitud del claro más largo}}{30}$$

$$H_{\text{teórico}} = 25.00 \quad \text{cm}$$

$$H_{\text{práctico}} = 25.00 \quad \text{cm}$$



Material	Espesor (m)	Peso vol. (ton/m ³)	Peso total (ton/m ²)
Enladrillado	0.02	1.500	0.03
Mortero	0.03	2.100	0.063
Losa	0.152	2.400	0.3648
Yeso	0.03	1.500	0.045

$$\text{CM} = 0.503$$

$$d_{\text{eq}} = 0.152 \quad \text{m}$$

W de servicio para las siguientes combinaciones de carga:

Cargas permanentes

$$\begin{aligned} \text{CM} &= 0.503 \quad \text{ton/m}^2 \\ \text{CV} &= 0.100 \quad \text{ton/m}^2 \\ \text{Cadic} &= 0.020 \quad \text{ton/m}^2 \\ \hline \mathbf{W} &= \mathbf{0.623} \quad \text{ton/m}^2 \end{aligned}$$

Cargas permanentes + accidentales

$$\begin{aligned} \text{CM} &= 0.503 \quad \text{ton/m}^2 \\ \text{CV} &= 0.070 \quad \text{ton/m}^2 \\ \text{Cadic} &= 0.020 \quad \text{ton/m}^2 \\ \hline \mathbf{W} &= \mathbf{0.593} \quad \text{ton/m}^2 \end{aligned}$$

Para la losa del nivel 1 hasta el nivel 3 se consideró lo siguiente:

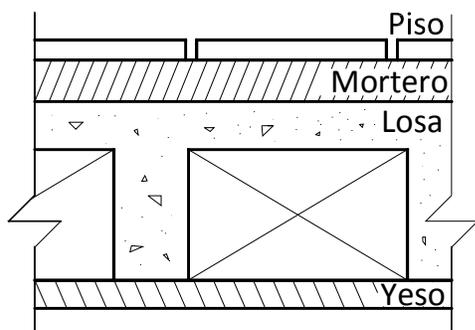
Losa nivel 1-3

_predimensionamiento de la losa

$$H = \frac{\text{Longitud del claro más largo}}{30}$$

$$H_{\text{teórico}} = 25.00 \text{ cm}$$

$$H_{\text{práctico}} = 30.00 \text{ cm}$$



Material	Espesor (m)	Peso vol. (ton/m ³)	Peso total (ton/m ²)
Piso	-	-	0.050
Mortero	0.03	2.100	0.063
Losa	0.1775	2.400	0.426
Yeso	0.03	1.500	0.045

$$CM = 0.584$$

$$d_{\text{eq}} = 0.1775 \text{ m}$$

W de servicio para las siguientes combinaciones de carga:

Cargas permanentes

$$\begin{aligned} CM &= 0.584 \text{ ton/m}^2 \\ CV &= 0.250 \text{ ton/m}^2 \\ C_{\text{muros}} &= 0.150 \text{ ton/m}^2 \\ C_{\text{adic}} &= 0.020 \text{ ton/m}^2 \\ \mathbf{W} &= \mathbf{1.004 \text{ ton/m}^2} \end{aligned}$$

Cargas permanentes + accidentales

$$\begin{aligned} CM &= 0.584 \text{ ton/m}^2 \\ CV &= 0.180 \text{ ton/m}^2 \\ C_{\text{muros}} &= 0.150 \text{ ton/m}^2 \\ C_{\text{adic}} &= 0.020 \text{ ton/m}^2 \\ \mathbf{W} &= \mathbf{0.934 \text{ ton/m}^2} \end{aligned}$$

Ahora se revisará que el peralte propuesto sea el adecuado. Para esto se tomaron los tableros de mayores dimensiones.

Losa nivel 4

Datos	
-------	--

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

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Constantes de diseño	
----------------------	--

$$f^*c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

No. De tablero	Perímetro continuo (m)	Perímetro discontinuo	Perímetro total (m)	$0.032 \sqrt{f'_c \cdot W}$	d mín (cm)
4	10.3	10.3	23.175	1.13262792	16
5	22.1	7.5	31.475	1.13262792	21
6	30	0	30	1.13262792	20
12	21.2	6.6	29.45	1.13262792	20
13	13.9	13.9	31.275	1.13262792	21

$$rec = 3.00 \text{ cm}$$

$$d_{\text{min}} = 21.00 \text{ cm}$$

$$H_{\text{teórico}} = 24.00 \text{ cm}$$

$$\mathbf{POR LO TANTO H = 25.00 \text{ cm}}$$

De igual manera para los primeros 3 niveles.

No. De tablero	Perímetro continuo (m)	Périmetro discontinuo	Périmetro total (m)	$0.032\sqrt{f_c \cdot w}$	d mín (cm)
4	10.3	10.3	23.175	1.2762435	18
5	22.1	7.5	31.475	1.2762435	24
6	30	0	30	1.2762435	23
12	21.2	6.6	29.45	1.2762435	23
13	13.9	13.9	31.275	1.2762435	24

rec = 3.00 cm

d min = 24.00 cm

H_{teórico} = 27.00 cm

POR LO TANTO H = 30.00 cm

La longitud de bordes discontinuos se incrementó un 25% por tratarse de una losa monolítica con sus apoyos.

Para aplicar las fuerzas obtenidas en el análisis de cargas, se obtuvieron las áreas tributarias para cada tablero. La configuración es la que se presenta a continuación:

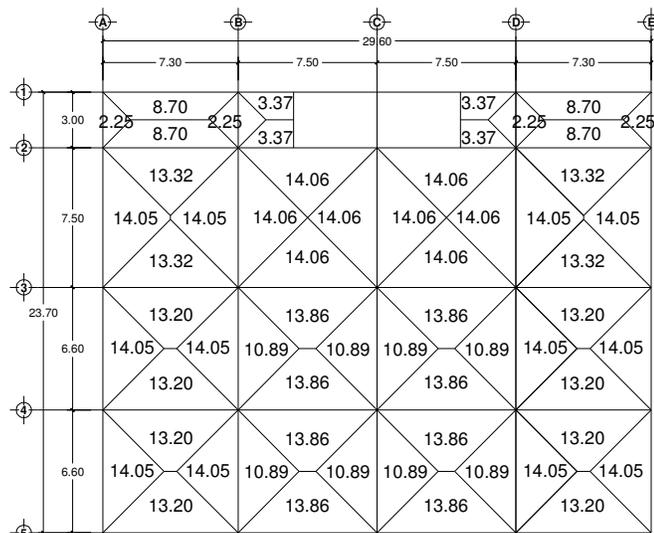


Imagen 5.2 Áreas tributarias de la losa: nivel 1-4.

Con las áreas tributarias y las cargas de la losa, se asigna la carga para cada marco en ambos sentidos.

>Sentido "Y"

MARCO DEL EJE A	Nivel	w losa (ton/m ²)	A trib (m ²)	L (m)	w (ton/m)
tramo 1-2	4	0.593	2.25	3.00	0.445
	1-3	0.934	2.25	3.00	0.701
tramo 2-3	4	0.593	14.05	7.50	1.111
	1-3	0.934	14.05	7.50	1.750
tramo 3-4	4	0.593	10.89	6.60	0.978
	1-3	0.934	10.89	6.60	1.541
tramo 4-5	4	0.593	10.89	6.60	0.978
	1-3	0.934	10.89	6.60	1.541

MARCO DEL EJE B	Nivel	w losa (ton/m ²)	A trib (m ²)	L (m)	w (ton/m)
tramo 1-2	4	0.593	4.50	3.00	0.889
	1-3	0.934	4.50	3.00	1.401
tramo 2-3	4	0.593	28.11	7.50	2.222
	1-3	0.934	28.11	7.50	3.501
tramo 3-4	4	0.593	21.78	6.60	1.956
	1-3	0.934	21.78	6.60	3.082
tramo 4-5	4	0.593	21.78	6.60	1.956
	1-3	0.934	21.78	6.60	3.082

MARCO DEL EJE C	Nivel	w losa (ton/m ²)	A trib (m ²)	L (m)	w (ton/m)
tramo 1-2	4	0.593	4.50	3.00	0.889
	1-3	0.934	4.50	3.00	1.401
tramo 2-3	4	0.593	28.11	7.50	2.222
	1-3	0.934	28.11	7.50	3.501
tramo 3-4	4	0.593	21.78	6.60	1.956
	1-3	0.934	21.78	6.60	3.082
tramo 4-5	4	0.593	21.78	6.60	1.956
	1-3	0.934	21.78	6.60	3.082

MARCO DEL EJE D	Nivel	w losa (ton/m ²)	A trib (m ²)	L (m)	w (ton/m)
tramo 1-2	4	0.593	4.50	3.00	0.889
	1-3	0.934	4.50	3.00	1.401
tramo 2-3	4	0.593	28.11	7.50	2.222
	1-3	0.934	28.11	7.50	3.501
tramo 3-4	4	0.593	21.78	6.60	1.956
	1-3	0.934	21.78	6.60	3.082
tramo 4-5	4	0.593	21.78	6.60	1.956
	1-3	0.934	21.78	6.60	3.082

MARCO DEL EJE E	Nivel	w losa (ton/m ²)	A trib (m ²)	L (m)	w (ton/m)
tramo 1-2	4	0.593	2.25	3.00	0.445
	1-3	0.934	2.25	3.00	0.701
tramo 2-3	4	0.593	14.05	7.50	1.111
	1-3	0.934	14.05	7.50	1.750
tramo 3-4	4	0.593	10.89	6.60	0.978
	1-3	0.934	10.89	6.60	1.541
tramo 4-5	4	0.593	10.89	6.60	0.978
	1-3	0.934	10.89	6.60	1.541

>Sentido "X"

MARCO DEL EJE 1	Nivel	w losa (ton/m ²)	A trib (m ²)	L (m)	w (ton/m)
tramo A-B	4	0.593	8.70	7.30	0.706
	1-3	0.934	8.70	7.30	1.113
tramo B-C	4	0.593	9.00	7.50	0.711
	1-3	0.934	9.00	7.50	1.121
tramo C-D	4	0.593	9.00	7.50	0.711
	1-3	0.934	9.00	7.50	1.121
tramo D-E	4	0.593	8.70	7.30	0.706
	1-3	0.934	8.70	7.30	1.113

MARCO DEL EJE 2	Nivel	w losa (ton/m ²)	A trib (m ²)	L (m)	w (ton/m)
tramo A-B	4	0.593	22.02	7.30	1.788
	1-3	0.934	22.02	7.30	2.817
tramo B-C	4	0.593	23.06	7.50	1.823
	1-3	0.934	23.06	7.50	2.872
tramo C-D	4	0.593	23.06	7.50	1.823
	1-3	0.934	23.06	7.50	2.872
tramo D-E	4	0.593	22.02	7.30	1.788
	1-3	0.934	22.02	7.30	2.817

MARCO DEL EJE 3	Nivel	w losa (ton/m ²)	A trib (m ²)	L (m)	w (ton/m)
tramo A-B	4	0.593	26.52	7.30	2.154
	1-3	0.934	26.52	7.30	3.393
tramo B-C	4	0.593	27.92	7.50	2.207
	1-3	0.934	27.92	7.50	3.477
tramo C-D	4	0.593	27.92	7.50	2.207
	1-3	0.934	27.92	7.50	3.477
tramo D-E	4	0.593	26.52	7.30	2.154
	1-3	0.934	26.52	7.30	3.393

MARCO DEL EJE 4	Nivel	w losa (ton/m ²)	A trib (m ²)	L (m)	w (ton/m)
tramo A-B	4	0.593	26.40	7.30	2.144
	1-3	0.934	26.40	7.30	3.378
tramo B-C	4	0.593	27.72	7.50	2.191
	1-3	0.934	27.72	7.50	3.452
tramo C-D	4	0.593	27.72	7.50	2.191
	1-3	0.934	27.72	7.50	3.452
tramo D-E	4	0.593	26.40	7.30	2.144
	1-3	0.934	26.40	7.30	3.378

MARCO DEL EJE 5	Nivel	w losa (ton/m ²)	A trib (m ²)	L (m)	w (ton/m)
tramo A-B	4	0.593	13.20	7.30	1.072
	1-3	0.934	13.20	7.30	1.689
tramo B-C	4	0.593	13.86	7.50	1.095
	1-3	0.934	13.86	7.50	1.726
tramo C-D	4	0.593	13.86	7.50	1.095
	1-3	0.934	13.86	7.50	1.726
tramo D-E	4	0.593	13.20	7.30	1.072
	1-3	0.934	13.20	7.30	1.689

El peso propio de trabes y columnas se considerará al momento de realizar ambos análisis dependiendo del tipo del mismo.

5.2 Análisis sísmico dinámico.

Para aplicar este método se eligieron los marcos donde podrían presentarse los elementos mecánicos más grandes, tanto en sentido horizontal como vertical. Para este modelo se optó por estudiar los marcos 3 y 5 en sentido X y en el sentido Y los marcos A y C.

A continuación se presenta el desarrollo del método para el marco C y para los demás se presentaran sólo los resultados.

Primeramente se calculan pesos y masas.

Pesos			Masas		
w1 =	136.866	ton	m1 =	0.13952	ton.s ² /cm
w2 =	140.430	ton	m2 =	0.14315	ton.s ² /cm
w3 =	140.430	ton	m3 =	0.14315	ton.s ² /cm
w4 =	90.292	ton	m4 =	0.09204	ton.s ² /cm

Se obtienen los valores característicos de la siguiente expresión.

$$\{[K] - \omega^2[m]\}\{a\} = \{0\}$$

> La ecuación característica queda:

$(\omega^2)^4$	$(\omega^2)^3$	$(\omega^2)^2$	(ω^2)	independ.
0.00026314	-0.99671881	1041.00657	339720.644	19205480.4 = 0

Se calculan las raíces de la ecuación para obtener los valores de la frecuencia circular del sistema y el periodo.

$\omega^2 = 70.9176394$	$\omega_1 = 8.42126115 \text{ rad/seg}$
$\omega^2 = 483.136315$	$\omega_2 = 21.980362 \text{ rad/seg}$
$\omega^2 = 921.112494$	$\omega_3 = 30.3498352 \text{ rad/seg}$
$\omega^2 = 2312.58039$	$\omega_4 = 48.089296 \text{ rad/seg}$

> Los periodos

$T_1 = 0.74610978 \text{ seg}$	Periodo fundamental
$T_2 = 0.2858545 \text{ seg}$	
$T_3 = 0.20702535 \text{ seg}$	
$T_4 = 0.13065663 \text{ seg}$	

Se calculan las formas modales.

[K] =	311.154	-51.582	0.000	0.000
	-51.582	92.692	-41.110	0.000
	0.000	-41.110	76.002	-34.892
	0.000	0.000	-34.892	34.892

[m] =	0.13952	0	0	0
	0	0.14315	0	0
	0	0	0.14315	0
	0	0	0	0.09204

2.1 Modo 1

301.2593	-51.5818	0.0000	0.0000
-51.5818	82.5399	-41.1100	0.0000
0.0000	-41.1100	65.8499	-34.8918
0.0000	0.0000	-34.8918	28.3645

a_{11}	=	0
a_{21}		0
a_{31}		0
a_{41}		0

> se propone $a_{11} = 1.00000$

$a_{21} =$	5.84041
$a_{31} =$	10.47156
$a_{41} =$	12.88131

2.2 Modo 2

243.7478	-51.5818	0.0000	0.0000
-51.5818	23.5308	-41.1100	0.0000
0.0000	-41.1100	6.8408	-34.8918
0.0000	0.0000	-34.8918	-9.5764

a_{12}	=	0
a_{22}		0
a_{32}		0
a_{42}		0

> se propone $a_{12} = 1.00000$

$a_{22} =$	4.72546
$a_{32} =$	1.45006
$a_{42} =$	-5.28330

2.3 Modo 3

182.6426	-51.5818	0.0000	0.0000
-51.5818	-39.1656	-41.1100	0.0000
0.0000	-41.1100	-55.8556	-34.8918
0.0000	0.0000	-34.8918	-49.8881

a_{13}	=	0
a_{23}		0
a_{33}		0
a_{43}		0

> se propone $a_{13} = 1.00000$

$a_{23} =$	3.54083
$a_{33} =$	-4.62809
$a_{43} =$	3.23689

2.4 Modo 4

-11.4910	-51.5818	0.0000	0.0000
-51.5818	-238.3544	-41.1100	0.0000
0.0000	-41.1100	-255.0444	-34.8918
0.0000	0.0000	-34.8918	-177.9600

a_{14}	=	0
a_{24}	=	0
a_{34}	=	0
a_{44}	=	0

> se propone $a_{14} = 1.00000$

$a_{24} =$	-0.22277
$a_{34} =$	0.03690
$a_{44} =$	-0.00723

Ahora se calculan los coeficientes de participación de masas.

$$\Gamma = \frac{\{a\}_j^T [m] \{1\}}{\{a\}_j^T [m] \{a\}_j}$$

$$\Gamma_1 = 0.101695762$$

$$\Gamma_2 = 0.086568845$$

$$\Gamma_3 = 0.047244436$$

$$\Gamma_4 = 0.764490957$$

A continuación se obtienen las aceleraciones espectrales.

$$A_j = \frac{C s_j}{Q} g$$

Se propone un factor de comportamiento sísmico

$$Q = 2$$

> Modo 1

$$A_1 = 153.070857 \text{ cm/s}^2$$

> Modo 2

$$A_2 = 170.694 \text{ cm/s}^2$$

> Modo 3

$$A_3 = 170.694 \text{ cm/s}^2$$

> Modo 4

$$A_4 = 170.694 \text{ cm/s}^2$$

Posteriormente se calcula el factor de respuesta máxima.

$$R_i = \frac{A_i}{\omega_i^2}$$

> Modo 1

$$R_1 = 2.15843137$$

> Modo 2

$$R_2 = 0.35330402$$

> Modo 3

$$R_3 = 0.18531287$$

> Modo 4

$$R_4 = 0.07381106$$

Los desplazamientos para cada modo.

> Modo 1

$$X_{11} = 0.21950332 \text{ cm}$$

$$X_{21} = 1.2819903 \text{ cm}$$

$$X_{31} = 2.2985427 \text{ cm}$$

$$X_{41} = 2.82748967 \text{ cm}$$

$$x_{ij} = a_{ij} \Gamma_j R_j \quad > \text{Modo 2}$$

$$X_{12} = 0.03058512 \text{ cm}$$

$$X_{22} = 0.14452866 \text{ cm}$$

$$X_{32} = 0.0443502 \text{ cm}$$

$$X_{42} = -0.1615902 \text{ cm}$$

> Modo 3

$$X_{13} = 0.008755 \text{ cm}$$

$$X_{23} = 0.03099998 \text{ cm}$$

$$X_{33} = -0.0405189 \text{ cm}$$

$$X_{43} = 0.02833898 \text{ cm}$$

> Modo 4

$$X_{14} = 0.05642788 \text{ cm}$$

$$X_{24} = -0.0125705 \text{ cm}$$

$$X_{34} = 0.00208206 \text{ cm}$$

$$X_{44} = -0.0004082 \text{ cm}$$

De igual manera se calculan los desplazamientos relativos.

$$\delta_{rel_j} = x_j - x_{j-1}$$

> Modo 1

$$\delta_{11} = 0.21950332 \text{ cm}$$

$$\delta_{21} = 1.06248698 \text{ cm}$$

$$\delta_{31} = 1.0165524 \text{ cm}$$

$$\delta_{41} = 0.52894697 \text{ cm}$$

> Modo 2

$$\delta_{12} = 0.03058512 \text{ cm}$$

$$\delta_{22} = 0.11394354 \text{ cm}$$

$$\delta_{32} = -0.1001784 \text{ cm}$$

$$\delta_{42} = -0.2059404 \text{ cm}$$

> Modo 3

$$\delta_{13} = 0.008755 \text{ cm}$$

> Modo 4

$$\delta_{14} = 0.05642788 \text{ cm}$$

$$\delta_{23} = 0.02224498 \text{ cm}$$

$$\delta_{33} = -0.0715189 \text{ cm}$$

$$\delta_{43} = 0.06885789 \text{ cm}$$

$$\delta_{24} = -0.0689984 \text{ cm}$$

$$\delta_{34} = 0.01465262 \text{ cm}$$

$$\delta_{44} = -0.0024902 \text{ cm}$$

Una vez calculados los desplazamientos relativos, se puede calcular el cortante en cada modo, multiplicando la rigidez con el desplazamiento relativo obtenido en el paso anterior.

> Modo 1

$$V_{11} = 56.977 \text{ ton}$$

$$V_{21} = 54.805 \text{ ton}$$

$$V_{31} = 41.790 \text{ ton}$$

$$V_{41} = 18.456 \text{ ton}$$

> Modo 3

$$V_{13} = 2.27255083 \text{ ton}$$

$$V_{23} = 1.14743713 \text{ ton}$$

$$V_{33} = -2.9401395 \text{ ton}$$

$$V_{43} = 2.40257825 \text{ ton}$$

$$V_{ij} = K_i \delta_{ij} \quad > \text{Modo 2}$$

$$V_{12} = 7.939 \text{ ton}$$

$$V_{22} = 5.877 \text{ ton}$$

$$V_{32} = -4.118 \text{ ton}$$

$$V_{42} = -7.186 \text{ ton}$$

> Modo 4

$$V_{14} = 14.6470823 \text{ ton}$$

$$V_{24} = -3.5590668 \text{ ton}$$

$$V_{34} = 0.60236886 \text{ ton}$$

$$V_{44} = -0.0868906 \text{ ton}$$

Ahora se procede a calcular la respuesta máxima total. Primeramente se obtienen los cortantes máximos y posteriormente los desplazamientos máximos.

Cortantes máximos.

$$V_{max_i} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (V_{ij})^2}$$

$$V_{max 1} = 59.406 \text{ ton}$$

$$V_{max 2} = 55.246 \text{ ton}$$

$$V_{max 3} = 42.100 \text{ ton}$$

$$V_{max 4} = 19.951 \text{ ton}$$

Desplazamientos máximos.

$$X_{max_i} = \sqrt{\sum_{i=1}^n (X_{ij})^2}$$

$$X_{max 1} = 0.22886222 \text{ cm}$$

$$X_{max 2} = 1.29054511 \text{ cm}$$

$$X_{\max 3} = 2.29932851 \text{ cm}$$

$$X_{\max 4} = 2.83224513 \text{ cm}$$

Para poder obtener los desplazamientos reales es necesario multiplicar la respuesta máxima por el factor Q.

$$X_{real_i} = X_{max} Q$$

> Modo 1

$$X_{real 1} = 0.45772443 \text{ cm}$$

> Modo 2

$$X_{real 2} = 2.58109023 \text{ cm}$$

> Modo 3

$$X_{real 3} = 4.59865702 \text{ cm}$$

> Modo 4

$$X_{real 4} = 5.66449026 \text{ cm}$$

Y, finalmente, se compara el desplazamiento relativo real con la disposición del reglamento para verificar que efectivamente los desplazamientos garanticen que no existirán daños a elementos no estructurales y/o elementos estructurales.

> Nivel 1

$$h_1 = 235 \text{ cm}$$

$$\delta_1/h_1 = 0.00194776$$

EVITA DAÑOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES

> Nivel 2

$$h_2 = 400$$

$$\delta_2/h_2 = 0.00530841$$

EVITA DAÑOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES

> Nivel 3

$$h_3 = 400$$

$$\delta_3/h_3 = 0.00504392$$

EVITA DAÑOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES

> Nivel 4

$$h_4 = 400$$

$$\delta_4/h_4 = 0.00266458$$

EVITA DAÑOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES

Distribución de las fuerzas sísmicas SENTIDO X					
	Marco 1 (ton)	Marco 2 (ton)	Marco 3 (ton)	Marco 4 (ton)	Marco 5 (ton)
Nivel 4	18.103	32.252	38.708	26.275	26.666
Nivel 3	19.445	35.600	42.523	45.967	29.444
Nivel 2	11.248	20.846	25.095	26.642	17.110
Nivel 1	2.917	6.460	8.294	4.686	4.957

Distribución de las fuerzas sísmicas SENTIDO Y					
	Marco A (ton)	Marco B (ton)	Marco C (ton)	Marco D (ton)	Marco E (ton)
Nivel 4	20.132	31.620	39.902	31.620	20.132
Nivel 3	22.515	35.864	44.298	35.864	22.515
Nivel 2	13.177	21.104	26.292	21.104	13.177
Nivel 1	3.448	6.191	8.320	6.191	3.448

Tabla 5.1 Resumen del método dinámico modal aplicado a los marcos en estudio.

5.3 Análisis del modelo a base de marcos planos.

Para el análisis del modelo de marcos planos, tomando las fuerzas sísmicas provenientes del análisis sísmico dinámico, se utilizará el método de las rigideces, para el cual se elaboró una hoja de cálculo en Excel. A continuación se presenta el desarrollo del método de rigideces aplicado al marco 3 sentido X.

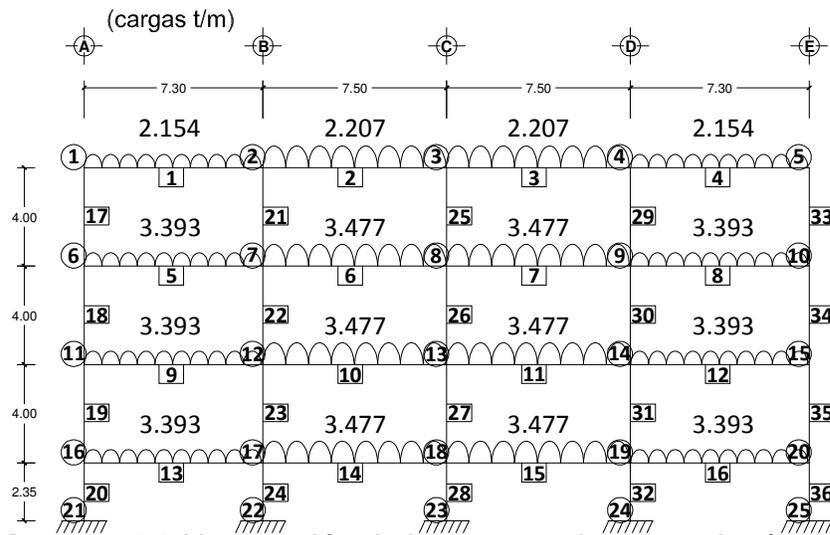


Imagen 5.3 Numeración de barras y nodos para el método de rigideces.

			D	FEP
v20	v20	φ20		
0	0	0	v1	0
0	0	0	v1	9568.728
0	0	0	φ1	1164195.24
0	0	0	v2	0
0	0	0	v2	19599.216
0	0	0	φ2	89615.76
0	0	0	v3	0
0	0	0	v3	20060.976
0	0	0	φ3	0
0	0	0	v4	0
0	0	0	v4	19599.216
0	0	0	φ4	-89615.76
0	0	0	v5	0
0	0	0	v5	9568.728
0	0	0	φ5	-1164195.24
0	0	0	v6	0
0	0	0	v6	14093.04
0	0	0	φ6	1714653.2
0	0	0	v7	0
0	0	0	v7	28886.68
0	0	0	φ7	134551.8
0	0	0	v8	0
0	0	0	v8	29587.28
0	0	0	φ8	0
0	0	0	v9	0
0	0	0	v9	28886.68
0	0	0	φ9	-134551.8
0	0	0	v10	0
0	0	0	v10	14093.04
0	0	0	φ10	-1714653.2
0	0	0	v11	0
0	0	0	v11	14093.04
0	0	0	φ11	1714653.2
0	0	0	v12	0
0	0	0	v12	28886.68
0	0	0	φ12	134551.8
0	0	0	v13	0
0	0	0	v13	29587.28
0	0	0	φ13	0
0	0	0	v14	0
0	0	0	v14	28886.68
0	0	0	φ14	-134551.8
-32018.06	0.00	6403612.26	v15	0
0.00	-1423024.95	0.00	v15	14093.04
-6403612.26	0.00	853814968.25	φ15	-1714653.2
0	0	0	v16	0
0	0	0	v16	14093.04
0	0	0	φ16	1714653.2
0	0	0	v17	0
0	0	0	v17	28886.68
0	0	0	φ17	134551.8
0	0	0	v18	0
0	0	0	v18	29587.28
0	0	0	φ18	0
-422359.00	0.00	0.00	v19	0
0.00	-3348.60	1222237.52	v19	28886.68
0.00	-1222237.52	297411130.97	φ19	-134551.8
612273.17	0.00	12149180.17	v20	0
0.00	3848543.67	-1222237.52	v20	14093.04
12149180.17	-1222237.52	5209056345.64	φ20	-1714653.2

Se despejan los desplazamientos de la siguiente manera:

$$\{D\} = [K]^{-1}(\{FN\} - \{FEP\})$$

v1	6.21841	cm	φ7	-0.00315	rad	v14	-0.09594	cm
v1	-0.02875	cm	v8	4.83993	cm	φ14	-0.00418	rad
φ1	-0.00239	rad	v8	-0.13593	cm	v15	2.75176	cm
v2	6.1284	cm	φ8	-0.00311	rad	v15	-0.07609	cm
v2	-0.15247	cm	v9	4.80325	cm	φ15	-0.00466	rad
φ2	-0.00149	rad	v9	-0.12944	cm	v16	0.57353	cm
v3	6.05957	cm	φ9	-0.00305	rad	v16	-0.00772	cm
v3	-0.15006	cm	v10	4.78879	cm	φ16	-0.00412	rad
φ3	-0.0015	rad	v10	-0.10072	cm	v17	0.55625	cm
v4	= 6.01398	cm	φ10	= -0.00321	rad	v17	= -0.04588	cm
v4	-0.14306	cm	v11	2.87266	cm	φ17	-0.00332	rad
φ4	-0.00144	rad	v11	-0.01726	cm	v18	0.5442	cm
v5	5.99336	cm	φ11	-0.00546	rad	v18	-0.04508	cm
v5	-0.11	cm	v12	2.82473	cm	φ18	-0.00328	rad
φ5	-0.00145	rad	v12	-0.10273	cm	v19	0.53631	cm
v6	4.9761	cm	φ12	-0.00428	rad	v19	-0.04288	cm
v6	-0.02507	cm	v13	2.78805	cm	φ19	-0.0032	rad
φ6	-0.0039	rad	v13	-0.10094	cm	v20	0.53151	cm
v7	4.89804	cm	φ13	-0.00429	rad	v20	-0.03391	cm
v7	-0.1381	cm	v14	2.76366	cm	φ20	-0.00334	rad

Se sustituyen los desplazamientos en la ecuación de cada barra para obtener las fuerzas nodales que actúan en el marco, así como las reacciones en los apoyos y de esta manera obtener los diagramas.

X1	422359.00	0.00	0.00	-422359.00	0.00	0.00	6.21840756	0
Y1	0.00	3348.60	1222237.52	0.00	-3348.60	1222237.52	-0.0287545	9568.728
M1	0.00	1222237.52	594822261.93	0.00	-1222237.52	297411130.97	-0.0023877	1164195.24
X2	-422359.00	0.00	0.00	422359.00	0.00	0.00	6.1284008	0
Y2	0.00	-3348.60	-1222237.52	0.00	3348.60	-1222237.52	-0.1524744	9568.728
M2	0.00	1222237.52	297411130.97	0.00	-1222237.52	594822261.93	-0.0014875	-1164195.24

X1	38015.1669	BARRA 1
Y1	5246.68847	
M1	-547218.108	
X2	-38015.1669	
Y2	13890.7675	
M2	-2607870.75	

X2	411096.10	0.00	0.00	-411096.10	0.00	0.00	6.1284008	0
Y2	0.00	3087.79	1157920.67	0.00	-3087.79	1157920.67	-0.1524744	10030.488
M2	0.00	1157920.67	578960334.95	0.00	-1157920.67	289480167.47	-0.0014875	1253811
X3	-411096.10	0.00	0.00	411096.10	0.00	0.00	6.05957455	0
Y3	0.00	-3087.79	-1157920.67	0.00	3087.79	-1157920.67	-0.1500557	10030.488
M3	0.00	1157920.67	289480167.47	0.00	-1157920.67	578960334.95	-0.0015004	-1253811

X2	28294.2032
Y2	6563.31158
M2	-44503.9891
X3	-28294.2032
Y3	13497.6644
M3	-2555878.33

BARRA 2

X3	411096.10	0.00	0.00	-411096.10	0.00	0.00	6.05957455	0
Y3	0.00	3087.79	1157920.67	0.00	-3087.79	1157920.67	-0.1500557	10030.488
M3	0.00	1157920.67	578960334.95	0.00	-1157920.67	289480167.47	-0.0015004	1253811
X4	-411096.10	0.00	0.00	411096.10	0.00	0.00	6.01397838	0
Y4	0.00	-3087.79	-1157920.67	0.00	3087.79	-1157920.67	-0.1430583	10030.488
M4	0.00	1157920.67	289480167.47	0.00	-1157920.67	578960334.95	-0.0014397	-1253811

X3	18744.4086
Y3	6604.47742
M3	-39732.1117
X4	-18744.4086
Y4	13456.4986
M4	-2529775.82

BARRA 3

X4	422359.00	0.00	0.00	-422359.00	0.00	0.00	6.01397838	0
Y4	0.00	3348.60	1222237.52	0.00	-3348.60	1222237.52	-0.1430583	9568.728
M4	0.00	1222237.52	594822261.93	0.00	-1222237.52	297411130.97	-0.0014397	1164195.24
X5	-422359.00	0.00	0.00	422359.00	0.00	0.00	5.99336189	0
Y5	0.00	-3348.60	-1222237.52	0.00	3348.60	-1222237.52	-0.1100039	9568.728
M5	0.00	1222237.52	297411130.97	0.00	-1222237.52	594822261.93	-0.0014492	-1164195.24

X4	8707.55713
Y4	5927.08219
M4	-163584.879
X5	-8707.55713
Y5	13210.3738
M5	-2494816.57

BARRA 4

X6	422359.00	0.00	0.00	-422359.00	0.00	0.00	4.97610445	0
Y6	0.00	3348.60	1222237.52	0.00	-3348.60	1222237.52	-0.0250675	14093.04
M6	0.00	1222237.52	594822261.93	0.00	-1222237.52	297411130.97	-0.003901	1714653.2
X7	-422359.00	0.00	0.00	422359.00	0.00	0.00	4.89803891	0
Y7	0.00	-3348.60	-1222237.52	0.00	3348.60	-1222237.52	-0.1381007	14093.04
M7	0.00	1222237.52	297411130.97	0.00	-1222237.52	594822261.93	-0.0031463	-1714653.2

X6	32971.6839
Y6	5858.04028
M6	-1403348.58
X7	-32971.6839
Y7	22328.0397
M7	-4608201.21

BARRA 5

X7	411096.10	0.00	0.00	-411096.10	0.00	0.00	4.89803891	0
Y7	0.00	3087.79	1157920.67	0.00	-3087.79	1157920.67	-0.1381007	14793.64
M7	0.00	1157920.67	578960334.95	0.00	-1157920.67	289480167.47	-0.0031463	1849205
X8	-411096.10	0.00	0.00	411096.10	0.00	0.00	4.83992894	0
Y8	0.00	-3087.79	-1157920.67	0.00	3087.79	-1157920.67	-0.1359293	14793.64
M8	0.00	1157920.67	289480167.47	0.00	-1157920.67	578960334.95	-0.0031065	-1849205

X7	23888.7828
Y7	7546.66894
M7	-874171.772
X8	-23888.7828
Y8	22040.6111
M8	-4561056.52

BARRA 6

X8	411096.10	0.00	0.00	-411096.10	0.00	0.00	4.83992894	0
Y8	0.00	3087.79	1157920.67	0.00	-3087.79	1157920.67	-0.1359293	14793.64
M8	0.00	1157920.67	578960334.95	0.00	-1157920.67	289480167.47	-0.0031065	1849205
X9	-411096.10	0.00	0.00	411096.10	0.00	0.00	4.80325152	0
Y9	0.00	-3087.79	-1157920.67	0.00	3087.79	-1157920.67	-0.129437	14793.64
M9	0.00	1157920.67	289480167.47	0.00	-1157920.67	578960334.95	-0.0030466	-1849205

X8	15077.9431
Y8	7648.82154
M8	-838776.176
X9	-15077.9431
Y9	21938.4585
M9	-4519837.67

BARRA 7

X9	422359.00	0.00	0.00	-422359.00	0.00	0.00	4.80325152	0
Y9	0.00	3348.60	1222237.52	0.00	-3348.60	1222237.52	-0.129437	14093.04
M9	0.00	1222237.52	594822261.93	0.00	-1222237.52	297411130.97	-0.0030466	1714653.2
X10	-422359.00	0.00	0.00	422359.00	0.00	0.00	4.78879482	0
Y10	0.00	-3348.60	-1222237.52	0.00	3348.60	-1222237.52	-0.1007206	14093.04
M10	0.00	1222237.52	297411130.97	0.00	-1222237.52	594822261.93	-0.0032138	-1714653.2

X9	6105.91773
Y9	6345.21283
M9	-1088435.23
X10	-6105.91773
Y10	21840.8672
M10	-4567478.6

BARRA 8

X11	422359.00	0.00	0.00	-422359.00	0.00	0.00	2.87265791	0
Y11	0.00	3348.60	1222237.52	0.00	-3348.60	1222237.52	-0.0172639	14093.04
M11	0.00	1222237.52	594822261.93	0.00	-1222237.52	297411130.97	-0.0054578	1714653.2
X12	-422359.00	0.00	0.00	422359.00	0.00	0.00	2.82473188	0
Y12	0.00	-3348.60	-1222237.52	0.00	3348.60	-1222237.52	-0.1027332	14093.04
M12	0.00	1222237.52	297411130.97	0.00	-1222237.52	594822261.93	-0.0042838	-1714653.2

X11	20241.9923
Y11	2472.73411
M11	-2701341.79
X12	-20241.9923
Y12	25713.3459
M12	-5781481.51

BARRA 9

X12	411096.10	0.00	0.00	-411096.10	0.00	0.00	2.82473188	0
Y12	0.00	3087.79	1157920.67	0.00	-3087.79	1157920.67	-0.1027332	14793.64
M12	0.00	1157920.67	578960334.95	0.00	-1157920.67	289480167.47	-0.0042838	1849205
X13	-411096.10	0.00	0.00	411096.10	0.00	0.00	2.78804713	0
Y13	0.00	-3087.79	-1157920.67	0.00	3087.79	-1157920.67	-0.1009394	14793.64
M13	0.00	1157920.67	289480167.47	0.00	-1157920.67	578960334.95	-0.0042857	-1849205

X12	15080.9578
Y12	4865.35812
M12	-1873625.23
X13	-15080.9578
Y13	24721.9219
M13	-5572586.18

BARRA 10

X13	411096.10	0.00	0.00	-411096.10	0.00	0.00	2.78804713	0
Y13	0.00	3087.79	1157920.67	0.00	-3087.79	1157920.67	-0.1009394	14793.64
M13	0.00	1157920.67	578960334.95	0.00	-1157920.67	289480167.47	-0.0042857	1849205
X14	-411096.10	0.00	0.00	411096.10	0.00	0.00	2.7636598	0
Y14	0.00	-3087.79	-1157920.67	0.00	3087.79	-1157920.67	-0.0959398	14793.64
M14	0.00	1157920.67	289480167.47	0.00	-1157920.67	578960334.95	-0.0041829	-1849205

X13	10025.5343
Y13	4972.23367
M13	-1848694.62
X14	-10025.5343
Y14	24615.0463
M14	-5517360.13

BARRA 11

X14	422359.00	0.00	0.00	-422359.00	0.00	0.00	2.7636598	0
Y14	0.00	3348.60	1222237.52	0.00	-3348.60	1222237.52	-0.0959398	14093.04
M14	0.00	1222237.52	594822261.93	0.00	-1222237.52	297411130.97	-0.0041829	1714653.2
X15	-422359.00	0.00	0.00	422359.00	0.00	0.00	2.75175526	0
Y15	0.00	-3348.60	-1222237.52	0.00	3348.60	-1222237.52	-0.0760891	14093.04
M15	0.00	1222237.52	297411130.97	0.00	-1222237.52	594822261.93	-0.0046581	-1714653.2

X14	5027.98885
Y14	3220.74391
M14	-2183074.76
X15	-5027.98885
Y15	24965.3361
M15	-5753701.39

BARRA 12

X16	422359.00	0.00	0.00	-422359.00	0.00	0.00	0.5735304	0
Y16	0.00	3348.60	1222237.52	0.00	-3348.60	1222237.52	-0.0077226	14093.04
M16	0.00	1222237.52	594822261.93	0.00	-1222237.52	297411130.97	-0.0041233	1714653.2
X17	-422359.00	0.00	0.00	422359.00	0.00	0.00	0.55625313	0
Y17	0.00	-3348.60	-1222237.52	0.00	3348.60	-1222237.52	-0.0458772	14093.04
M17	0.00	1222237.52	297411130.97	0.00	-1222237.52	594822261.93	-0.0033162	-1714653.2

X16	7297.21047
Y16	5127.97755
M16	-1677608.61
X17	-7297.21047
Y17	23058.1024
M17	-4866886.98

BARRA 13

X17	411096.10	0.00	0.00	-411096.10	0.00	0.00	0.55625313	0
Y17	0.00	3087.79	1157920.67	0.00	-3087.79	1157920.67	-0.0458772	14793.64
M17	0.00	1157920.67	578960334.95	0.00	-1157920.67	289480167.47	-0.0033162	1849205
X18	-411096.10	0.00	0.00	411096.10	0.00	0.00	0.54419513	0
Y18	0.00	-3087.79	-1157920.67	0.00	3087.79	-1157920.67	-0.0450825	14793.64
M18	0.00	1157920.67	289480167.47	0.00	-1157920.67	578960334.95	-0.0032769	-1849205

X17	4956.99776
Y17	7156.89266
M17	-1020267.71
X18	-4956.99776
Y18	22430.3873
M18	-4707292.79

BARRA 14

X18	411096.10	0.00	0.00	-411096.10	0.00	0.00	0.54419513	0
Y18	0.00	3087.79	1157920.67	0.00	-3087.79	1157920.67	-0.0450825	14793.64
M18	0.00	1157920.67	578960334.95	0.00	-1157920.67	289480167.47	-0.0032769	1849205
X19	-411096.10	0.00	0.00	411096.10	0.00	0.00	0.53630842	0
Y19	0.00	-3087.79	-1157920.67	0.00	3087.79	-1157920.67	-0.0428817	14793.64
M19	0.00	1157920.67	289480167.47	0.00	-1157920.67	578960334.95	-0.0032049	-1849205

X18	3242.19525
Y18	7281.39622
M18	-978299.618
X19	-3242.19525
Y19	22305.8838
M19	-4655883.22

BARRA 15

X19	422359.00	0.00	0.00	-422359.00	0.00	0.00	0.53630842	0
Y19	0.00	3348.60	1222237.52	0.00	-3348.60	1222237.52	-0.0428817	14093.04
M19	0.00	1222237.52	594822261.93	0.00	-1222237.52	297411130.97	-0.0032049	1714653.2
X20	-422359.00	0.00	0.00	422359.00	0.00	0.00	0.53150617	0
Y20	0.00	-3348.60	-1222237.52	0.00	3348.60	-1222237.52	-0.0339137	14093.04
M20	0.00	1222237.52	297411130.97	0.00	-1222237.52	594822261.93	-0.0033447	-1714653.2

X19	2028.27346
Y19	6057.82236
M19	-1197422.86
X20	-2028.27346
Y20	22128.2576
M20	-4668286.02

BARRA 16

X1	32018.06	0.00	6403612.26	-32018.06	0.00	6403612.26	6.21840756	0
Y1	0.00	1423024.95	0.00	0.00	-1423024.95	0.00	-0.0287545	0
M1	6403612.26	0.00	1707629936.49	-6403612.26	0.00	853814968.25	-0.0023877	0
X6	-32018.06	0.00	-6403612.26	32018.06	0.00	-6403612.26	4.97610445	0
Y6	0.00	-1423024.95	0.00	0.00	1423024.95	0.00	-0.0250675	0
M6	6403612.26	0.00	853814968.25	-6403612.26	0.00	1707629936.49	-0.003901	0

X1	-494.166936
Y1	-5246.68847
M1	547218.108
X6	494.166936
Y6	5246.68847
M6	-744884.883

BARRA 17

X6		32018.06	0.00	6403612.26	-32018.06	0.00	6403612.26	4.97610445	0	
Y6		0.00	1423024.95	0.00	0.00	-1423024.95	0.00	-0.0250675	0	
M6	=	6403612.26	0.00	1707629936.49	-6403612.26	0.00	853814968.25	-0.003901	+	0
X11		-32018.06	0.00	-6403612.26	32018.06	0.00	-6403612.26	2.87265791	0	
Y11		0.00	-1423024.95	0.00	0.00	1423024.95	0.00	-0.0172639	0	
M11		6403612.26	0.00	853814968.25	-6403612.26	0.00	1707629936.49	-0.0054578	0	

X6	7418.14915
Y6	-11104.7288
M6	2148233.46
X11	-7418.14915
Y11	11104.7288
M11	819026.197

BARRA 18

X11		32018.06	0.00	6403612.26	-32018.06	0.00	6403612.26	2.87265791	0	
Y11		0.00	1423024.95	0.00	0.00	-1423024.95	0.00	-0.0172639	0	
M11	=	6403612.26	0.00	1707629936.49	-6403612.26	0.00	853814968.25	-0.0054578	+	0
X16		-32018.06	0.00	-6403612.26	32018.06	0.00	-6403612.26	0.5735304	0	
Y16		0.00	-1423024.95	0.00	0.00	1423024.95	0.00	-0.0077226	0	
M16		6403612.26	0.00	853814968.25	-6403612.26	0.00	1707629936.49	-0.0041233	0	

X11	12260.1569
Y11	-13577.4629
M11	1882315.59
X16	-12260.1569
Y16	13577.4629
M16	3021747.15

BARRA 19

X16		157896.11	0.00	18552792.43	-157896.11	0.00	18552792.43	0.5735304	0	
Y16		0.00	2422170.12	0.00	0.00	-2422170.12	0.00	-0.0077226	0	
M16	=	18552792.43	0.00	2906604147.22	-18552792.43	0.00	1453302073.61	-0.0041233	+	0
X21		-157896.11	0.00	-18552792.43	157896.11	0.00	-18552792.43	0	0	
Y21		0.00	-2422170.12	0.00	0.00	2422170.12	0.00	0	0	
M21		18552792.43	0.00	1453302073.61	-18552792.43	0.00	2906604147.22	0	0	

X16	14059.9464
Y16	-18705.4404
M16	-1344138.55
X21	-14059.9464
Y21	18705.4404
M21	4648225.95

BARRA 20

X2		32018.06	0.00	6403612.26	-32018.06	0.00	6403612.26	6.1284008	0	
Y2		0.00	1423024.95	0.00	0.00	-1423024.95	0.00	-0.1524744	0	
M2	=	6403612.26	0.00	1707629936.49	-6403612.26	0.00	853814968.25	-0.0014875	+	0
X7		-32018.06	0.00	-6403612.26	32018.06	0.00	-6403612.26	4.89803891	0	
Y7		0.00	-1423024.95	0.00	0.00	1423024.95	0.00	-0.1381007	0	
M7		6403612.26	0.00	853814968.25	-6403612.26	0.00	1707629936.49	-0.0031463	0	

X2	9720.96378
Y2	-20454.0791
M2	2652374.73
X7	-9720.96378
Y7	20454.0791
M7	1236010.78

BARRA 21

X7		32018.06	0.00	6403612.26	-32018.06	0.00	6403612.26	4.89803891	0	
Y7		0.00	1423024.95	0.00	0.00	-1423024.95	0.00	-0.1381007	0	
M7	=	6403612.26	0.00	1707629936.49	-6403612.26	0.00	853814968.25	-0.0031463	+	0
X12		-32018.06	0.00	-6403612.26	32018.06	0.00	-6403612.26	2.8834E-05	0	
Y12		0.00	-1423024.95	0.00	0.00	1423024.95	0.00	-6.244E-08	0	
M12		6403612.26	0.00	853814968.25	-6403612.26	0.00	1707629936.49	-4.909E-08	0	

X7	136676.688
Y7	-196520.652
M7	25992173
X12	-136676.688
Y12	196520.652
M12	28678502.3

BARRA 22

X12		32018.06	0.00	6403612.26	-32018.06	0.00	6403612.26	2.8834E-05	0	
Y12		0.00	1423024.95	0.00	0.00	-1423024.95	0.00	-6.244E-08	0	
M12	=	6403612.26	0.00	1707629936.49	-6403612.26	0.00	853814968.25	-4.909E-08	+	0
X17		-32018.06	0.00	-6403612.26	32018.06	0.00	-6403612.26	0.55625313	0	
Y17		0.00	-1423024.95	0.00	0.00	1423024.95	0.00	-0.0458772	0	
M17		6403612.26	0.00	853814968.25	-6403612.26	0.00	1707629936.49	-0.0033162	0	

X12	-39045.3076
Y12	65284.3722
M12	-6393364.5
X17	39045.3076
Y17	-65284.3722
M17	-9224758.53

BARRA 23

X17		157896.11	0.00	18552792.43	-157896.11	0.00	18552792.43	0.55625313	0	
Y17		0.00	2422170.12	0.00	0.00	-2422170.12	0.00	-0.0458772	0	
M17	=	18552792.43	0.00	2906604147.22	-18552792.43	0.00	1453302073.61	-0.0033162	+	0
X22		-157896.11	0.00	-18552792.43	157896.11	0.00	-18552792.43	0	0	
Y22		0.00	-2422170.12	0.00	0.00	2422170.12	0.00	0	0	
M22		18552792.43	0.00	1453302073.61	-18552792.43	0.00	2906604147.22	0	0	

X17	26305.1121
Y17	-111122.487
M17	681117.948
X22	-26305.1121
Y22	111122.487
M22	5500583.39

BARRA 24

X3		32018.06	0.00	6403612.26	-32018.06	0.00	6403612.26	6.05957455	0	
Y3		0.00	1423024.95	0.00	0.00	-1423024.95	0.00	-0.1500557	0	
M3	=	6403612.26	0.00	1707629936.49	-6403612.26	0.00	853814968.25	-0.0015004	+	0
X8		-32018.06	0.00	-6403612.26	32018.06	0.00	-6403612.26	4.83992894	0	
Y8		0.00	-1423024.95	0.00	0.00	1423024.95	0.00	-0.1359293	0	
M8		6403612.26	0.00	853814968.25	-6403612.26	0.00	1707629936.49	-0.0031065	0	

X3	9549.79454
Y3	-20102.1418
M3	2595610.44
X8	-9549.79454
Y8	20102.1418
M8	1224307.38

BARRA 25

X8		32018.06	0.00	6403612.26	-32018.06	0.00	6403612.26	4.83992894	0	
Y8		0.00	1423024.95	0.00	0.00	-1423024.95	0.00	-0.1359293	0	
M8	=	6403612.26	0.00	1707629936.49	-6403612.26	0.00	853814968.25	-0.0031065	+	0
X13		-32018.06	0.00	-6403612.26	32018.06	0.00	-6403612.26	2.78804713	0	
Y13		0.00	-1423024.95	0.00	0.00	1423024.95	0.00	-0.1009394	0	
M13		6403612.26	0.00	853814968.25	-6403612.26	0.00	1707629936.49	-0.0042857	0	

X8	18360.6343
Y8	-49791.5744
M8	4175525.32
X13	-18360.6343
Y13	49791.5744
M13	3168728.39

BARRA 26

X13		32018.06	0.00	6403612.26	-32018.06	0.00	6403612.26	2.78804713	0	
Y13		0.00	1423024.95	0.00	0.00	-1423024.95	0.00	-0.1009394	0	
M13	=	6403612.26	0.00	1707629936.49	-6403612.26	0.00	853814968.25	-0.0042857	+	0
X18		-32018.06	0.00	-6403612.26	32018.06	0.00	-6403612.26	0.54419513	0	
Y18		0.00	-1423024.95	0.00	0.00	1423024.95	0.00	-0.0450825	0	
M18		6403612.26	0.00	853814968.25	-6403612.26	0.00	1707629936.49	-0.0032769	0	

X13	23416.0578
Y13	-79485.73
M13	4252552.41
X18	-23416.0578
Y18	79485.73
M18	5113870.7

BARRA 27

X18		157896.11	0.00	18552792.43	-157896.11	0.00	18552792.43	0.54419513	0	
Y18		0.00	2422170.12	0.00	0.00	-2422170.12	0.00	-0.0450825	0	
M18	=	18552792.43	0.00	2906604147.22	-18552792.43	0.00	1453302073.61	-0.0032769	+	0
X23		-157896.11	0.00	-18552792.43	157896.11	0.00	-18552792.43	0	0	
Y23		0.00	-2422170.12	0.00	0.00	2422170.12	0.00	0	0	
M23		18552792.43	0.00	1453302073.61	-18552792.43	0.00	2906604147.22	0	0	

X18	25130.8603
Y18	-109197.514
M18	571721.706
X23	-25130.8603
Y23	109197.514
M23	5334030.46

BARRA 28

X4		32018.06	0.00	6403612.26	-32018.06	0.00	6403612.26	6.01397838	0	
Y4		0.00	1423024.95	0.00	0.00	-1423024.95	0.00	-0.1430583	0	
M4	=	6403612.26	0.00	1707629936.49	-6403612.26	0.00	853814968.25	-0.0014397	+	0
X9		-32018.06	0.00	-6403612.26	32018.06	0.00	-6403612.26	4.80325152	0	
Y9		0.00	-1423024.95	0.00	0.00	1423024.95	0.00	-0.129437	0	
M9		6403612.26	0.00	853814968.25	-6403612.26	0.00	1707629936.49	-0.0030466	0	

X4	10036.8515
Y4	-19383.5808
M4	2693360.7
X9	-10036.8515
Y9	19383.5808
M9	1321379.89

BARRA 29

X9		32018.06	0.00	6403612.26	-32018.06	0.00	6403612.26	4.80325152	0	
Y9		0.00	1423024.95	0.00	0.00	-1423024.95	0.00	-0.129437	0	
M9	=	6403612.26	0.00	1707629936.49	-6403612.26	0.00	853814968.25	-0.0030466	+	0
X14		-32018.06	0.00	-6403612.26	32018.06	0.00	-6403612.26	2.7636598	0	
Y14		0.00	-1423024.95	0.00	0.00	1423024.95	0.00	-0.0959398	0	
M14		6403612.26	0.00	853814968.25	-6403612.26	0.00	1707629936.49	-0.0041829	0	

X9	19008.8769
Y9	-47667.2521
M9	4286893.01
X14	-19008.8769
Y14	47667.2521
M14	3316657.73

BARRA 30

X14		32018.06	0.00	6403612.26	-32018.06	0.00	6403612.26	2.7636598	0	
Y14		0.00	1423024.95	0.00	0.00	-1423024.95	0.00	-0.0959398	0	
M14	=	6403612.26	0.00	1707629936.49	-6403612.26	0.00	853814968.25	-0.0041829	+	0
X19		-32018.06	0.00	-6403612.26	32018.06	0.00	-6403612.26	0.53630842	0	
Y19		0.00	-1423024.95	0.00	0.00	1423024.95	0.00	-0.0428817	0	
M19		6403612.26	0.00	853814968.25	-6403612.26	0.00	1707629936.49	-0.0032049	0	

X14	24006.4223
Y14	-75503.0423
M14	4383777.15
X19	-24006.4223
Y19	75503.0423
M19	5218791.76

BARRA 31

X19		157896.11	0.00	18552792.43	-157896.11	0.00	18552792.43	0.53630842	0	
Y19		0.00	2422170.12	0.00	0.00	-2422170.12	0.00	-0.0428817	0	
M19	=	18552792.43	0.00	2906604147.22	-18552792.43	0.00	1453302073.61	-0.0032049	+	0
X24		-157896.11	0.00	-18552792.43	157896.11	0.00	-18552792.43	0	0	
Y24		0.00	-2422170.12	0.00	0.00	2422170.12	0.00	0	0	
M24		18552792.43	0.00	1453302073.61	-18552792.43	0.00	2906604147.22	0	0	

X19	25220.3441
Y19	-103866.748
M19	634514.324
X24	-25220.3441
Y24	103866.748
M24	5292266.53

BARRA 32

X5		32018.06	0.00	6403612.26	-32018.06	0.00	6403612.26	5.99336189	0	
Y5		0.00	1423024.95	0.00	0.00	-1423024.95	0.00	-0.1100039	0	
M5	=	6403612.26	0.00	1707629936.49	-6403612.26	0.00	853814968.25	-0.0014492	+	0
X10		-32018.06	0.00	-6403612.26	32018.06	0.00	-6403612.26	4.78879482	0	
Y10		0.00	-1423024.95	0.00	0.00	1423024.95	0.00	-0.1007206	0	
M10		6403612.26	0.00	853814968.25	-6403612.26	0.00	1707629936.49	-0.0032138	0	

X5	8707.55713
Y5	-13210.3738
M5	2494816.57
X10	-8707.55713
Y10	13210.3738
M10	988206.285

BARRA 33

X10		32018.06	0.00	6403612.26	-32018.06	0.00	6403612.26	4.78879482	0
Y10		0.00	1423024.95	0.00	0.00	-1423024.95	0.00	-0.1007206	0
M10	=	6403612.26	0.00	1707629936.49	-6403612.26	0.00	853814968.25	-0.0032138	0
X15		-32018.06	0.00	-6403612.26	32018.06	0.00	-6403612.26	2.75175526	0
Y15		0.00	-1423024.95	0.00	0.00	1423024.95	0.00	-0.0760891	0
M15		6403612.26	0.00	853814968.25	-6403612.26	0.00	1707629936.49	-0.0046581	0

X10	14813.4749
Y10	-35051.241
M10	3579272.31
X15	-14813.4749
Y15	35051.241
M15	2346117.63

BARRA 34

X15		32018.06	0.00	6403612.26	-32018.06	0.00	6403612.26	2.75175526	0
Y15		0.00	1423024.95	0.00	0.00	-1423024.95	0.00	-0.0760891	0
M15	=	6403612.26	0.00	1707629936.49	-6403612.26	0.00	853814968.25	-0.0046581	0
X20		-32018.06	0.00	-6403612.26	32018.06	0.00	-6403612.26	0.53150617	0
Y20		0.00	-1423024.95	0.00	0.00	1423024.95	0.00	-0.0339137	0
M20		6403612.26	0.00	853814968.25	-6403612.26	0.00	1707629936.49	-0.0033447	0

X15	19841.4637
Y15	-60016.5771
M15	3407583.76
X20	-19841.4637
Y20	60016.5771
M20	4529001.73

BARRA 35

X20		157896.11	0.00	18552792.43	-157896.11	0.00	18552792.43	0.53150617	0
Y20		0.00	2422170.12	0.00	0.00	-2422170.12	0.00	-0.0339137	0
M20	=	18552792.43	0.00	2906604147.22	-18552792.43	0.00	1453302073.61	-0.0033447	0
X25		-157896.11	0.00	-18552792.43	157896.11	0.00	-18552792.43	0	0
Y25		0.00	-2422170.12	0.00	0.00	2422170.12	0.00	0	0
M25		18552792.43	0.00	1453302073.61	-18552792.43	0.00	2906604147.22	0	0

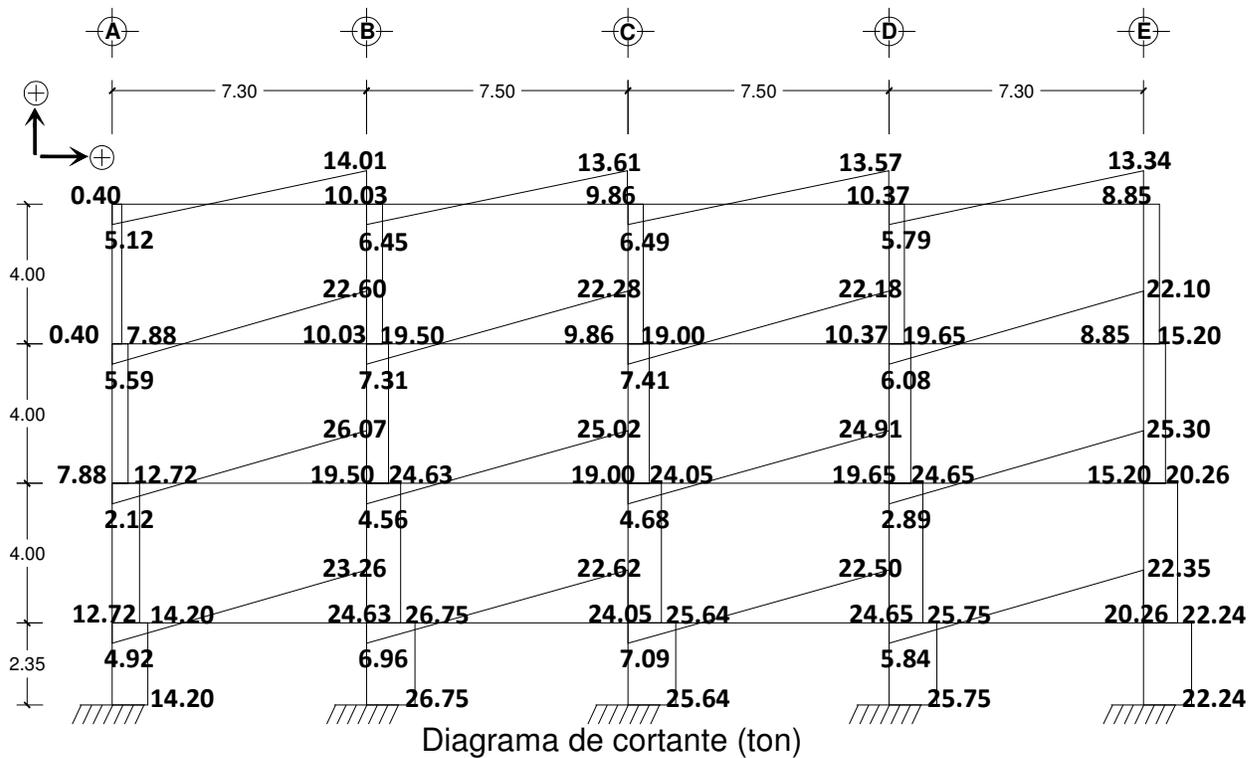
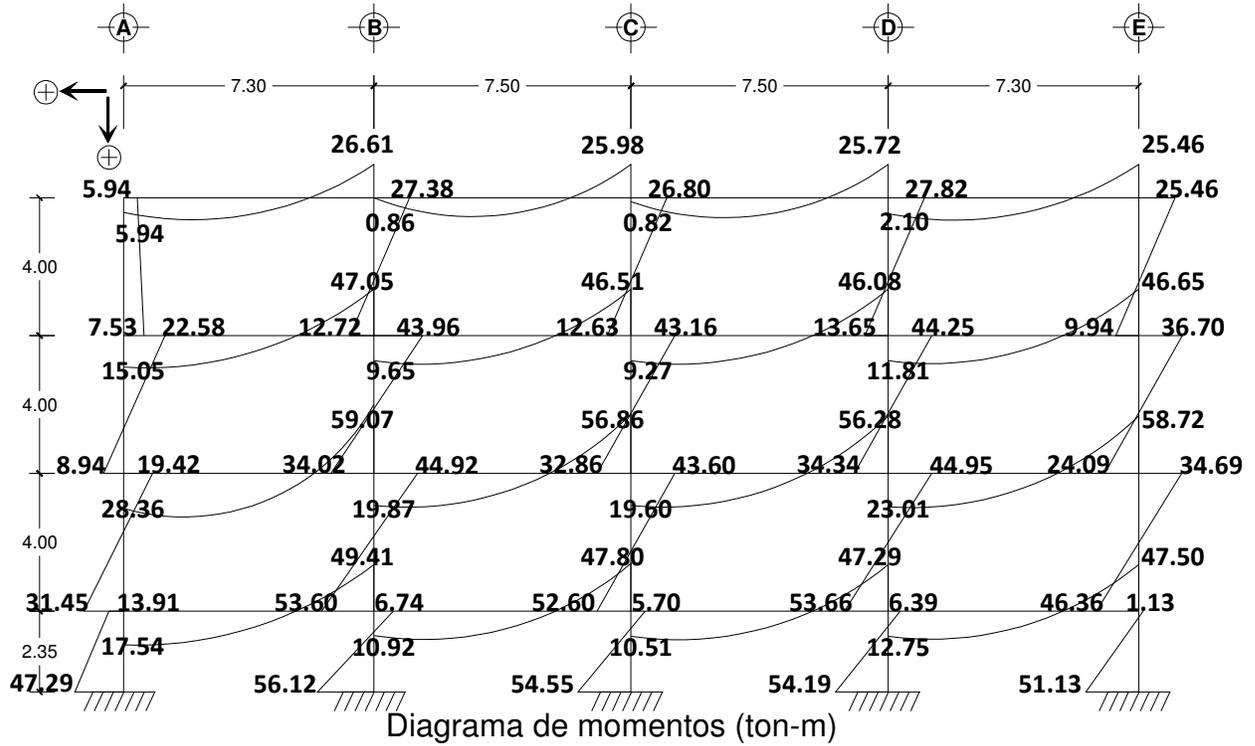
X20	21869.7372
Y20	-82144.8347
M20	139284.291
X25	-21869.7372
Y25	82144.8347
M25	5000103.94

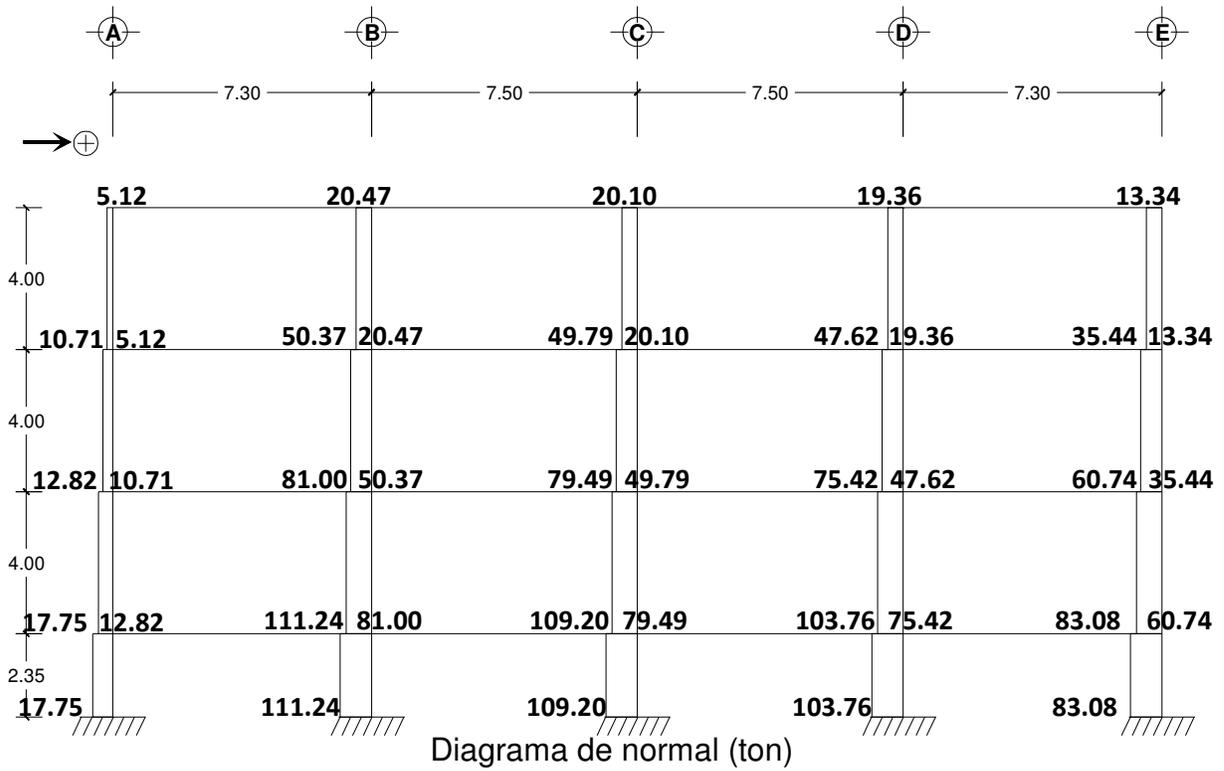
BARRA 36

5.3.1 Diagramas

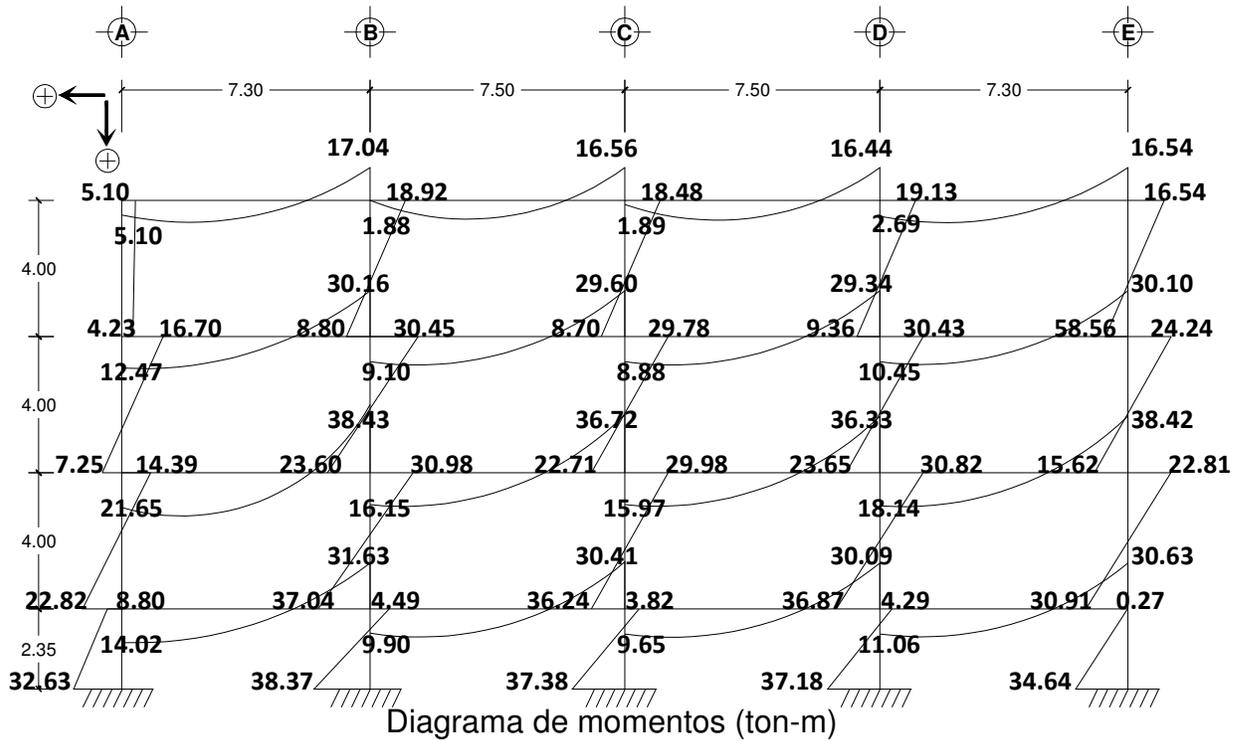
Ahora se presentan los diagramas de momento, cortante y normal para los marcos predeterminados, que como se explicó anteriormente, se eligió un marco de centro y uno de borde siendo los más desfavorables del sistema: los marcos A y C en sentido X y los marcos 3 y 5 en sentido Y.

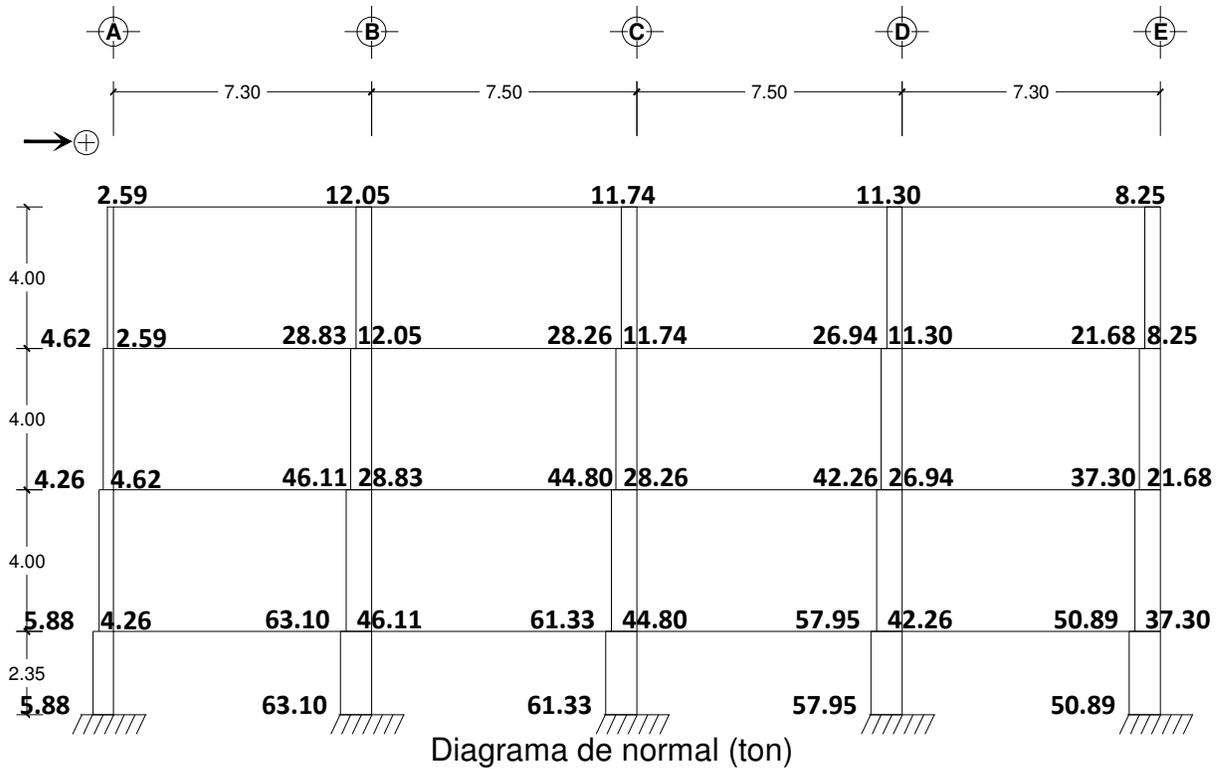
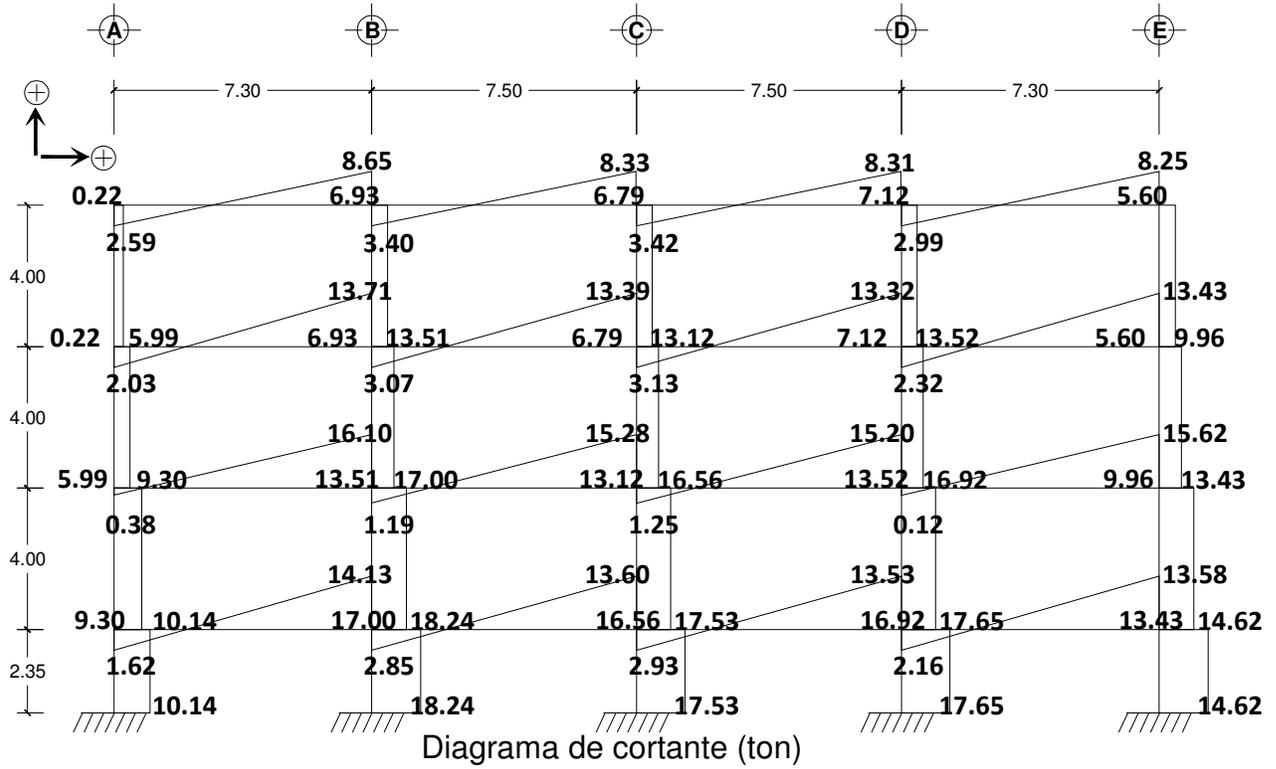
Diagramas eje 3



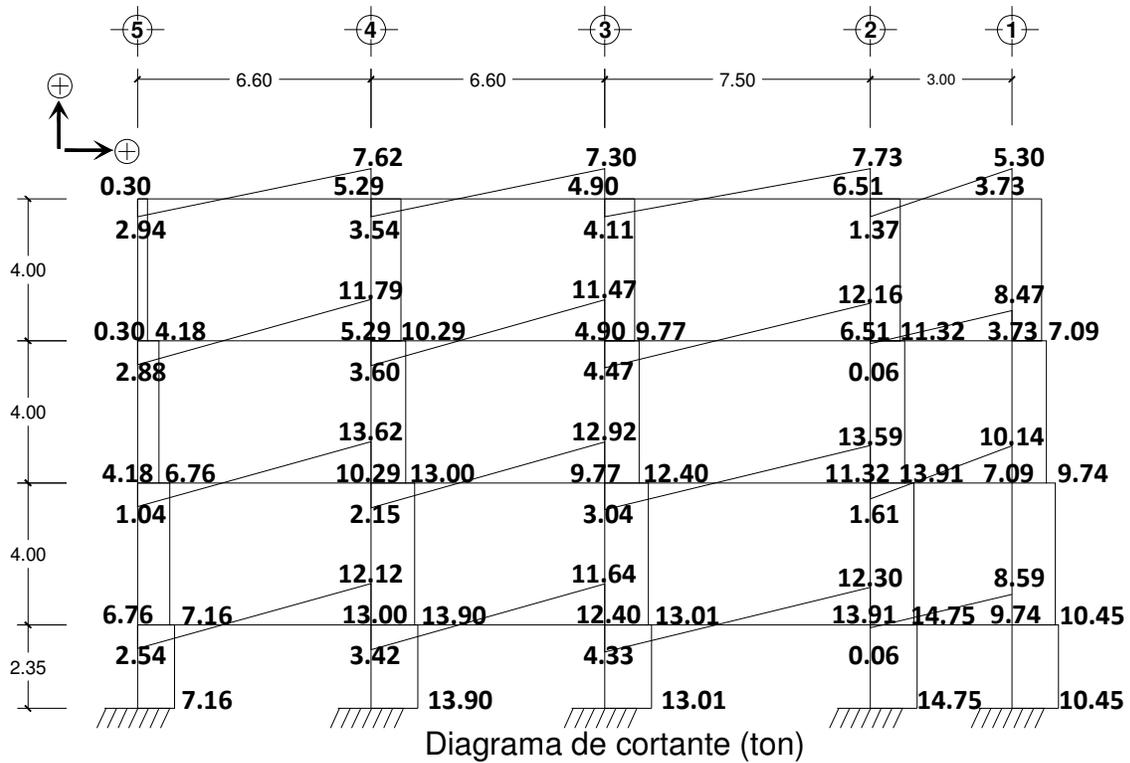
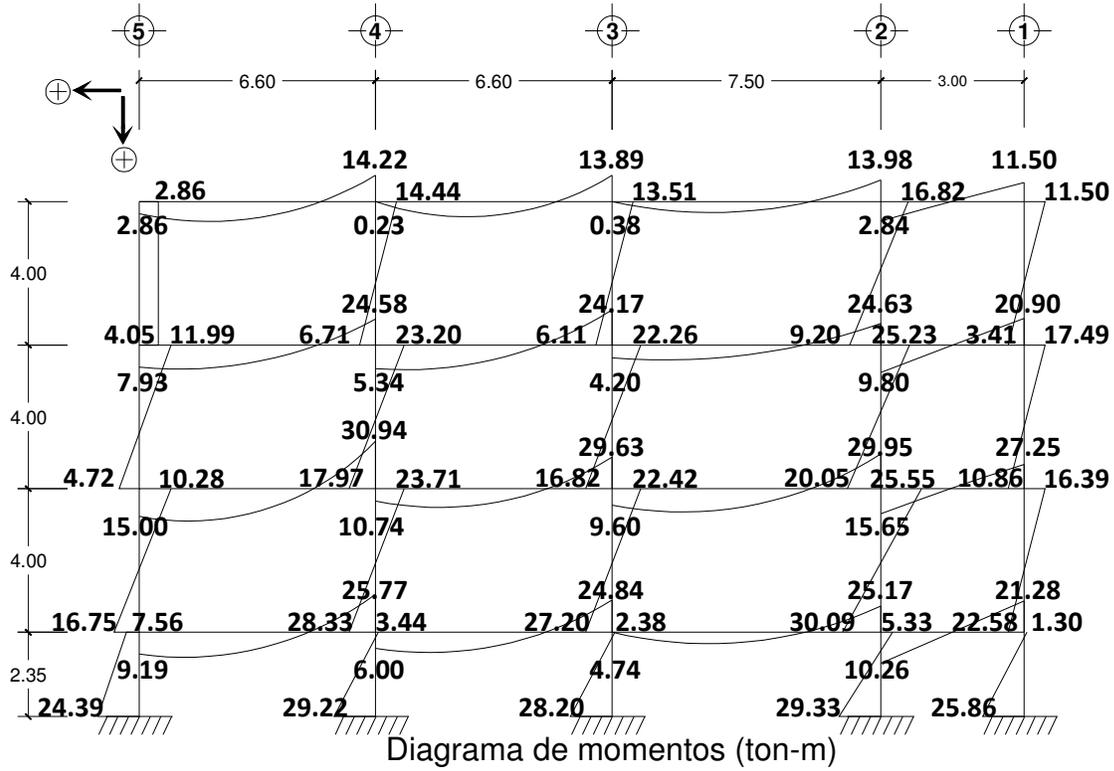


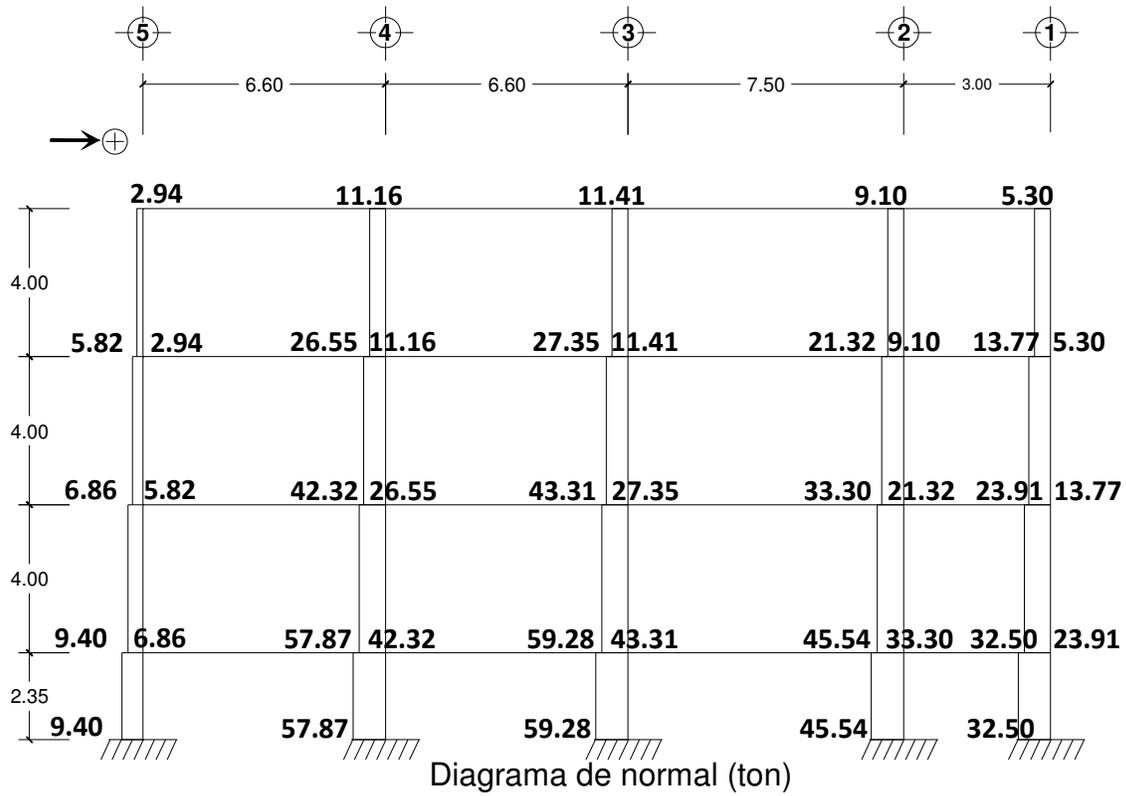
Diagramas eje 5



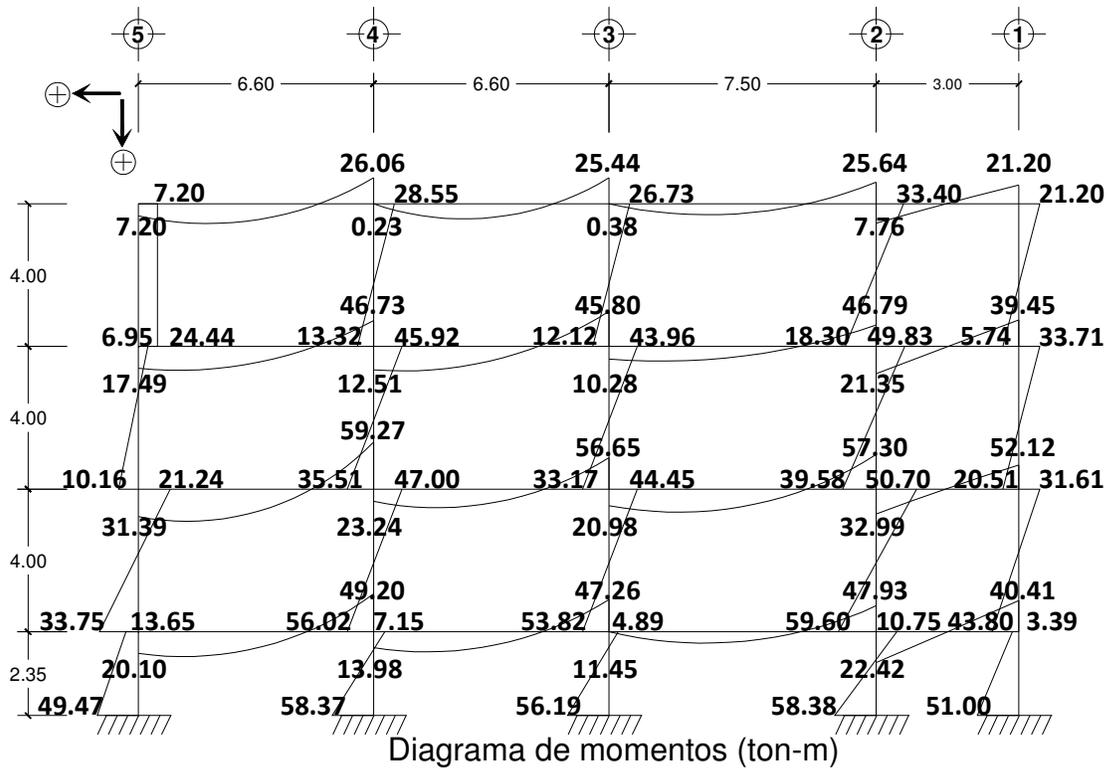


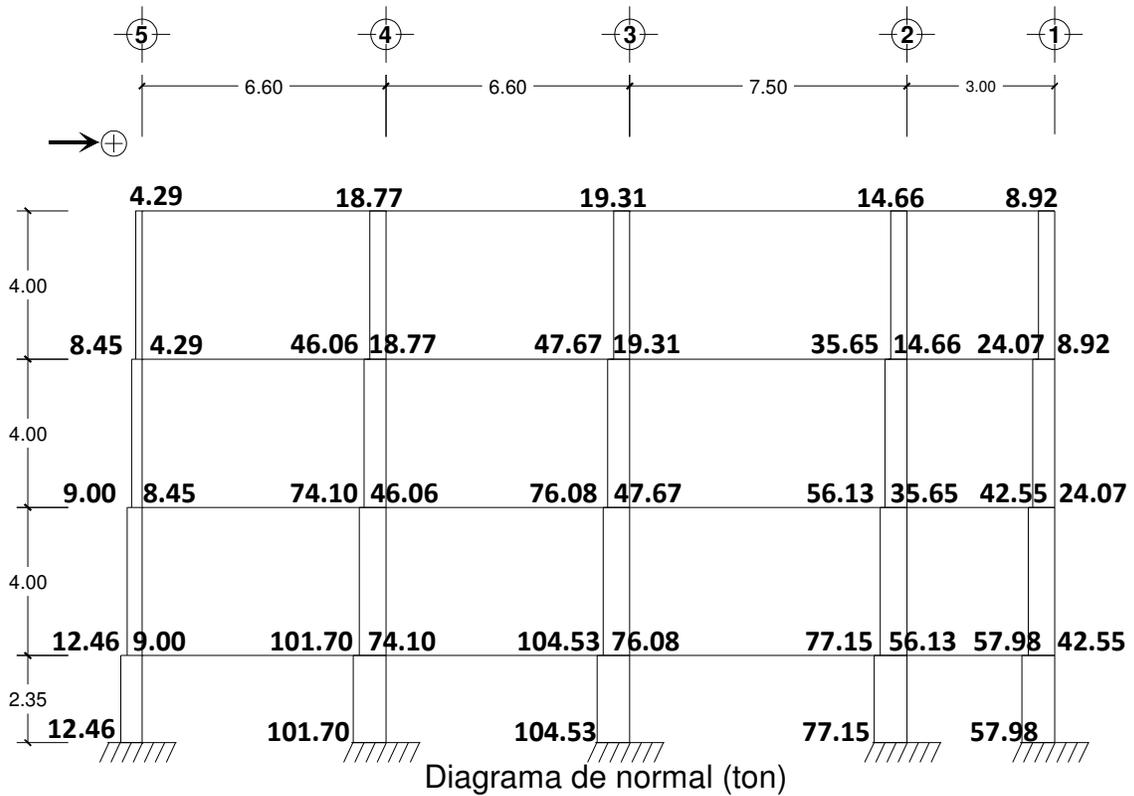
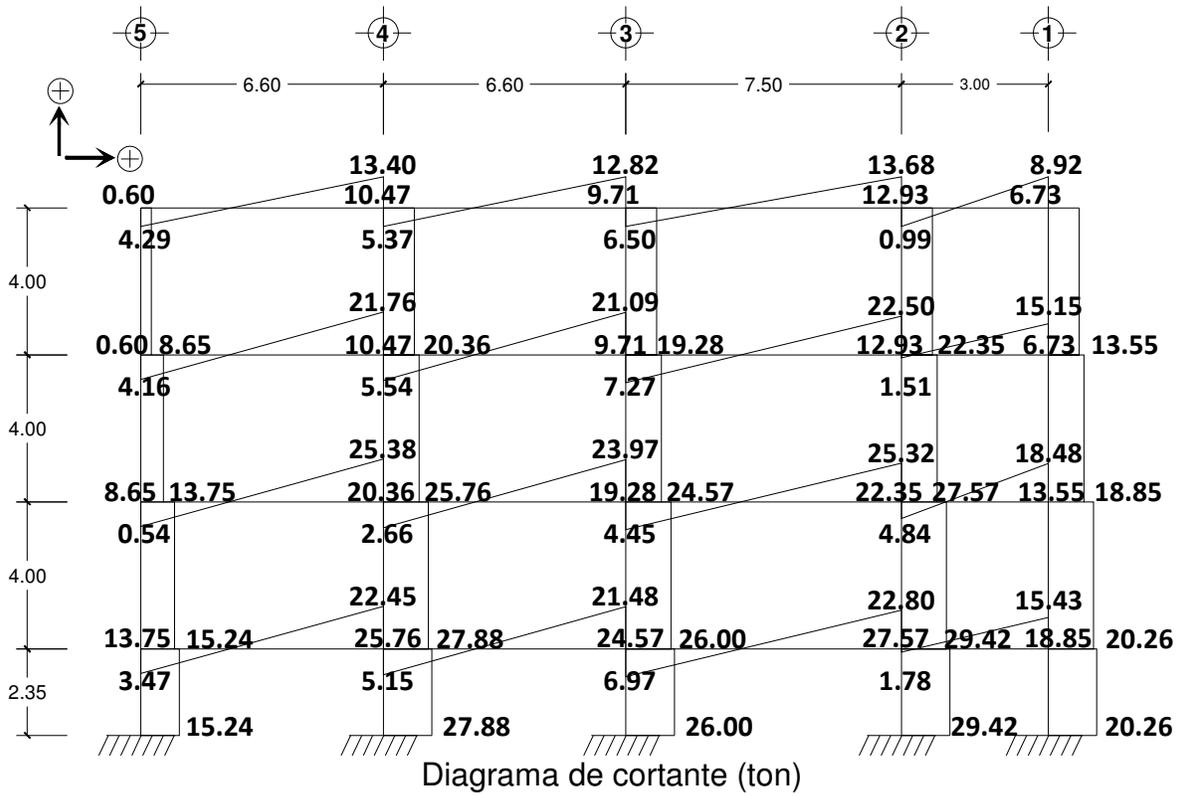
Diagramas eje A





Diagramas eje C





5.4 Análisis del modelo en tres dimensiones.

Para el análisis en 3D se empleó un programa comercial en este caso SAP 2000 versión 9, en el cual se hizo un modelo del edificio con los marcos en ambos sentidos, el procedimiento para hacer el modelo, aplicar cargas y demás datos se describe a continuación:

- 1.- Se introdujo el número de claros, tanto en sentido “x” como en sentido “y”. Además se definieron las longitudes de cada claro con la rejilla del programa.
- 2.- Se asignan las restricciones en los apoyos, para este caso todas se asignaron como empotramientos.
- 3.- Se define el material y las secciones de los elementos, esto con el predimensionamiento. Posteriormente se asigna las secciones creadas al elemento que le corresponde (trabe o columna).
- 4.- Se asignan las cargas permanentes previamente obtenidas en el análisis de cargas, así como las cargas accidentales (sísmicas). Se asignan de acuerdo al caso de cargas que le corresponda.
- 5.- Se definen las combinaciones de carga sobre las cuales el programa ejecutará el análisis.

CV+ SISMO X+ 30% SISMO Y

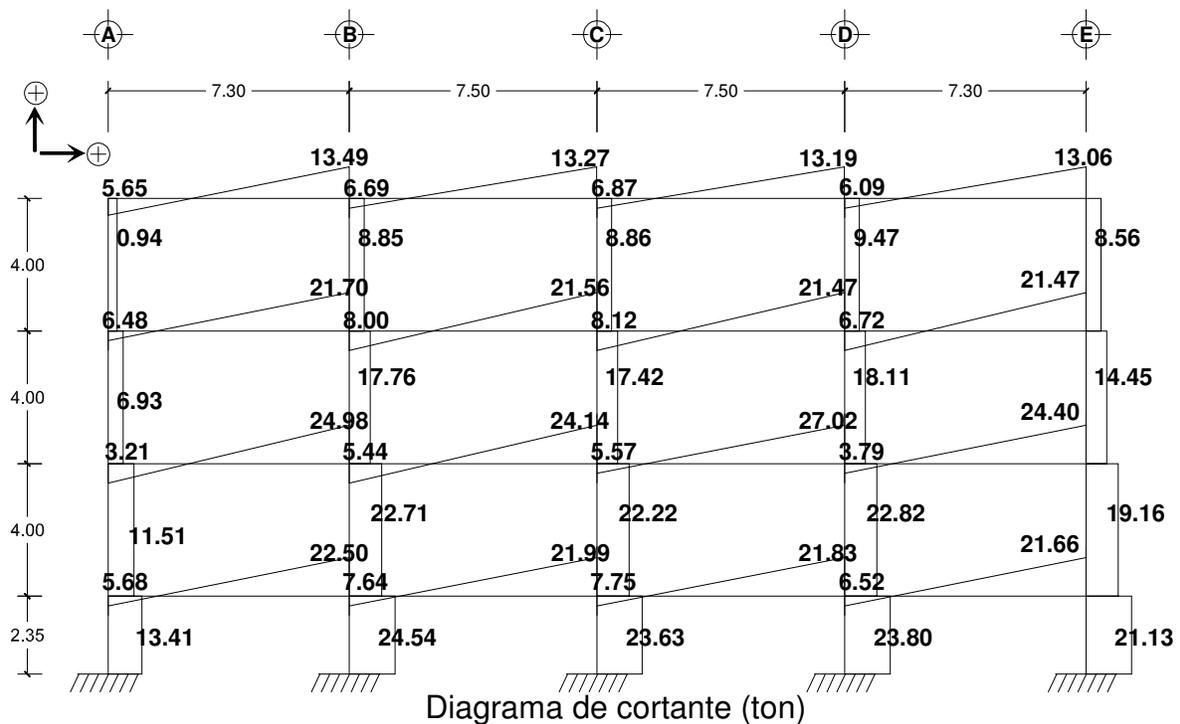
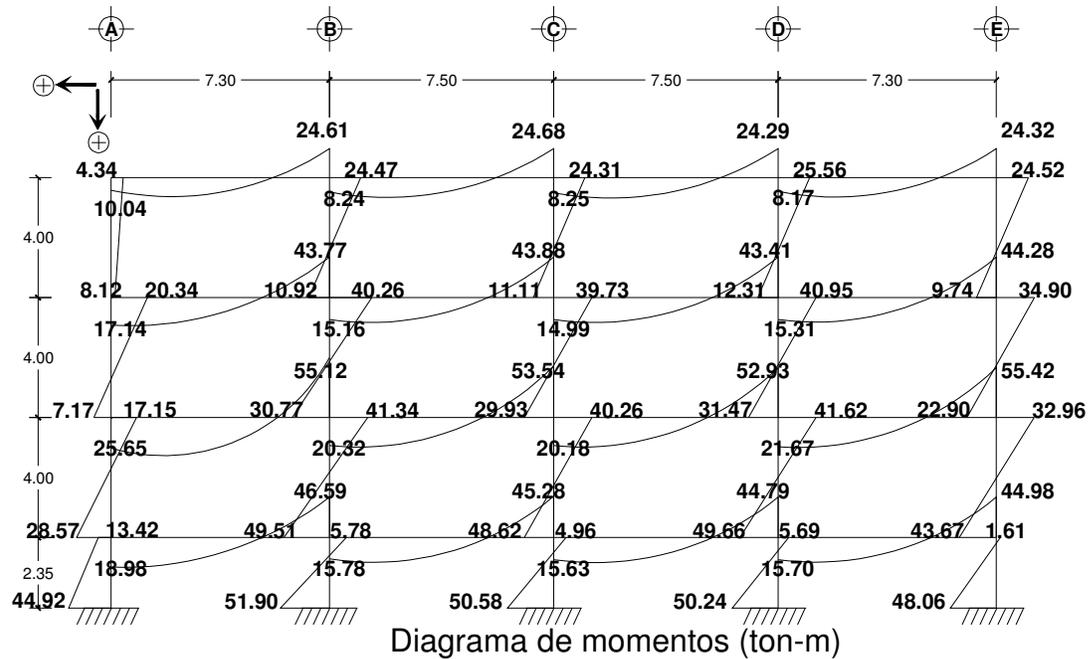
CV+ 30% SISMO X+ SISMO Y

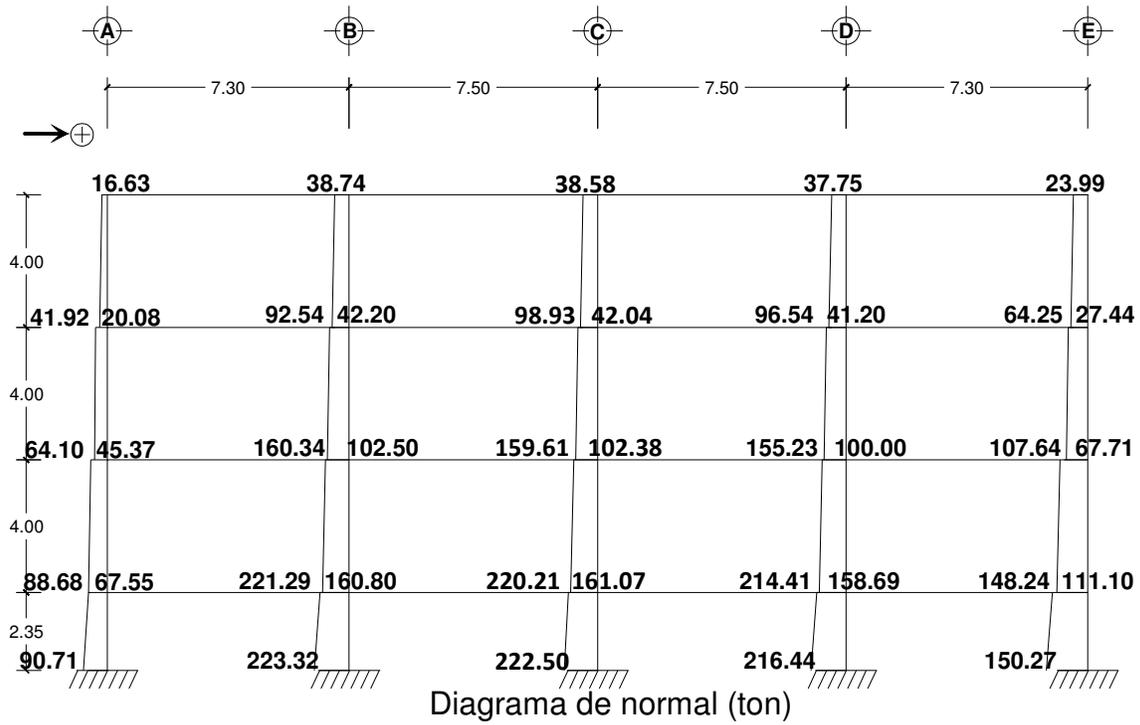
Cabe señalar que el factor de carga no se aplicará en esta parte del diseño, así los elementos mecánicos que se obtengan de los diagramas no serán los elementos últimos, y de esta manera hacer una mejor comparativa, lo anterior aplica también a los diagramas del análisis con marcos planos.

5.4.1 Diagramas

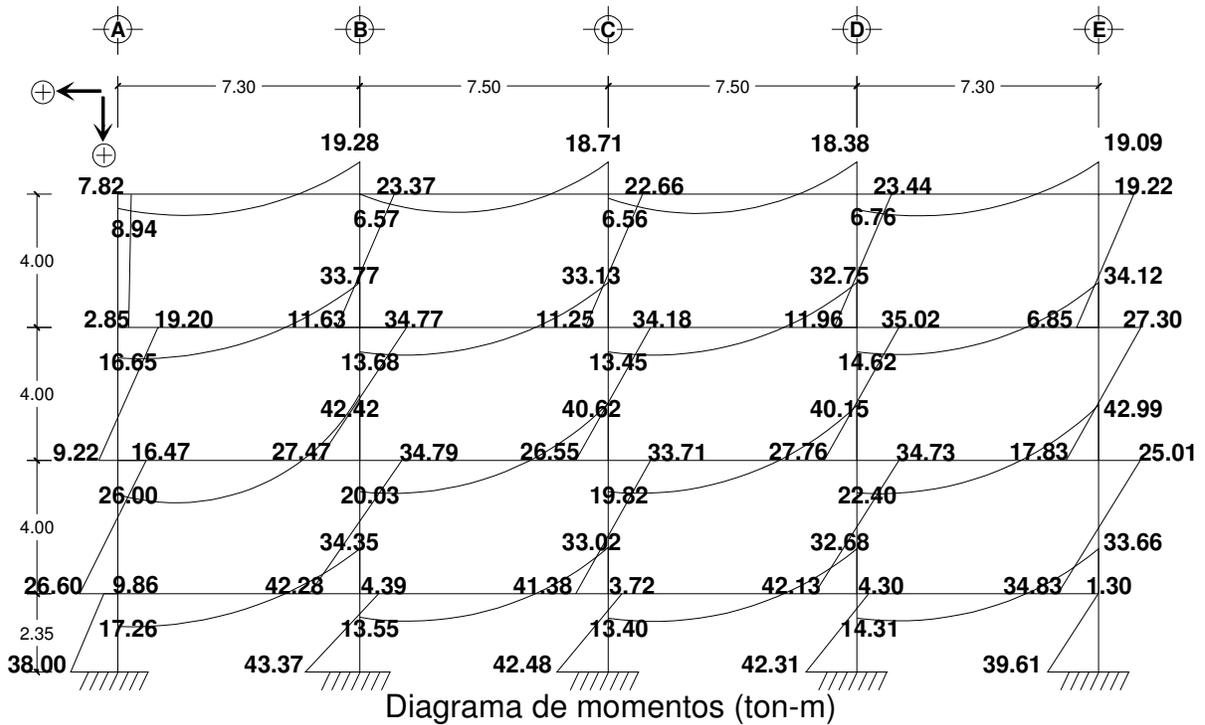
Los diagramas que se obtuvieron del análisis con marcos en 3D son los siguientes:

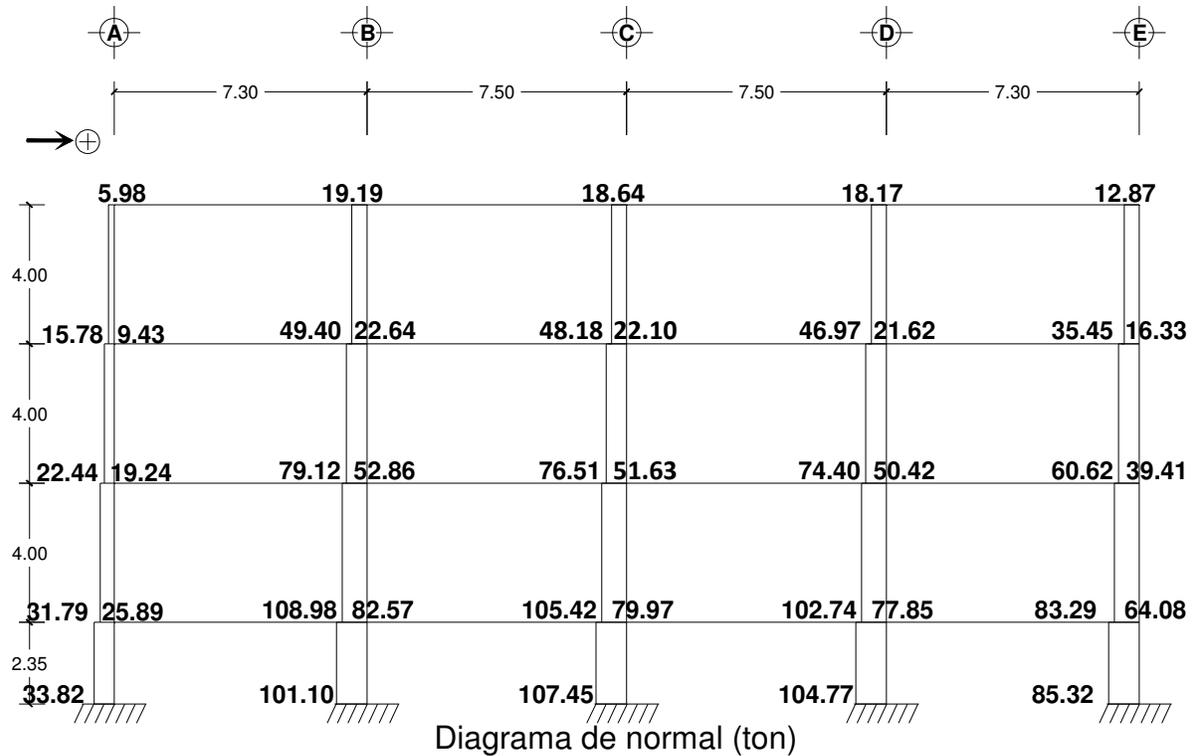
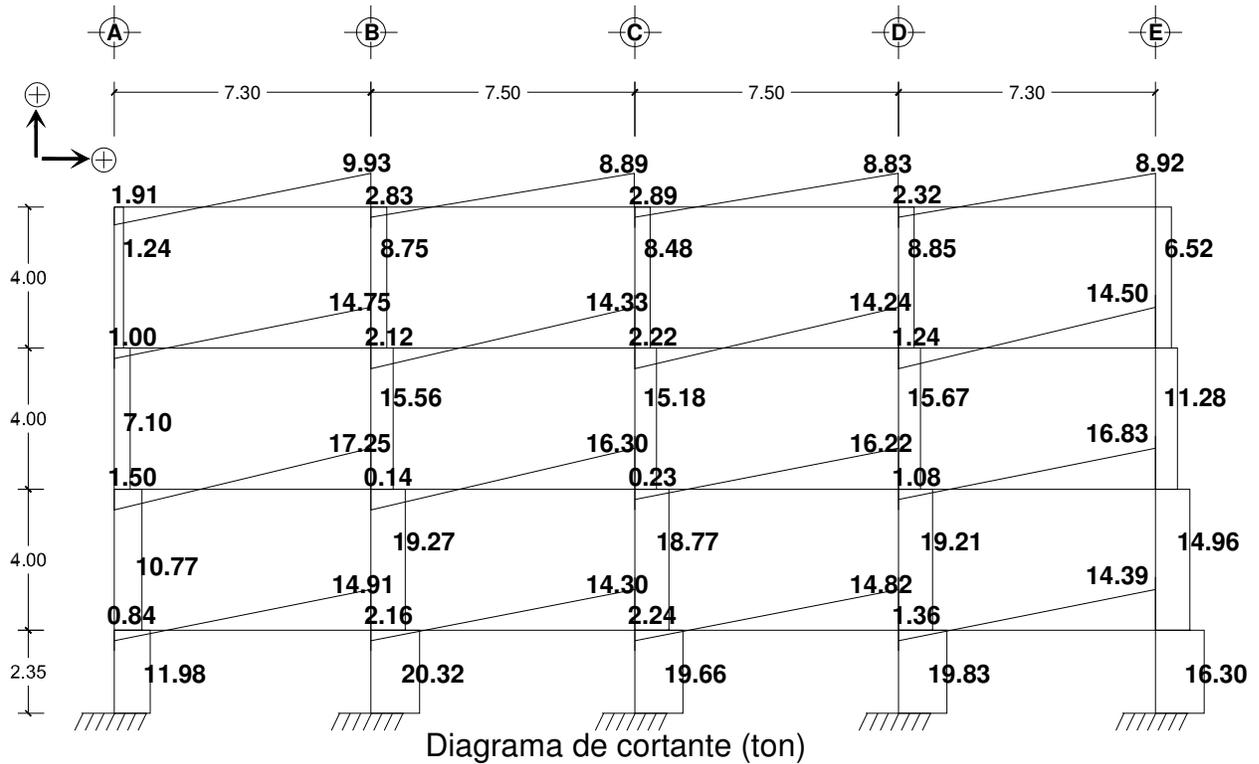
Diagramas eje 3



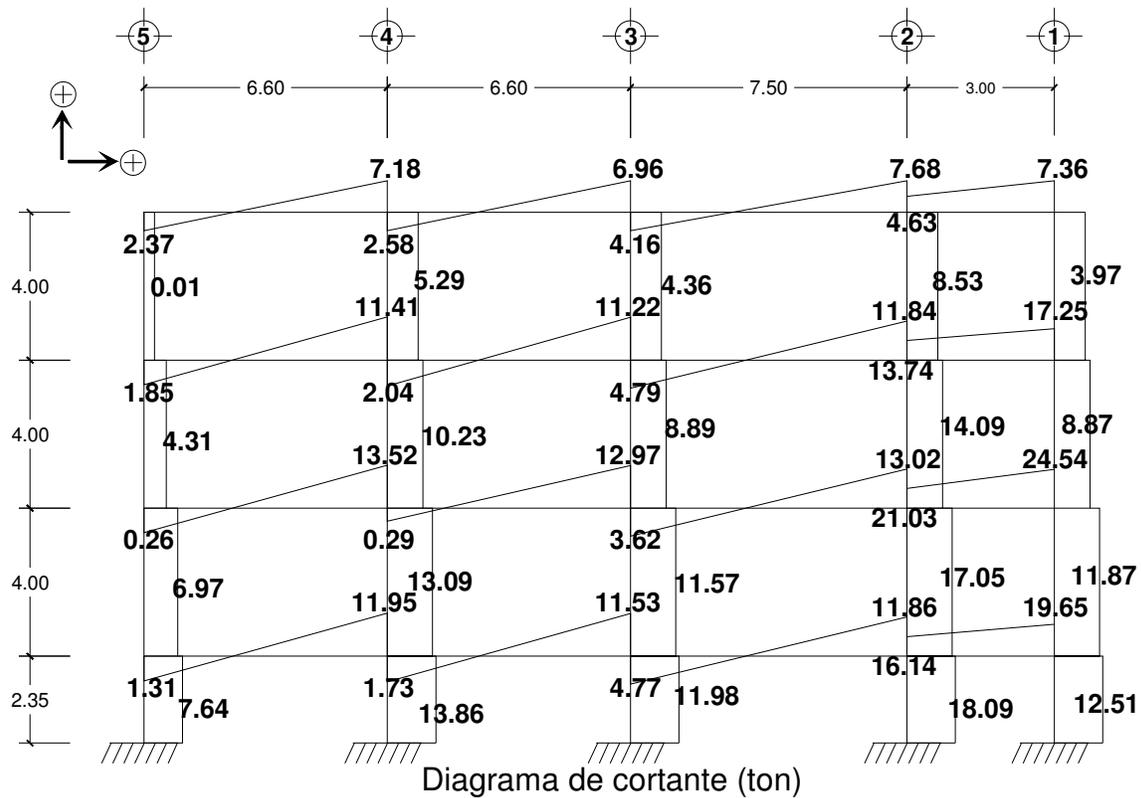
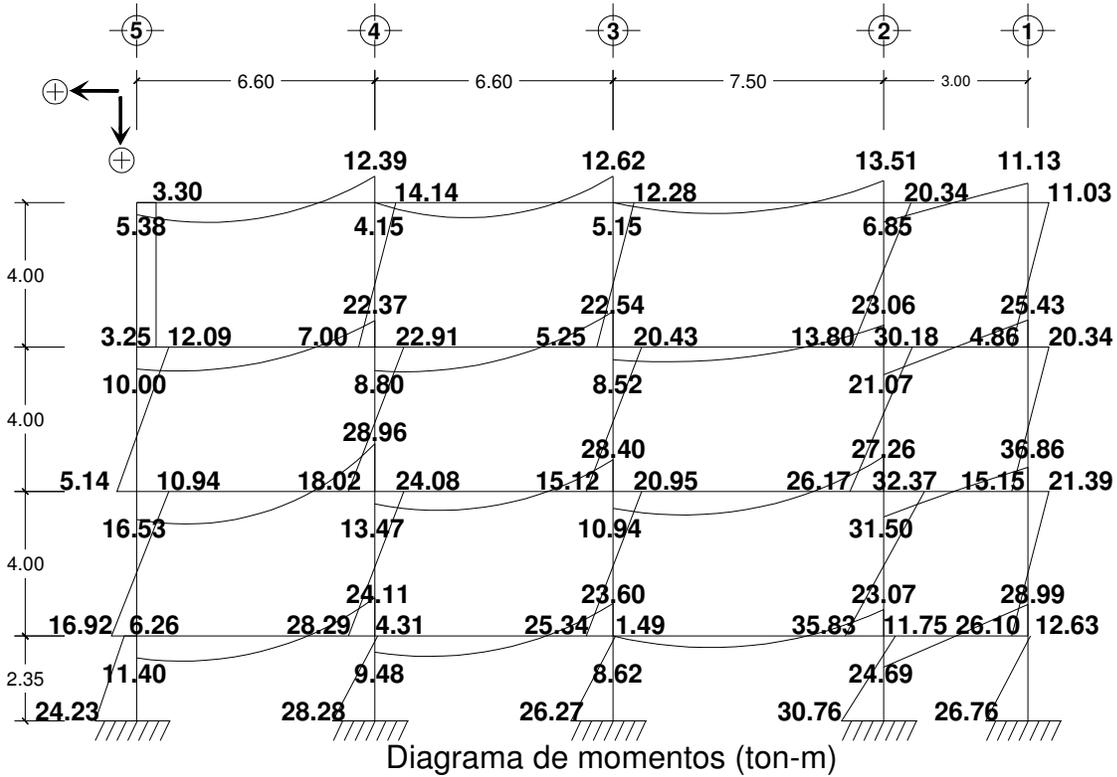


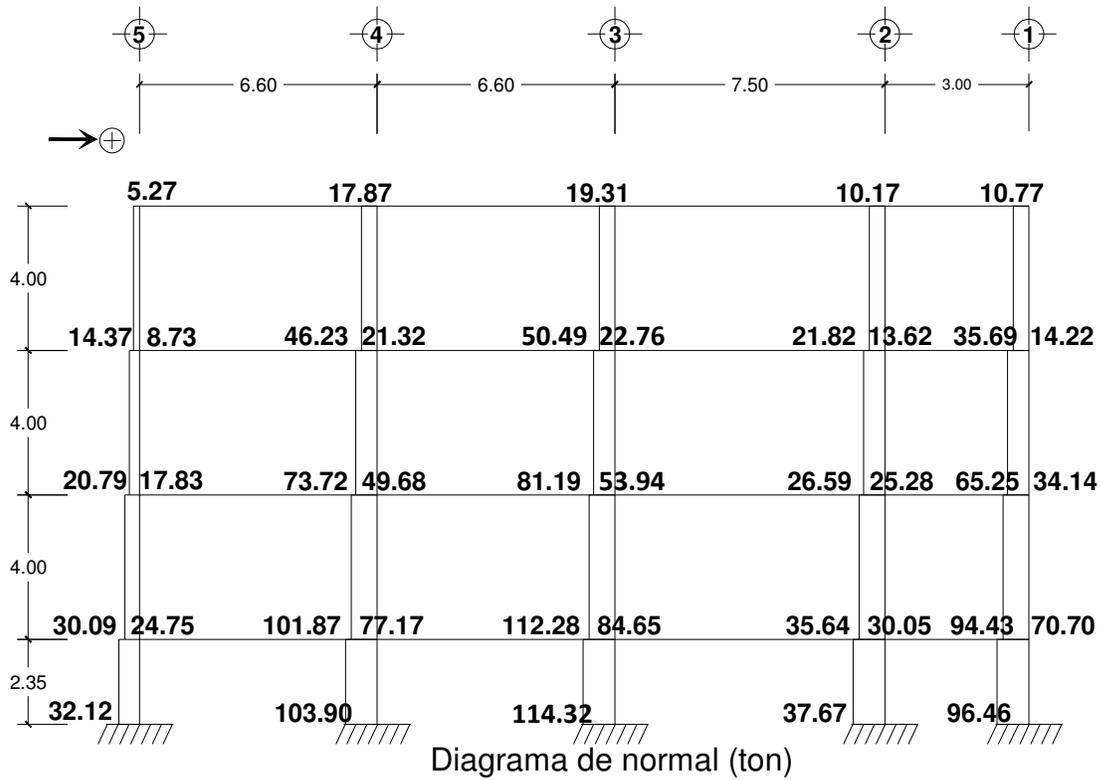
Diagramas eje 5



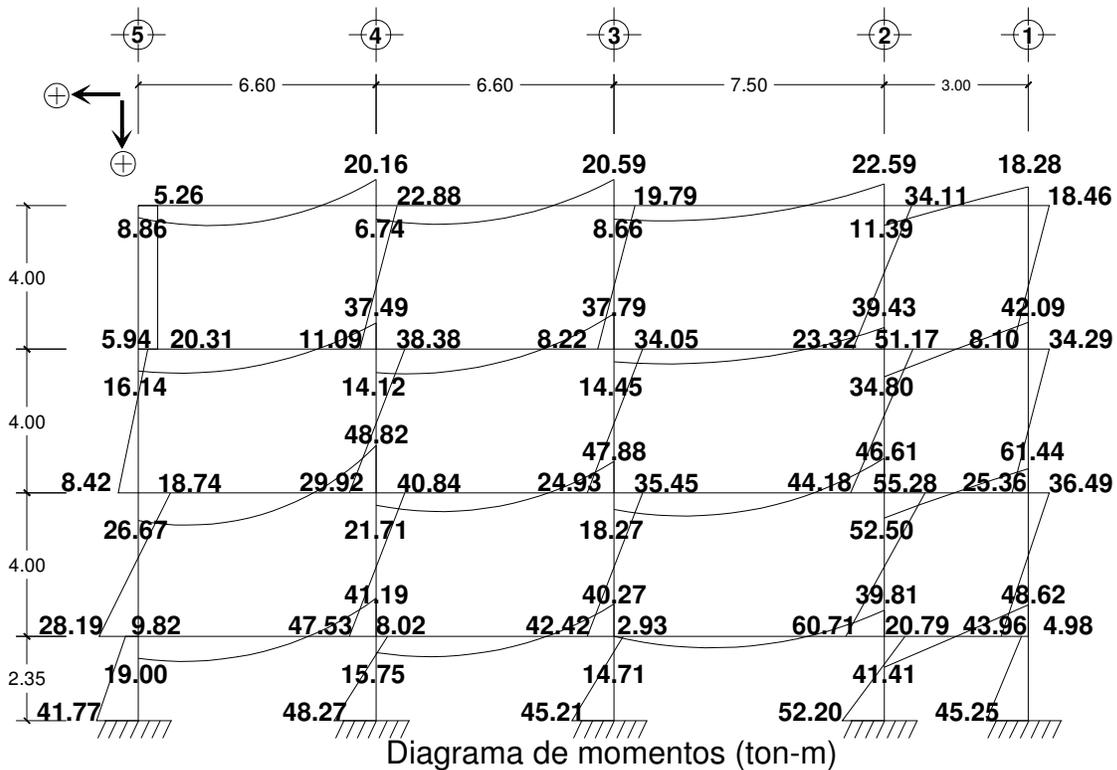


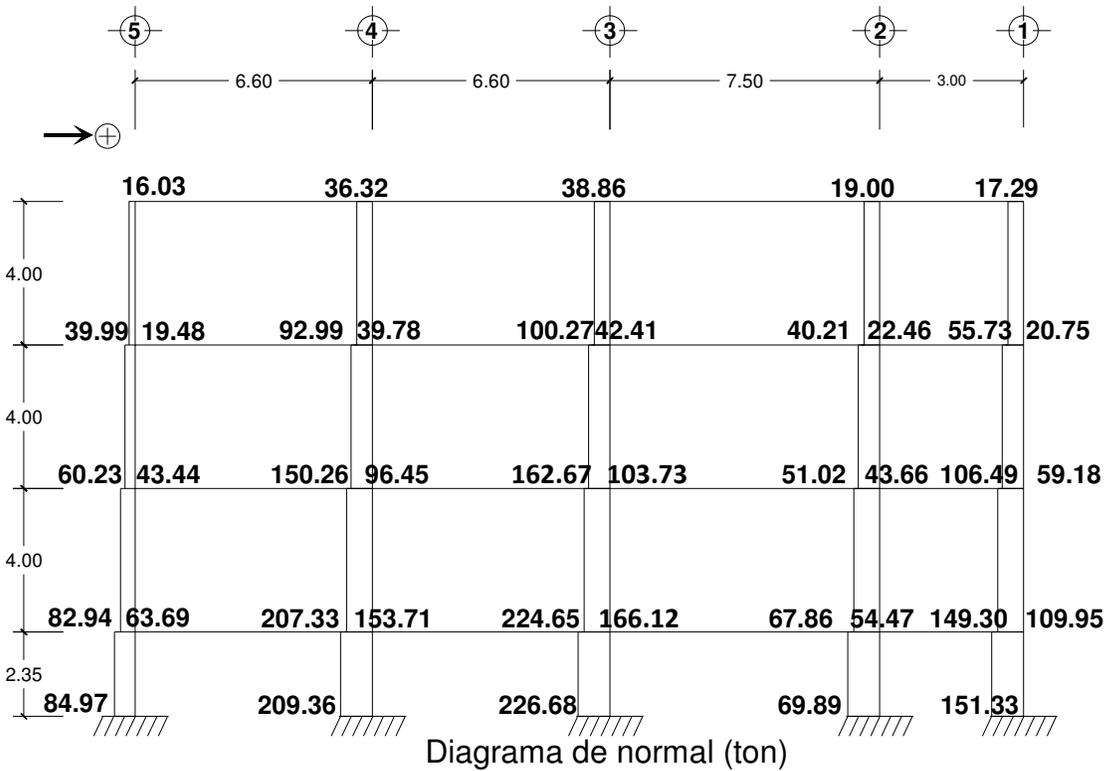
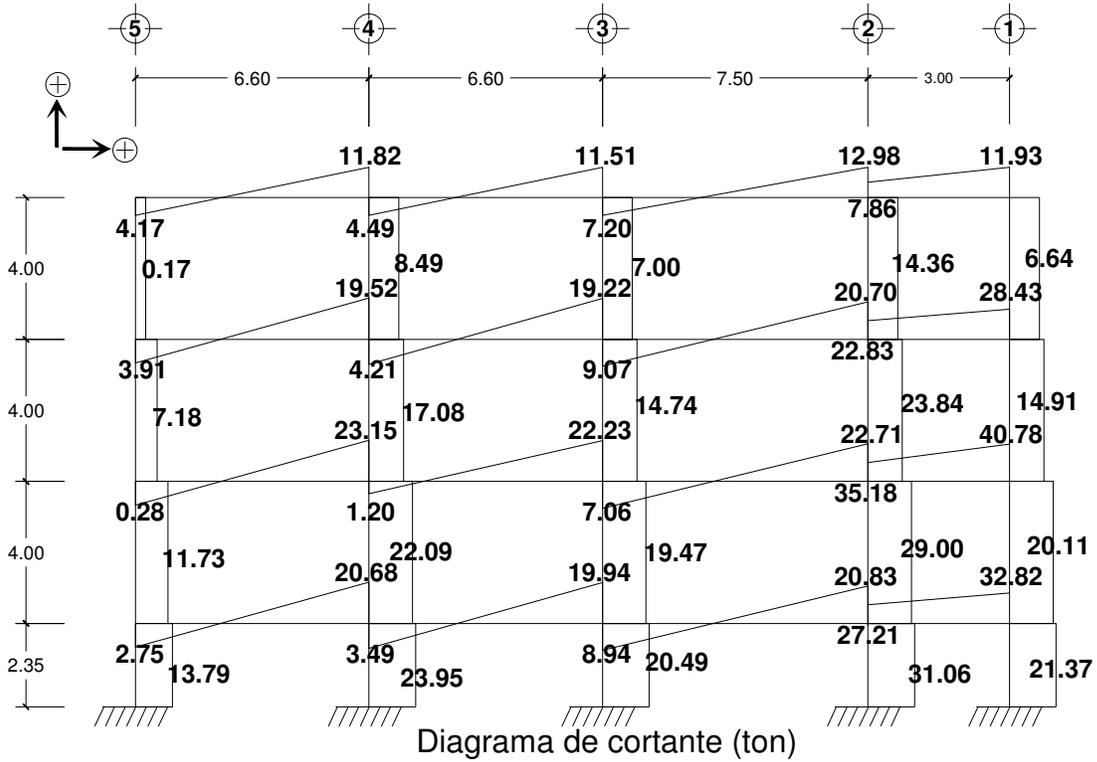
Diagramas eje A





Diagramas eje C





5.5 Diseño de elementos.

Se llevó a cabo el dimensionamiento y armado de los elementos. Para lo cual se presenta el desarrollo del proceso seguido para la columna más desfavorable del marco 3 (sentido X) y para la trabe del mismo marco. Para los demás elementos se presentarán los resultados.

5.5.1 Diseño de trabes.

Para el diseño de trabes se eligió la viga del nivel 2 tramo A-B la cual resultó ser la más desfavorable del sistema en el marco 3 (marco central en sentido X) misma que presentó los siguientes elementos mecánicos.

$$M(+)_{\max} = 2836127.3 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M(-)_{\max} = 5906730.1 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$V_{\max} = 32000 \text{ kg}$$

Se propone una sección para la trabe que por efectos constructivos suelen ser números cerrados:

$$b=35 \text{ cm} ; d=65\text{cm} ; h= d +\text{recubrimiento} = 65+5 \text{ cm}$$

Ahora se calcula el porcentaje de acero y el área requerida con las siguientes expresiones basadas en las NTC-04.

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

$$As = \rho b d$$

Tramo	ρ_{\min}	ρ_{\max}	$M(+)_{\max}$		$M(-)_{\max}$	
			ρ	As (cm ²)	ρ	As (cm ²)
A-B	0.00263523	0.01821429	0.00714	13.92	0.01722	33.59

A continuación se calculan el número de varillas requeridas para el momento positivo y negativo respectivamente.

Área de acero requerida=
proponiendo

13.92 cm²

número de varillas	numero de la varilla	área (cm ²)
2	8	10.13
2	5	3.95
0	0	0

total= 14.08

por lo tanto el área de acero **SE ACEPTA**

Área de acero requerida=
proponiendo

33.59 cm²

número de varillas	numero de la varilla	área (cm ²)
4	10	31.67
2	5	3.96
0	0	0

total= 35.63

por lo tanto el área de acero **SE ACEPTA**

Se hace la revisión del recubrimiento libre.

>Momento positivo.

diámetro del estribo 0.953 cm
diámetro de la varilla mayor 2.54 cm

recubrimiento libre= 2.78 cm
por lo tanto el recubrimiento **SI CUMPLE**

>Momento negativo.

diámetro del estribo 0.953 cm
diámetro de la varilla mayor 2.54 cm

recubrimiento libre= 2.78 cm
por lo tanto el recubrimiento **SI CUMPLE**

Se hace la revisión de la separación entre barras.

>Momento positivo.

s > { * 1.5 TMA
* diámetro de la barra más gruesa (si no hay paquetes)
* diámetro equivalente "D_{eq}" (cuando hay paquetes).

si hay paquetes	
área paquete=	a ₁ +a ₂ +a ₃
a paquete(cm)=	10.13415 3.592102
D _{eq} =	4

¿se usaran paquetes?(s/n) s
s= 4.28 cm

por lo tanto la separación entre barras "s" **SE ACEPTA**

si no hay paquetes	
diámetro de la barra mas gruesa	2.54

>Momento negativo.

si hay paquetes	
área paquete=	a ₁ +a ₂ +a ₃
a paquete(cm)=	15.201
D _{eq} =	4.399

¿se usaran paquetes?(s/n) s
s= 4.79 cm

por lo tanto la separación entre barras "s" **SE ACEPTA**

A continuación se hace el diseño por cortante. Primero se calcula la fuerza que toma el concreto.

si $\rho < 0.015$

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

si $\rho \geq 0.015$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$\rho = 0.017225641$$

$$V_{CR} = 11030.86579 \text{ kg}$$

Posteriormente se calcula la fuerza cortante que deberá tomar el acero.

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

$$V_{SR} = 24169.1342 \text{ Kg}$$

Y ahora se calcula la separación de estribos.

$$s = \frac{F_R A_V F_y d}{V_{SR}}$$

proponiendo estribo del no.	3	
área del estribo=	0.71	cm ²
A _v =	1.43	cm ²
s=	12	cm

Finalmente se revisa las disposiciones reglamentarias.

- a) según las NTC-04 en ningún caso se permitirá que Vu sea superior a la siguiente expresión en caso de ser así se deberá proponer otras dimensiones o cambiar la sección.

$$(2.5 F_R b d \sqrt{f'_c})$$

el resultado de la expresión es 55154.32893 Kg

Por lo tanto Vu SE ACEPTA

- b) Si Vu es mayor que Vcr pero menor o igual que la siguiente expresión la separación de estribos perpendiculares al eje no deberá ser mayor que 0.5 d.

$$1.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

- c) En caso contrario de que no se cumpla el inciso anterior la separación de estribos no será mayor que 0.25 d.

el resultado de la expresión es 33092.59736 Kg
 Por lo tanto Vu es **MAYOR QUE** Vcr y es **MENOR QUE** la expresión
 Entonces la separación "s" entre estribos **no será mayor que 32.5 cm**

POR LO TANTO SE USARA ESTRIBOS DEL No.3 @ 12 cm

Los croquis de armado se podrán encontrar en el apartado de anexos.

5.5.2 Diseño de columnas.

Una vez que se recabaron los datos necesarios para el análisis, se procede con el dimensionamiento de las columnas. De acuerdo con las normas técnicas complementarias lo primero que hay que hacer es revisar la restricción lateral, esto se hace de la siguiente manera:

$$\frac{Q\Delta}{h} \leq 0.08 \frac{V}{Wu}$$

> Dirección X		> Dirección Y	
Q= 2	V= 53.163	Q= 2	V= 44.294
Δ = 1.4217	Wu= 2080.92	Δ = 1.0349	Wu= 2080.92
h= 435		h= 442.5	
0.006536705	> 0.0020438	0.0046774	> 0.0017029
[NO HAY RESTRICCIÓN LATERAL]		[NO HAY RESTRICCIÓN LATERAL]	

Debido a que no hay suficiente restricción lateral se debe utilizar un factor de amplificación de momentos, que se calcula de la siguiente manera.

$$F_{as} = \frac{1}{1 - \lambda}$$

>Dirección
 X
 λ = 0.25586
 F_{asx} = 1.34383

>Dirección
 Y
 λ = 0.21974
 F_{asy} = 1.28163

Si el resultado del factor de amplificación hubiera sido mayor que 1.5 las NTC-04 recomiendan llevar a cabo un análisis de segundo orden.

Para asegurarse de que el factor de amplificación calculado sea aplicable a este caso se debe revisar la siguiente condición.

$$\frac{H}{r} \geq \frac{35}{\sqrt{f'c Ag}}$$

> Dirección X		> Dirección Y	
H= 400.0	Pu= 172764.99	H= 400.0	Pu= 172764.99
r= 18.0	f'c= 250.0	r= 18.0	f'c= 250.0
	Ag= 3600		Ag= 3600
22.22222222	< 79.9	22.22222222	< 79.9
[ES VÁLIDO EL Fas]		[ES VÁLIDO EL Fas]	

Se calculan los momentos amplificados

Combinación	Pu	Pu e _{min}	Mx	My	Vx	Vy
CM+CV+SX+30%SY	172.765	5.183	66.401	14.995	27.093	6.470
CM+CV+30%SX+SY	172.765	5.183	19.920	49.983	8.128	21.567

Una vez conocidos los momentos amplificados, se procede al cálculo del área de acero necesaria. Para esta columna se propone, una columna cuadrada de 60 cm de lado.

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

Combinación	ρ	As	P _{RO}	P _{RX}	P _{RY}	P _R
CM+CV+SX+30%SY	0.0200	72.00	631.512	192.780	471.240	174.647
CM+CV+30%SX+SY	0.0160	57.60	590.890	385.560	214.200	179.540

> **Combinación 1 (CM+CV+SISMO X+ 30% SISMO Y)**

> Cálculo P_{RO}

Ac= 3528 cm^2
 F_R = 0.7
 f''_c = 170 kg/cm^2
 f_y = 4200 kg/cm^2

> Cálculo P_{RX}

ex= 0.38
 d/h = 0.92
 q = 0.49
 ex/h = 0.64

K= 0.45

> Cálculo P_{RY}

ey= 0.09
 d/h = 0.92
 q = 0.49
 ey/h = 0.14

K= 1.1

POR LO TANTO 172.765 < 174.647 **[SE ACEPTA]**

As= 72 cm^2 [RIGE]

> **Combinación 2 (CM+CV+30% SISMO X+ SISMO Y)**

> Cálculo P_{RO}

Ac= 3542.4
 F_R = 0.7
 f''_c = 170
 f_y = 4200

> Cálculo P_{RX}

ex= 0.12
 d/h = 0.92
 q = 0.40
 ex/h = 0.19

K= 0.9

> Cálculo P_{RY}

ey= 0.29
 d/h = 0.92
 q = 0.40
 ey/h = 0.48

K= 0.5

POR LO TANTO 172.765 < 179.540 **[SE ACEPTA]**

As= 57.6 cm^2

Ahora sólo resta hacer la distribución de varillas para el área de acero mayor que resultó del paso anterior.

Área de acero requerida= 72.00 cm^2

proponiendo :

número de varillas	número de la varilla	área (cm^2)
4	10	31.67
8	8	40.54
0	0	0.00
total=		72.21
por lo tanto el area de acero		SE ACEPTA

5.6 Comparativa.

La comparativa se realizará en tres fases: la primera, comparando los elementos mecánicos obtenidos en el análisis lineal, la segunda las áreas de acero requeridas y la cantidad de refuerzo transversal, y la tercera, comparando la distribución de varillas y armado final del elemento.

5.6.1 Elementos mecánicos.

5.6.1.1 Trabes.

Para hacer la comparativa en los elementos mecánicos se presentan las siguientes tablas con los elementos mecánicos que influyen en el diseño del elemento, para este caso, en la travesía es el momento positivo, negativo y el cortante.

MARCO 3 (sentido X)							
Nivel	Tramo	M max (+) (t-m)		M max (-) (t-m)		V max (ton)	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D
4	A-B	10.942	10.040	26.610	24.610	14.010	13.490
	B-C	8.637	8.240	25.980	24.680	13.610	13.270
	C-D	8.694	8.260	25.720	24.290	13.570	13.190
	D-E	8.496	8.170	25.460	24.320	13.340	13.060
3	A-B	19.096	17.140	47.050	43.770	22.600	21.700
	B-C	16.434	15.160	46.510	43.880	22.230	21.580
	C-D	16.229	14.990	46.080	43.410	22.180	21.470
	D-E	16.598	15.310	46.550	44.280	22.100	21.470
2	A-B	28.942	25.650	59.070	55.120	26.070	24.980
	B-C	22.506	20.320	56.860	53.540	25.020	24.140
	C-D	22.376	20.180	56.280	52.930	24.910	24.020
	D-E	24.091	21.670	58.720	55.420	25.300	24.400
1	A-B	20.675	18.980	49.410	46.590	23.260	22.500
	B-C	17.061	15.780	47.800	45.280	22.620	21.950
	C-D	16.881	15.630	47.290	44.790	22.500	21.830
	D-E	17.166	15.700	47.500	44.980	22.350	21.660

MARCO 5 (sentido X)							
Nivel	Tramo	M max (+)		M max (-)		V max	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D
4	A-B	7.278	8.940	17.040	19.280	8.650	9.330
	B-C	5.576	6.570	16.560	18.710	8.330	8.890
	C-D	5.629	6.560	16.440	18.380	8.310	8.330
	D-E	5.593	6.760	16.540	19.090	8.250	8.920
3	A-B	13.426	16.650	30.160	33.770	13.710	14.750
	B-C	11.247	13.680	29.600	33.130	13.390	14.330
	C-D	11.113	13.450	29.340	32.750	13.320	14.240
	D-E	11.697	14.620	30.100	34.120	13.430	14.500
2	A-B	21.682	26.000	38.430	42.420	16.100	17.250
	B-C	16.473	13.550	36.720	33.020	15.230	14.300
	C-D	16.326	19.820	36.330	40.150	15.200	16.220
	D-E	18.143	22.400	38.420	42.990	15.620	16.830
1	A-B	14.628	17.160	31.630	34.350	14.130	14.910
	B-C	11.752	13.550	30.410	33.020	13.600	14.300
	C-D	11.606	13.400	30.090	32.680	13.530	14.220
	D-E	12.142	14.310	30.630	33.660	13.580	14.390

MARCO A (sentido Y)							
Nivel	Tramo	M max (+)		M max (-)		V max	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D
4	5-4	5.848	5.380	14.220	12.390	7.620	7.180
	4-3	4.565	4.150	13.890	12.620	7.300	6.960
	3-2	5.730	5.150	13.980	13.510	7.730	7.680
	2-1	3.867	6.850	11.500	11.130	5.300	7.360
3	5-4	9.994	10.000	24.580	22.370	11.790	11.410
	4-3	8.565	8.800	24.170	22.540	11.470	11.220
	3-2	8.706	8.520	24.630	23.060	12.160	11.840
	2-1	9.802	21.070	20.900	25.430	8.470	17.250
2	5-4	15.269	16.530	30.940	28.960	13.620	13.520
	4-3	11.890	13.470	29.630	28.400	12.920	12.970
	3-2	11.684	10.940	29.250	27.260	13.590	13.020
	2-1	16.455	31.500	27.250	36.860	10.140	24.540
1	5-4	10.796	11.400	25.770	24.110	12.120	11.950
	4-3	8.912	9.480	24.840	23.600	11.640	11.530
	3-2	8.968	8.620	25.170	23.070	12.300	11.860
	2-1	10.262	24.690	21.280	28.990	8.590	19.650

MARCO C (sentido Y)							
Nivel	Tramo	M max (+)		M max (-)		V max	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D
4	5-4	10.997	8.650	26.060	20.160	13.400	11.820
	4-3	6.175	6.740	25.440	20.590	12.820	11.510
	3-2	8.231	8.660	25.640	22.590	13.680	12.980
	2-1	8.121	11.390	21.200	18.280	8.920	11.930
3	5-4	19.927	16.140	46.730	37.490	21.760	19.520
	4-3	16.832	14.120	45.800	37.790	21.090	19.220
	3-2	16.938	14.450	46.790	39.430	22.500	20.700
	2-1	21.850	34.800	39.450	42.090	15.150	28.430
2	5-4	31.431	26.670	59.270	48.820	25.380	23.150
	4-3	24.236	21.540	56.650	47.880	23.970	22.230
	3-2	23.474	18.270	57.300	46.610	25.320	22.710
	2-1	36.657	52.500	52.120	61.440	18.480	40.780
1	5-4	21.796	19.000	49.200	41.190	22.450	20.680
	4-3	17.715	15.750	47.260	40.270	21.480	19.940
	3-2	17.570	14.710	47.930	39.810	22.800	20.830
	2-1	23.092	41.410	40.410	48.620	15.430	32.820

5.6.1.2 Columnas.

Para la comparativa de los elementos en las columnas se añade, con respecto a las trabes, la fuerza normal, y los momentos y cortantes son para cada sentido.

MARCO 3 (sentido X)											
Eje	Nivel	N (ton)		Mx (t-m)		My (t-m)		Vx (ton)		Vy (ton)	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D	MP	3D	MP	3D
A	4	16.531	20.230	5.940	4.310	13.509	12.270	0.400	0.950	4.905	4.390
	3	38.060	46.140	22.580	20.290	22.255	20.570	7.880	6.910	9.768	8.950
	2	56.130	69.330	19.420	17.410	22.420	21.090	12.720	11.480	12.405	11.650
	1	77.034	93.300	13.910	13.390	2.375	1.510	14.200	13.380	13.012	12.070
B	4	39.783	42.420	27.380	24.400	21.080	16.200	10.030	8.820	7.616	5.660
	3	98.036	103.660	43.960	40.170	35.086	28.370	19.500	17.720	15.367	12.250
	2	157.059	166.470	44.920	41.260	35.454	29.460	24.630	22.660	19.606	16.220

	1	215.722	227.220	6.740	5.780	3.668	1.920	26.750	24.500	20.644	16.940
C	4	39.413	42.300	26.800	24.240	26.729	19.790	9.860	8.830	9.712	7.000
	3	97.463	103.740	43.160	39.640	43.962	30.040	19.000	17.380	19.284	14.740
	2	155.575	166.200	43.600	40.170	44.454	35.440	24.050	22.170	24.567	19.460
	1	213.728	226.820	5.700	4.960	4.898	2.930	25.640	23.580	25.994	20.480
D	4	38.673	41.420	27.800	25.490	21.080	16.230	10.370	9.440	7.616	5.670
	3	95.286	101.140	44.250	40.850	35.086	28.400	19.650	18.060	15.367	12.270
	2	151.479	161.330	44.950	41.530	35.454	29.480	24.650	22.170	19.606	16.240
	1	208.242	220.290	6.390	5.680	3.668	1.920	25.750	23.750	20.644	16.950
E	4	24.751	27.650	25.460	24.480	13.510	12.830	8.850	8.850	4.906	4.610
	3	62.790	68.670	36.700	34.840	22.256	21.370	15.200	14.420	9.768	9.310
	2	108.050	113.240	34.690	32.910	22.420	21.890	20.260	19.120	12.405	12.090
	1	142.364	153.350	1.130	1.630	2.375	1.630	22.240	21.100	13.012	12.530

MARCO 5 (sentido X)											
Eje	Nivel	N (ton)		Mx (t-m)		My (t-m)		Vx (ton)		Vy (ton)	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D	MP	3D	MP	3D
A	4	5.529	6.630	5.100	5.840	2.856	3.340	0.220	0.370	0.299	0.030
	3	10.439	11.470	16.700	18.150	11.986	12.170	5.990	6.510	4.176	4.340
	2	11.120	11.880	14.390	15.540	10.282	11.030	9.300	10.090	6.758	7.020
	1	15.284	15.270	8.300	9.490	7.563	6.280	10.140	11.270	7.160	7.700
B	4	17.209	20.630	18.920	20.380	3.894	3.210	6.930	7.390	0.830	0.720
	3	39.883	46.290	30.450	32.610	18.226	16.160	13.510	14.430	6.225	5.560
	2	60.124	69.330	30.980	33.050	15.597	14.780	17.000	18.220	10.329	9.420
	1	82.422	92.650	4.490	3.600	12.510	9.460	18.240	18.660	11.174	10.680
C	4	16.032	19.480	18.480	20.770	7.203	5.260	6.790	7.200	0.064	0.170
	3	36.714	43.450	29.780	32.780	24.441	20.300	13.120	14.530	8.649	7.180
	2	53.792	63.740	29.980	33.010	21.237	18.740	16.560	18.180	13.746	11.730
	1	73.787	85.050	3.820	4.160	13.647	9.820	17.530	18.830	15.243	13.590
D	4	16.459	19.230	19.130	20.770	3.894	3.210	7.120	7.700	0.830	0.720
	3	37.993	43.140	30.430	32.780	18.226	16.170	13.520	14.530	6.225	5.570
	2	56.274	63.580	30.820	33.010	15.597	14.780	16.920	18.180	10.329	9.430
	1	77.272	85.210	4.290	4.160	12.510	9.480	17.650	18.830	11.174	10.680
E	4	11.189	15.480	16.540	17.660	2.857	3.810	5.600	5.900	0.299	0.180
	3	27.498	36.330	24.240	25.940	11.987	12.790	9.960	10.600	4.176	4.600
	2	44.159	57.290	22.810	24.130	10.283	11.580	13.430	14.290	6.758	7.340
	1	60.293	75.550	0.270	0.920	7.563	6.350	14.620	15.610	7.160	8.050

MARCO A (sentido Y)											
Eje	Nivel	N (ton)		Mx (t-m)		My (t-m)		Vx (ton)		Vy (ton)	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D	MP	3D	MP	3D
1	4	7.554	12.210	2.944	5.880	11.500	11.120	0.034	0.780	3.730	4.010
	3	17.902	33.090	10.857	15.970	17.490	20.480	3.859	5.860	7.090	8.930
	2	28.346	59.040	9.252	13.660	16.390	21.530	6.058	8.870	9.740	11.950
	1	38.588	80.620	6.359	8.010	1.300	2.660	6.377	9.520	10.450	12.600
2	4	13.661	11.670	4.646	2.590	16.820	20.460	0.470	1.100	6.510	8.590
	3	30.804	19.380	18.783	15.230	25.230	30.370	6.530	5.110	11.320	14.170
	2	44.811	18.570	16.038	12.720	25.550	32.560	10.554	8.550	13.910	17.150
	1	61.449	22.020	11.960	11.140	5.330	11.810	11.544	9.900	14.750	18.200
3	4	16.532	20.230	5.943	4.310	13.510	12.270	0.396	0.950	4.900	4.390
	3	38.058	46.140	22.581	20.290	22.260	20.570	7.881	6.910	9.770	8.950
	2	56.135	69.330	19.419	17.410	22.420	21.090	12.718	11.480	12.400	11.650
	1	77.026	93.000	13.913	13.390	2.380	1.510	14.204	13.380	13.010	12.070
4	4	17.405	19.280	1.444	0.980	14.440	14.220	2.520	2.670	5.290	5.310
	3	39.750	42.920	21.277	20.510	23.200	23.040	6.846	6.570	10.290	10.290
	2	58.658	63.600	18.321	17.510	23.710	24.220	11.877	11.450	13.000	13.170
	1	79.821	84.400	14.383	14.280	3.440	4.330	11.738	11.800	13.900	13.940
5	4	5.528	6.630	5.105	5.840	2.860	3.340	0.219	0.370	0.300	0.030
	3	10.441	11.470	16.699	18.150	11.990	12.170	5.988	6.510	4.180	4.340
	2	11.123	11.880	14.393	15.540	10.280	11.030	9.304	10.090	6.760	7.020
	1	15.282	15.270	8.803	9.490	7.560	6.280	10.138	11.270	7.160	7.700

MARCO C (sentido Y)											
Eje	Nivel	N (ton)		Mx (t-m)		My (t-m)		Vx (ton)		Vy (ton)	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D	MP	3D	MP	3D
1	4	14.360	20.750	12.471	17.690	21.200	18.450	4.602	6.540	6.730	6.640
	3	36.158	59.210	19.899	27.610	33.710	34.290	8.785	12.200	13.550	14.910
	2	61.272	110.020	19.947	27.380	31.610	36.490	11.030	15.230	18.850	20.110
	1	83.314	151.440	2.485	2.860	3.390	4.980	11.619	15.800	20.260	21.370
2	4	28.454	22.450	22.354	18.950	33.400	34.110	8.218	6.910	12.930	14.360
	3	69.265	43.660	36.038	30.730	49.830	51.160	15.872	13.490	22.350	23.830

	2	109.555	54.510	36.351	30.920	50.700	55.270	20.06	17.100	27.570	28.990
	1	150.371	69.670	4.693	3.740	10.750	20.790	21.314	18.200	29.420	31.050
3	4	39.411	42.300	26.803	24.240	26.730	19.790	9.858	8.830	9.710	7.000
	3	97.463	103.740	43.155	39.640	43.960	34.040	19.003	17.380	19.280	14.740
	2	155.574	166.200	43.605	40.170	44.450	35.440	24.053	22.170	24.570	19.460
	1	213.733	226.820	5.704	4.960	4.890	2.930	25.639	23.580	26.000	20.480
4	4	38.697	39.730	20.505	20.150	28.550	22.880	7.037	6.900	10.470	8.490
	3	95.453	96.400	39.120	38.110	45.920	38.380	16.82	16.390	20.360	17.070
	2	153.023	153.750	40.707	39.390	47.000	40.830	22.268	21.620	25.760	22.090
	1	210.138	209.450	5.053	4.470	7.150	8.020	23.343	22.530	27.880	23.950
5	4	16.034	19.480	18.480	19.930	7.200	5.260	6.795	7.290	0.600	0.170
	3	36.714	43.450	29.784	32.000	24.440	18.740	13.123	14.060	8.650	7.180
	2	53.796	63.740	29.982	32.040	21.240	28.180	16.556	17.760	13.750	11.730
	1	73.787	85.050	3.819	3.600	13.650	41.760	17.531	18.660	15.240	13.590

5.6.2 Requerimientos de acero.

5.6.2.1 Trabes.

Una vez expuestos los elementos mecánicos, se procede a calcular las áreas de acero requeridas para cubrir tales elementos, a continuación se presenta los resultados en trabes.

MARCO 3							
Nivel	Tramo	As M(+)		As M(-)		Estribos	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D
4	A-B	6.34	6.10	13.38	12.83	#3 @ 26	#3 @ 17
	B-C	5.71	5.80	11.96	12.17	#3 @ 31	#3 @ 16
	C-D	6.07	6.21	12.78	13.08	#3 @ 30	#3 @ 16
	D-E	4.62	4.62	7.85	6.37	#3 @ 57	#3 @ 18
3	A-B	12.89	10.76	28.46	23.36	#3 @ 14	#3 @ 11
	B-C	12.50	10.68	27.48	23.16	#3 @ 15	#3 @ 11
	C-D	12.47	10.63	27.41	23.04	#3 @ 15	#3 @ 11
	D-E	10.55	8.65	22.76	18.41	#3 @ 15	#3 @ 11
2	A-B	13.92	13.57	33.59	30.39	#3 @ 12	#3 @ 9
	B-C	13.80	13.42	33.35	30.00	#3 @ 13	#3 @ 9
	C-D	13.71	13.28	33.12	29.63	#3 @ 13	#3 @ 9

	D-E	13.20	12.08	31.82	26.59	#3 @ 14	#3 @ 9
1	A-B	13.81	11.82	30.79	25.93	#3 @ 14	#3 @ 10
	B-C	13.39	11.48	29.73	25.09	#3 @ 14	#3 @ 10
	C-D	13.32	11.41	29.55	24.92	#3 @ 14	#3 @ 10
	D-E	11.87	10.13	25.91	21.85	#3 @ 15	#3 @ 10

MARCO 5							
Nivel	Tramo	As M(+)		As M(-)		Estribos	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D
4	A-B	4.86	4.84	10.39	10.06	#3 @ 68	#3 @ 30
	B-C	4.25	4.68	9.00	9.73	#3 @ 68	#3 @ 29
	C-D	4.28	4.62	9.07	9.57	#3 @ 68	#3 @ 29
	D-E	4.05	4.76	8.54	9.89	#3 @ 68	#3 @ 28
3	A-B	9.90	8.75	18.80	18.94	#3 @ 27	#3 @ 16
	B-C	7.97	8.57	17.11	18.51	#3 @ 33	#3 @ 16
	C-D	7.81	8.47	16.74	18.28	#3 @ 33	#3 @ 16
	D-E	8.63	8.82	18.65	19.13	#3 @ 33	#3 @ 16
2	A-B	14.59	11.25	24.78	25.18	#3 @ 24	#3 @ 13
	B-C	10.29	10.72	22.71	23.82	#3 @ 29	#3 @ 14
	C-D	10.12	10.60	22.29	23.50	#3 @ 28	#3 @ 14
	D-E	11.32	11.39	25.38	25.55	#3 @ 28	#3 @ 13
1	A-B	10.57	8.99	20.60	19.54	#3 @ 27	#3 @ 16
	B-C	8.74	8.62	18.93	18.63	#3 @ 31	#3 @ 16
	C-D	8.64	8.53	18.68	18.42	#3 @ 31	#3 @ 16
	D-E	9.24	8.79	20.14	19.03	#3 @ 31	#3 @ 16

MARCO A							
Nivel	Tramo	As M(+)		As M(-)		Estribos	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D
4	5-4	3.56	4.50	6.03	9.50	#3 @ 68	#3 @ 30
	4-3	3.56	3.92	5.78	8.20	#3 @ 68	#3 @ 28
	3-2	3.56	3.95	5.61	8.27	#3 @ 68	#3 @ 29
	2-1	3.56	3.76	4.31	7.84	#3 @ 68	#3 @ 27
3	5-4	6.60	8.67	11.88	18.75	#3 @ 57	#3 @ 16
	4-3	5.44	8.01	11.33	17.20	#3 @ 57	#3 @ 17
	3-2	5.20	7.83	10.82	16.77	#3 @ 57	#3 @ 17

	2-1	6.89	8.67	11.81	18.76	#3 @ 25	#3 @ 16
2	5-4	9.75	10.95	15.55	24.41	#3 @ 30	#3 @ 14
	4-3	7.02	10.22	14.82	22.56	#3 @ 57	#3 @ 14
	3-2	6.44	10.04	13.54	22.09	#3 @ 57	#3 @ 14
	2-1	13.30	11.26	18.41	25.20	#3 @ 13	#3 @ 13
1	5-4	7.44	9.30	13.49	20.29	#3 @ 57	#3 @ 15
	4-3	6.15	8.66	12.89	18.73	#3 @ 57	#3 @ 16
	3-2	5.59	8.55	11.67	18.47	#3 @ 57	#3 @ 16
	2-1	11.29	9.14	15.42	19.89	#3 @ 15	#3 @ 15

MARCO C							
Nivel	Tramo	As M(+)		As M(-)		Estribos	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D
4	5-4	6.23	6.23	9.38	8.93	#3 @ 49	#3 @ 21
	4-3	6.23	6.23	9.38	9.39	#3 @ 49	#3 @ 22
	3-2	6.23	6.23	10.05	9.96	#3 @ 49	#3 @ 18
	2-1	6.23	6.23	6.23	6.23	#3 @ 49	#3 @ 28
3	5-4	9.88	8.75	19.41	16.49	#3 @ 17	#3 @ 14
	4-3	9.37	8.75	19.73	17.23	#3 @ 19	#3 @ 13
	3-2	9.35	8.75	19.68	17.77	#3 @ 17	#3 @ 12
	2-1	7.06	8.75	13.92	11.12	#3 @ 15	#3 @ 13
2	5-4	14.88	10.67	26.14	22.35	#3 @ 14	#3 @ 11
	4-3	13.40	11.02	26.76	23.12	#3 @ 15	#3 @ 11
	3-2	11.80	10.61	25.27	22.22	#3 @ 15	#3 @ 11
	2-1	10.48	9.05	22.23	18.82	#3 @ 8	#3 @ 7
1	5-4	12.28	9.79	23.08	20.42	#3 @ 15	#3 @ 13
	4-3	10.92	9.94	23.23	20.75	#3 @ 17	#3 @ 12
	3-2	10.10	9.21	21.37	19.16	#3 @ 16	#3 @ 12
	2-1	9.42	8.75	19.83	16.86	#3 @ 9	#3 @ 8

5.6.2.2 Columnas.

De igual manera se hace en las columnas, pero aquí se añade el porcentaje de acero, que sirve para dar más información del requerimiento de acero. Los

porcentajes de acero y las áreas de acero requeridas son las que se presentan en las tablas siguientes.

MARCO 3							
Eje	Nivel	ρ		As		Estribos	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D
A	4	0.0154	0.0140	18.92	17.12	#3 @ 36	#3 @ 33
	3	0.0100	0.0100	25.00	25.00	#3 @ 23	#3 @ 23
	2	0.0119	0.0100	29.72	25.00	#3 @ 18	#3 @ 18
	1	0.0134	0.0114	35.51	28.51	#3 @ 15	#3 @ 15
B	4	0.0288	0.0182	46.00	36.90	#3 @ 18	#3 @ 19
	3	0.0136	0.0132	48.91	47.62	#3 @ 13	#3 @ 11
	2	0.0200	0.0194	72.00	69.81	#3 @ 10	#3 @ 11
	1	0.0203	0.0206	71.86	74.20	#3 @ 11	#3 @ 12
C	4	0.0187	0.0182	37.96	36.90	#3 @ 21	#3 @ 19
	3	0.0131	0.0132	47.26	47.39	#3 @ 11	#3 @ 10
	2	0.0203	0.0198	71.36	71.41	#3 @ 11	#3 @ 10
	1	0.0198	0.0200	71.17	71.88	#3 @ 8	#3 @ 8
D	4	0.0167	0.0169	33.72	34.18	#3 @ 19	#3 @ 18
	3	0.0114	0.0121	40.94	43.67	#3 @ 13	#3 @ 11
	2	0.0185	0.0190	66.61	68.50	#3 @ 11	#3 @ 11
	1	0.0182	0.0190	65.33	68.23	#3 @ 9	#3 @ 8
E	4	0.0281	0.0288	34.39	35.29	#3 @ 49	#3 @ 49
	3	0.0178	0.0181	44.51	45.31	#3 @ 18	#3 @ 27
	2	0.0228	0.0225	57.09	56.16	#3 @ 14	#3 @ 15
	1	0.0179	0.0176	44.82	43.88	#3 @ 12	#3 @ 12

MARCO 5							
Eje	Nivel	ρ		As		Estribos	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D
A	4	0.0128	0.0163	15.64	19.99	#3 @ 37	#3 @ 36
	3	0.0100	0.0100	25.00	25.00	#3 @ 19	#3 @ 19
	2	0.0139	0.0135	34.69	33.66	#3 @ 14	#3 @ 14
	1	0.0163	0.0160	40.82	40.06	#3 @ 15	#3 @ 14
B	4	0.0278	0.0319	34.03	39.12	#3 @ 33	#3 @ 37
	3	0.0173	0.0177	43.19	44.33	#3 @ 17	#3 @ 17
	2	0.0227	0.0230	56.82	57.62	#3 @ 12	#3 @ 12
	1	0.0176	0.0179	43.93	44.71	#3 @ 11	#3 @ 10

C	4	0.0260	0.0291	31.79	35.62	#3 @ 40	#3 @ 49
	3	0.0167	0.0170	41.79	42.42	#3 @ 19	#3 @ 18
	2	0.0223	0.0223	55.66	55.81	#3 @ 13	#3 @ 13
	1	0.0175	0.0176	43.71	44.01	#3 @ 12	#3 @ 11
D	4	0.0262	0.0295	32.05	36.19	#3 @ 40	#3 @ 47
	3	0.0171	0.0176	42.67	44.07	#3 @ 18	#3 @ 17
	2	0.0225	0.0231	56.37	57.68	#3 @ 12	#3 @ 12
	1	0.0171	0.0175	42.78	43.77	#3 @ 11	#3 @ 10
E	4	0.0268	0.0290	32.80	35.52	#3 @ 19	#3 @ 19
	3	0.0129	0.0134	32.18	33.45	#3 @ 11	#3 @ 11
	2	0.0172	0.0171	42.93	42.87	#3 @ 20	#3 @ 20
	1	0.0161	0.0160	40.14	40.08	#3 @ 17	#3 @ 17

MARCO A							
Eje	Nivel	ρ		As		Estribos	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D
1	4	0.0159	0.0153	19.47	18.71	#3 @ 31	#3 @ 34
	3	0.0100	0.0100	25.00	25.00	#3 @ 15	#3 @ 16
	2	0.0107	0.0100	26.65	25.00	#3 @ 10	#3 @ 11
	1	0.0100	0.0103	25.00	25.72	#3 @ 18	#3 @ 10
2	4	0.0244	0.0220	29.90	26.90	#3 @ 15	#3 @ 15
	3	0.0169	0.0158	42.31	39.58	#3 @ 9	#3 @ 10
	2	0.0188	0.0174	46.93	43.38	#3 @ 6	#3 @ 13
	1	0.0139	0.0116	34.74	28.91	#3 @ 9	#3 @ 10
3	4	0.0154	0.0140	18.92	17.12	#3 @ 36	#3 @ 33
	3	0.0100	0.0100	25.00	25.00	#3 @ 23	#3 @ 23
	2	0.0119	0.0100	29.72	25.00	#3 @ 18	#3 @ 18
	1	0.0134	0.0114	35.51	28.51	#3 @ 15	#3 @ 15
4	4	0.0204	0.0170	24.95	20.87	#3 @ 38	#3 @ 37
	3	0.0109	0.0100	27.34	25.00	#3 @ 21	#3 @ 23
	2	0.0132	0.0131	33.12	32.72	#3 @ 16	#3 @ 19
	1	0.0105	0.0132	26.34	32.94	#3 @ 13	#3 @ 14
5	4	0.0128	0.0163	15.64	19.99	#3 @ 37	#3 @ 36
	3	0.0100	0.0100	25.00	25.00	#3 @ 19	#3 @ 19
	2	0.0139	0.0135	34.69	33.66	#3 @ 14	#3 @ 14
	1	0.0163	0.0160	40.82	40.06	#3 @ 15	#3 @ 14

MARCO C							
Eje	Nivel	ρ		As		Estribos	
		MP	3D	MP	3D	MP	3D
1	4	0.0173	0.0199	21.23	24.35	#3 @ 17	#3 @ 17
	3	0.0138	0.0151	34.53	37.77	#3 @ 11	#3 @ 11
	2	0.0184	0.0188	45.91	47.11	#3 @ 13	#3 @ 13
	1	0.0103	0.0120	25.77	30.07	#3 @ 9	#3 @ 9
2	4	0.0250	0.0249	50.60	50.50	#3 @ 22	#3 @ 20
	3	0.0180	0.0178	64.66	64.14	#3 @ 10	#3 @ 11
	2	0.0251	0.0247	90.53	88.85	#3 @ 6	#3 @ 7
	1	0.0157	0.0155	56.55	55.69	#3 @ 5	#3 @ 5
3	4	0.0187	0.0182	37.96	36.90	#3 @ 21	#3 @ 19
	3	0.0131	0.0132	47.26	47.39	#3 @ 11	#3 @ 10
	2	0.0203	0.0198	71.36	71.41	#3 @ 11	#3 @ 10
	1	0.0198	0.0200	71.17	71.88	#3 @ 8	#3 @ 8
4	4	0.0203	0.0220	41.13	44.61	#3 @ 22	#3 @ 21
	3	0.0150	0.0154	53.88	55.60	#3 @ 12	#3 @ 11
	2	0.0223	0.0238	80.10	85.70	#3 @ 8	#3 @ 10
	1	0.0172	0.0217	61.96	78.07	#3 @ 7	#3 @ 8
5	4	0.0260	0.0291	31.79	35.62	#3 @ 40	#3 @ 49
	3	0.0167	0.0170	41.79	42.42	#3 @ 19	#3 @ 18
	2	0.0223	0.0223	55.66	55.81	#3 @ 13	#3 @ 13
	1	0.0175	0.0176	43.71	44.01	#3 @ 12	#3 @ 11

5.6.3 Distribución del refuerzo longitudinal.

Se realizó la distribución del refuerzo longitudinal para las trabes y columnas más desfavorables, tal y como se haría en la práctica con un diseño real. Se eligieron en total ocho trabes y cuatro columnas. Las trabes fueron elegidas: dos de centro en sentido X, dos de borde en sentido X, dos de centro en sentido Y, dos de borde en sentido Y, la primera de cada par de trabes está destinada al nivel cuatro y la trabe restante será la sección para las trabes de los niveles uno, dos y tres. Las columnas se eligieron bajo el mismo criterio, pero omitiendo el sentido: es decir, dos trabes de

centro y dos de borde, la primera de cada par es para el nivel cuatro y la otra para los niveles inferiores. La nomenclatura de las secciones es la siguiente:

Te ; Tipo de elemento (“T”, corresponde a trabe y “C” a columna).

U ; Es la ubicación de la trabe (“P” corresponde a centro y “S” a borde).

Se ; Es el sentido de la trabes (“X” sentido X y “Y” corresponde al sentido Y).

N ; Es el nivel en el que estará tal elemento (“1” corresponde al nivel 4 y “2” al nivel 1, 2, y 3).

5.6.3.1 Trabes.

>Trabe TPX1 Momento (+)			Momento (+)		
MARCO PLANO			MARCO 3D		
As requerida= 6.34 cm ²			As requerida= 6.21 cm ²		
Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)	Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)
2	5	3.96	2	5	3.96
2	4	2.53	2	4	2.53
total=		6.49	total=		6.49
el área de acero		[SE ACEPTA]	el área de acero		[SE ACEPTA]

Momento (-)			Momento (-)		
MARCO PLANO			MARCO 3D		
As requerida= 13.38 cm ²			As requerida= 13.08 cm ²		
Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)	Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)
4	6	11.40	4	6	11.40
2	4	2.53	2	4	2.53
total=		13.93	total=		13.93
el área de acero		[SE ACEPTA]	el área de acero		[SE ACEPTA]

>Trabe TPX2 Momento (+)			Momento (+)		
MARCO PLANO			MARCO 3D		
As requerida= 13.92 cm ²			As requerida= 13.57 cm ²		
Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)	Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)
2	8	10.13	2	7	7.76
2	5	3.96	3	5	5.94

total= 14.09
 el área de acero **[SE ACEPTA]**

total= 13.70
 el área de acero **[SE ACEPTA]**

Momento (-)			Momento (-)		
MARCO PLANO			MARCO 3D		
As requerida= 33.59 cm ²			As requerida= 30.39 cm ²		
Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)	Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)
4	10	31.67	6	8	30.40
2	5	3.96			0.00
total= 35.63			total= 30.40		
el área de acero [SE ACEPTA]			el área de acero [SE ACEPTA]		

>Trabe TSX1

Momento (+)			Momento (+)		
MARCO PLANO			MARCO 3D		
As requerida= 4.86 cm ²			As requerida= 4.84 cm ²		
Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)	Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)
2	5	3.96	2	5	3.96
1	4	1.27	1	4	1.27
total= 5.23			total= 5.23		
el área de acero [SE ACEPTA]			el área de acero [SE ACEPTA]		

Momento (-)			Momento (-)		
MARCO PLANO			MARCO 3D		
As requerida= 10.39 cm ²			As requerida= 10.06 cm ²		
Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)	Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)
4	5	7.92	4	5	7.92
2	4	2.53	2	4	2.53
total= 10.45			total= 10.45		
el área de acero [SE ACEPTA]			el área de acero [SE ACEPTA]		

Los croquis de armados correspondientes para cada traveses se encuentran en el apartado de anexos, en el anexo A.

>Trabe TSX2 Momento (+)

MARCO PLANO			MARCO 3D		
-------------	--	--	----------	--	--

As requerida= 14.59 cm²As requerida= 11.39 cm²

Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)	Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)
4	6	11.40	4	6	11.40
2	5	3.96			0.00

total= 15.36

total= 11.40

el área de acero **[SE ACEPTA]**el área de acero **[SE ACEPTA]**

Momento (-)

MARCO PLANO			MARCO 3D		
-------------	--	--	----------	--	--

As requerida= 25.38 cm²As requerida= 25.55 cm²

Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)	Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)
4	8	20.27	4	8	20.27
2	6	5.70	2	6	5.70

total= 25.97

total= 25.97

el área de acero **[SE ACEPTA]**el área de acero **[SE ACEPTA]****>Trabe TPY1** Momento (+)

MARCO PLANO			MARCO 3D		
-------------	--	--	----------	--	--

As requerida= 6.23 cm²As requerida= 6.23 cm²

Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)	Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)
5	4	6.33	5	4	6.33
		0.00			0.00

total= 6.33

total= 6.33

el área de acero **[SE ACEPTA]**el área de acero **[SE ACEPTA]**

Momento (-)

MARCO PLANO			MARCO 3D		
-------------	--	--	----------	--	--

As requerida= 10.05 cm²As requerida= 9.96 cm²

Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)	Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)
2	6	5.70	2	6	5.70
4	4	5.07	4	4	5.07

total= 10.77

total= 10.77

el área de acero **[SE ACEPTA]**el área de acero **[SE ACEPTA]**

>Columna CP2

MARCO PLANO			MARCO 3D		
As requerida= 90.53 cm ²			As requerida= 88.85 cm ²		
Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)	Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)
12	10	95.01	12	10	95.01
		0.00			0.00
total=		95.01	total=		95.01
el área de acero		[SE ACEPTA]	el área de acero		[SE ACEPTA]

Consultar anexo D.

>Columna CS1

MARCO PLANO			MARCO 3D		
As requerida= 34.39 cm ²			As requerida= 39.12 cm ²		
Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)	Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)
4	8	20.27	8	8	40.54
4	7	15.52			0.00
total=		35.79	total=		40.54
el área de acero		[SE ACEPTA]	el área de acero		[SE ACEPTA]

>Columna CS2

MARCO PLANO			MARCO 3D		
As requerida= 57.09 cm ²			As requerida= 57.68 cm ²		
Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)	Núm. de varillas	# varilla	Área (cm ²)
12	8	60.80	12	8	60.80
		0.00			0.00
total=		60.80	total=		60.80
el área de acero		[SE ACEPTA]	el área de acero		[SE ACEPTA]

Consultar anexo E

CONCLUSIONES

Con la presente investigación se llevó a cabo el análisis y diseño del edificio de concreto reforzado de cuatro niveles, ubicado en la ciudad de Uruapan, Michoacán, desplantado en terreno tipo I. Para dicho análisis se consideró el sistema estructural a base de marcos conformados por trabes como los elementos horizontales y columnas como los elementos verticales.

Cabe señalar que se realizaron dos análisis, el primero a base de marcos en el plano, es decir, que actúan de manera independiente el uno del otro, y el análisis del sistema completo o considerando el sistema en sus tres dimensiones (acción conjunta de los marcos).

Previamente se realizó su respectivo análisis sísmico, para obtener las fuerzas laterales que se aplicarían posteriormente al modelo. Además de esto también se realizó el análisis de cargas en la losa, para conocer las sollicitaciones debidas a los efectos gravitacionales que se presentarían de acuerdo con el destino del edificio.

Modelo a base de marcos planos.

Al observar los resultados obtenidos del análisis y diseño de marcos planos se pudo establecer lo siguiente:

Para el diseño considerando los efectos sísmicos, existen ciertas limitaciones inherentes debidas a la condición del marco plano, sobre todo cuando se trata de las columnas.

Las combinaciones de acciones que se marcan en el reglamento para el diseño por sismo, tiene una impacto casi nulo en el diseño de trabes, es decir, que la contribución del sismo en el sentido perpendicular a la trabe no produce una reacción de consideración.

Modelo a base de marcos en 3 dimensiones.

Con base en los resultados obtenidos se puede concluir que la interacción conjunta de los elementos estructurales produce resultados muy similares a la consideración de los marcos planos para estructuras regulares de varios niveles.

También es importante mencionar que el uso del software juega un papel importante en el análisis de marcos en 3D ya que sin él, analizar la estructura sería una labor sumamente laboriosa que tardaría mucho tiempo.

Todo lo anterior se realizó con el fin de satisfacer el objetivo general planteado originalmente al inicio de la tesis, el cual era:

Comparar los resultados del diseño estructural mediante el análisis de marcos planos y marcos en 3D para un edificio de cuatro niveles.

De esta manera se puede concluir que se cumplió con el objetivo planteado.

De igual manera se respondió a la pregunta de investigación:

¿Resultarán los elementos estructurales mayormente reforzados mediante el análisis de marcos planos ó el análisis de marcos en 3D?

Observando los resultados obtenidos se puede concluir que la variación en los elementos mecánico en trabes, es decir, momentos flexionantes es del orden de entre el 4% y el 8% mayor en el análisis de marcos planos y de un 2% a 4% en cuanto a cortante se refiere, salvo en casos muy particulares de tramos extremos en la trabe, donde los momentos resultaron mayores en aproximadamente 40% para los marcos en 3D. Para las columnas se registra un patrón similar en cuanto a momentos y cortante se refiere, con una variación levemente mayor en los marcos planos, pero para normal, la variación está entre el 5% y el 8% mayor para los marcos en 3D.

Para los requerimientos de acero longitudinal, se pudo observar que en trabes las diferencias están en el orden de entre 2% y 5% mayor para marcos planos pero para el requerimiento de acero transversal, la diferencia es contraria y más notoria en trabes de niveles superiores donde se requiere hasta el doble de acero en marcos en 3D que en marcos planos. En columnas, se pudo observar la misma tendencia, es decir, requerimientos de acero mayores para marcos planos menores al 10%, salvo

es algunas excepciones donde se requiere un área mayor en las columnas analizadas con los marcos en tres dimensiones.

Sin embargo en el armado final se pudo observar que no hay diferencias significativas ni en trabes, ni en columnas, esto debido a que no es posible cubrir el área de acero con exactitud y el redondeo final representa en la mayoría de las ocasiones resultados iguales.

Como se mencionó anteriormente, las estructuras en la vida real, son estructuras siempre en tres dimensiones, donde las cargas se reparten en los todos los miembros y en todas las direcciones, es por ello que un análisis considerando el sistema estructural como un modelo en tres dimensiones será más preciso y cercano a la realidad, pero como resultado de esta tesis se puede concluir que la consideración de los marcos planos, es una consideración bastante apegada a la realidad y por tanto, una consideración, por lo menos en cuanto a estructuras regulares se refiere.

BIBLIOGRAFÍA

Acosta Flores, Jesús. (2005)

Ingeniería de sistemas

Alfaomega. México.

Bazan, Enrique y Meli, Roberto. (2007)

Diseño sísmico de edificios

Limusa. México

Beaufit, Fred W. (1977)

Basic concepts of structural analysis

Prentice-Hall. E.U.A

Cifuentes Maldonado, Abelardo. (1990)

Análisis estructural

Cifuentes. México.

De Buen López de Heredia, Óscar y colaboradores. (1993)

Apuntes de diseño estructural

U.N.A.M. Facultad de ingeniería. México.

González Cuevas, Oscar M. (2009)

Aspectos fundamentales del concreto reforzado

Limusa. México.

Hill, Louis A. (1995)

Fundamentos de diseño estructural: acero, concreto y madera.

Alfaomega. México.

Kassimali, Aslam (2009)

Análisis estructural

Thomson Learning. México.

Kenneth, M. Leet. (2008)

Fundamentos de análisis estructural

McGraw Hill. México.

Meli Piralla, Roberto. (2008)

Diseño estructural

Limusa. México.

Pérez Alamá, Vicente. (1993)

Diseño y cálculo de estructuras de concreto reforzado por resistencia máxima y servicio

Trillas. México.

OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN

Colegio de ingenieros Civiles de Michoacán. (1999)

Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán.

Comisión Federal de Electricidad.

Manual de diseño de obras civiles

México.

Gobierno del Distrito Federal (2004)

Normas Técnicas Complementarias de Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Mendoza Espinosa, Yudith Paulina (2008)

Comparativa de diseño sísmico de edificios regulares de concreto reforzado por métodos de resistencia última y por desempeño, ubicados en distintas zonas del estado de Michoacán.

Tesis inédita de la escuela de Ingeniería Civil, del Universidad Don Vasco A.C. de Uruapan Michoacán, México.

Navarro Caballero, Enrique Omar (2009)

Apuntes de la materia de análisis estructural

Universidad Don Vasco. México.

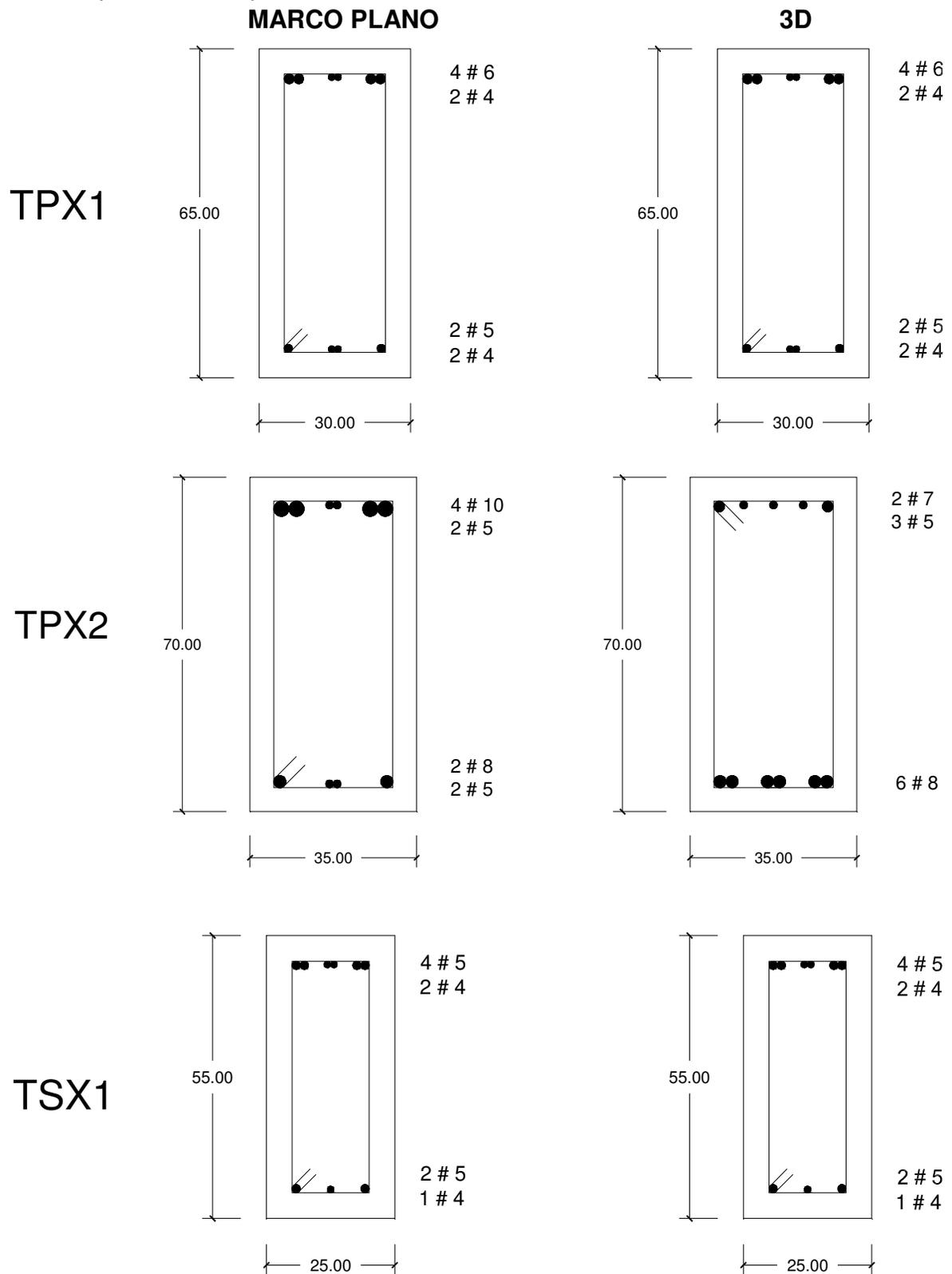
Navarro Caballero, Enrique Omar (2009)

Apuntes de la materia de ingeniería sísmica

Universidad Don Vasco. México.

ANEXOS

Anexo A. Croquis de armado para las trabes de centro en el eje X, tanto para marcos planos como para marcos en 3D.

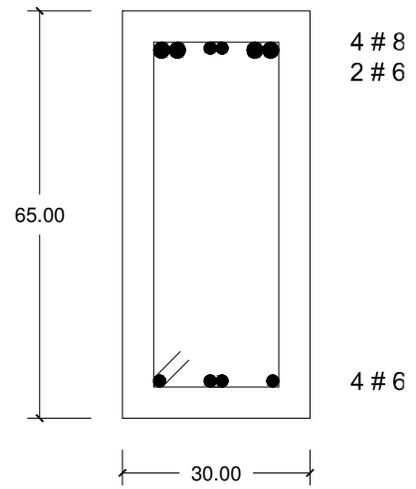
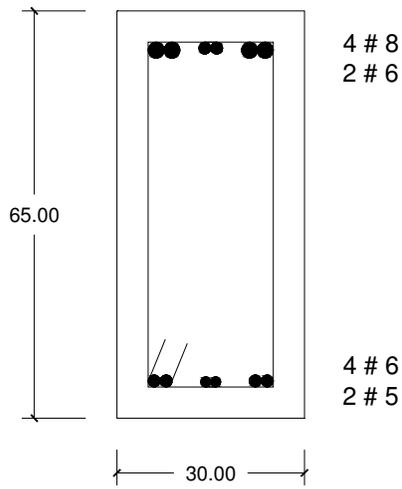


Anexo B. Croquis de armado para las traves de borde en el eje X, y las traves centrales del eje Y, tanto para marcos planos como para marcos en 3D.

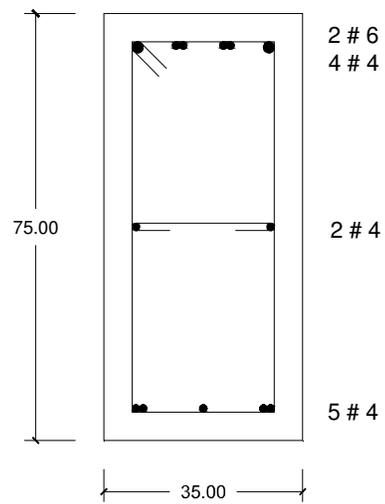
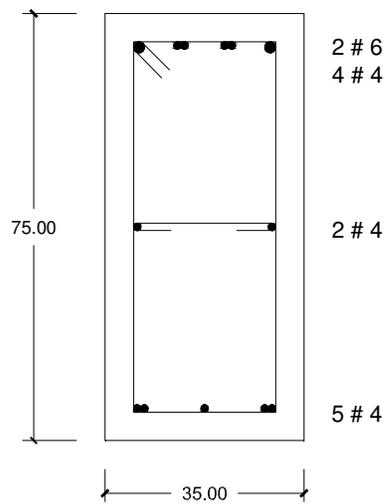
MARCO PLANO

3D

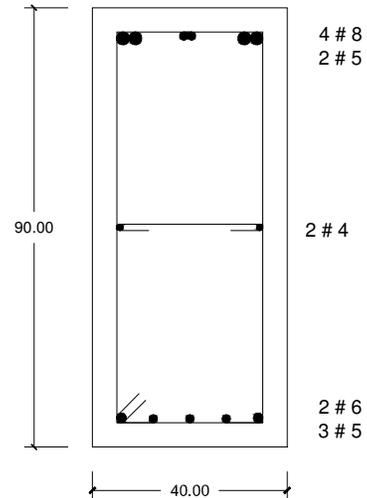
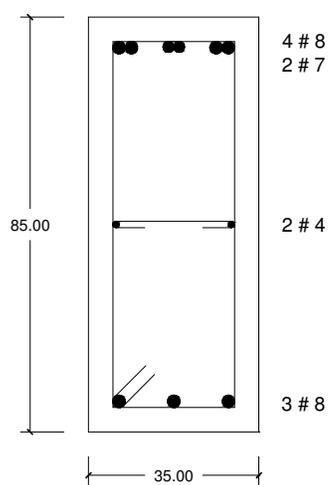
TSX2



TPY1



TPY2

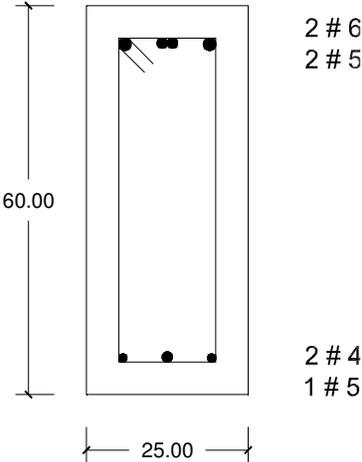
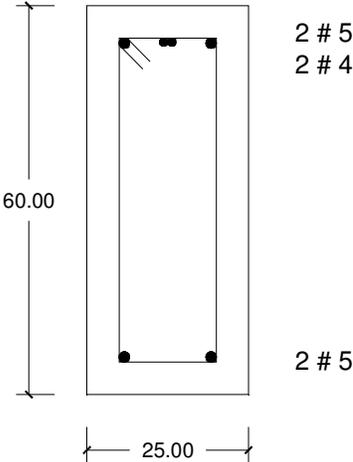


Anexo C. Croquis de armado para las traves de borde en el eje Y, tanto para marcos planos, como para marcos en 3D.

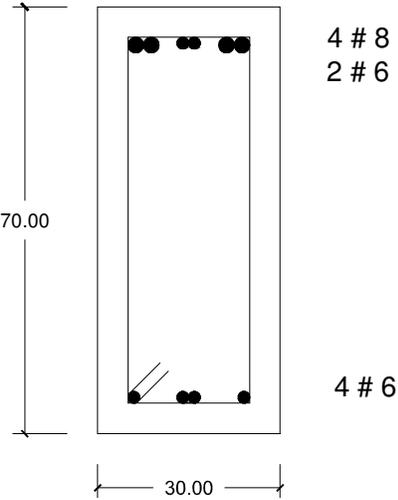
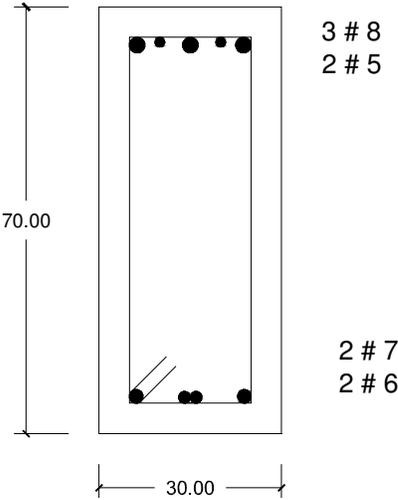
MARCO PLANO

3D

TSY1



TSY2

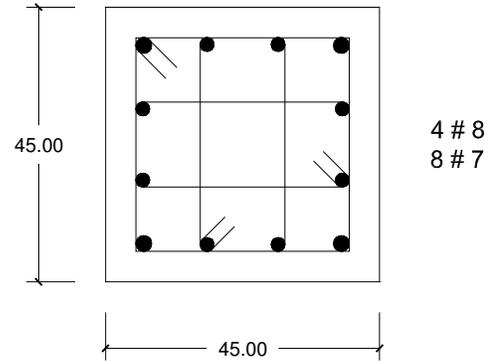
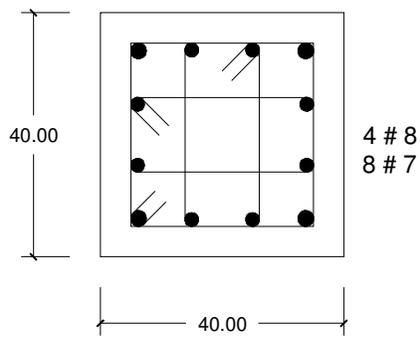


Anexo D. Croquis de armado para las columnas de centro para nivel 4 y de 1 a 3, tanto para marcos planos, como para marcos en 3D.

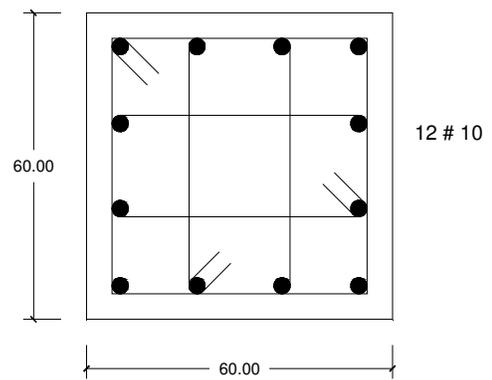
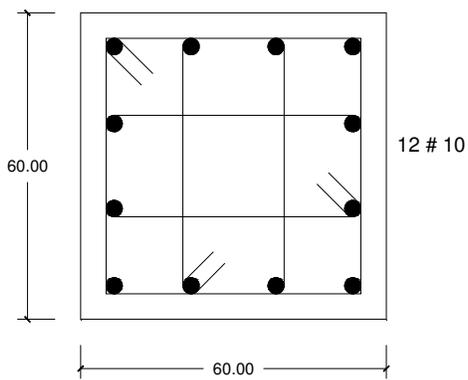
MARCO PLANO

3D

CP1



CP2

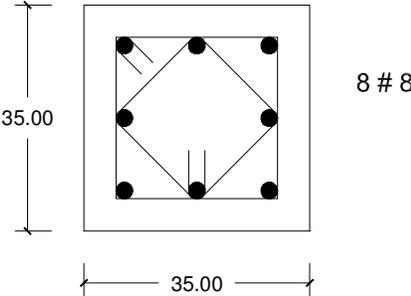
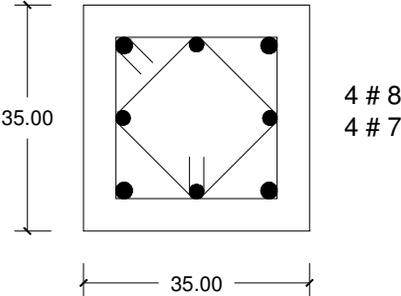


Anexo E. Croquis de armado para las columnas de borde para nivel 4 y de 1 a 3, tanto para marcos planos, como para marcos en 3D.

MARCO PLANO

3D

CS1



CS2

