

# Universidad Autónoma de Baja California

## Facultad de Ingeniería Ensenada

---

---

### Análisis y Diseño Estructural de un Edificio de Estacionamientos para la Universidad Autónoma de Baja California, Unidad Ensenada

T E S I S

Que para obtener el grado de:

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A:

**DONOBHAN PRESICHI GERARDO**



Director: MI Joel Melchor Ojeda Ruiz

Ensenada Baja California, México 2005

*Agradecimientos*

**MI Joel M Ojeda Ruiz**  
*Por su paciencia y amistad gracias profesor*

**A los profesores**  
**MC Alberto Parra Meza e Ing. Felipe de Jesús Ricalde Lugo**  
*Por sus sugerencias y apoyo en la  
elaboración de este proyecto.*

**A todos los maestros**  
*Que desde la etapa preescolar hasta la Universidad  
me transmitieron sus conocimientos,  
gracias todos.*

En especial a las siguientes personas,  
por sus consejos  
**MI Pablo Andrés Rousseau Figueroa, MI Joel Hernández  
Blanket, Dr. Fortunato Espinoza Barreras e Ing. Ricardo  
Sánchez Vergara**

---

*Dedicatoria*

**A Dios**

Por siempre estar conmigo

**A mis padres**

Socorro Gerardo Duarte

Natalio Presichi García

Por siempre estar conmigo, los quiero mucho

**A mi hermano**

Christian Natalio Presichi Gerardo

**A mis abuelitos**

Por cuidar de mí y tenerme siempre en su corazón

**A mi Lady**

Celida Yuliana Cabrera López

**A todos mis familiares, tíos, primos y sobrinos**

Siempre los tengo presentes

**A mis amigos**

Por siempre apoyarme

---

Subdirector Académico

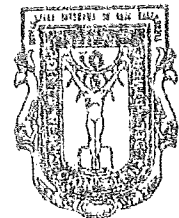
Facultad de Ingeniería Ensenada UABC

Después de haber efectuado una revisión sobre el trabajo por el ciudadano Donobhan Presichi Gerardo, para poder presentar el examen profesional y obtener el título de Ingeniero Civil, me permito comunicarle que he dado mi voto aprobatorio, sobre su trabajo titulado:

*“Análisis y Diseño Estructural de un Edificio de Estacionamientos para la Universidad Autónoma de Baja California, Unidad Ensenada”.*


Esperando reciba de conformidad, quedo de usted, muy atentamente

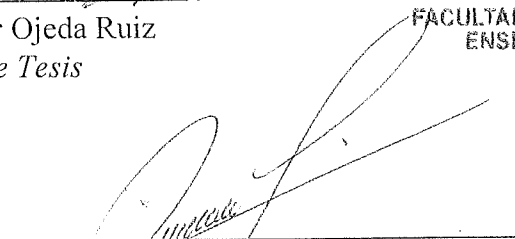
UNIVERSIDAD AUTONOMA  
DE BAJA CALIFORNIA



FACULTAD DE INGENIERIA  
ENSENADA, B.C.

  
Mi Joel Melchor Ojeda Ruiz  
Director de Tesis

  
MC Alberto Parra Meza  
Sinodal propietario

  
Ing Felipe de Jesús Ricalde Lugo  
Sinodal propietario

---

---

# ÍNDICE

Resumen.....	i
Introducción .....	ii
Objetivo.....	iii
Justificación.....	iv
Antecedentes.....	v

## CAPÍTULO 1

### 1 Descripción del tipo de proyecto

1.1 Ubicación.....	2
1.2 Características generales.....	2
1.3 Definición arquitectónica.....	3
1.4 Descripción de materiales.....	6
1.5 Sistema estructural.....	8

## CAPÍTULO 2

### 2 Descripción del procedimiento de análisis y diseño

2.1 Condiciones de carga.....	13
2.2 Reglamentación.....	17
2.3 Procedimiento de diseño.....	18

## CAPÍTULO 3

### 3 Sistema estructural

3.1 Propuesta estructural.....	48
--------------------------------	----

---

---

3.2	Diseño preliminar.....	49
3.3	Análisis gravitacional.....	51
3.4	Primer ciclo de diseño.....	55
3.5	Segundo ciclo de diseño.....	63
3.6	Tercer ciclo de diseño (diseño definitivo).....	70
3.7	Comparación de resultados de análisis estructural: método matricial de rigidez contra software de análisis estructural .....	74
<b>Conclusiones y recomendaciones .....</b>		<b>78</b>
<b>Referencias.....</b>		<b>81</b>
<b>Anexos</b>		
Anexo A	Estudio de mecánica de suelos.....	83
Anexo B	Diseño preliminar.....	107
Anexo C	Diseño en el primer ciclo .....	117
Anexo D	Diseño en el segundo ciclo .....	145
Anexo E	Diseño definitivo.....	184
Anexo F	Detalles estructurales .....	226
	Placa base de columna.....	227
	Diseño conexión viga columna.....	229
	Diseño muro de contención .....	231
	Diseño de zapata.....	240
	Diseño de trabe de liga .....	246
	Revisión estructural de losa.....	253

**Significado de variables**

## Resumen

Actualmente, en la Universidad Autónoma de Baja California (UABC-Ensenada), se presenta el problema de falta de espacios destinados para estacionamientos. Con la creación de nuevas carreras, esta problemática ha ido en aumento. Se ha optado, como alternativa de solución, habilitar áreas destinadas para la práctica deportiva como estacionamiento. Algunas otras áreas, que de acuerdo con el desarrollo de los espacios físicos de la Universidad, serán destinadas para edificar, han sido habilitadas temporalmente como áreas de estacionamiento. En este trabajo se plantea una alternativa para dar solución al problema de falta de espacios para estacionamiento en la UABC-Ensenada.

Se propone una estructura de acero de cuatro niveles, con losas inclinadas para aprovechar al máximo el espacio disponible. Se utiliza una metodología, apoyada en el software SAP2000 y en hojas electrónicas de cálculo personales, en el análisis y diseño de la estructura. Además, se hace una comparación entre los resultados de análisis estructural que se obtienen con el SAP2000 y los obtenidos con el método de rigideces utilizando las hojas electrónicas de cálculo.

## Introducción

La utilización de edificios de estacionamiento ha mostrado ser una opción bastante eficiente en la solución al problema de falta de espacios para estacionamiento de vehículos, no solo por el hecho de proveer el espacio requerido de acuerdo con las necesidades de la comunidad, sino también por algunos otros factores como son: tener confinados los autos en una zona (lo cual resulta muy conveniente desde el punto de vista de seguridad) y la optimización de áreas (las cuales pueden ser destinadas a otro tipo de espacios físicos, o bien, destinadas a áreas verdes y recreación).

Los edificios para estacionamiento de varios niveles ya se utilizan en algunas ciudades del estado; en Tijuana son varios los estacionamientos de este tipo, como el del aeropuerto, o los que se ubican en la zona Río. En la ciudad de Ensenada ya se cuenta con una estructura de acero diseñada específicamente para estacionamiento. Se ubica en la plaza Marina, sobre el boulevard costero, y da servicio principalmente, a las personas que asisten a los cines que se encuentran en la mencionada plaza.

En el capítulo 1 se describen las características respecto a la estructuración arquitectónica, así como la de cada planta, y de los materiales constructivos que se proponen para la estructura. En el capítulo 2 se revisaron las condiciones de cargas actuantes (gravitacional y sísmica), así como los procedimientos generales de análisis y diseño. En el capítulo 3 se analizó y diseñó el proyecto de acuerdo a la propuesta estructural del capítulo 1, repitiendo todo el análisis cíclicamente hasta obtener la estructura con los elementos óptimos.

## Objetivo

Aportar una alternativa de solución a la falta de espacios de estacionamiento en la (UABC-Ensenada), mediante la propuesta arquitectónica y estructural de un edificio; atendiendo a los siguientes objetivos específicos:

1. Proponer un proyecto arquitectónico factible para la solución del problema actual en la UABC-Ensenada en cuanto a requerimiento de espacios de estacionamiento.
2. Aplicar los conocimientos del área de estructuras, adquiridos en los diferentes cursos del Programa de la carrera de Ingeniero Civil en el análisis y diseño de la estructura.
3. Establecer el proceso de análisis de una manera clara para los estudiantes del área de estructuras, esto como un apoyo didáctico para las futuras generaciones de Ingenieros Civiles.
4. Llevar a cabo un estudio comparativo de los resultados de análisis estructural que se obtienen aplicando un software comercial, con los que se obtienen al aplicar el método matricial de rigideces con hojas de cálculo personales.

## Justificación

### Técnica

En la UABC-Ensenada, el personal del Departamento de Obras ha estudiado la problemática de los espacios de estacionamiento y ha planteado soluciones que se basan en habilitar, de manera temporal, nuevas áreas de estacionamiento (figura 1), sin poder erradicar de manera definitiva el problema. Por esta razón, es de suma importancia para nuestra Universidad exista un espacio diseñado específicamente para estacionamiento.

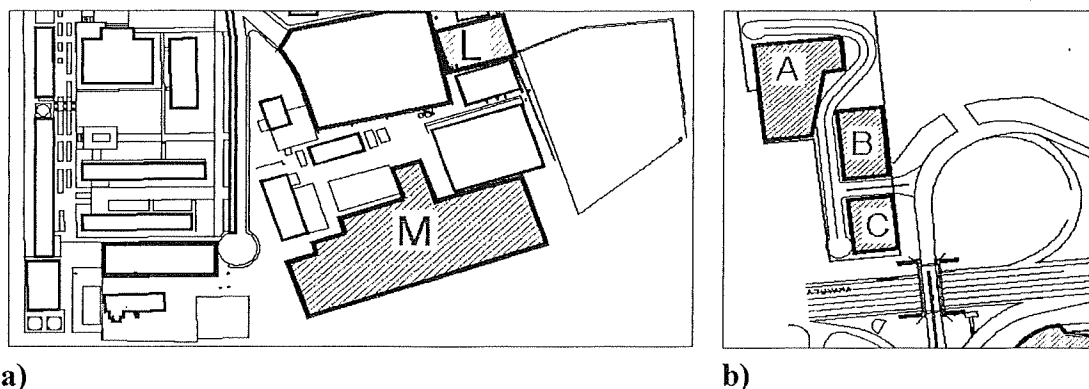


Figura 1 a) Estacionamiento en la costa, b) Estacionamiento antes de entrar a la unidad.

### Social

En base a los resultados de una encuesta (figura 2) aplicada a la comunidad Universitaria del Campus Ensenada, el 87 % de la misma está de acuerdo en la construcción de un edificio destinado exclusivamente al uso mencionado.

### Seguridad

La falta de estacionamiento ha traído consigo otros problemas: el caos vial en las zonas de acceso a la Universidad, ya que los conductores optan por estacionarse en zonas donde no es permitido, con lo cual se incrementa el riesgo de que se presenten accidentes; además

han presentado varios robos de vehículos. Se ha tratado de solucionar estos problemas por medio de personal de seguridad, para agilizar el tránsito en la Unidad y cuidar los vehículos ubicados dentro de la misma, pero se ha observado claramente que esta medida es insuficiente, ya que los vehículos quedan situados en forma muy extendida en la Unidad y el personal de seguridad no logra cubrirlo satisfactoriamente.

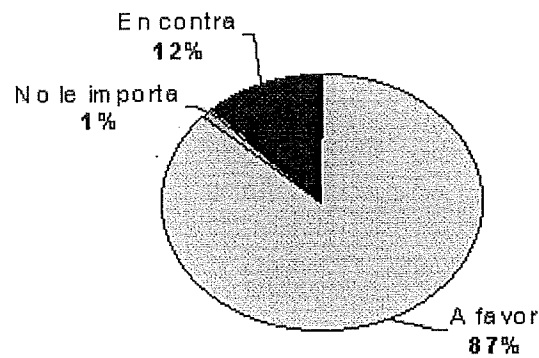


Figura 2 Gráfico de resultados de las encuestas aplicadas.

## Antecedentes

### Elaboración y aplicación de encuestas

Para conocer la opinión de la comunidad universitaria, en cuanto a la necesidad de un área destinada para estacionamientos, se elaboró una encuesta (figura 2), la cual se aplicó a una parte representativa de la población por Unidad Académica. La información utilizada se muestra en la tabla 1, de acuerdo con datos proporcionados por el departamento de Bienestar Estudiantil.

Área	Total de personas	Número de Encuestados
Escuela de Contabilidad y Administración	1407	29
Facultad de Ingeniería	1083	23
Facultad de Ciencias Marinas	232	6
Facultad de Ciencias	430	10
Maestros en toda la Unidad	653	15*
Administrativos	142	15

**Tabla 1** La tabla muestra a la población considerada como la parte proporcional para la aplicación de las encuestas.

Fuente: Departamento de Bienestar Estudiantil

Período escolar 2003-2

\*Por Escuela.

En la encuesta realizada, algunas personas coincidieron en que con la próxima reubicación de la Facultad de Ciencias Administrativas y Sociales en otra Unidad, (la cual se encuentra en proceso de construcción), disminuirá considerablemente el número de vehículos que ingresarán a la Unidad. Sin embargo, tomando en cuenta el crecimiento de la matrícula en las unidades académicas restantes, (como la Facultad de Ingeniería), y el cierre de los estacionamientos temporales, la problemática persistirá.

**Resultados de la encuesta**

El 87% de la población está de acuerdo en que es necesario un edificio de estacionamiento dentro de la Unidad; el 12% está en contra, y al 1% no le importa lo que se haga (figura 2). En la Unidad se estima una cantidad de 273 automóviles mal estacionados diariamente (basado en un levantamiento visual de las áreas de estacionamiento en las “horas pico”). A esta situación se deberá agregar que, de acuerdo con la información proporcionada por el Departamento de Obras de la Unidad, los estacionamientos provisionales que en la actualidad están funcionando serán clausurados (figura 1). Al cancelar estos espacios, se cancelarán 311 cajones de estacionamiento, por lo que el número total de espacios requeridos será de 584 (273 + 311).

Al aplicar la encuesta al personal administrativo de la unidad, algunos comentaron que no se tiene contemplado la construcción de un edificio de estacionamiento en la unidad. Parte de los resultados de las encuestas, fueron comentarios de alumnos, egresados, maestros y empleados administrativos, en el sentido de que el problema de estacionamiento, se ha intentado resolverlo habilitando áreas abiertas como estacionamientos temporales, pero esta medida reduce las áreas en donde se pueda tener recreación al aire libre.

**Estudio de Mecánica de Suelos.**

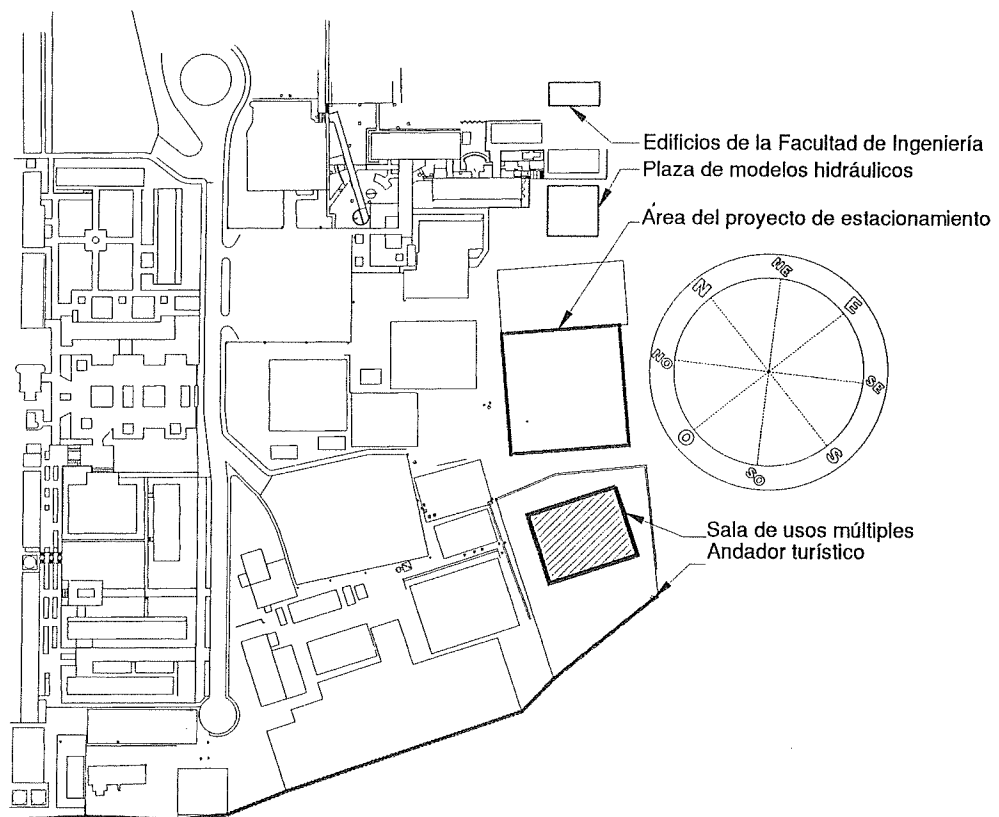
De acuerdo con la normatividad para la realización de proyectos estructurales, es necesario contar con el estudio de mecánica de suelos. En este estudio se definen las características del suelo al nivel de desplante de la cimentación siendo indispensable que los sondeos se realicen en el área de la edificación proyectada. Para fines de la propuesta presentada en este trabajo, se toma como referencia información relativa a algunos sondeos efectuados en

las zonas circundantes al proyecto, sin embargo, es conveniente realizar algunos sondeos como lo establecen los procedimientos de estudios de Mecánica de Suelos (Anexo A).

La información mencionada se presenta a continuación:

### *Edificio de la Facultad de Ingeniería Ensenada*

La más reciente de las construcciones realizadas en la Unidad, corresponde al edificio de tres niveles estructurado en concreto reforzado para la Facultad de Ingeniería. Se realizó el correspondiente estudio de Mecánica de Suelos, mediante el cual se encontró la capa resistente (estrato rocoso) a una profundidad 2 m bajo el nivel del terreno natural, se determinó a esa profundidad el nivel de desplante de la cimentación de la estructura, sin que a la fecha haya presentado problemas de asentamientos (figura 3).



**Figura 3** UABC Campus Ensenada

### *Plaza de modelos hidráulicos*

Otra obra en proceso de construcción en las cercanías al área proyectada (figura 3), aunque de menores proporciones a la mencionada anteriormente, corresponde a la Plaza de Modelos de la Facultad de Ingeniería. Para fines de proyecto se realizó el estudio de Mecánica de Suelos correspondiente, el cual proporcionó información similar a la obtenida para el edificio de la Facultad de Ingeniería.

### *Andador turístico*

De acuerdo con la bibliografía de Mecánica de Suelos, (Juárez, 1977) es posible establecer la estratigrafía del suelo a partir de los estudios de Mecánica de Suelos efectuados alrededor del área en la que se pretende construir una edificación similar, pero no se podrán tomar como definitivos, siendo necesario efectuar el correspondiente estudio para el proyecto en cuestión.

### *Sala de usos múltiple*

Una obra proyectada por parte del Departamento de Obras de la Unidad, que no se ha construido aún, es una sala de usos múltiples localizada en las cercanías del andador turístico (figura 3). Se efectuó el correspondiente estudio de Mecánica de Suelos, el cual, por la cercanía con el área proyectada, es utilizado en este trabajo (Anexo A).

### *Definición de la estratigrafía*

Tomando como referencia los estudios de Mecánica de Suelos (anexo A) mencionados, se definió la estratigrafía en el área proyectada, mediante interpolación de las características

definidas para el suelo en cada una de las localidades de las obras. Además, se efectuó un levantamiento topográfico, para determinar el perfil del terreno y la ubicación de las obras con respecto al área proyectada (figura 4).

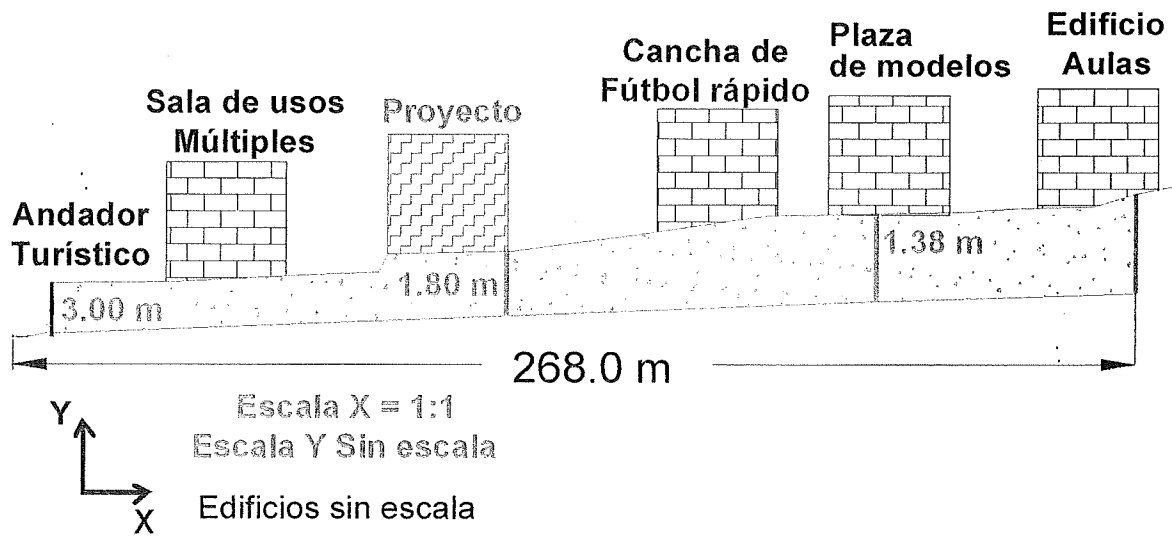


Figura 4 Vista en corte del área proyectada.

*Descripción del tipo de proyecto*

En el presente capítulo se presenta una descripción general del proyecto. Se indica la ubicación del edificio, se describen las dimensiones y algunos otros aspectos como el material estructural a utilizar.

## Ubicación

El proyecto se ubica en una zona que actualmente es utilizada como estacionamiento, (figura 5) la cual, tiene las siguientes colindancias, al Sur, con un área reservada para edificar y con el andador turístico orientado paralelamente a la línea costera; al Norte con el edificio de vicerrectoría; al Noreste, con la cancha de fútbol rápido; al Oeste, con uno de los estacionamientos de la Unidad; al Sureste, con un predio contiguo a la Unidad.

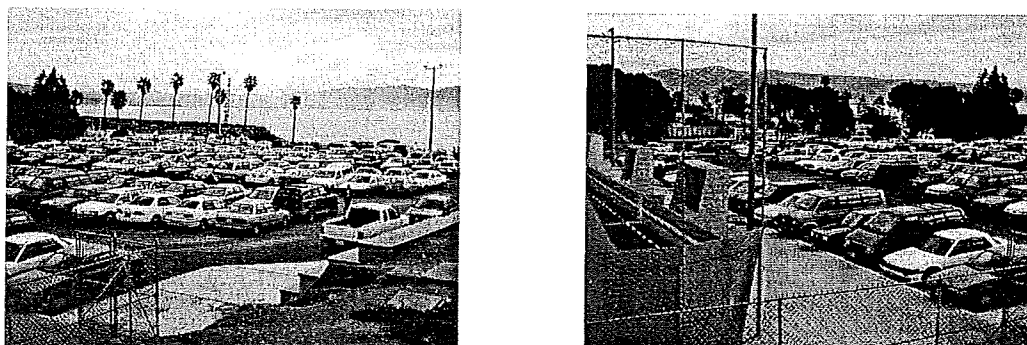


Figura 5 Ubicación del área donde se tiene proyectado el edificio.

## Características generales

Las dimensiones y número de niveles del edificio propuesto se determinaron en función de los 584 espacios requeridos, el área considerada, 56.0 m de ancho por 57.5 m de largo. Al tomar en cuenta que las dimensiones mínimas de un cajón de estacionamiento son 2.65 m de ancho por 6.00 m de largo (de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Estado

de Baja California), se propusieron diferentes alternativas de configuración de los cajones de estacionamiento, las cuales se muestran en las figuras 6 y 7.

La configuración que conduce a la mejor utilización del espacio disponible, es la mostrada en la figura 6. A partir de esta configuración se determina que aproximadamente 150 vehículos pueden ser estacionados. Al ser requeridos 584 cajones de estacionamiento, se estima que con un edificio de tres niveles y planta baja, es posible suministrar la cantidad requerida de cajones de estacionamiento.

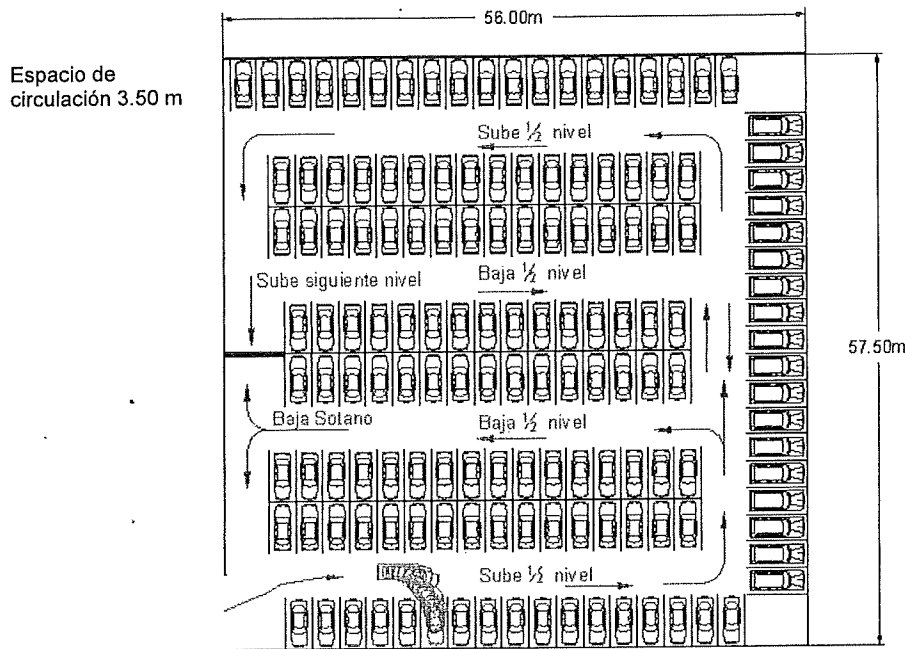


Figura 6 Distribución adoptada de espacios por nivel en el edificio.

### Definición Arquitectónica

El principal objetivo de este trabajo es la propuesta estructural del edificio de estacionamiento, sin embargo, se propone que los elementos del sistema estructural sean aparentes, con la protección necesaria contra factores ambientales.

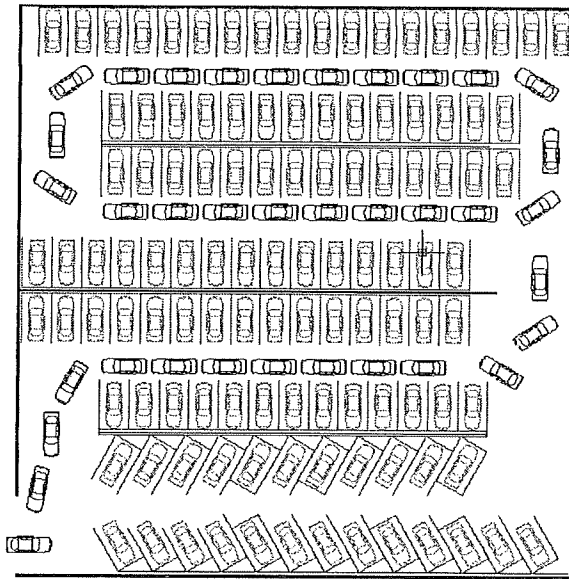


Figura 7 Alternativa de configuración de cajones de estacionamiento.

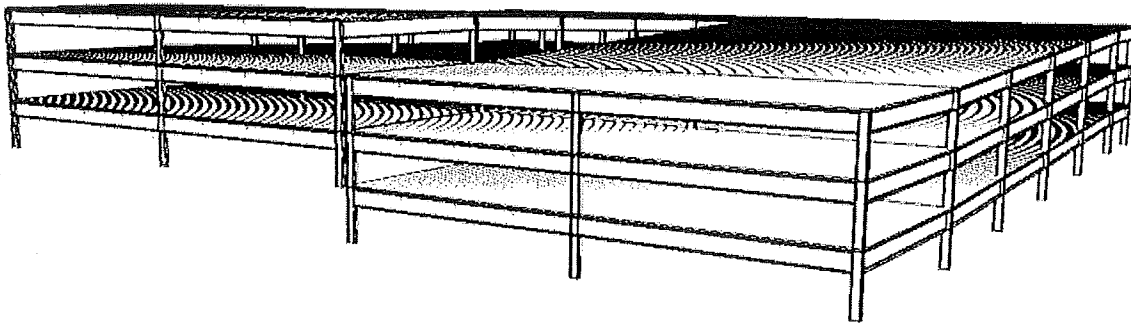


Figura 8 Perspectiva del edificio.

A partir del levantamiento visual, en el cual se determinaron 584 espacios de estacionamiento, y tomando en cuenta la ubicación elegida para contar con 150 espacios de estacionamiento, como se indica en el proyecto, se propone una estructura de 4 niveles, y con 150 espacios por nivel (figura 6).

Como primera alternativa se propone considerar un edificio con un nivel por debajo del terreno natural y tres niveles por arriba del terreno natural.

De acuerdo con la normatividad vigente en el Estado de Baja California (Reglamento de Construcciones de Baja California), las dimensiones mínimas para un cajón de estacionamiento para automóviles son, 2.65 m por 6.00 m, siendo estas las medidas consideradas para la definición de la superficie total por entrepiso en el edificio de estacionamiento propuesto. Se muestran estas dimensiones en la figura 6.

Con la finalidad de optimizar el uso del área disponible en cada entrepiso, se propone utilizar las mismas losas como rampas de acceso de un nivel a otro en el edificio. Con ello se elimina la necesidad de construir rampas convencionales que limitan la utilización de la superficie de construcción. El edificio se estructura como dos sistemas estructurales independientes conectados a través de una junta constructiva, en la cual la separación será determinada por los requerimientos de diseño sismo resistente. De esta manera, las losas en cada uno de los sistemas estructurales presentan un desnivel, respecto a sus extremos, de media altura de entrepiso, complementándose una altura total de entrepiso al circular de un sistema estructural a otro.

Se propone además la utilización de espacios abiertos, con amplitud adecuada para permitir la circulación de los vehículos de un entrepiso a otro. La disposición de las losas de entrepiso se hizo de tal forma que, en las rampas de acceso entre dos niveles consecutivos, se puedan acomodar cajones de estacionamiento. Con esto, se elimina la utilización de rampas convencionales, lo cual, permite una máxima utilización del área disponible en cada entrepiso del edificio (figura 9).

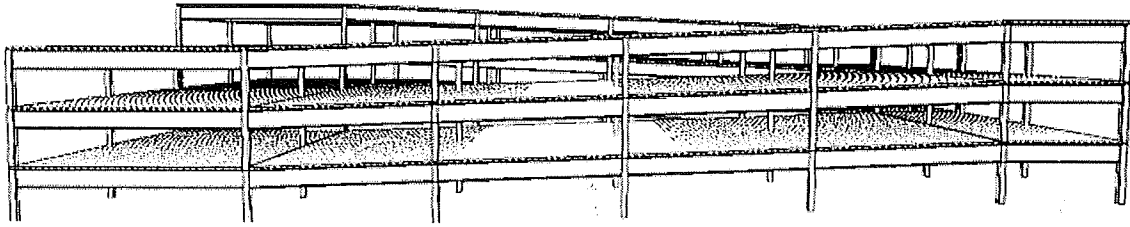


Figura 9 Losas de entrepiso para acceder dos entrepisos consecutivos.

Tomando en cuenta los requerimientos de espacio para circulación de los vehículos, se propone la localización de las columnas como se indica en la figura 10.

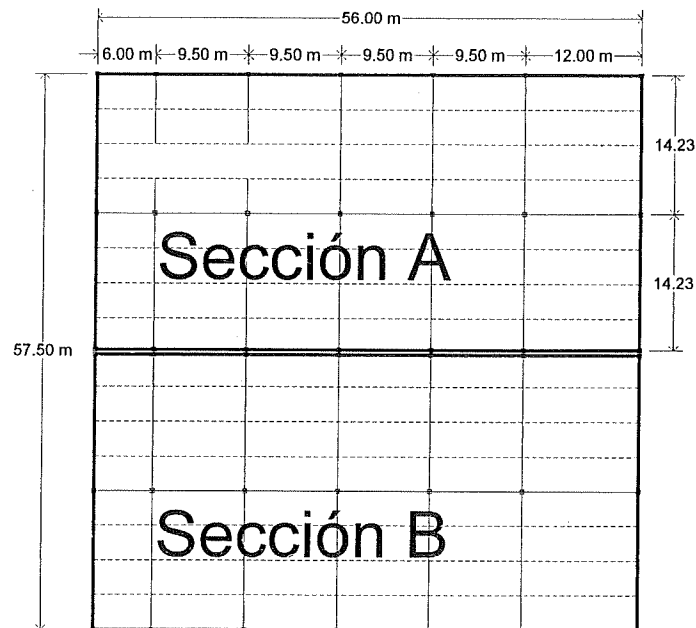


Figura 10 Dimensiones generales de la planta y localización de columnas.

### Descripción de materiales estructurales

Al determinar el tipo de material a utilizar en la propuesta del sistema estructural, se consideraron algunas de las características del acero como material estructural.

*Ventajas del acero como material estructural:*

- a. *Alta resistencia:* Su alta resistencia por unidad de peso significa que las cargas muertas serán menores (alrededor del 10 al 15% menor que el concreto).
- b. *Elasticidad:* El acero está más cerca de la hipótesis de diseño porque es más flexible que el concreto siguiendo la ley de Hooke para esfuerzos relativamente altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden ser calculados con precisión en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto son un tanto indefinidos.
- c. *Uniformidad:* Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo.
- d. *Durabilidad:* Con el mantenimiento adecuado duran indefinidamente.
- e. *Ductilidad:* El acero es un material que soporta deformaciones generales sin fallar bajo esfuerzos de tensión elevados antes de que la fractura real ocurra.
- f. *Rapidez de montaje*
- g. Posible *reutilización* después de que la estructura se desmonte.
- h. *Resistencia a la fatiga.*
- i. Valor de *rescate* aun cuando no pueda usarse como elemento estructural, se rescata como chatarra.
- j. *Ampliación:* Se pueden añadir tramos nuevos a estructuras ya montadas.

*Desventajas del acero como material estructural:*

- a. Costo de mantenimiento: La mayoría de los aceros se corroen cuando están expuestos libremente al aire y deben pintarse periódicamente.
- b. Costo de protección contra incendios: La estructura de acero de un edificio debe estar a prueba de incendios, ya que la resistencia del acero se reduce notablemente a altas temperaturas.

- c. Mano de obra: Cuando se contruye una estructura de esta naturaleza es necesario mano de obra especializada.
- d. Costo por unidad de peso: Tiene mayor precio que el concreto, como elemento estructural.
- e. Suceptibilidad al pandeo: Cuando los elementos sujetos a compresión son más largos y delgados mayor es el peligro de pandeo. Debe utilizarse una considerable cantidad de material tan solo para reforzar las columnas y evitar el pandeo.

### **Sistema estructural**

El sistema estructural que se propone para el edificio de estacionamiento, debe satisfacer los requerimientos de espacio, es decir, los elementos estructurales no deberán interferir con la circulación de los vehículos. Por lo que se propone el uso de marcos rígidos, ya que éstos pueden ser diseñados de acuerdo con las condiciones de carga a que serán sometidos, como las cargas gravitacionales y cargas accidentales.

En la propuesta del sistema estructural, se propone un edificio de 3 niveles. En cuanto a alternativas disponibles de estructuración, se tienen

- ✓ Construcción de concreto reforzado
- ✓ Construcción de concreto presforzado
- ✓ Construcción de acero
- ✓ Construcción compuesta (acero y concreto)

La correcta selección del sistema estructural depende de la identificación de las ventajas y desventajas de los diferentes sistemas estructurales. En la presente propuesta, se utilizan marcos rígidos de acero estructural.

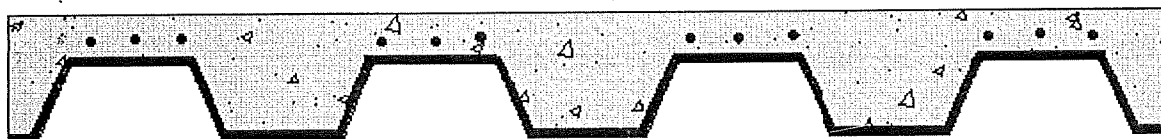
El sistema estructural consta de vigas primarias y secundarias de acero de sección “W” y columnas del mismo material. El sistema de losas es del tipo losa-acero.

*Características de los sistemas constructivos.*

Es necesario identificar las características de los sistemas constructivos para conocer sus ventajas y desventajas, al definir el sistema constructivo de la propuesta.

*Construcción de concreto reforzado:* Este sistema tiene la ventaja de ser más económico relativamente, en comparación con el acero estructural, sin embargo tiene algunas desventajas, como por ejemplo, que requiere de mayor tiempo de ejecución.

*Construcción de acero:* Este sistema constructivo presenta grandes ventajas en comparación con el de concreto reforzado, en función del alto nivel de ductilidad y rapidez de ejecución del proceso constructivo; presenta algunas desventajas, que lo limitan en su utilización y es en relación al costo del material por unidad de peso. Es posible combinar procedimientos constructivos a base de concreto reforzado y acero estructural, con lo que se obtienen las ventajas de ambos sistemas estructurales en cuanto a economía de fabricación y tiempo de ejecución. Por lo que la propuesta estructural del presente trabajo está determinada por la utilización de marcos de acero estructural con losa-acero (figuras 11 y 12).



**Figura 11** Ilustración de sistema constructivo losa-acero.

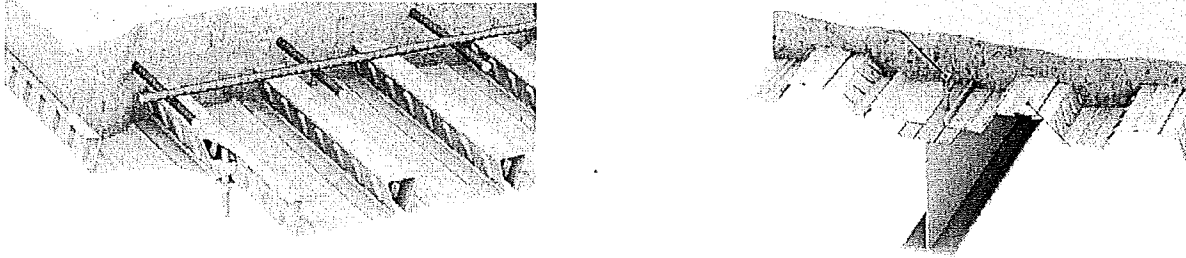


Figura 12 Detalles ilustrativos de sistema constructivo losa-acero.

Las losas de cada nivel que se propusieron estarán trabajando como losas en un solo sentido las cuales se muestran en las figuras 13 y 14. También se puede observar que la estructura está compuesta por un sistema de dos edificios unidos por una junta de construcción o también conocida como junta sísmica, la cual tiene una separación mínima indicada en el reglamento de construcciones de Baja California.

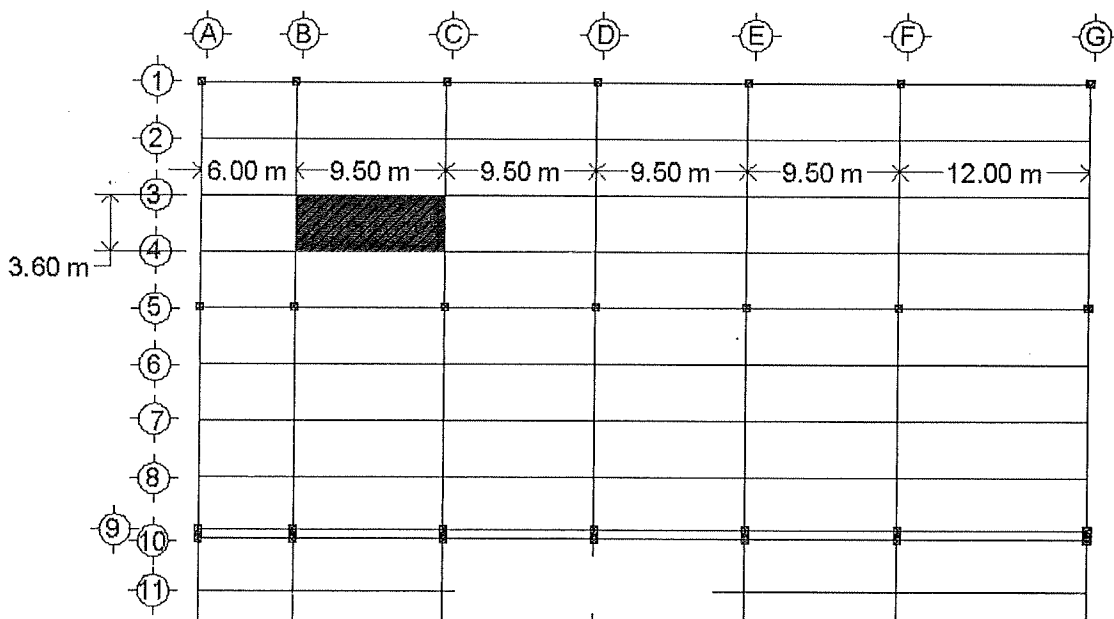


Figura 13 Sistema de losas propuesto para cada losa por cada nivel.

El sistema estructural consiste en una serie de 14 marcos de 3 niveles cada uno de ellos, los cuales tienen una altura mínima de entrepiso de 3.00 m de acuerdo con el Reglamento de Construcciones de Baja California (figuras 15 y 16).

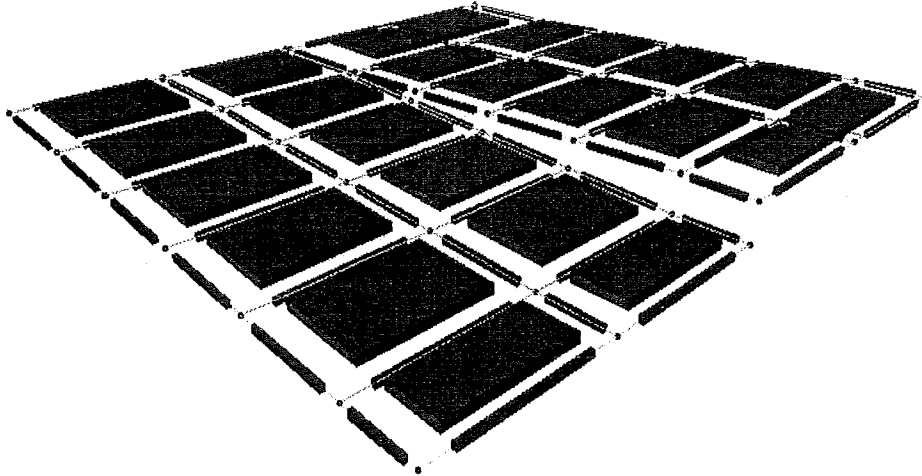


Figura 14 Perspectiva del sistema de losas en cada entrepiso.

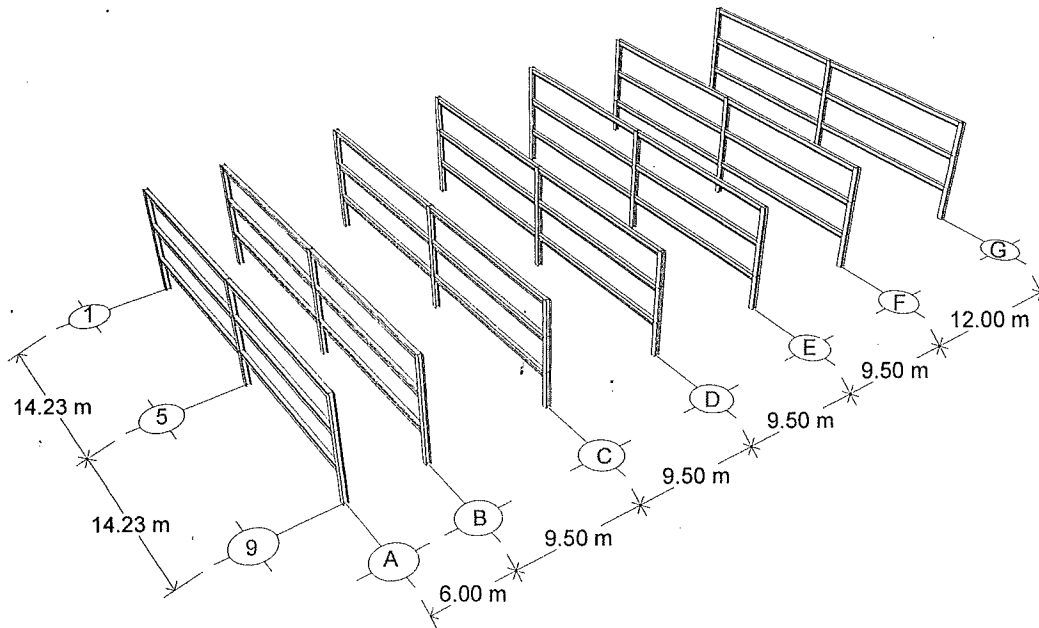


Figura 15 Sistema de marcos en la dirección longitudinal del edificio

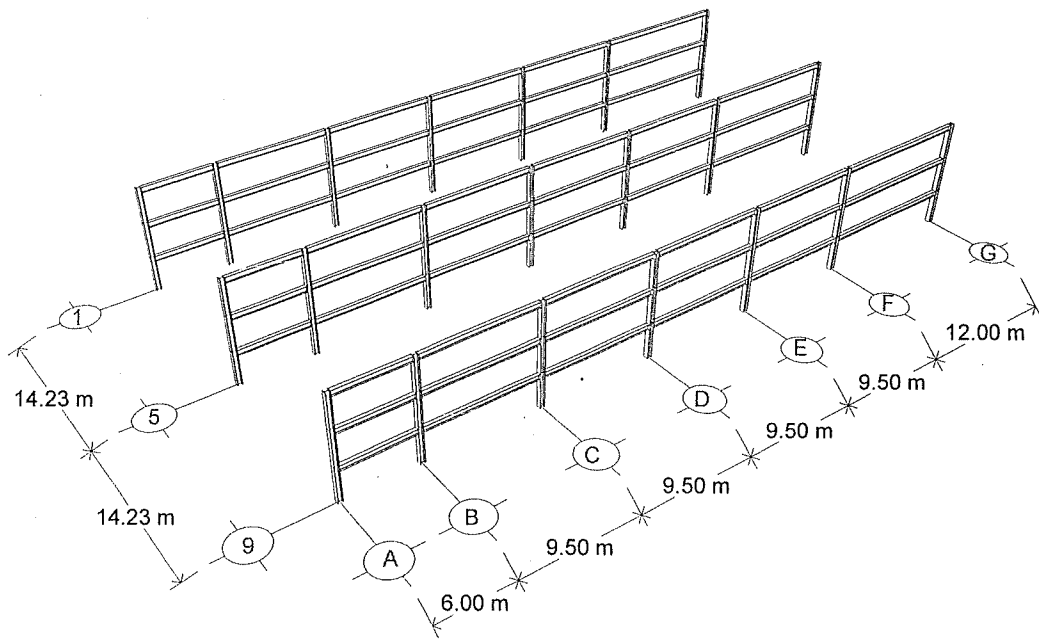


Figura 16 Sistema de marcos en la dirección transversal del edificio.

*Descripción del procedimiento  
de análisis y diseño*

El diseño estructural se define como un conjunto de actividades a desarrollar que incluyen la disposición de los elementos que conforman la estructura, posibles tipos o formas estructurales que representan soluciones factibles, consideraciones de las condiciones de carga, análisis estructural y diseño final. Tomando en cuenta lo anterior el objetivo final del diseño estructural es producir estructuras que den un rendimiento óptimo, es decir que sean seguras y económicas.

El proceso que se sigue para un buen desarrollo del diseño estructural es un proceso cíclico de aproximaciones sucesivas. La fase final del diseño consiste en la comunicación de los datos necesarios para la realización de la obra, esto se hace mediante planos y *especificaciones*. Este proceso final no debe descuidarse puesto que el disponer de planos claros y sencillos y de *especificaciones* concretas evitan errores y confusiones por parte de los constructores.

Un procedimiento analítico que ha sido muy usado es el que suele denominarse de esfuerzo de trabajo, consiste esencialmente en el proceso siguiente; las acciones internas indicadas en los distintos elementos de la estructura por las solicitaciones de servicio o trabajo que actúan sobre ésta, se calculan por medio de un análisis elástico. Se determinan después los esfuerzos en las distintas secciones por métodos también basados en la hipótesis elástica.

Un criterio de diseño de uso cada vez más frecuente consiste en determinar las acciones internas correspondientes a la resistencia, al colapso de la estructura. El

dimensionamiento de las secciones se hace por el método de diseño plástico o también llamado de resistencia última. El diseño basado en el análisis al límite se emplea con bastante frecuencia en el cálculo de estructuras de acero, sobre todo cuando son relativamente sencillas, siendo no fácil su aplicación en estructuras complejas.

En términos de los conceptos aquí definidos, el objetivo del diseño estructural (figura 17) puede replantearse como el de proporcionar una seguridad adecuada ante la aparición de estados límite de falla para las acciones más desfavorables que puedan presentarse durante la vida útil de la construcción y procurar que en las condiciones normales de operación no se sobrepasen los estados límites de servicio.

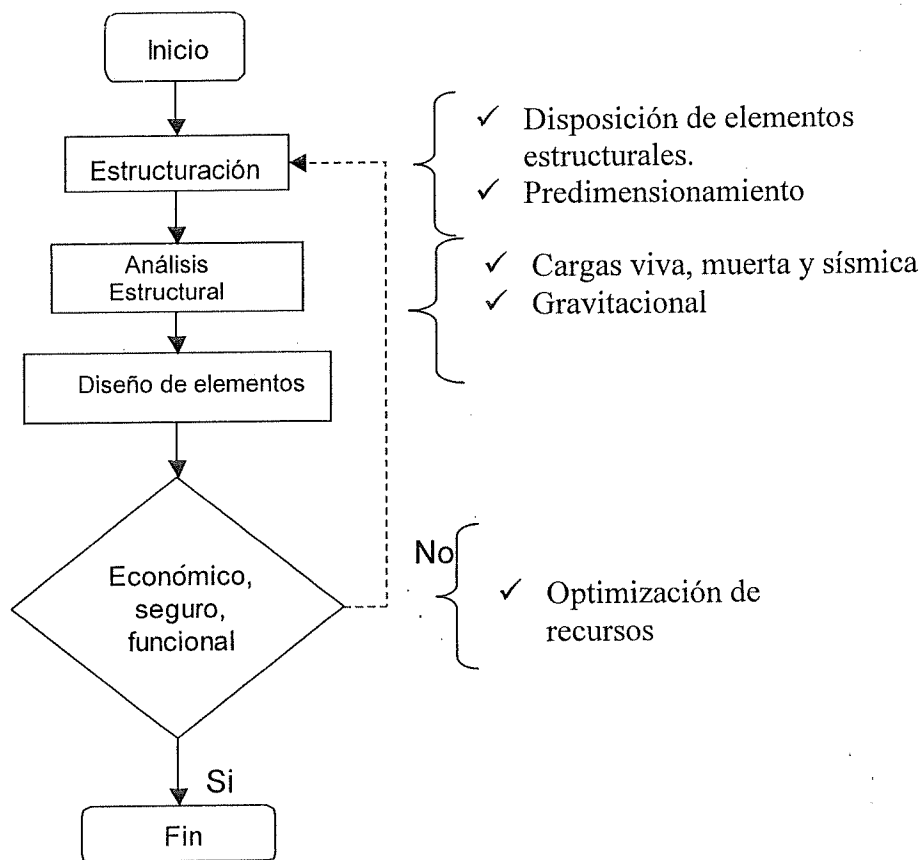


Figura 17 Diagrama de flujo de los distintos pasos en el diseño estructural (Flores, 2004).

Aspectos importantes para tomar en consideración en el sistema estructural resistente a sismo.

Dé carácter general:

- ✓ Configuración estructural
- ✓ Simetría
- ✓ Distribución de masa
- ✓ Regularidad vertical

Con relación a una respuesta aceptable

- ✓ Resistencia
- ✓ Rigidez
- ✓ Ductilidad

### **Condiciones de carga**

Las fuerzas que actúan sobre una estructura se denominan cargas. Éstas se clasifican en cargas muertas, cargas vivas y cargas sísmicas. Las cargas muertas son aquellas que son permanentes e incluyen el peso mismo de la estructura, que comúnmente se conoce como peso propio. En adición al peso de la estructura las cargas muertas en un edificio incluyen el peso de componentes no estructurales como los barandales del edificio, conductos de electricidad, agua o calefacción. Por el contrario, las cargas vivas son todas aquellas que pueden variar de posición durante la vida útil de la estructura, como pueden ser automóviles, personas, equipo de mobiliario, etcétera. En general, la magnitud de las cargas vivas no está bien definida como la de una carga muerta y usualmente debe ser estimada según se tenga planeado el uso del edificio.

El viento ejerce una presión o una succión sobre las superficies exteriores de un edificio; debido a su naturaleza transitoria, tal carga pertenece más bien a la categoría de las cargas vivas. Sin embargo, debido a la relativa complejidad de determinar las cargas de viento, éstas se consideran como una categoría aparte de carga. Como las cargas laterales son más perjudiciales en edificios altos, las cargas de viento no son usualmente tan importantes en edificios de poca altura, pero el efecto de levantamiento en sistemas ligeros puede ser crítico, pero para el proyecto que se está analizando se despreció el efecto del viento por la relativa poca altura del edificio, con respecto a sus dimensiones en planta.

### Reglamentación

En esta tesis se toman en cuenta varios reglamentos. El Reglamento de Construcciones del Estado de Baja California (RCBC, 1992) el cual indica que se deben considerar las condiciones de carga sísmica para las tres ciudades del Estado como son Mexicali, Tijuana y Ensenada (página 320 RCBC), así como el Manual para Estructuras de Acero AISC (*American Institute of Steel Construction, 1998*), que en la parte 5 de las especificaciones indica las 6 combinaciones de carga que podrían presentarse en un determinado momento en la estructura. Éstas son:

1.4CM	(2-1)
1.2CM + 1.6CV	(2-2)
1.2CM ± S + 0.5CV	(2-3)
0.9CM ± S	(2-4)

Donde CM: Carga muerta, CV: Carga viva, S: Carga lateral o carga sísmica.

Se realizó el análisis sísmico con las especificaciones del RCBC (1992), utilizando el método estático así como el método dinámico. Se cumplió con todos los requerimientos para este análisis y diseño de los elementos.

El análisis y diseño de las conexiones viga columna y viga primaria a secundaria, se calcularon de acuerdo al manual *Recommended Seismic Design Criteria For New Steel Moment-Frame Buildings (2000)*. El análisis y diseño de la placa base para columnas se diseñó de acuerdo a los criterios del AISC así como las vigas y columnas.

### **Procedimiento de diseño**

En esta sección se describe el procedimiento convencional de diseño, el cual fue aplicado en la determinación de las secciones de los elementos estructurales de la propuesta del sistema estructural del edificio. Las diferentes etapas consideradas en este procedimiento son: predimensionamiento, análisis gravitacional, análisis sísmico (incluyendo las disposiciones de la reglamentación y los métodos de análisis estático y dinámico) y diseño de elementos (incluyendo elementos a flexión y flexocompresión).

### **Predimensionamiento**

El proceso de diseño es un mecanismo iterativo el cual consiste en ir perfeccionando una propuesta de elementos inicial, hasta llegar a una propuesta óptima. Por esta razón se suponen secciones iniciales para los elementos en la estructura, como vigas principales y columnas, y con ellos se realiza un análisis estructural preliminar. La propuesta inicial de estas secciones no son definitivas, ya que a través del proceso de diseño se van

optimizando las secciones de los elementos estructurales, sin embargo a partir de una buena selección inicial, se puede reducir el número de iteraciones necesarias. El análisis gravitacional se calcula desde un inicio con los elementos propuestos, y las fuerzas laterales se calculan con el método del portal (McCormak, 2001), el cual consiste en tres suposiciones:

1. *“Las columnas se deformarán de manera que en su punto medio se formará un punto de inflexión.”*
2. *“Las trabes se deforman de modo que en su punto medio se forma un punto de inflexión.”*
3. *“Las fuerzas cortantes horizontales en cada nivel están distribuidas arbitrariamente entre las columnas. Una distribución que se emplea comúnmente, consiste en suponer que las fuerzas cortantes se reparten entre las columnas según la siguiente relación: una parte para las columnas exteriores y dos partes para las interiores. Cada columna interior forma parte de dos marcos, en tanto que la columna exterior sirve solo para uno. Otra distribución consiste en suponer que la fuerza cortante  $V$  tomada por cada columna es proporcional al área de piso que soporta. La distribución de cortante relacionada mediante ambos procedimientos sería la misma para un edificio con claros de igual tamaño, pero en uno con claros desiguales, los resultados diferirían de los del método del área de piso, dando probablemente resultados más reales.”*

### *Análisis gravitacional*

El cálculo de las cargas gravitacionales consiste en determinar la magnitud de las cargas vivas y muertas que actúan en la estructura, toda carga que actúa por peso propio sobre la estructura, ya sea de forma permanente o temporal.

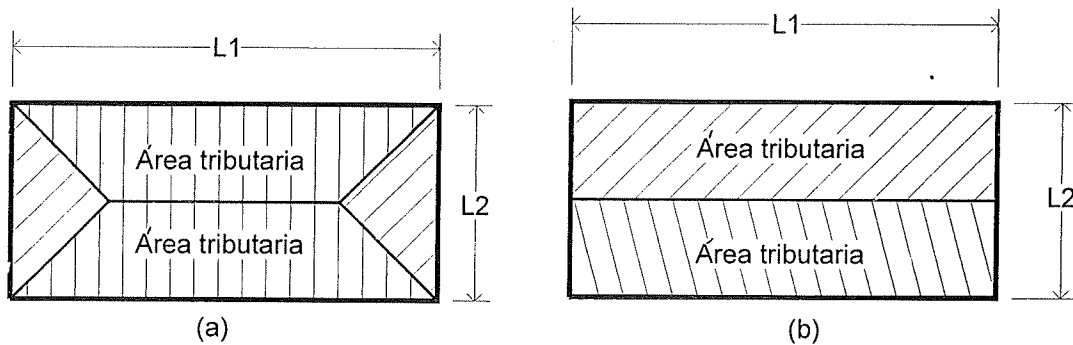
El análisis de cargas gravitacionales se efectúa analizando la condición de carga que se presenta en cada entrepiso, iniciando en la parte superior de la estructura y terminando en la planta baja. El RCBC (1992), indica en su tabla 1 (página 9) los pesos volumétricos de pesos de materiales constructivos, así como las cargas vivas (cargas de servicio) que podrían actuar en la estructura en la tabla 2 (página 12).

La magnitud de las cargas gravitacionales actuando en los elementos estructurales, se determina en función del área tributaria de las losas, la cual transfiere la carga a los elementos que le proporcionan apoyo, siendo estos las vigas, las cuales a su vez transfieren la carga a los elementos verticales (columnas).

En la figura 18 se muestra la definición de las áreas tributarias para losa de uno o dos direcciones, en función de la relación de sus lados, si:

$\frac{L2}{L1} > 0.5$ , la losa está trabajando en una dirección.

$\frac{L2}{L1} < 0.5$ , la losa está trabajando en dos direcciones.



**Figura 18** Definición de áreas tributarias en la losa: (a) Losa en dos direcciones, (b) losa en una sola dirección.

Las áreas tributarias se multiplican directamente por la carga de servicio indicada en el RCBC (página 12), para obtener la carga viva y se divide por la longitud de la viga para obtener la carga por unidad de longitud ( $w$  ton/m). De la misma manera se obtiene la carga muerta, solo que el área tributaria se multiplica por el peso del material, dividiendo la carga por la longitud de la viga.

### *Análisis sísmico*

La esencia del diseño sísmico es:

“Preservar la vida humana y minimizar daños en la construcción, aun bajo efectos de los sismos mas severos” (Gómez, 1988).

El diseño sísmico tiene por objetivos específicos los siguientes:

- a) Que una estructura soporte un sismo menor sin daño alguno.
- b) Si el sismo es intenso, se admite un cierto nivel de daños en la estructura.
- c) Si el sismo es de gran severidad, la estructura la podrá resistir sin peligro de colapso, aun cuando sufra daños de consideración.

Una estructura diseñada con las disposiciones del RCBC, se comportará elásticamente, esto es, sin que se presenten deformaciones permanentes bajo la acción de sismos moderados, pero en caso de ocurrir un sismo de gran severidad, la respuesta de la estructura podrá alcanzar el rango inelástico, llegando incluso cerca de la rotura, es decir, que en un número suficiente de elementos se presentarán deformaciones inelásticas que permitirán disipar parte de la energía del sismo, para lo cual se debe proveer relaciones de ductilidad grandes en los elementos que forman el sistema. Algo importante que se debe considerar en una estructura es la ductilidad entendiéndose como la capacidad de los elementos de un sistema para deformarse en forma permanente sin sufrir una pérdida apreciable de su resistencia.

La importancia del peso de la estructura radica en que mientras mayor sea el peso de una estructura mayor serán las fuerzas sísmicas que se podría presentar. Las fuerzas laterales guardan relación con la cantidad de movimiento en la base, con las características del terreno de desplante y con las propiedades dinámicas de la estructura.

### *Disposiciones generales de análisis sísmico*

El RCBC, marca unas disposiciones generales para el diseño de una estructura resistente a sismo, las cuales son:

#### *Regionalización sísmica*

El RCBC indica en su figura 6 (página 320) las regiones sísmicas que se deben tomar en cuenta para diseñar la estructura que se esté analizando, siendo estas 2 zonas, la B y la C, siendo la C de mayor riesgo sísmico (Tijuana, Mexicali y Ensenada).

#### *Clasificación según su uso*

Artículo LXXXV.2 Las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

**“Grupo A:** Estructuras que sean especialmente importantes a raíz de un sismo o que en caso de fallar causarían pérdidas directas o indirectas, excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Tal es el caso de subestaciones eléctricas, central de telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos; hospitales, escuelas, auditorios, templos, salas de espectáculos, estaciones, terminales de transporte, monumentos, museos y locales que alojen equipo especialmente costoso en relación con la estructura. “

**“Grupo B:** Estructuras cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, bancos, restaurantes, casas para habitación privada, hoteles, edificios para apartamentos y oficinas, bardas cuya altura exceda 2.5 m y toda aquella estructura cuya falla por movimiento sísmico pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo o del A.”

**“Grupo C:** Estructuras cuya falla implicaría un costo pequeño y no pueda normalmente causar daños a construcciones de los primeros grupos. Se incluyen en el presente grupo bardas con altura no mayor de 2.5 m y bodegas provisionales para la construcción de obras pequeñas.”

La rigidez del terreno se indica en el artículo LXXXV.1, suelo tipo I: Terreno firme; tipo II: Terreno de transición de relleno de formación no muy reciente.; tipo III: terreno blando muy compresible.

La importancia de disipar la energía de una estructura durante un sismo, es una característica que no puede ser pasada por alto, ya que se pueden hacer unas consideraciones dependiendo de la ductilidad (Q) que el RCBC indica para cada tipo de estructura:

*"Q = 4: La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero con zona de fluencia definida que cumpla con la siguientes condiciones:"*

- a) *"Las vigas y columnas deberán satisfacer los requisitos de secciones compactas del título G parte 2."*
- b) *"El promedio de los factores de seguridad para fuerza cortante en todos los entrepisos no podrá ser mayor que 1.25 veces el mínimo de dichos factores de seguridad. Se entiende aquí por factor de seguridad el cociente entre la resistencia al cortante de un entrepiso y la fuerza cortante que actúa en ese entrepiso."*
- c) *"Los tableros de piso irán arriostrados con diagonales a los nodos de la estructura o serán losas de concreto unidas con conectores a las vigas."*
- d) *"Los muros deben estar ligados a la estructura de tal forma que no impidan deformación de esta."*

*"Q = 3: La resistencia de todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera o acero que no cumplan con los requisitos del caso 1. Los muros irán ligados a la estructura como se indica en el caso 1 o bien, la resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos contraventeados o rigidizados con muros de concreto, pero la capacidad de los marcos sin contar muros o contravientos es cuando menos el 25% de la total requerida."*

*"El promedio de los factores de seguridad para fuerza cortante en todos los entrepisos no es mayor que 1.5 veces el mínimo de los factores de seguridad."*

*"Q = 2: La resistencia a fuerza lateral es suministrada cuando menos en un entrepiso por marcos de madera, acero o de concreto reforzado, contraventeados o no, rigidizados con muros o no, que no cumplan con los requisitos del caso 2. O bien, la resistencia a fuerzas laterales, esta dada por muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos y dalas o losas, o por columnas y trabes de concreto reforzado o de acero."*

*Estos muros y su confinamiento cumplirán con las restricciones establecidas en el título E parte 2.”*

### *Coefficiente sísmico (Cs)*

La fuerza sísmica actuante en un edificio es directamente proporcional a la masa, y esto queda expresado en la segunda ley de Newton:

$$F = m a$$

**m** = masa del edificio y **a** = aceleración del terreno.

Si

$$m = \frac{W}{g} = \frac{\text{Peso del edificio}}{\text{aceleración gravitacional}} \therefore F = \frac{W}{g} \cdot a = \frac{a}{g} \cdot W$$

Donde :

$$\frac{a}{g} = C_s = \text{coeficiente sísmico} \therefore F = C_s \cdot W$$

El RCBC tiene definido en su artículo LXXXV.5 (página 318) el coeficiente sísmico, el cual se define textualmente:

*“Al cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la estructura sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel.”*

Así como también el RCBC, tiene tabulados  $C_s$  en su tabla 74 (página 319), los cuales dependen, de la zona sísmica donde se ubica la edificación, y el tipo de suelo donde está desplantada la estructura.

La mencionada tabla es:

Zona sísmica	Tipo de suelo*	Cs	T1**	T2**
B	I	0.16	0.40	0.60
	II	0.20	0.75	1.50
	III	0.24	1.00	2.50
C	I	0.24	0.30	0.50
	II	0.30	0.60	1.20
	III	0.36	0.80	2.20

\* Artículo LXXXV.1 (página 315 RCBC 1992), \*\*Periodos en segundos.

Tabla 1 Tabla de valores del Cs para zonas sísmicas del Estado.

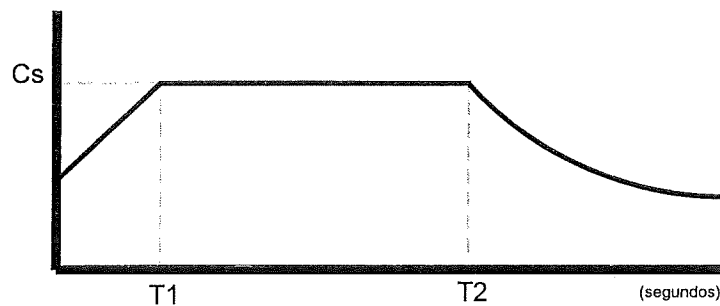


Figura 19 Espectro de diseño.

*Criterio de análisis (artículo LXXXV.8 página 324, RCBC 1992)*

1. "Toda estructura a la que haya que diseñarse por sismo se analizará suponiendo que de manera independiente actúan los movimientos en cada una de las direcciones horizontales ortogonales. Se verificará que la estructura sea capaz de resistir cada una de estas condiciones por separado. Las estructuras de planta irregular pueden requerir análisis en otra dirección. Además, en miembros que son más débiles en direcciones oblicuas que según los ejes de análisis, se revisará la resistencia en aquellas direcciones."
2. "Las fuerzas cortantes que motivó el sismo, se distribuirán en proporción a la rigidez al cortante de los elementos resistentes. Si los marcos no presentan fuertes asimetrías, su rigidez al cortante puede calcularse con las fórmulas aproximadas usuales."
3. "Se supondrá que no obran tensiones entre las subestructuras y el terreno, debiéndose satisfacer el equilibrio de las fuerzas y momentos calculados."  
"Se revisará el factor a la seguridad de la cimentación."

---

*“Si existen elementos, tales como pilotes o pilas, capaces de tomar tensiones, se les prestará atención en el análisis.”*

4. *“En el diseño de marcos que contengan tableros de mampostería que formen parte integrante de la estructura, se supondrá que las fuerzas cortantes que obran son equilibradas por fuerzas axiales y cortantes en los miembros que constituyen el marco; así como, se revisará que las esquinas del marco sean capaces de resistir los esfuerzos causados por los empujes que sobre ellos ejercen los tableros.”*

*“En este tipo de marcos se vigilará que el esfuerzo cortante en la mampostería no exceda el valor permisible. De excederse este será necesario añadir contravientos. En todos los casos debe vigilarse la estabilidad del marco y proporcionarle los anclajes necesarios en la cimentación.”*

5. *“Cuando los muros divisorios no se consideren parte integrante de la estructura deberán sujetarse a ésta de manera que permitan su deformación en el plano del muro. Deberán indicarse claramente los detalles de sujeción lateral de estos muros en los planos constructivos.”*
6. *“Se verificará que las deformaciones de los sistemas estructurales, incluyendo las de las losas de piso, sean compatibles entre sí. Se revisará que todos los elementos estructurales, incluso las losas, sean capaces de resistir los esfuerzos inducidos.”*
7. *“Se tomarán en cuenta todas las deformaciones de los elementos resistentes que afecten seriamente los desplazamientos y esfuerzos de diseño, así como las deformaciones locales del terreno y las debidas a las fuerzas gravitacionales que actúan en la estructura deformada cuando éstas tengan efectos significativos en la respuesta. Las fuerzas internas causadas por éstas últimas acciones no podrán reducirse por conceptos de ductilidad.”*
8. *“En estructuras metálicas revestidas de concreto reforzado serán factibles considerar la acción combinada de estos materiales en el cálculo de esfuerzos y rigideces, debiéndose asegurar el trabajo combinado de las acciones compuestas.”*
9. *“En el caso de estructuras especiales que deban analizarse por métodos más refinados por quedar fuera de las limitaciones que se fijan más adelante, se aplicarán procedimientos que deban ser aprobados por la secretaría.”*

### *Método Estático de análisis*

El método estático tiene las limitaciones que marca el RCBC, en el artículo LXXXVI.1 (página 327), el cual señala:

*“Este método es aplicable a estructuras que no cumplan con las limitaciones impuestas en el artículo LXXXV.9 para el método simplificado. No se aplicará tampoco para edificios de más de 60 m de altura ni para estructuras especiales del tipo III, casos en los que deberán emplearse, un método de análisis dinámico, según el artículo LXXXVI.2.”*

El método inicia con calcular el peso de la estructura por niveles, tomando como criterio la mitad de la longitud de las columnas hacia arriba y abajo del entrepiso que se esté analizando, adjudicándose al peso del entrepiso.

El RCBC, señala en su artículo LXXXVI.8 (página 329), que se puede hacer una reducción del coeficiente sísmico de acuerdo en donde queden ubicados los periodos en el espectro de diseño. Para calcular los periodos de la estructura el artículo LXXXVI.9 menciona la siguiente expresión:

$$\frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{g \sum_{i=1}^{i=N} F_i \cdot X_i}{\sum_{i=1}^{i=N} W_i \cdot X_i^2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2-5)$$

Donde:

**F<sub>i</sub>** = Fuerza de inercia al nivel **i** calculada como se indica en el artículo LXXXVI.1.

**W<sub>i</sub>** = Peso del nivel **i** en toneladas.

**N** = Número de niveles.

**X<sub>i</sub>** = Desplazamiento del nivel **i** debido a la fuerza **F<sub>i</sub>** en centímetros.

**g** = Aceleración de la gravedad en cm/s<sup>2</sup>.

Se supondrá que el periodo natural de la vibración puede exceder del calculado hasta por 33% o ser inferior hasta 25% y se adoptará el valor más desfavorable en el intervalo.

Las fuerzas laterales de piso provocadas por un sismo, se obtendrán a partir de la expresión:

$$F_i = V \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \quad \text{Siendo:} \quad V = \frac{C_s}{Q} W_t \quad (2-6), (2-7)$$

Donde:

**$h_i$**  = Altura del nivel  **$i$** .

**$W_t$**  = Peso total del edificio.

#### *Cálculo del centro de masas.*

Cuando las fuerzas sísmicas actúan en un edificio se supone que éstas actúan en el centro de masas de cada entrepiso, por esta razón es importante tener ubicado el centro de masas. Una forma sencilla de hacerlo es calcular las áreas tributarias de las columnas, tomándolas como vectores para continuar con la suma de momentos en un punto y así ubicar el centro de masas, de cada entrepiso.

#### *Rigidez del edificio*

Existen dos formas de calcular la rigidez de una estructura, y las dos son aceptadas por el RCBC, las cuales son:

1. Las fórmulas de Wilbur, se usan para cada entrepiso siendo cada fórmula distinta para cada nivel. La aproximación que dan estas fórmulas es muy baja pero todavía aceptable.

2. El segundo método es mediante la utilización de software de análisis estructural, el cual consiste en aplicar cargas laterales, y con los resultados del análisis conocer los desplazamientos de entrepiso relativos, la rigidez de la estructura se determina mediante la expresión:

$$K_i = \frac{V}{\Delta_{relativo}} \quad (2-8)$$

Donde:

**K<sub>i</sub>** = Rigidez del marco que se analiza toneladas/centímetros.

**Δ<sub>relativo</sub>** = Desplazamiento relativo de entrepiso centímetros.

**V** = Fuerza cortante de entrepiso toneladas (de las cargas unitarias).

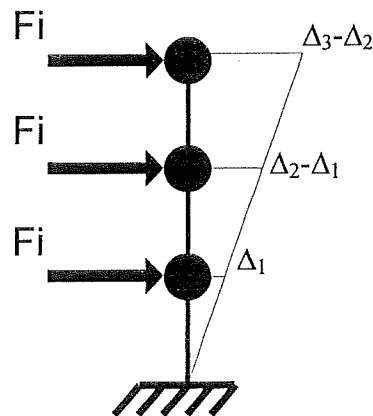
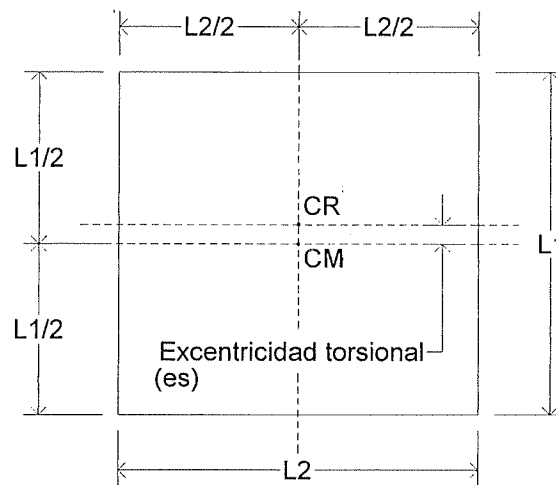


Figura 20 Cálculo de la rigidez de la estructura.

La excentricidad torsional (es) en cada nivel se tomará como la distancia entre el centro de torsión (CR) del nivel correspondiente y el punto de aplicación (CM) de la fuerza cortante en dicho nivel.

*Cálculo del centro de torsión.*

Considerando la siguiente planta tipo de una estructura (figura 21).



**Figura 21** Vista en planta de una edificación, regular. CM: centro de masas, CR: centro de torsión, es: excentricidad torsional (Gómez 1988).

Para fines de diseño, el momento torsionante se tomó igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5es + 0.10b \quad \text{o} \quad es - 0.10b \quad (2-9), (2-10)$$

Donde:

**es** = Excentricidad torsional, **b** = Máxima dimensión en planta del entrepiso medida perpendicularmente a la dirección.

del movimiento del terreno.

*Distribución del cortante en entrepiso*

Cada marco tomará una fuerza cortante que será la suma de cortante directo más el cortante por torsión. Para los marcos paralelos a la fuerza cortante, el cortante directo (VD) será proporcional a la rigidez de entrepiso expresada en función de la rigidez nodal.

El efecto de cortante directo se tomará en función del cortante de entrepiso ( $V_i$ ) y de un factor de distribución nodal ( $K/\Sigma K$ ).

$$VD = Vi \frac{K}{\Sigma K} \quad (2-11)$$

Donde:

**VD** = Cortante directo.

**Vi** = Cortante sísmico de entrepiso.

**K** =  $\Sigma K$  = Rigidez del marco (suma de rigideces nodales por nivel en cada marco)

**$\Sigma K$**  =  $\Sigma R_t$  = Suma de rigidez nodal, por planta de marcos paralelos a la fuerza cortante.

### *Cortante por torsión*

El cortante por torsión ( $V_t$ ) en cada marco, sea paralelo o normal a la dirección de la fuerza cortante, se calculará mediante la siguiente expresión:

$$V_t = \frac{M}{J} K \cdot d \quad (2-12)$$

Donde:

**V<sub>t</sub>** = Cortante por torsión.

**K** =  $\Sigma K$  = Rigidez del marco.

**M** = Momento torsionante de entrepiso =  $V_i e$

**e** = Excentricidad de diseño.

**J** = Rigidez nodal =  $(\Sigma K) Y_t^2 + (\Sigma K Y) X_t^2$

**Y<sub>t</sub>, X<sub>t</sub>** = Distancia al centro de torsión medidas normalmente a la dirección en planta de cada marco.

**d** = Distancia con respecto al centro de torsión del marco considerado.

Con las fuerzas cortantes calculadas así como las excentricidades más desfavorables se analiza la estructura con las fuerzas laterales, con el método matricial de rigideces o con ayuda de un software de análisis estructural.

#### *Análisis dinámico o análisis modal*

Consideraciones que se deben tomar en cuenta antes de aplicar el método en el RCBC:

*“Artículo LXXXIX.1 En los edificios de más de 60 pisos o en estructuras del tipo III se emplearán métodos de análisis dinámico.”*

Referente a los modos de diseño señala:

*“Artículo LXXXIX.2 Si se usa el análisis modal, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodos mayor o igual a 0.44 segundos pero en ningún caso podrá considerarse menos que los tres primeros modos de translación en cada dirección de análisis. Puede desprejarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, el efecto de dichas excentricidades y el de la excentricidad accidental se calculará como lo especifica el artículo correspondiente al análisis estático.”*

Este método se recomienda cuando se trata del análisis de estructuras irregulares o complejas, los métodos de fuerzas estáticas equivalentes (método estático) no ofrecen suficiente aproximación, por lo que hay que recurrir a un análisis sísmico dinámico. Se puede aplicar cualquier método dinámico de análisis, si resulta congruente con la naturaleza de los sismos, el comportamiento del terreno y características estructurales, aceptándose como método de análisis dinámico, el análisis modal.

Como lo indica Meli (1990), el análisis modal, contempla básicamente en su desarrollo, los modos de vibración del edificio en cuestión, así como el empleo de los espectros de

diseño, por lo que el primer paso en su aplicación, será conocer las frecuencias naturales y sus modos de vibración, suponiendo que la masa ( $m$ ) se encuentra concentrada al nivel de los pisos, en esta forma se podrá plantear el problema dinámico, siguiendo algún procedimiento numérico en particular o una expresión matricial a partir de la cual se pueda desarrollar el análisis numérico del problema.

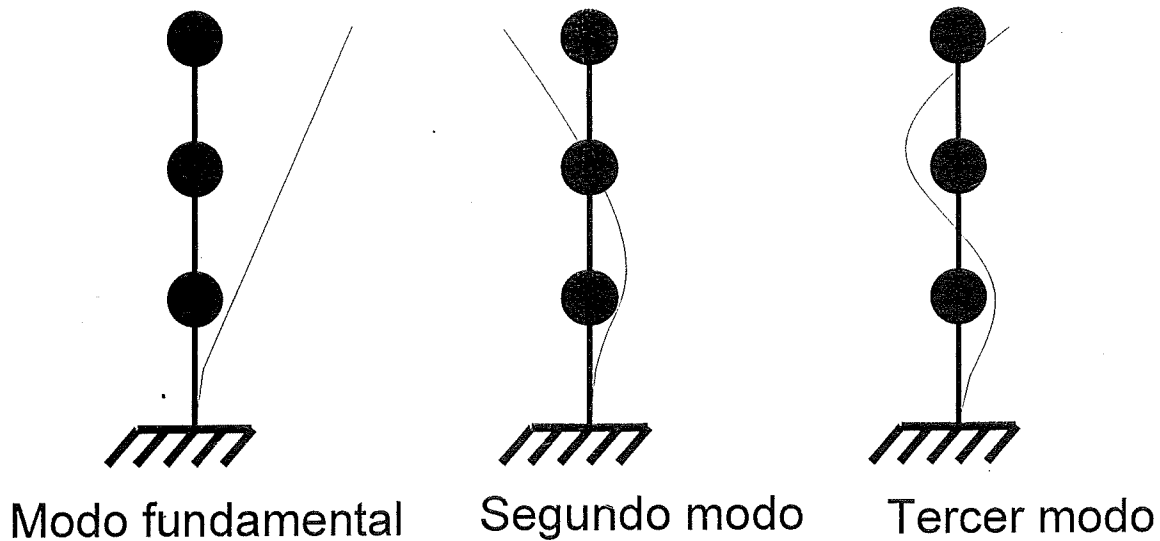
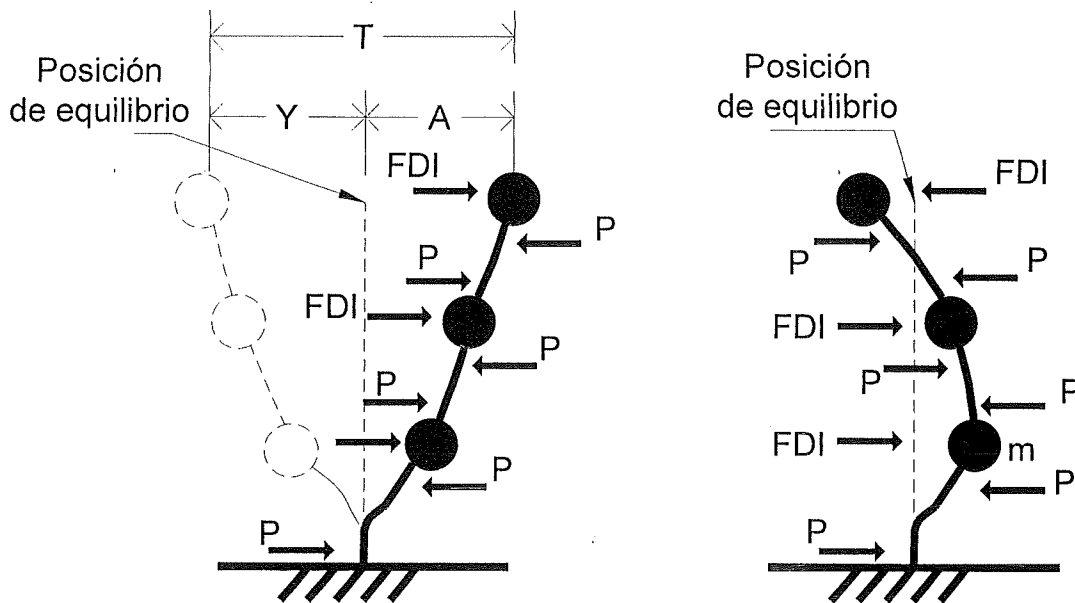


Figura 22 Los tres principales modos de vibración.

### *Principios básicos*

Para plantear alguna forma de cálculo que permita llegar a conocer las fuerzas y desplazamientos que actúan en las masas, bajo distintos modos de vibración, se harán las siguientes consideraciones:

- a) La forma de vibración del edificio está en función de las masas ( $W/g$ ) y de la rigidez de los elementos que la soportan, a ésta última se le designa como rigidez de entrepiso o constante de resorte, la cual es posible obtener independientemente de la forma modal (figura 23).



**Figura 23** Fuerzas consideradas en el análisis dinámico. T, periodo, tiempo que dura una oscilación completa, FDI, Fuerza de inercia y está en función de la frecuencia, P fuerza de entrepiso ó de resorte que se equilibra con la fuerza de inercia, Y, desplazamiento, m, masa del entrepiso.

- b) La fuerza que la masa genera al pasar por la posición de equilibrio, se le designa como fuerza de inercia (FDI) y estará en función de la frecuencia ( $\omega$ ) y el desplazamiento ( $\Delta = Y$ ).
- c) Las masas de los distintos niveles llegarán a su máximo desplazamiento al mismo tiempo.
- d) El periodo (T) de oscilación de las masas en los diferentes niveles será el mismo, o sea que la frecuencia natural ( $\omega$ ) para todas las masas, será igual si la configuración supuesta es correcta.

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \therefore \omega = \frac{2\pi}{T} \quad (2-13)$$

- e) Por equilibrio dinámico, la fuerza (P) del último resorte, deberá ser igual a la fuerza de inercia (FDI) de la última masa.

- f) El método de análisis modal con un grado de libertad por piso en la dirección considerada, es lo más usual, aunque puede ser planteado con varios grados de libertad por piso.

*Modo fundamental de Newmark*

Se parte de suponer una amplitud cualquiera en cada nivel, donde se han supuesto concentradas las masas ( $\Delta = 1, 2, 3 \dots n$ )

Sabiendo que la fuerza de inercia es función de la masa (m) de la amplitud ( $\Delta$ ) y de la frecuencia ( $\omega^2$ ) siendo esta última una incógnita, se tabula:

$$FDI = m\omega^2\Delta \quad \therefore \quad \frac{FDI}{\omega^2} = \frac{W}{g}\Delta \quad (2-14)$$

Para obtener las fuerzas de inercia que estarán afectadas por ( $1/\omega^2$ ) bastará multiplicar la masa de cada nivel por la amplitud correspondiente.

Procediendo con la obtención de las fuerzas en los resortes por equilibrio dinámico, a partir de la suma acumulada de las fuerzas inerciales, este valor de fuerza cortante también resultará afectado por ( $1/\omega^2$ ):  $P/\omega^2$

Puesto que la rigidez de entrepiso, se estableció como el cociente de la fuerza cortante y el desplazamiento relativo:  $K = V/\Delta$ ; dividiendo la fuerza del resorte de cada entrepiso por su correspondiente rigidez de piso, se obtendrá el desplazamiento relativo.

$$\text{Fuerza del resorte: } V = \frac{P}{\omega^2} \quad \frac{\Delta}{\omega^2} = \frac{V}{K} \quad (2-15)$$

La suma acumulada de los desplazamientos relativos, permite obtener la primera aproximación de amplitud en cada nivel, afectada también el valor de la frecuencia ( $\omega^2$ ), que se ha venido buscando en el desarrollo.

$$\frac{\Delta_1}{\omega^2} = \sum \frac{\Delta}{\omega^2} \quad (2-16)$$

Para obtener la frecuencia natural ( $\omega$ ) en cada nivel, bastará dividir la amplitud inicial supuesta ( $\Delta_0$ ) entre el valor encontrado de  $(\Delta/\omega^2)$  correspondiente:

$$\omega^2 = \frac{\Delta_0}{\frac{\Delta_1}{\omega^2}} \quad (2-17)$$

Puesto que el periodo en todas las masas debe ser el mismo, y siendo la frecuencia la inversa del periodo, los valores encontrados de frecuencia ( $\omega^2$ ) deberán ser iguales en todos los niveles si la configuración supuesta fue correcta, de no ser así se buscará otra frecuencia repitiendo el ciclo hasta llegar a la más aproximada.

*Modos superiores, método de Holzer.*

El método inicia con la elección arbitraria de un valor de frecuencia determinado ( $\omega^2$ ) mayor que el del modo fundamental.

Se supone un desplazamiento para la primer masa, es decir, la amplitud de movimiento de la misma. En función de esa amplitud supuesta, se calcula la fuerza de inercia ( $FDI = m\omega^2\Delta$ ) y la fuerza de resorte ( $FDR = K\Delta$ ).

Por equilibrio, se calcula la fuerza en el siguiente resorte.

Se obtiene la deformación del resorte anterior dividiendo la fuerza del mismo entre la rigidez del piso correspondiente.

Continuando con la determinación de la amplitud de la siguiente masa, sumando algebraicamente la amplitud inmediata anterior a la deformación del resorte obtenida.

Con esta amplitud se calcula la fuerza de inercia del nivel correspondiente. Satisfaciendo el equilibrio se obtiene la fuerza del siguiente resorte. Continuando el proceso hasta llegar al último nivel; si las fuerzas de inercia y las del resorte son del mismo valor, se satisface el equilibrio y la frecuencia elegida así como la forma calculada corresponde a un modo natural de vibración.

Puesto que para obtener los modos superiores por el método de Holzer se parte de la suposición de una frecuencia determinada, es conveniente de acuerdo con las características del edificio y de la experiencia obtenida, establecer una base que permita acercarse al valor deseado de la frecuencia de las masas ( $\omega^2$ ). Esto se puede lograr a partir del modo fundamental del cual se supone ya conocido su periodo. Como un 40% del periodo del modo fundamental para el segundo modo, y 25% del periodo del primer modo para el tercer modo, como una forma de inicio del método.

### *Desplazamientos*

Los desplazamientos obtenidos con los métodos anteriores, son proporcionales a los reales, estos últimos se determinaron en función de la aceleración del terreno, así como del coeficiente de participación (CP) correspondiente:

$$u = A \cdot CP \cdot \Delta \quad (2-19)$$

Donde:

$u$  = Amplitud o desplazamiento real.

$A$  = aceleración que sufre el terreno, determinada en función de los espectros sísmicos (RCBC 1992, XC.1 página 334, 335 tabla 78).

$CP$  = Coeficiente de participación.

$\Delta$  = Desplazamiento proporcional obtenido.

*Aceleración máxima para cada uno de los periodos naturales.*

De acuerdo con el RCBC, artículo XC.1:

Cuando se aplique el análisis modal, se adoptarán las siguientes hipótesis para el análisis de la estructura:

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, “a”, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones:

$$a = \left(1 + \frac{3T}{T_a}\right) \frac{c}{4}, \text{ Si } T \text{ es menor que } T_a$$

$$a = Cs, \quad \text{Si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b$$

$$a = q \cdot Cs$$

Donde:

$$q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r$$

$a$  = Ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, sin reducción con fines de diseño (adimensional).

**T** = Periodo natural de vibración (segundos, obtenido con los métodos de Holzer y de Newmark).

**Ta y Tb** = Periodos característicos de los espectros de diseño (tabla 78, página 335 RCBC).

**Cs** = Coeficiente sísmico de diseño (adimensional, tabla 78)

<b>Zona sísmica</b>	<b>Ta</b>	<b>Tb</b>	<b>r</b>
B	0.3	1.5	2/3
C	0.6	3.9	1

Tabla 2 La tabla 78 del RCBC 1992.

*Coeficientes de participación*

El coeficiente de participación para cada uno de los modos, es expresado en función de la frecuencia natural, de la masa así como de los desplazamientos finales correspondientes a cada uno de ellos. Por la siguiente expresión:

$$CP = \frac{1}{\omega^2} \cdot \frac{M \cdot \Delta_{Final}}{M \cdot \Delta_{Final}^2} \quad (2-20)$$

$\omega$  = Frecuencia natural.

**M** = Masa = W/g

$\Delta_{Final}$  = Desplazamientos finales para la configuración resultante.

*Desplazamientos máximos*

Para obtener los desplazamientos máximos del sistema no es recomendable partir de la suma de los desplazamientos máximos de cada modo, ya que estos ocurren simultáneamente, por lo que se recomienda hacerlo en función de “la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados” que apoyada en estudios probabilísticos conduce a una solución realista.

$$u = \sqrt{u_n^2} \quad (2-21)$$

Donde:

$u$  = Desplazamiento máximo.

$u_n$  = Desplazamiento del nivel  $n$ .

#### *Fuerzas cortantes sísmicas*

Conocidos los desplazamientos relativos de los entrepisos, la fuerza cortante máxima del entrepiso se obtuvo como el producto de la rigidez de entrepiso por el desplazamiento relativo correspondiente; la fuerza cortante puede ser reducida por capacidad de disipación de energía en función del factor de ductilidad  $Q'$ .

$$V = K \frac{\Delta}{Q'} \quad (2-22)$$

Donde:

$Q'$  = Factor reducido por ductilidad.

$\Delta$  = desplazamiento relativo de entrepiso.

$K$  = Rigidez de entrepiso.

$V$  = Fuerza cortante sísmica.

En función de los desplazamientos reales relativos para cada uno de los modos se obtuvieron los cortantes correspondientes.

Las fuerzas cortantes finales se determinan mediante la combinación de los valores modales según la siguiente expresión:

$$V_F = \sqrt{\sum V_i^2} \quad (2-23)$$

Donde:

$V_F$  = Cortante final en toneladas

$V_i$  = Cortante en el nivel  $i$  en toneladas

### *Diseño de elementos*

El diseño de elementos resulta después de hacer un análisis estructural, con ayuda de un programa de análisis estructural (SAP2000) con el cual se obtuvieron resultados de fuerza cortante (ton), momento flexionante (ton-m), carga axial (ton) y desplazamientos de entrepiso acumulados (cm).

Con los resultados de análisis estructural se aplicaron las combinaciones de carga que el AISC 1993, señala para este tipo de estructuras las cuales son:

$$1.4CM \quad (2-24)$$

$$1.2CM + 1.6CV \quad (2-25)$$

$$1.2CM + E + 0.5CV \quad (2-26)$$

$$0.9CM + E \quad (2-27)$$

Donde:

**CM** = Carga muerta (gravitacional).

**CV** = Carga viva (carga de servicio tabla 2 RCBC 1992, página 12)

**E** = carga sísmica (carga lateral).

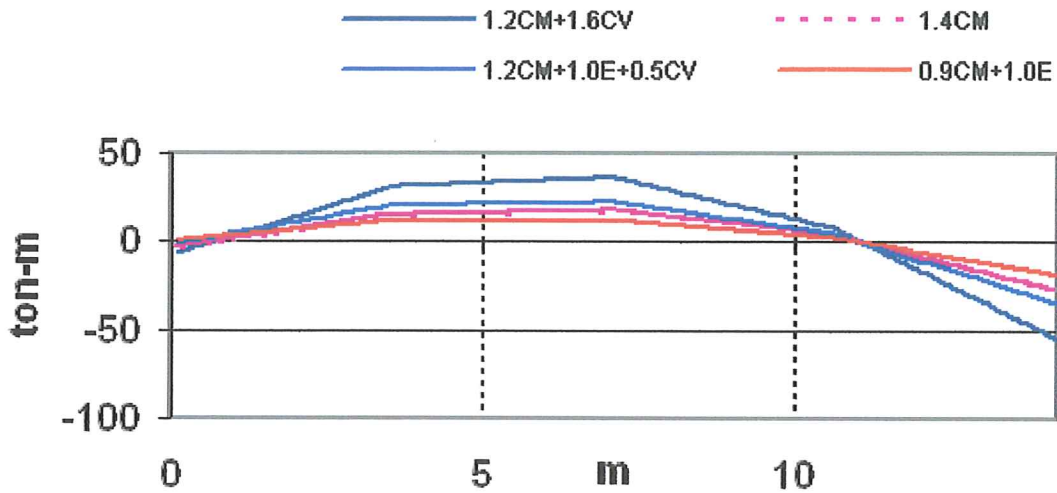


Figura 24 Gráfico representativo de una envolvente, aplicada en el elemento analizado las distintas condiciones de carga que el RCBC 1992.

Con los valores máximos o mínimos de las envolventes se diseñan los elementos de la estructura, con los procedimientos del AISC.

### Proceso de diseño de vigas

El diseño de una viga implica la selección de un perfil que tenga suficiente resistencia y que cumpla los requisitos de servicio. En lo que refiere a la resistencia, la flexión es casi siempre más crítica que el cortante, por lo que la práctica usual es diseñar por flexión y luego revisar por cortante. El proceso de diseño puede delinearse como sigue (Seguí, 1999):

1. Se calcula el momento por carga factorizada  $M_u$ , que será el mismo que la resistencia de diseño requerida  $\phi_b M_n$ . El peso de la viga es parte de la carga muerta pero en este momento se desconoce. Puede suponerse un valor o el peso puede ignorarse inicialmente y revisarse después de que un perfil se ha escogido.

2. Se selecciona un perfil que satisfaga este requisito de resistencia. Esto puede hacerse de dos maneras:
  - a. Suponiendo un perfil, se calcula la resistencia de diseño y se compara con el momento por carga factorizada. El perfil de prueba puede seleccionarse fácilmente en solo un número limitado de situaciones.
  - b. Se usan las cartas de diseño de vigas en la parte 4 del manual del AISC. Este método es preferible.
  - c. Se revisa la resistencia por cortante.
  - d. Se revisa por deflexión.

### *Diseño de vigas-columnas*

Debido a las muchas variables en las fórmulas de interacción, en el diseño de vigas columnas es esencial un proceso de aproximaciones sucesivas. Se selecciona un perfil de prueba y luego se revisa si este satisface la fórmula de interacción gobernante. Es claro que mientras más cerca esté el perfil de prueba a la selección final, se tratará de un perfil mejor. Un procedimiento muy eficiente para escoger un perfil de prueba, originalmente desarrollado para el diseño por esfuerzos permisibles (Burgett, 1973), ha sido adoptado para el LRFD y se da en la parte 3 del manual del AISC sobre “Diseño de columnas”. La esencia de este método es “convertir” los momentos flexionantes a las cargas axiales equivalentes. Esas cargas ficticias se suman a las cargas reales y se selecciona en las tablas de cargas para columnas un perfil que soporte la carga total. Esta selección debe entonces investigarse con la ecuación H1-1a o la H1-1b del AISC. La carga axial efectiva total esta dada por (2-28).

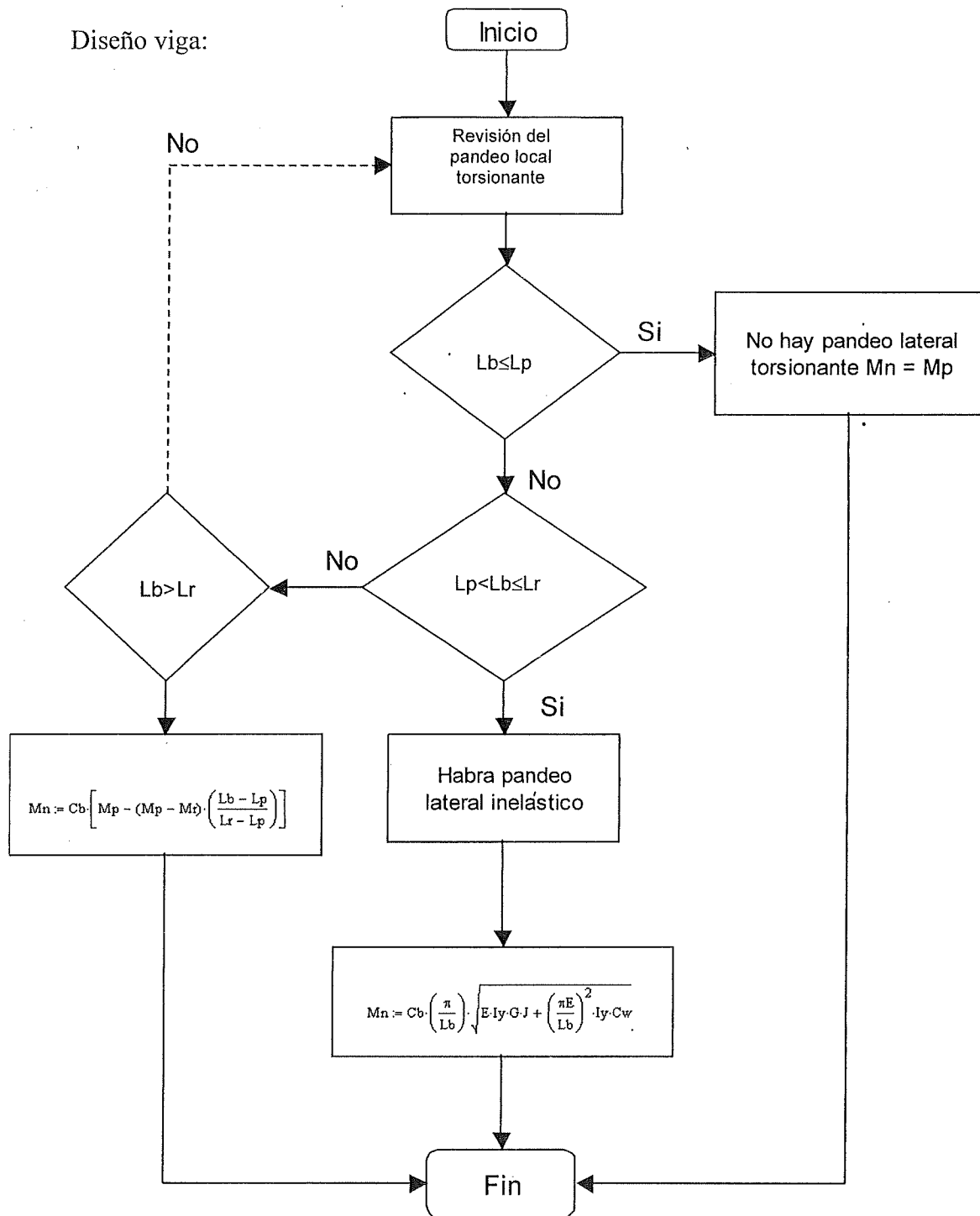


Figura 25 Diagrama de flujo del análisis para elementos a flexión (vigas).

Donde:

**Lb** = Longitud no soportada de viga.

**L<sub>p</sub>** = Máxima longitud no soportada de una viga para la cual el pandeo lateral torsional no se presenta.

**L<sub>r</sub>** = Longitud no soportada de una viga para la cual el pandeo lateral torsional elástico ocurre.

**M<sub>n</sub>** = Resistencia nominal por flexión.

**E** = Módulo de elasticidad (29,000 ksi para el acero estructural).

**C<sub>w</sub>** = Constante de alabeo.

**C<sub>b</sub>** = Factor de gradiente de momento para la resistencia por pandeo lateral torsional.

**G** = Módulo de elasticidad en cortante (11,200 ksi para el acero estructural).

**J** = Constante de torsión, momento polar de inercia.

**M<sub>r</sub>** = Momento de fluencia tomando en cuenta los esfuerzos residuales =  $(F_y - F_r)S$

**M<sub>p</sub>** = Momento plástico.

**I<sub>y</sub>** = Momento de inercia respecto al eje Y.

$$P_{u \text{ equivalente}} = P_u + M_{ux} \cdot m + M_{uy} \cdot u \quad (2-28)$$

Donde:

**P<sub>u</sub>** = Carga axial real factorizada (kips)

**M<sub>ux</sub>** = Momento factorizado respecto al eje x. (ft-kips)

**M<sub>uy</sub>** = Momento factorizado respecto al eje y. (ft-kips)

**m** = Constante tabulada, parte 3 del manual del AISC.

**u** = Constante tabulada, parte 3 del manual del AISC.

Los valores promedio de  $m$  se han calculado para diferentes grupos de perfiles W y están tabulados en la tabla 3-2 en la parte 3 del manual del AISC. Los diferentes valores de  $u$  están tabulados en las tablas de carga para columnas para cada perfil en la lista.

Los requisitos para el diseño de vigas columnas del AISC están dados en el capítulo H del manual del AISC, para los “Miembros Bajo Fuerzas y Torsión Combinadas”, y se resume como sigue:

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Ecuación Hi - 1a del AISC})$$

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.2,$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Ecuación H1 - 1b del AISC})$$

Donde:

$P_u$  = carga de compresión factorizada.

$\phi_c P_n$  = Resistencia de diseño por compresión.

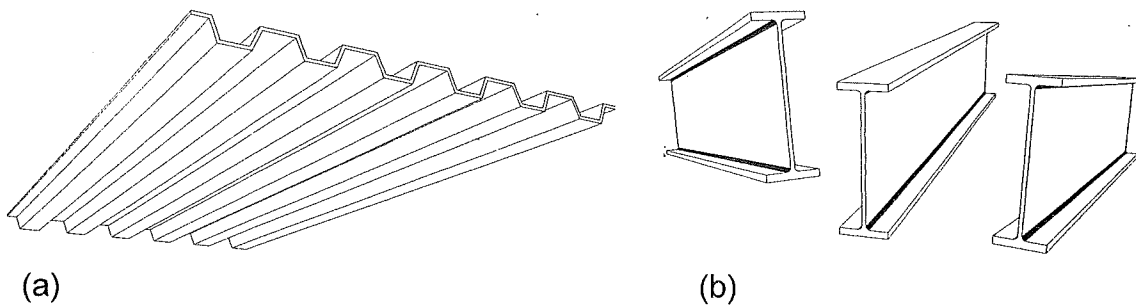
$M_u$  = Momento flexionante factorizado.

$\phi_b M_n$  = Momento de diseño.

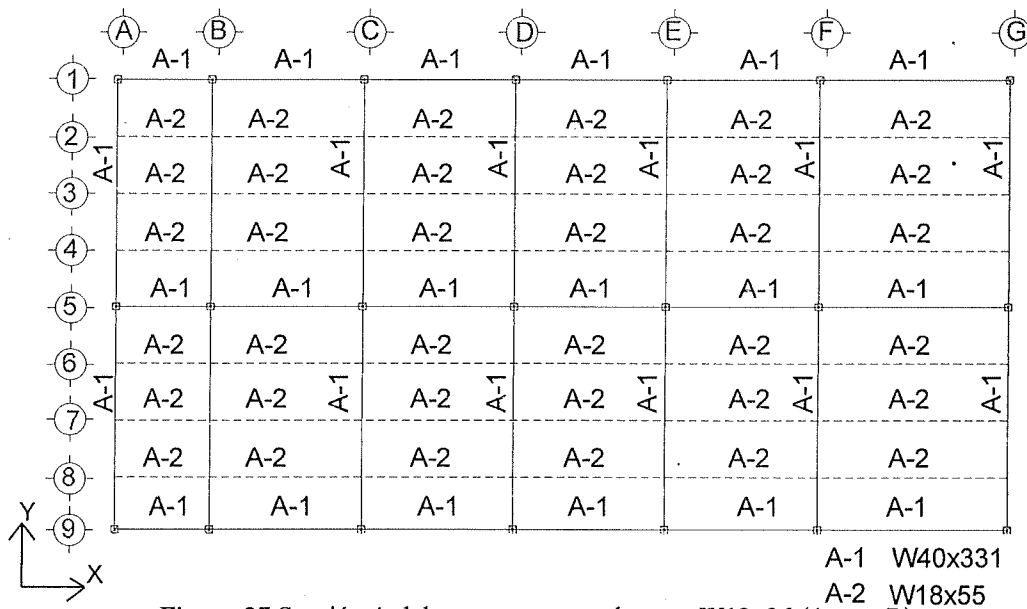
*Sistema estructural*

**Propuesta estructural**

La propuesta estructural consiste en losas acero (Steel deck) (figura 26 y 27) las cuales están formadas de una lámina, y éstas a su vez estarán cubiertas por concreto, el cual tendrá acero para soportar los esfuerzos por temperatura.



**Figura 26** (a) Elemento estructural usado en conjunto con el concreto como losa, (b) Elementos W usados como viga y columna, en el proyecto.



**Figura 27** Sección A del proyecto, con columnas W12x96 (Anexo B).

El sistema estructural propuesto cuenta con dos edificios separados con una junta sísmica la cual, está de acuerdo a la separación mínima de edificios de este tipo, en el RCBC 1992, el cual señala (página 332):

“Artículo LXXXVII.6 Toda nueva construcción debe separarse de sus linderos con los predios vecinos un mínimo de 5 cm, pero no menos que el desplazamiento horizontal calculado en cada nivel ni menos de 0.006, 0.007 y 0.008 de su altura, en terrenos tipo I, II y III respectivamente.”

El proceso constructivo del sistema estructural consiste en losas acero, las cuales no requieren apuntalamiento (cimbra) para el colado ya que está considerado el peso del concreto antes de que éste empiece a fraguar en la estructura. Así como el colocado de vigas y de columnas es relativamente rápido. En la figura 28 se muestran los marcos:

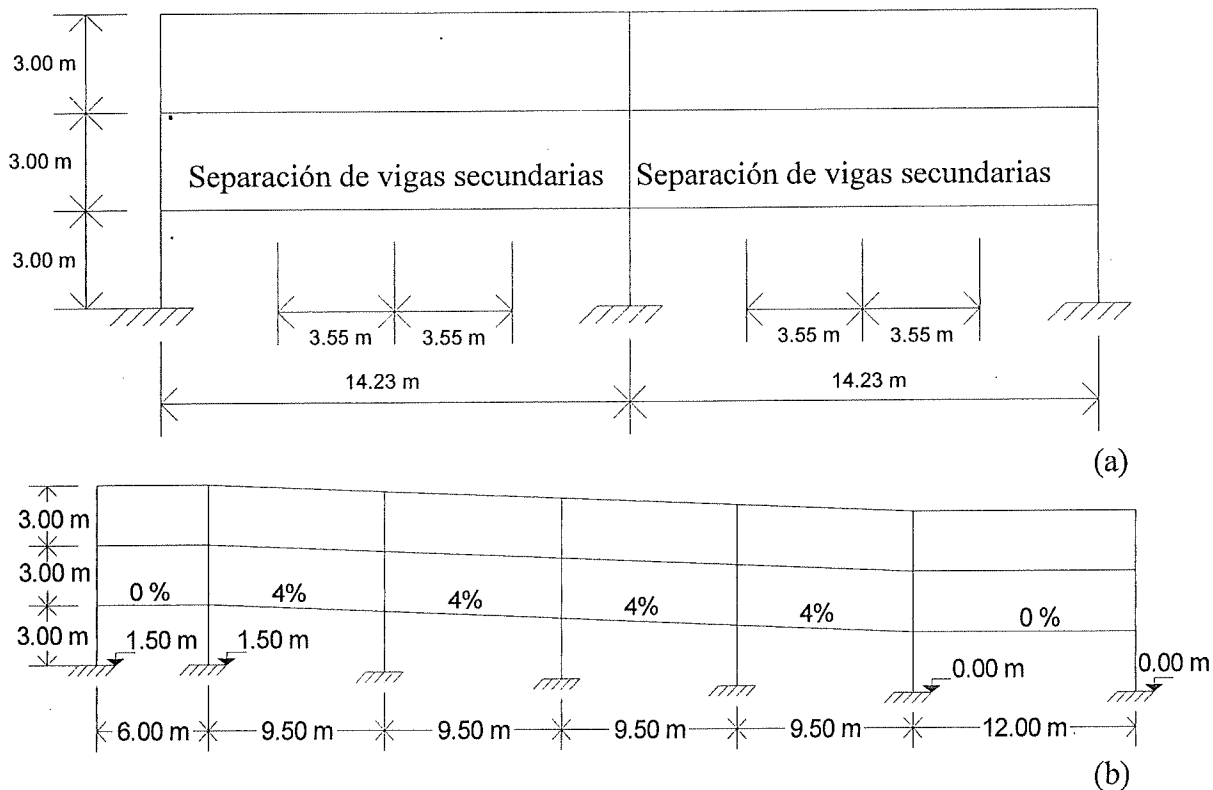


Figura 28 (a) marcos en la dirección Y, (b) marcos en la dirección X.

### Diseño preliminar

Como un inicio del diseño estructural se propusieron elementos estructurales. Los cuales son W27x102 para las vigas y de W14x426 para las columnas. La disposición de las vigas secundarias de acuerdo al diseño arquitectónico, quedó como se muestra en la

siguiente figura 29 de la sección A del edificio como se definió en el Capítulo 1 se observa en la figura 30.

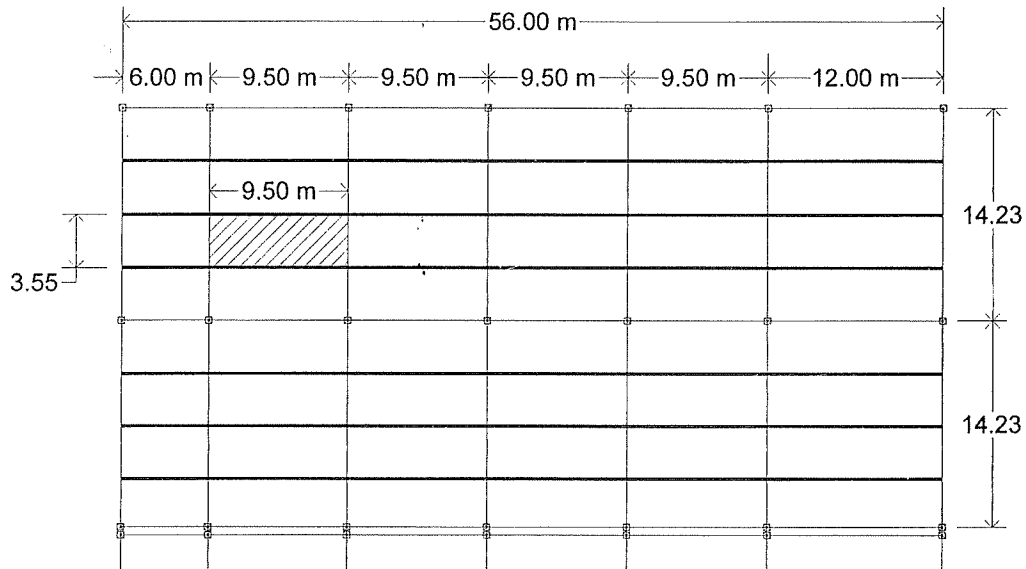


Figura 29 Vista en planta de las losas.

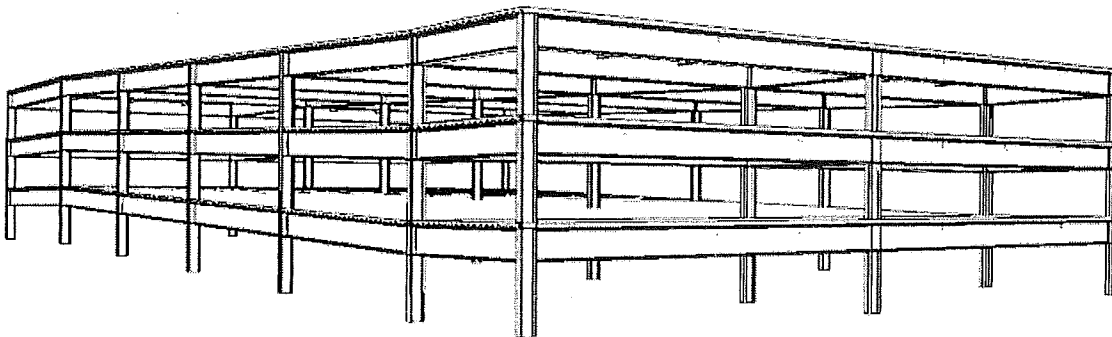


Figura 30 Perspectiva del edificio.

Al inicio del diseño de la losa se tomaron las especificaciones de un fabricante de losas compuestas, llamadas comercialmente *losas-acero*, en donde el fabricante (IMSA-México) especifica el claro que cubre la losa sin apuntalamiento, así como las especificaciones del concreto (en el anexo F, se verifica el diseño de la losa), lámina y los conectores de cortante a utilizar. Es importante aclarar que estos datos se tomaron como

un inicio del diseño de la estructura y que al final se realizará un diseño de la losa más crítica para comparar los resultados con las especificaciones del fabricante de *losa-acero* (Anexo F). El procedimiento que se utilizó para hacer el diseño de la losa es de acuerdo al AISC y al ACI-99 los cuales son los reglamentos a los cuales se apega el fabricante de *losa-acero*.

Con el diseño preliminar se calcularon fuerzas sísmicas con el método estático obteniendo fuerzas horizontales como se muestran en la figura 31.

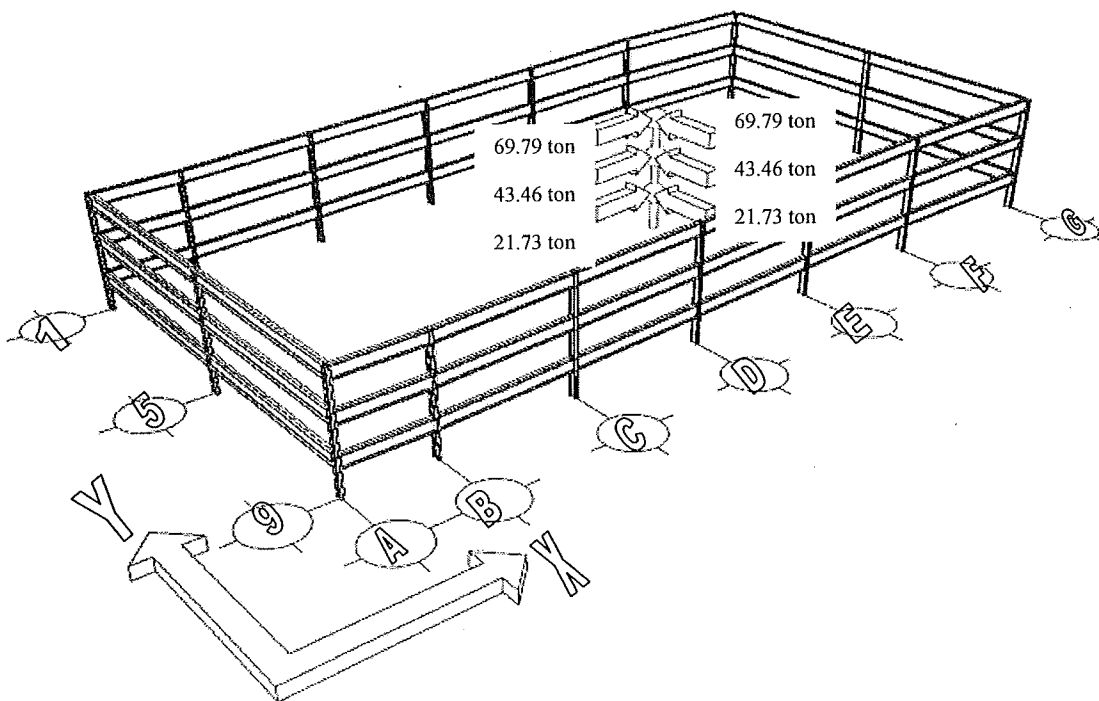


Figura 31 Fuerzas sísmicas, obtenidas del diseño preliminar, Anexo B.

### Análisis gravitacional

El análisis gravitacional fue resuelto, cargando las vigas secundarias con el peso de la losa (Capítulo 2, sección 2.2 del presente documento), Artículo VII.2, tabla 2 (carga viva, página 12, del RCBC 1992), así como un apartado (9). Tomando en consideración el sistema estructural como se muestra en la figura 32 a 34.

"Mas una concentración de 1500 kg en el lugar más desfavorable del miembro estructural que se trate."

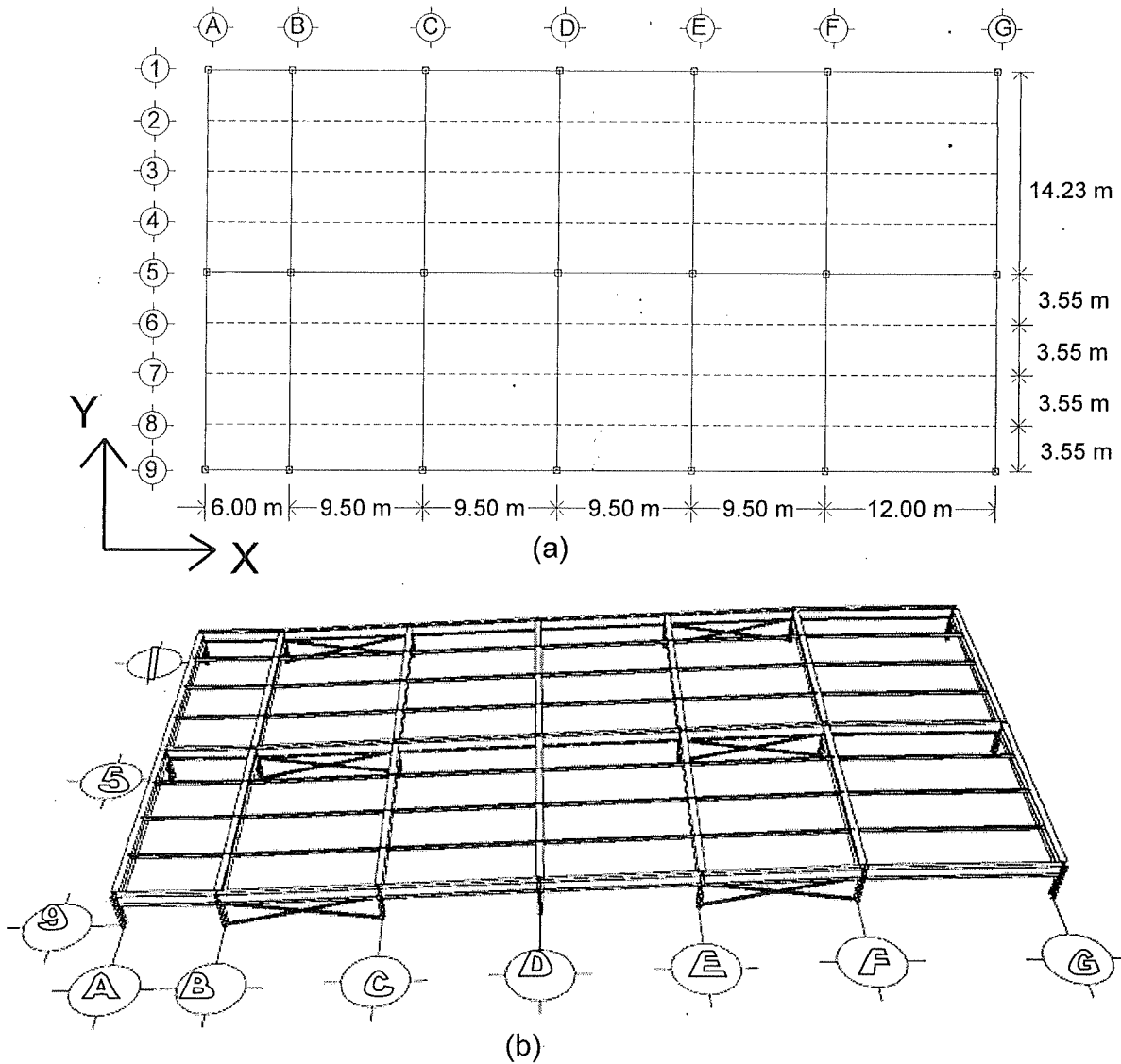


Figura 32 (a) Planta estructural de la sección A, (b) Edificio en 3D.

La figura 34 queda resuelto cargando la viga que tiene las losas 1 y 3 con su correspondiente área tributaria, (carga distribuida  $w$  ton/m) y calculando el diagrama de fuerza cortante para carga viva y muerta (Anexo C). Para después con el valor del extremo izquierdo tomarlo, y hacer lo mismo para las losas 4 y 2. Como se observa en la figura 35.

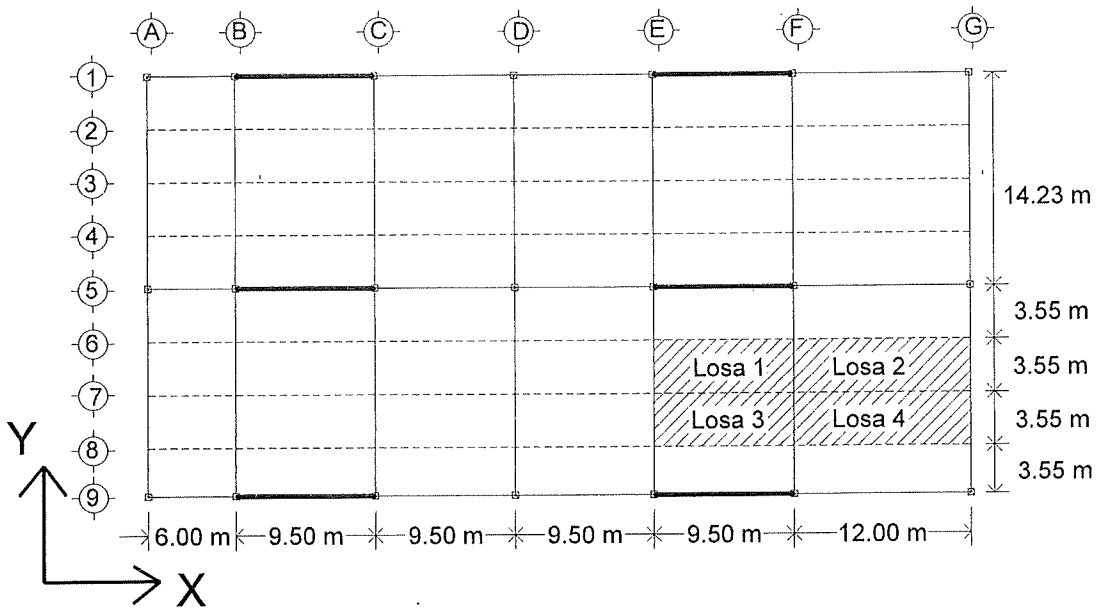


Figura 33 Sección A del edificio con las cuatro losas consideradas.

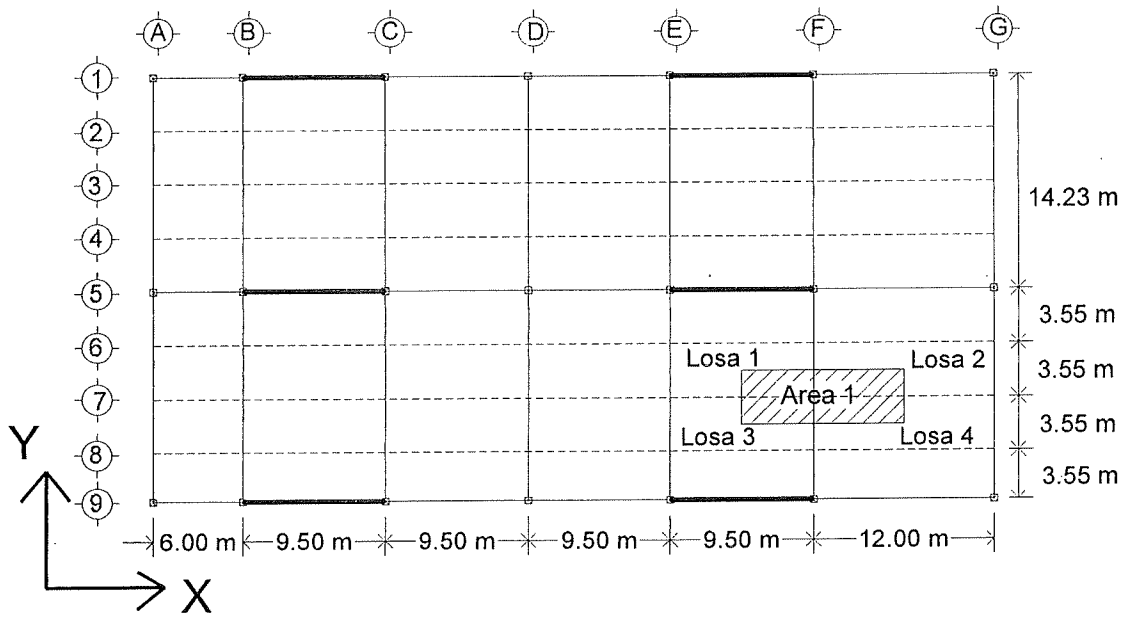


Figura 34 Área tributaria para calcular la carga P de la viga primaria.

Finalmente los marcos en la dirección Y (marco A, B, C, D, E, F y G) quedan cargados como a continuación se muestra en la figura 36.

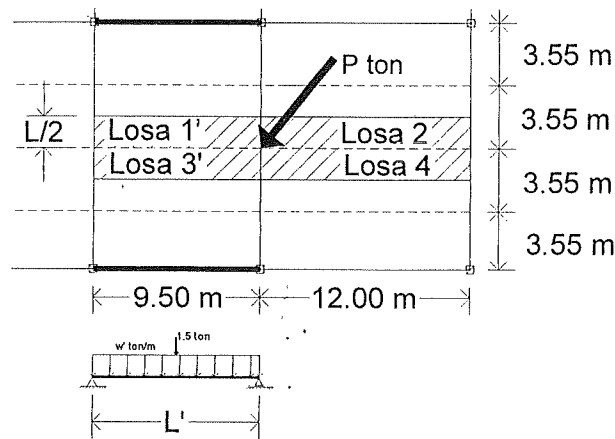


Figura 35 Análisis de la viga secundaria.

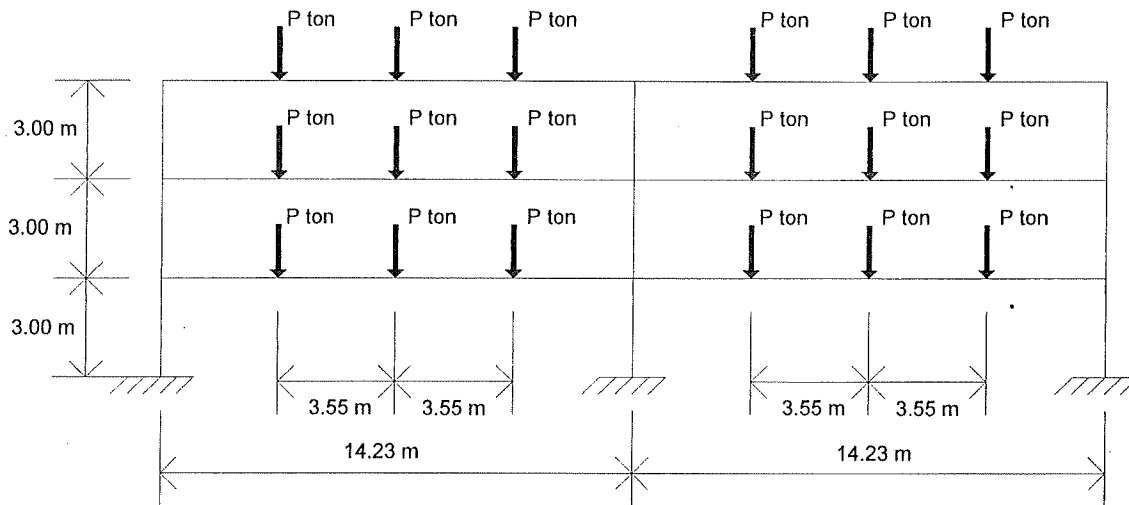


Figura 36 Marcos en la dirección Y, cargados con las vigas secundarias, para efectos del primer análisis despreciando el peso propio de las vigas principales.

Los marcos en la dirección X, quedan cargados con cargas distribuidas, con sus correspondientes áreas tributarias, como se muestran en la siguiente figura 37 y 38.

Este análisis se repite en dos ocasiones ya se tiene contemplado cargas muertas de acuerdo al peso propio de los elementos, y áreas tributarias de las losas por el correspondiente del peso propio de los elementos, así como las cargas de servicio (cargas vivas) que el RCBC 1992 indica en la tabla 2, página 12.

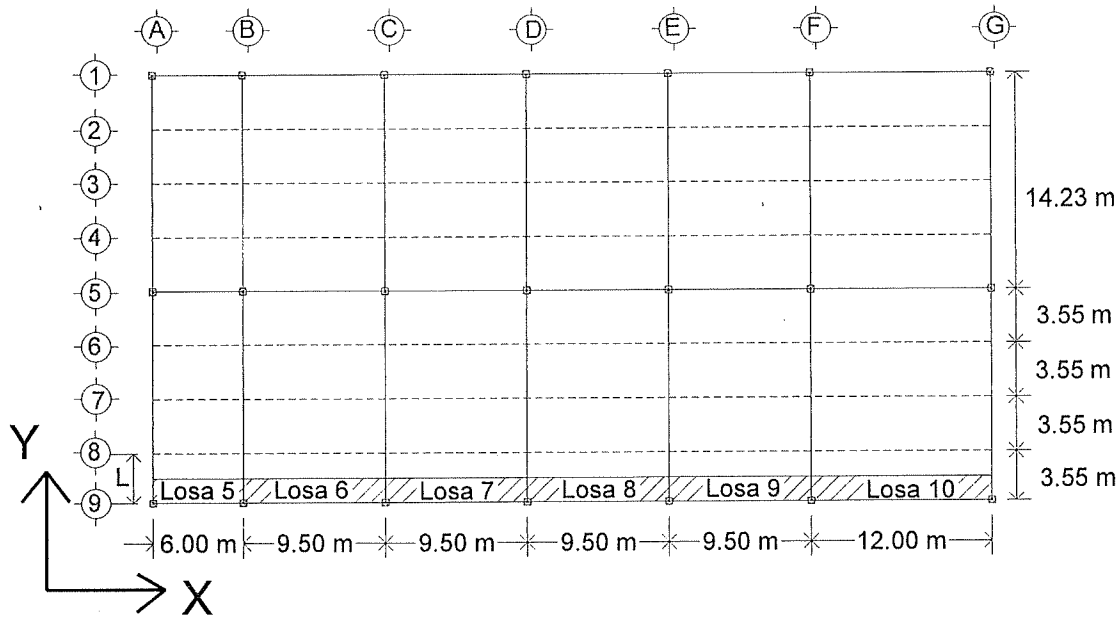


Figura 37 Área tributaria para cargar los marcos 9 y 1.

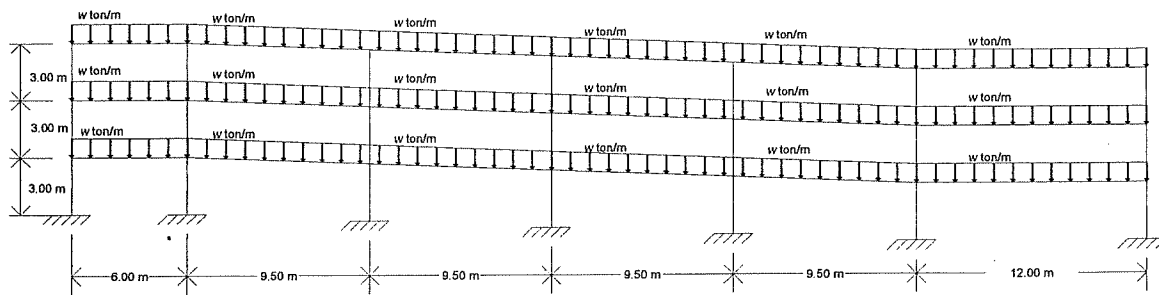


Figura 38 Los marcos 1, 5 y 9.

## Primer ciclo de diseño

### Análisis Estático

#### Cálculo del centro de masas

El centro de masas es el punto de cada entrepiso en donde se supone que están actuando las fuerzas sísmicas calculadas con los métodos conocidos como es el método estático y el método dinámico. El procedimiento de cálculo utilizado es mediante las áreas tributarias de las columnas, como se muestra en la figura 39 (Anexo C).

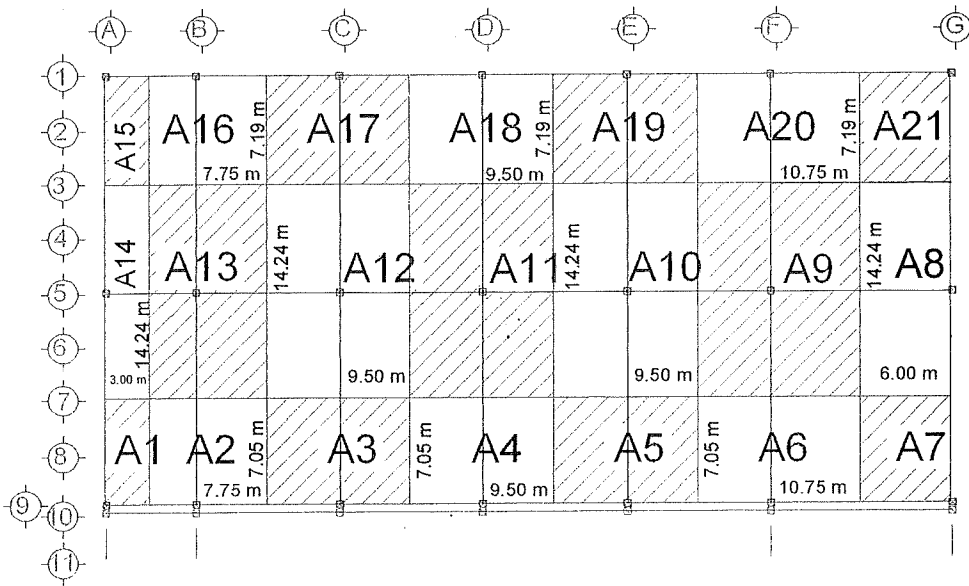


Figura 39 Áreas tributarias de cada entpiso, para calcular el centro de masas (Anexo C).

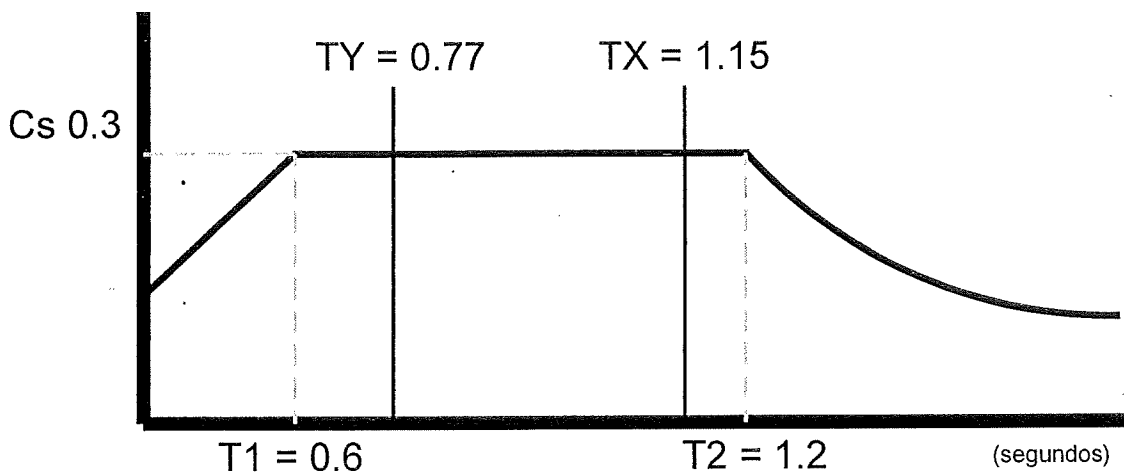
De acuerdo a los cálculos realizados en el Anexo C, el centro de masas queda ubicado en el primer entpiso (26.79 m, 14.21 m) y para el segundo y tercer entpiso (26.93 m, 14.22 m). La ubicación del centro de masas está en función de los materiales constructivos (peso de elementos).

### Rigidez estructural

La rigidez puede ser obtenida de dos formas conocidas como se plantea en (Capítulo 2, sección 2.3, de este documento). La rigidez se calculó con ayuda de un software de cálculo estructural, obteniendo desplazamientos acumulados de entpiso, para cada dirección del análisis X y Y (Anexo C). Dividiéndolos entre las fuerzas unitarias laterales aplicadas a la estructura para obtener las rigidez por marco (dirección X: 196.08 ton/cm, 196.72 ton/m, 197.80 ton/cm, dirección Y: 414.20 ton/cm, 420.42 ton/cm, 467.71 ton/cm), para el entpiso 3, 2 y 1 respectivamente.

*Formula de Schwartz*

Conocida la rigidez de la estructura, se calcularon los periodos de la estructura en cada una de las direcciones (capítulo 2, sección 2.3, del presente documento), para conocer la ubicación de los periodos de la estructura en el espectro de diseño que el RCBC indica para este tipo de estructura, ubicados como se muestra en la figura 40.



**Figura 40** Representación de los periodos en cada dirección analizada, Cs: coeficiente sísmico, TY: periodo en la dirección Y, TX: periodo en la dirección X.

Se concluyó que no es posible hacer una reducción del coeficiente sísmico de acuerdo al artículo LXXXV.5, tabla 74 página 319, por tal motivo en las dos direcciones X y Y el coeficiente sísmico (Cs) es de 0.3.

*Fuerzas laterales con el método estático*

Con el método estático se obtuvieron fuerzas laterales en cada una de las direcciones (Anexo C), las cuales están actuando en el centro de masas de cada entrepiso, considerando una ductilidad (Q: 4), para cada una de las dos direcciones, como se observa en la figura 41.

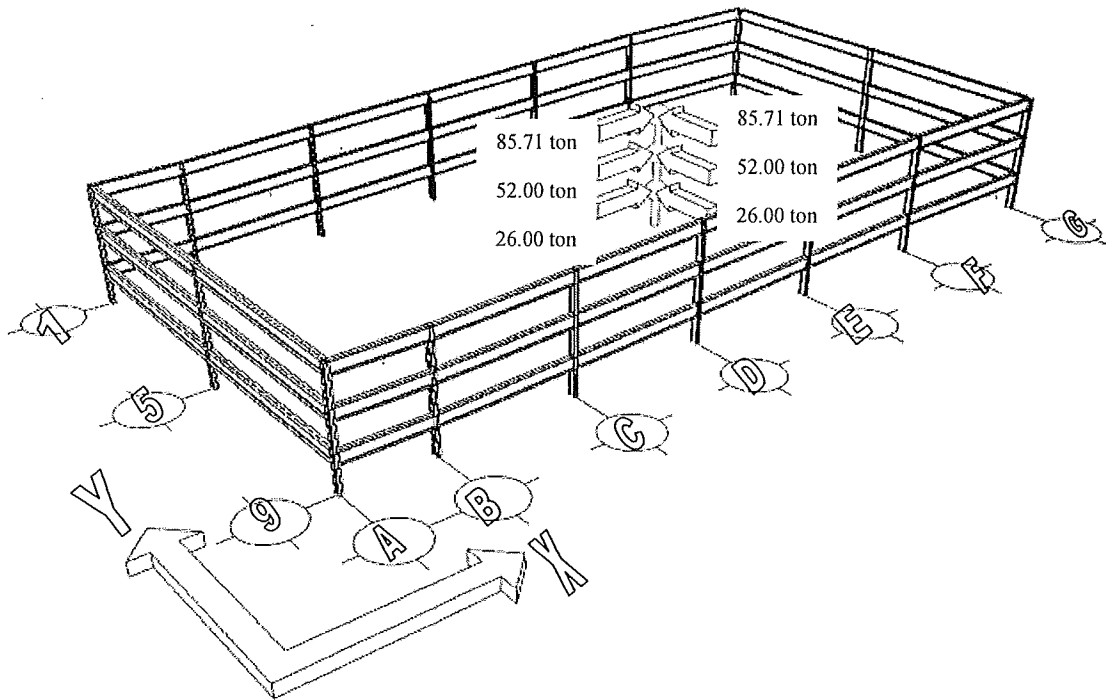


Figura 41 Fuerzas sísmicas obtenidas del análisis estático.

*Ubicación del centro de cortante o de torsión.*

Ubicado el centro de masas de cada entrepiso, se calculó el centro de torsión de cada entrepiso (Anexo C).

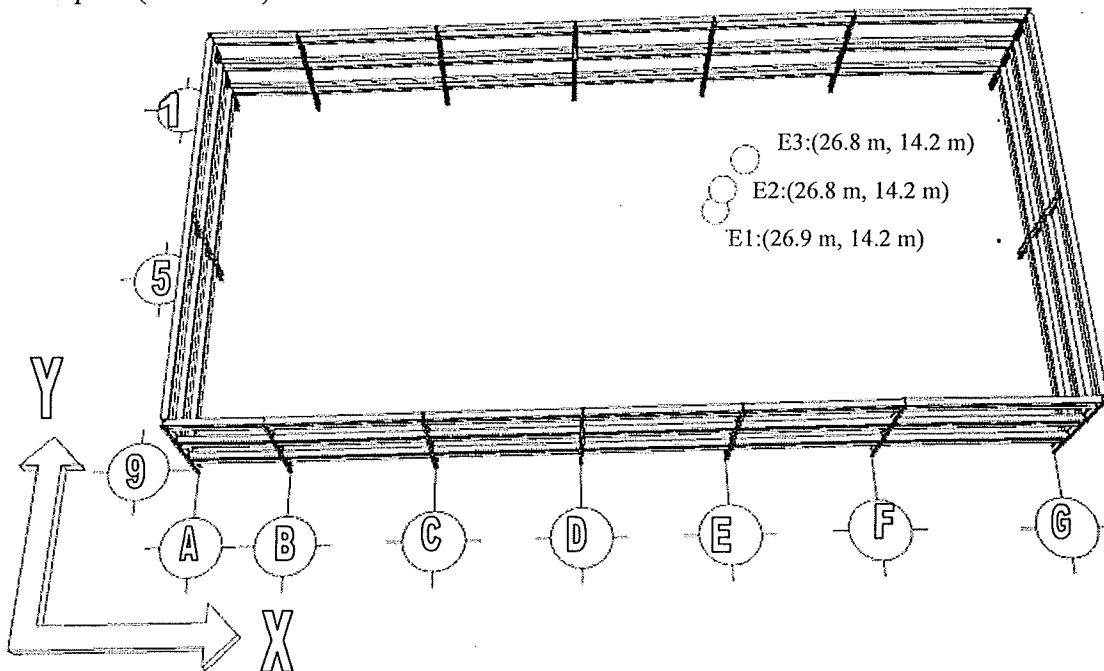


Figura 42 Centro de cortante por cada nivel, E1 entrepiso 1, E2 entrepiso 2, E3 entrepiso 3.

El centro de torsión fue calculado de acuerdo al procedimiento descrito en el presente documento capítulo 2, sección 2.3. Obtenida la ubicación del centro masas y torsión de cada entrepiso se aplicó una excentricidad accidental al centro de masas, para obtener una ubicación distinta, y hacer el análisis de cada marco de acuerdo a la excentricidad más desfavorable para cada uno de ellos.

### *Análisis dinámico*

El análisis dinámico fue resultado con el método de Newmark y Holtzer, aplicando el procedimiento descrito en el capítulo 2, sección 2.3 del presente documento. El análisis dinámico no es necesario para este tipo de estructuras de acuerdo al artículo LXXXIX.1 el cual señala:

*"En edificios de más de 60 pisos o en estructuras del tipo III se empleará método de análisis dinámico. Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos."*

Por lo tanto la aplicación del método dinámico es un proceso más refinado que el método estático por eso el RCBC 1992, señala que el estático es aceptable a estructuras de más de 60 pisos. Por lo que el análisis dinámico aquí mostrado es en forma didáctica.

### *Método de Newmark, (modo fundamental)*

La aplicación del método esta planteado en el Anexo A-2, mediante una tabla, la cual consiste en suponer los desplazamientos de cada entrepiso, y con una frecuencia inicial hacer un equilibrio de las frecuencias para que todas las masas de la estructura tengan la misma frecuencia, y en ese momento obtener las fuerzas aplicadas para el modo

fundamental de vibración, así como los desplazamientos y frecuencias de cada entrepiso como se muestra en la figura 43.

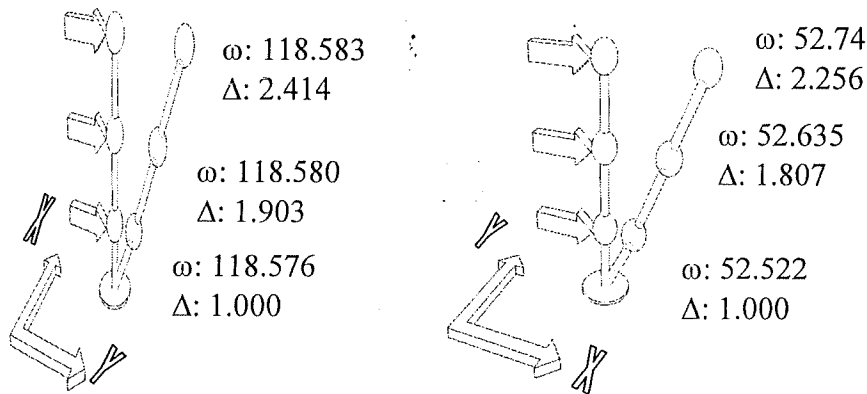


Figura 43 Modo fundamental de vibración,  $\omega$ : Frecuencia,  $\Delta$ : Desplazamiento.

*Método de Holtzer (Segundo modo)*

El método de Holtzer consiste como se explica ampliamente en el Capítulo 2 sección 2.3 de este documento, en un equilibrio de fuerzas, entre las fuerzas de inercia y las del resorte (entendiéndose como resorte las columnas que conectan entrepiso con entrepiso), hasta obtener, igual que en el método de Newmark, las mismas frecuencias en todas las masas de la estructura. Este procedimiento está realizado en el Anexo C. para cada una de las dos direcciones X y Y, figura 44.

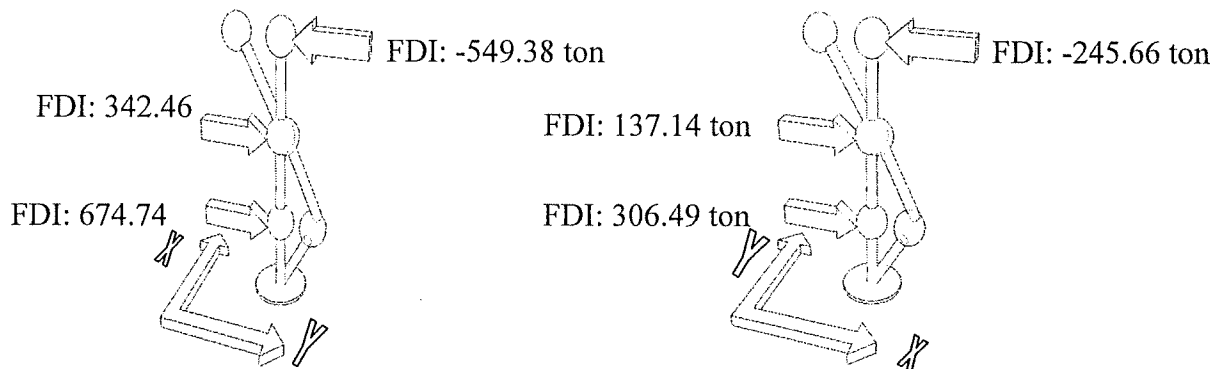
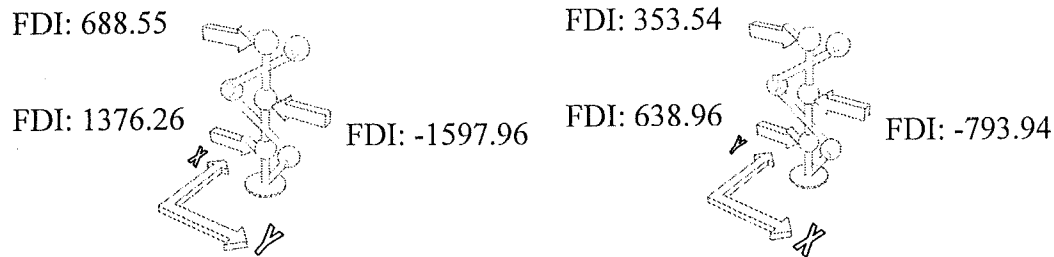


Figura 44 Fuerzas de inercia en cada una de las direcciones obtenidas del segundo modo con el método de Holtzer, Anexo C.

*Método de Holtzer, tercer modo.*

El tercer modo al igual que el segundo y primero consiste en encontrar la frecuencia en que las fuerzas de la estructura son la misma (Capítulo 2, sección 2.3, Anexo C) figura 45.



**Figura 45** Tercer modo de vibración en cada una de las dos direcciones X y Y.

Obtenidos los tres modos de vibración, se calculan los desplazamientos máximos (Capítulo 2, sección 2.3) para cada una de las dos direcciones aplicando el procedimiento del capítulo 2 del presente documento.

*Análisis estructural*

Con las fuerzas cortantes de entrepiso en cada centro de masas obtenidas del análisis dinámico (Anexo C). Se realizó el análisis estructural el cual consistió en ubicar el centro de masas en un modelo de la estructura elaborado con un software de análisis estructural. Esta aplicación de las fuerzas fue considerando la excentricidad más desfavorable para el análisis. Con los resultados de software se calculó la ecuación para cada elemento y con los resultados de los extremos de cada elemento se pudo obtener el valor de momento flexionante a una distancia  $L$  ( $L$ : longitud del elemento).

A los resultados de cada diagrama se le aplicaron los factores de combinación de carga para cada caso descritos en el presente documento capítulo 2 sección 2.2, para obtener la

envolvente de cada elemento y poder diseñar con el valor más desfavorable para cada caso. Dichas envolventes se encuentran en el Anexo C, D y E para cada ciclo.

Aplicando el proceso de diseño descrito en el capítulo 2 sección 2.3 las secciones que se obtuvieron se muestran en la figura 46.

*Diseño estructural*

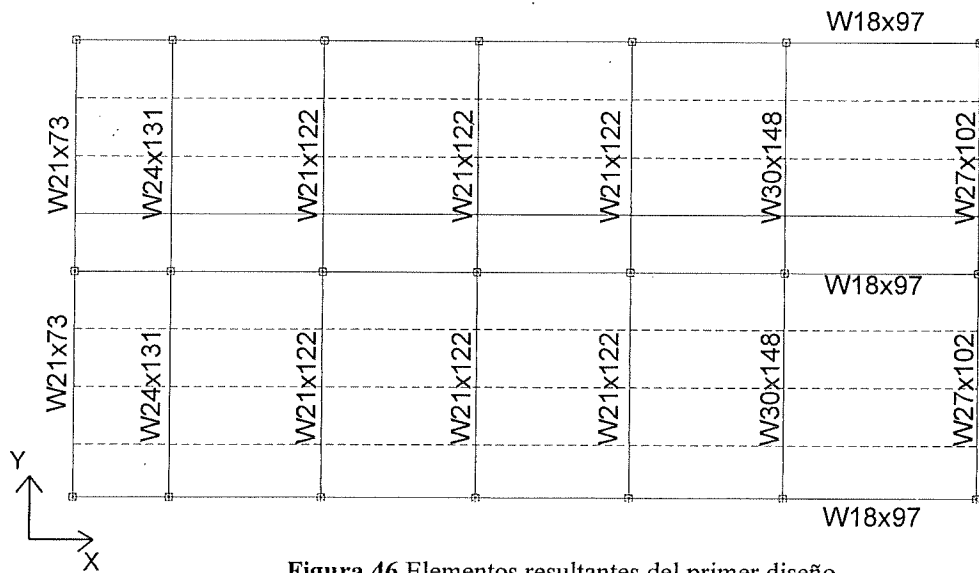


Figura 46 Elementos resultantes del primer diseño.

Los desplazamientos calculados en este análisis son mayores que los permitidos en el RCBC, (Anexo B) por tal motivo, es necesario hacer una reestructuración para limitar el desplazamiento en la dirección X, figura 47.

De acuerdo con estos resultados, al comparar los desplazamientos permisibles, como lo marca el RCBC, con la respuesta de la estructura; en la dirección X en los entrepisos 1 y 2, el desplazamiento permisible resulta menor al de la respuesta de la estructura, por lo que será necesario rigidizar el sistema estructural en la dirección X de análisis. Lo cual se realiza en la siguiente sección.

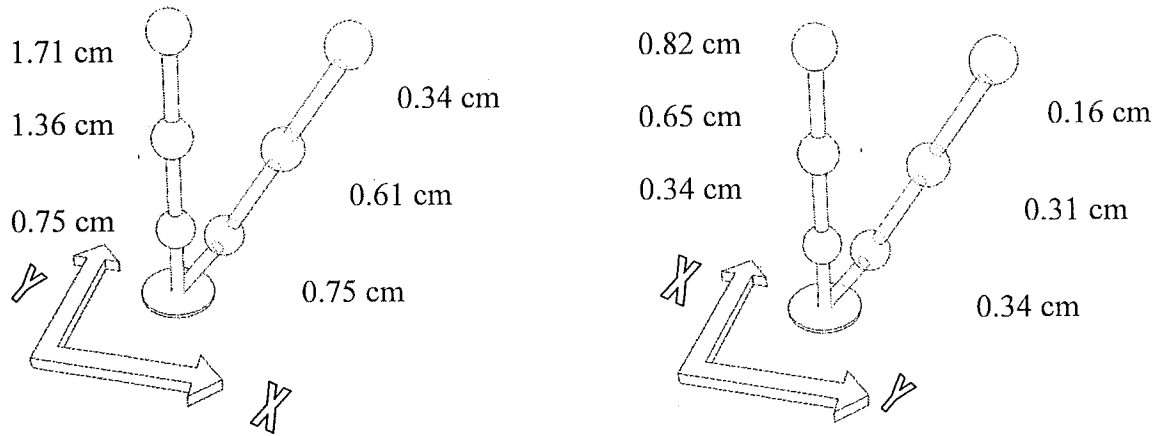


Figura 47 Desplazamientos de entreciso obtenidos del primer análisis.

	Y	X
Entrepiso 3	0.67 cm	1.37 cm
Entrepiso 2	1.24 cm	2.47 cm
Entrepiso 1	1.36 cm	3.00 cm

Tabla 6 Desplazamientos de entreciso en cada disección del análisis.

Conforme al artículo LXXXVII.1 del RCBC 1992 el máximo desplazamiento permitido es de  $(0.008)300 \text{ cm} = 2.4 \text{ cm}$   $Q = 4$  en la dirección X y en la Y

**Segundo ciclo de diseño.**

Como se observó al finalizar la sección 3.3 del capítulo 3, los desplazamientos obtenidos son mayores a los permitidos en la dirección X, por tal motivo es necesaria una reestructuración de elementos que limiten el desplazamiento en esa dirección. Se propusieron contravientos los cuales se colocan diagonalmente, figura 48.

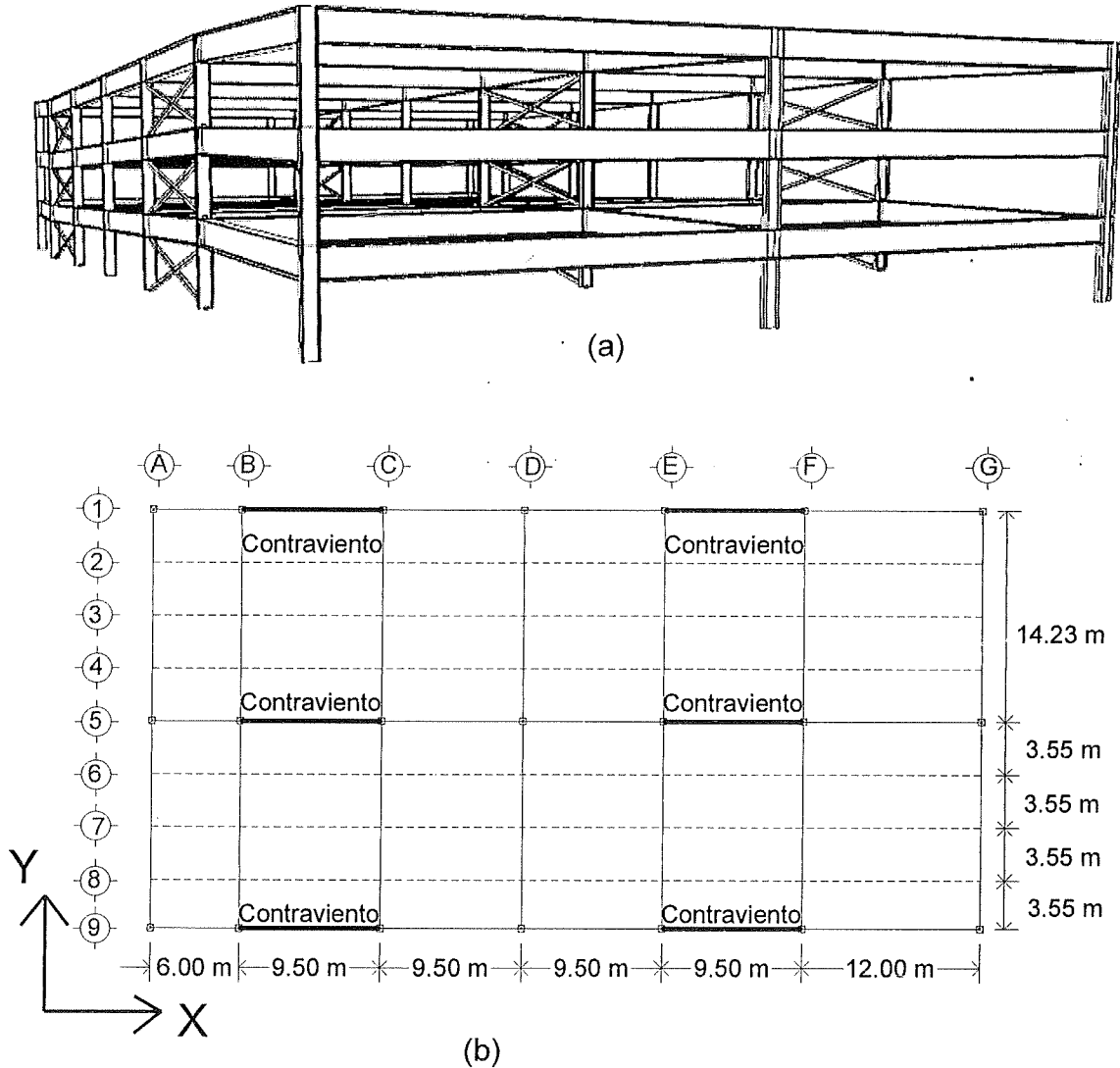


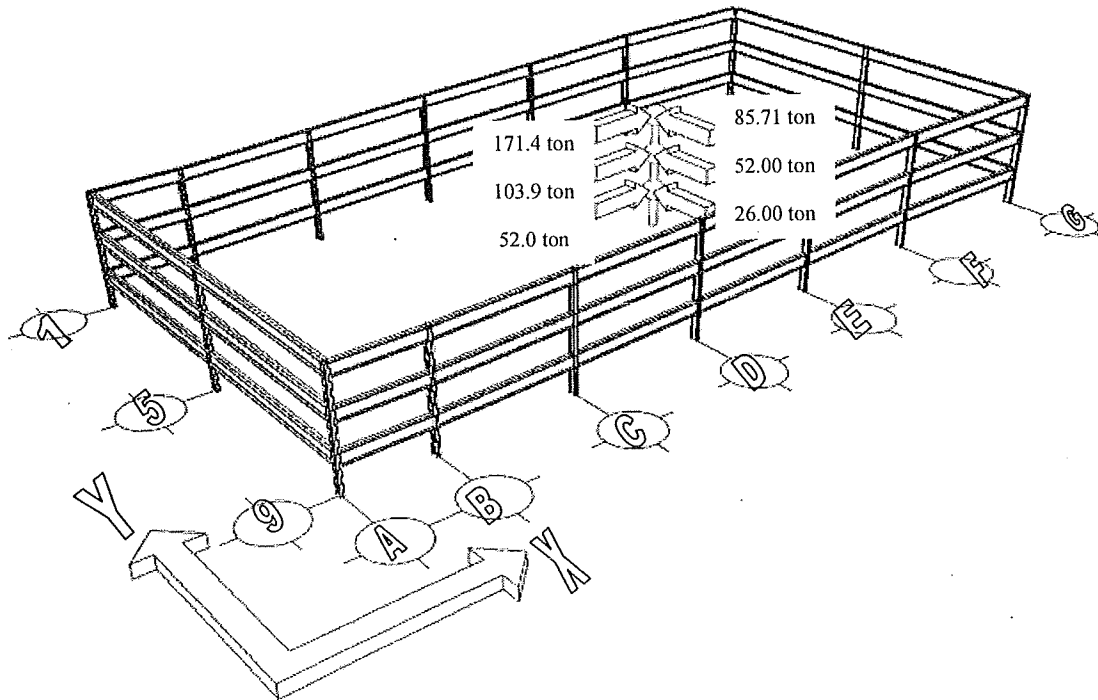
Figura 48 (a) Vista en 3D con la nueva reestructuración en dirección X, (b) Vista en planta de los contravientos ubicados igual para cada entrespiso, Sección A.

*Análisis estático*

El peso de la estructura es el mismo ya que las vigas y las columnas son las mismas en toda la estructura, solamente se agregaron contravientos 5.5x5.5x0.25” (Anexo A-5) en la dirección X. Por tal motivo no se recalculó el centro de masas. El segundo análisis comenzó con la rigidez del edificio. Utilizando el mismo procedimiento que en el primer análisis, sección 2.3, Anexo D. La rigidez calculada es de 761.42 ton/cm, 797.87 ton/cm,

815.96 ton/cm para la dirección X y 414.20 ton/cm, 420.42 ton/cm y 467.71 ton/cm en la dirección Y, entrepiso 3, 2 y 1 respectivamente.

Al aplicar el método estático la ductilidad (Q) en la dirección X es de 2, y 4 en la dirección Y. Aplicando el método estático se obtienen las fuerzas mostradas en la figura 49.



**Figura 49** Fuerzas obtenidas con el método estático, actuando en el centro de masas, de cada entrepiso, Anexo D.

*Formula de Schwartz*

Para calcular el periodo en cada una de las dos direcciones del análisis se utilizó la fórmula de Schwartz la cual está definida en el RCBC 1992, página 330 artículo LXXXVI.9, para ubicar los periodos de la estructura como se muestra en la figura 50, y calcular las fuerzas sísmicas como se muestra en la figura 51.

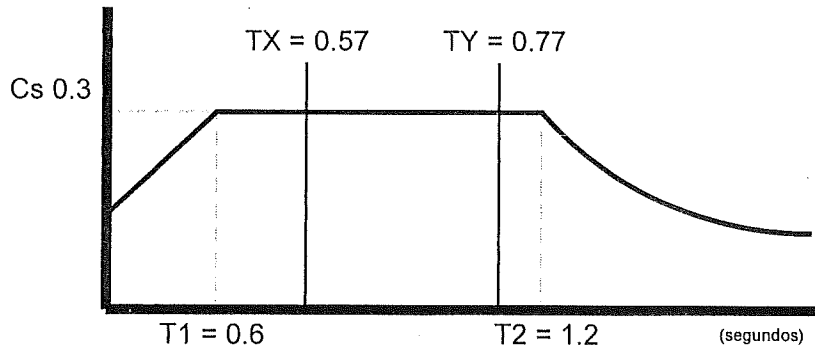


Figura 50 Espectro de diseño de acuerdo al RCBC 1992 indica que no se puede hacer ninguna reducción del coeficiente sísmico ( $C_s$ ).

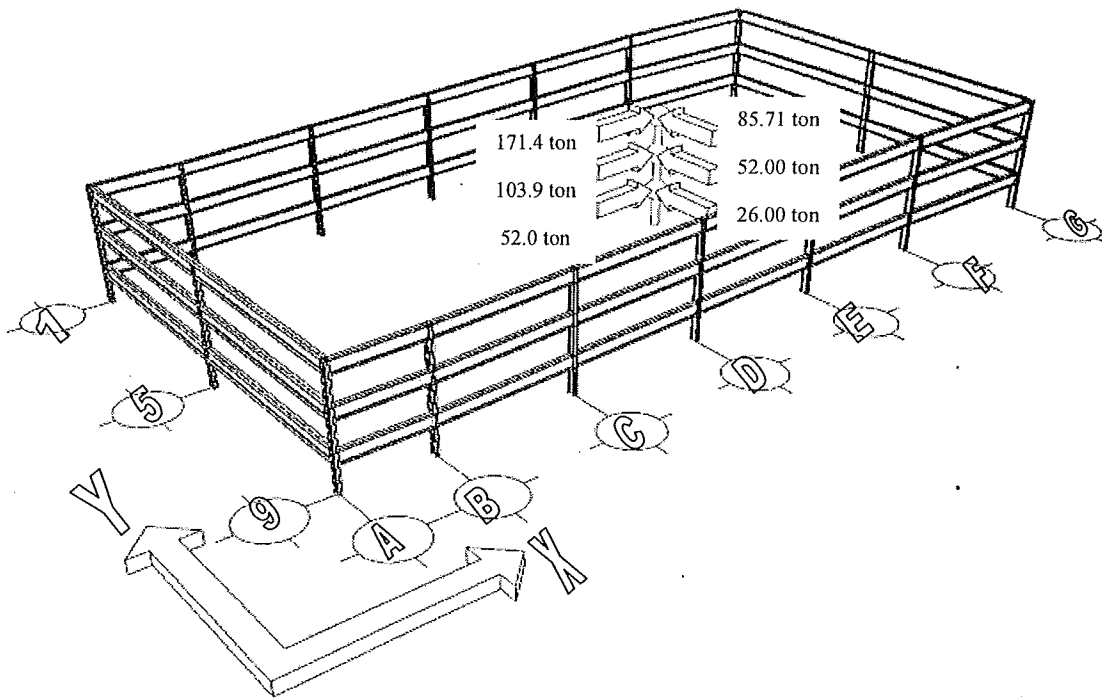


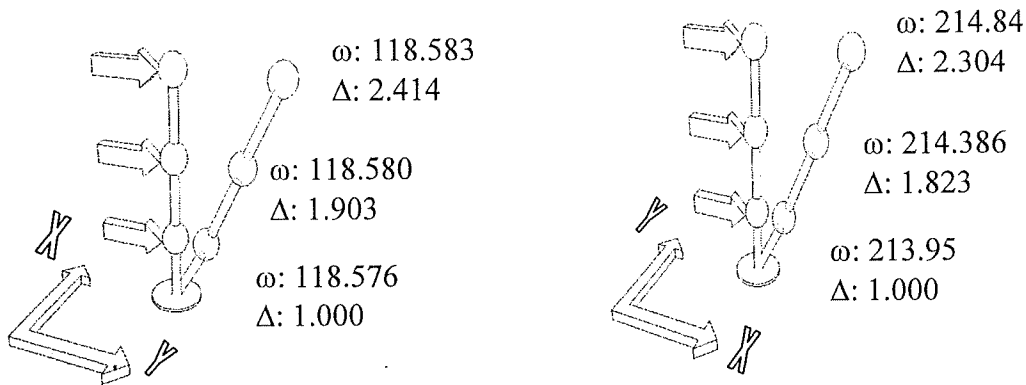
Figura 51 Como no se puede hacer reducción del coeficiente sísmico, estas son las fuerzas del método estático.

*Centro de torsión*

El centro de torsión está ubicado con el mismo procedimiento en el capítulo 2, sección 2.3. Calculado con una hoja de cálculo la cual está mostrada en el Anexo D. El centro de torsiones para cada entrepiso es de 13.4 m, 28.4 m para los tres entrepisos.

*Método de Newmark, modo fundamental*

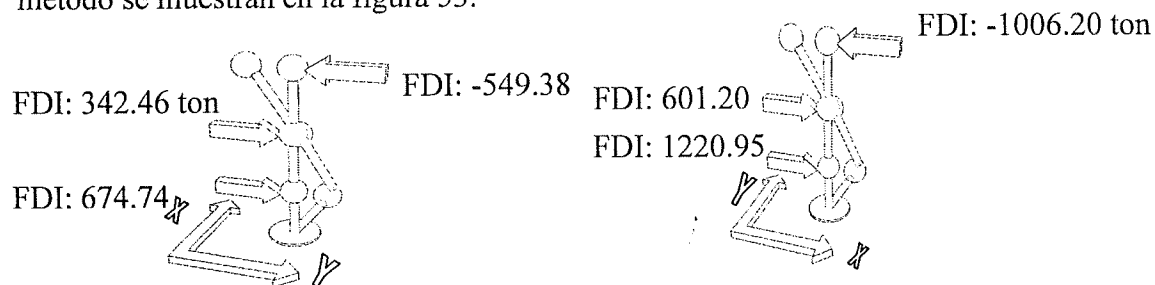
Aplicando el método de Newmark en las dos direcciones del análisis, se obtuvieron de nuevo resultados de frecuencias en todas las masas iguales, figura 52.



**Figura 52** Resultados del método de Newmark para el segundo análisis del método.

*Segundo modo de Holtzer*

El segundo modo de vibración resultó igual que en el primer ciclo y los resultados del método se muestran en la figura 53.



**Figura 53** Resultados del método de Holtzer, en el tercer modo, Anexo C.

*Método de Holtzer, tercer modo*

Igual que el segundo modo de vibración, el tercer modo fue resuelto buscando la frecuencia a la cual las masas tenían la misma, figura 54 y obtener las fuerzas sísmicas figura 55.

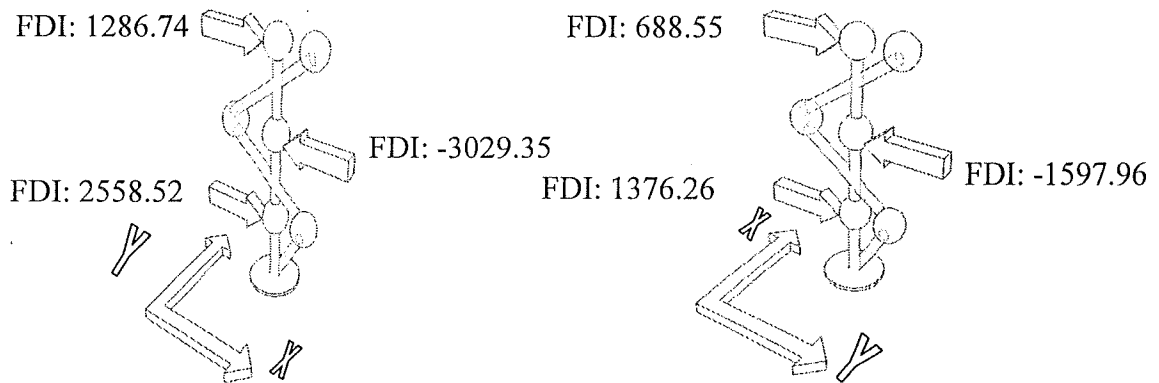


Figura 54 Las fuerzas de inercia en cada una de las dos direcciones del análisis.

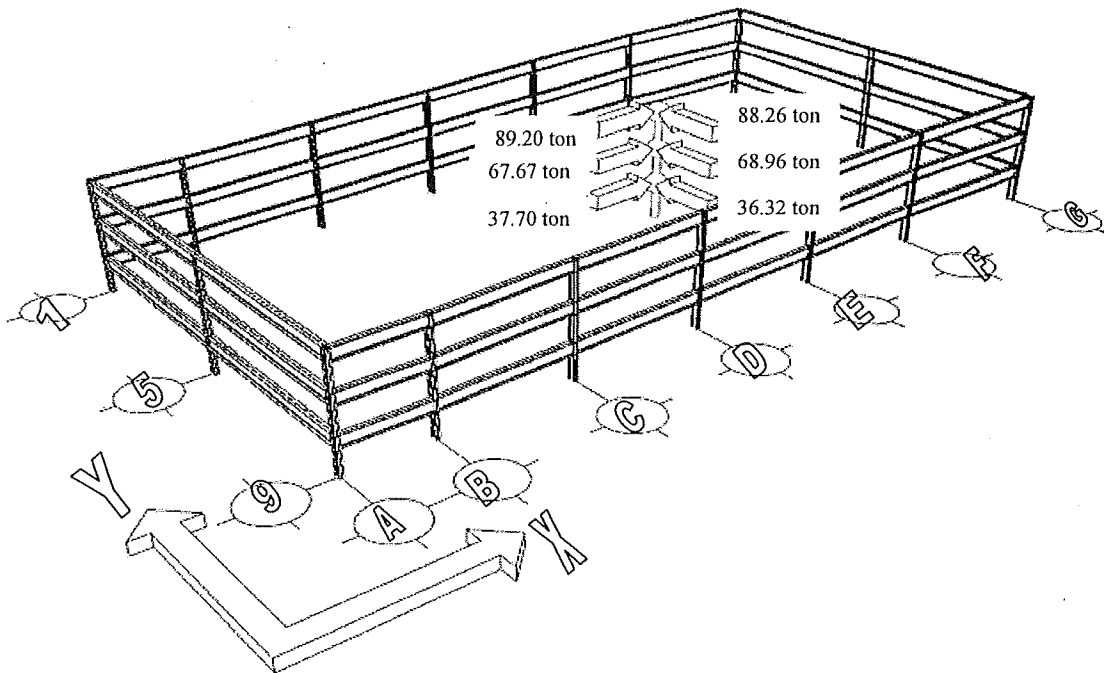


Figura 55 Las fuerzas del método dinámico.

*Análisis estructural*

Al igual que el primer análisis estructural, fue resuelto con ayuda del SAP2000 en el cual se utilizó el mismo modelo solamente que esta vez se le agregaron los contravientos 5.5x5.5x0.25” en la dirección X, como se describió al inicio de esta sección. El centro de aplicación de las fuerzas sísmicas fue el mismo que el primer análisis solamente cambió la magnitud de las fuerzas, por las obtenidas en el análisis dinámico de la presente

sección. El software proporcionó resultados en los extremos de cada elemento (vigas y columnas) con los cuales se aplicaron las ecuaciones que se obtuvieron de cada condición de carga para cada elemento, para aplicar los factores de combinación de carga los cuales están descritos en el capítulo 2, sección 2.2 del presente documento.

Con las envolventes (Anexo D) se obtuvieron las condiciones de carga más desfavorables, para realizar el diseño de los elementos. Como se aprecia en las envolventes en el Anexo D las fuerzas gravitacionales son las que predominan sobre las sísmicas por tal motivo el diseño hecho en el primer análisis es satisfactorio para este segundo análisis. Las secciones se muestran en la figura 56.

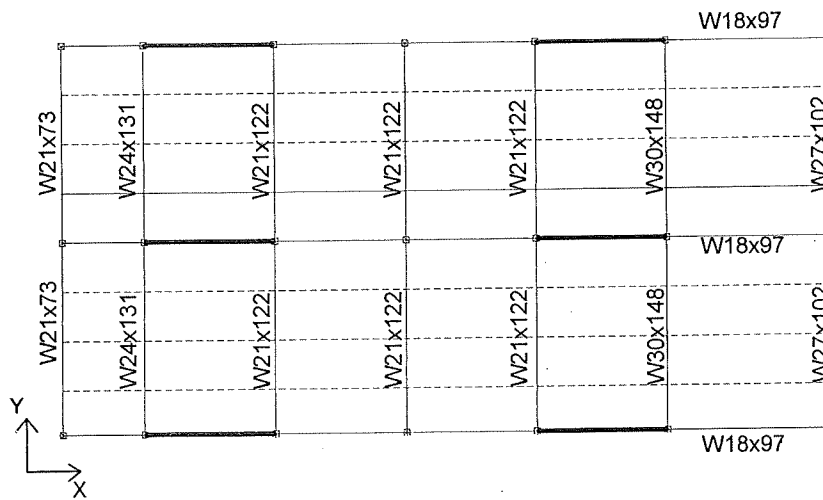
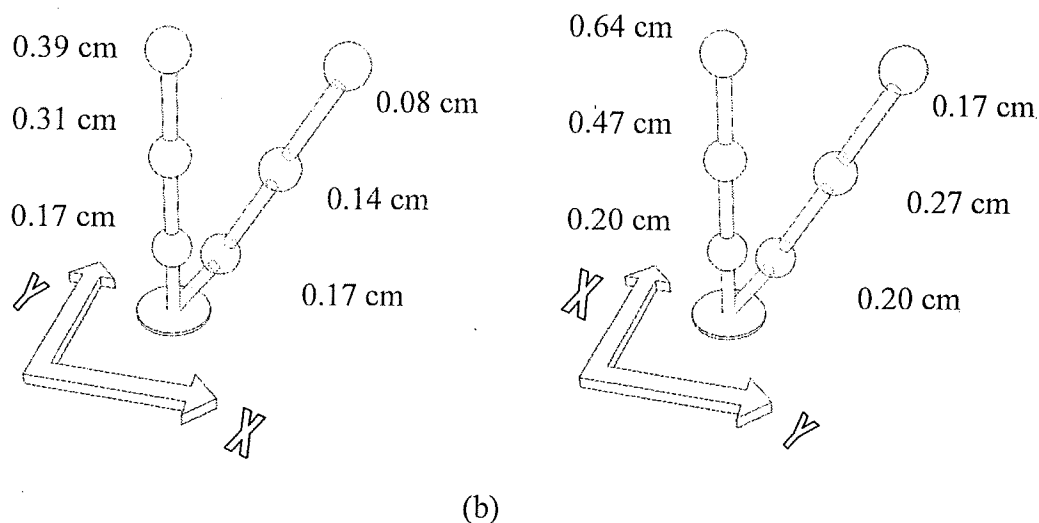


Figura 56 Secciones satisfactorias para el segundo análisis.

### Conclusión del segundo análisis

Como resultado de comparación de desplazamientos, la respuesta de la estructura es satisfactoria, en cuanto a desplazamientos permisibles, se aplica el procedimiento de diseño en un tercer ciclo, con la finalidad de optimizar las secciones de los elementos estructurales.

*Desplazamientos*



	Y	X
<b>Entrepiso 3</b>	0.68 cm	0.16 cm
<b>Entrepiso 2</b>	1.08 cm	0.28 cm
<b>Entrepiso 1</b>	0.8 cm	0.34 cm

(a)

**Tabla 5** (a) Conforme al artículo XC.1 del RCBC 1992 el desplazamiento máximo permitido es:  $(0.008)300 \text{ cm} = \underline{2.4 \text{ cm}}$  (b) Desplazamientos relativos y acumulados de entrepiso

**Tercer ciclo de diseño (diseño definitivo)**

Como se verificó en el segundo ciclo del procedimiento de diseño, los desplazamientos en las dos direcciones del análisis son satisfactorios, por tal motivo solamente queda hacer una optimización de las secciones, y para eso es necesario calcular el centro de masas con las secciones que resultaron del segundo ciclo.

*Centro de masas*

El cálculo del centro de masas fue utilizando las mismas áreas tributarias para las columnas que se utilizaron en el primer análisis, solamente que esta vez considerando el peso de las secciones que resultaron del segundo análisis. Las coordenadas del centro de

masas son 27.28 m, 14.22 m para el tercer entrepiso y 27.13 m, 14.22 para el segundo y primer entrepiso (Anexo E).

### *Rigidez de la estructura*

La rigidez de la estructura se resolvió de la misma manera que en el segundo y primer análisis, el cual consiste en aplicar unas fuerzas laterales unitarias y obtener desplazamientos de entrepiso para dividirlos entre las fuerzas basales (V). La rigidez de la estructura por entrepiso es para la dirección X: 810.81 ton/cm, 845 ton/cm y 918.37 ton/cm y para la dirección Y: 181.82 ton/cm, 205.28 ton/cm y 325 ton/cm del entrepiso 3, 2 y 1.

### *Método estático*

Con la rigidez de la estructura se calcularon los periodos (figura 57) de la estructura en cada una de las dos direcciones para compararlos con el espectro de diseño que el RCBC señala para estructuras sismorresistentes.

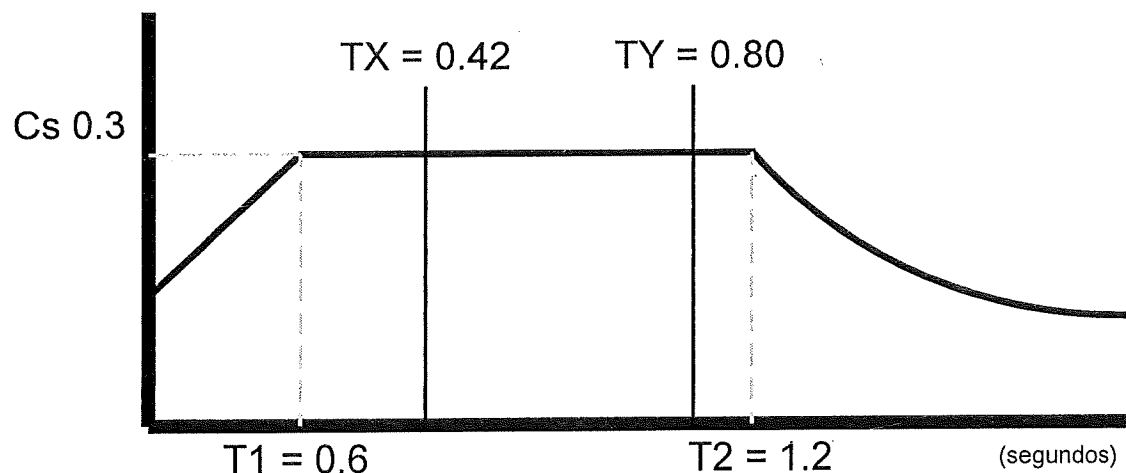


Figura 57 Espectro de diseño, con la ubicación de los periodos de diseño en cada una de las dos direcciones del análisis.

Como en los otros dos análisis anteriores es necesario hacer una reducción del coeficiente sísmico. Por tal motivo se calculan las fuerzas sísmicas con el  $(C_s)$  0.3 y ductilidad  $(Q)$  en X: 2 y Y: 4, figura 58.

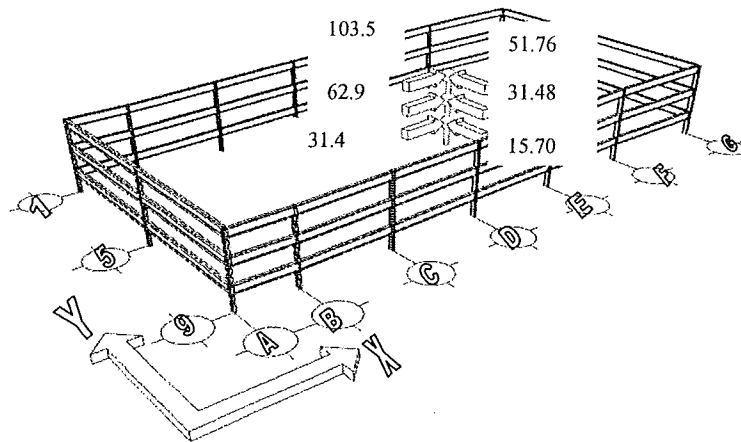


Figura 58 Fuerzas obtenidas del método estático, fuerzas en toneladas.

#### *Análisis dinámico*

Los resultados de análisis dinámico en cada una de las dos direcciones se resolvieron de acuerdo al capítulo 2 sección 2.3 del presente documento. Los resultados de cada modo se presentan en la figura 59.

#### *Diseño definitivo*

El tercer diseño tiene la finalidad de optimizar las secciones de la estructura, por tal motivo con los resultados de envolventes realizadas con las hojas de cálculo (Anexo D) se tomaron los valores más desfavorables para cada elemento (figura 60) y se determinan las secciones adecuadas para estas condiciones de carga, lo cual constituye el diseño definitivo de la estructura del edificio de estacionamiento de esta propuesta.

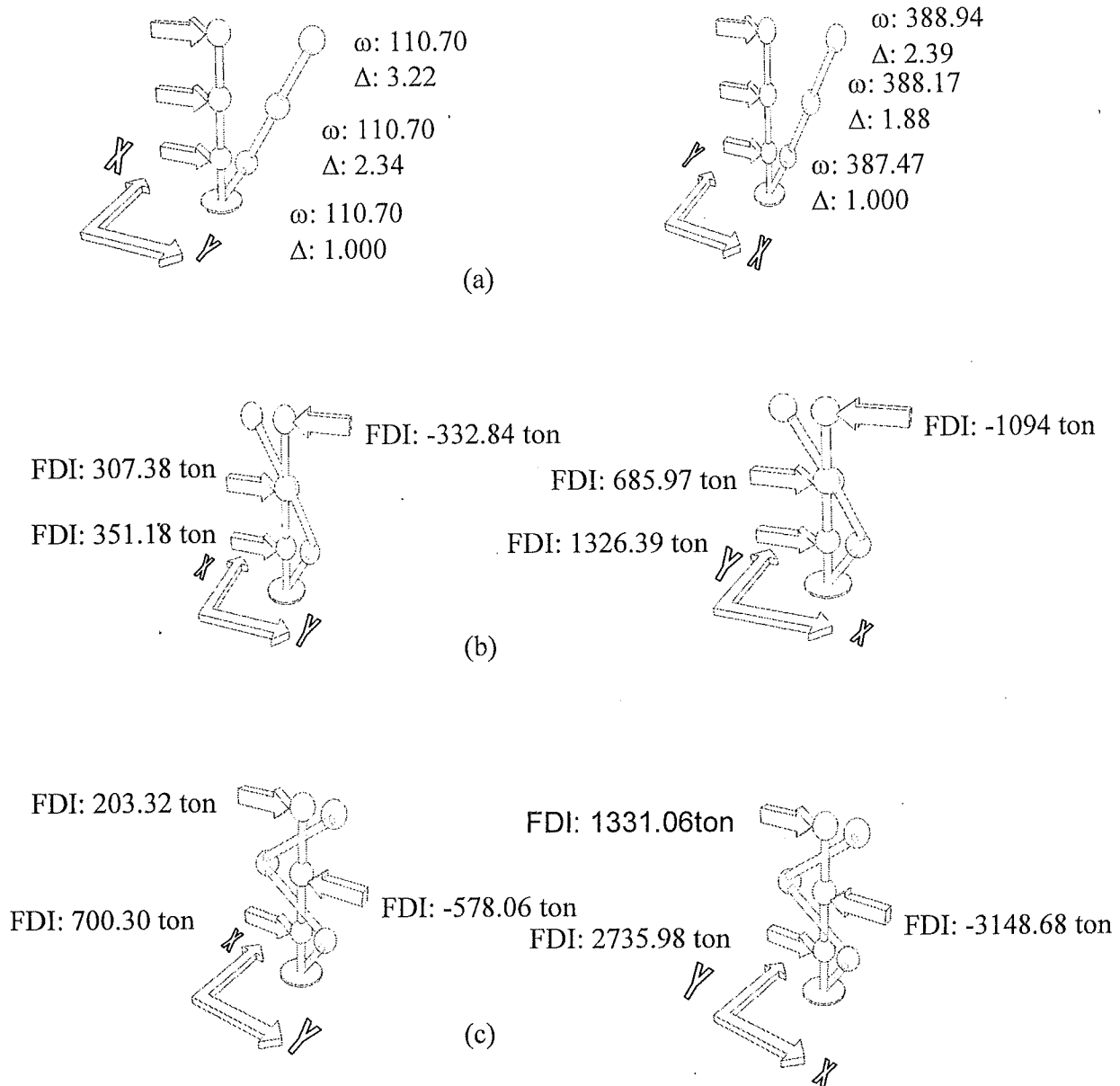
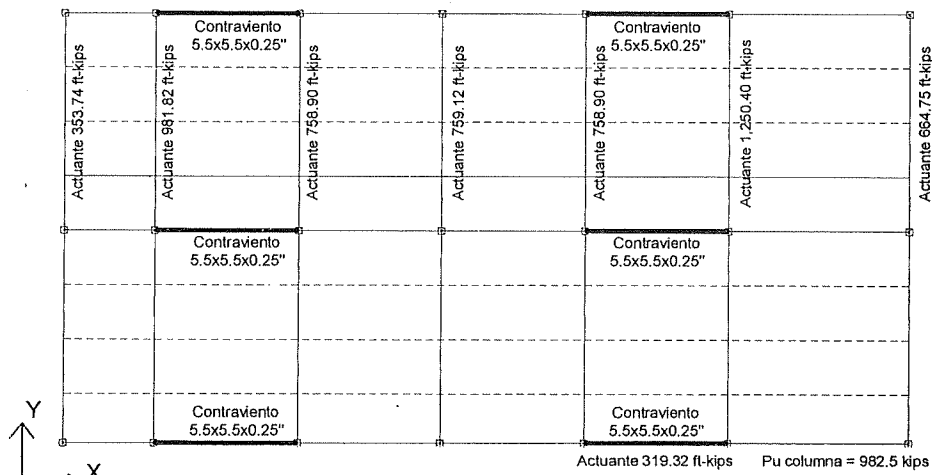
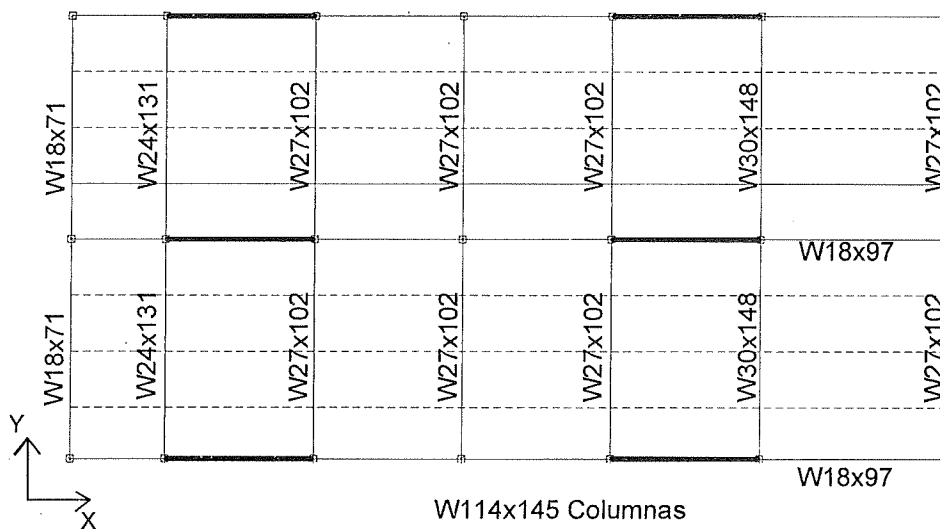


Figura 59 (a) Modo fundamental, (b) Segundo modo, (c) Tercer modo.



(a)



(b)

Figura 60 (a) Momentos más críticos de las envolventes para diseño. (b) Secciones finales para la construcción del edificio, Anexo D.

**Comparación de resultados de análisis estructural: método matricial de rigidez contra software de análisis estructural.**

*Método matricial de rigidez.*

Este método se fundamenta en los principios de continuidad, la ley de Hooke y el de equilibrio (Ojeda, 2004). El principio de continuidad se define a través del

establecimiento de la compatibilidad de las deformaciones de una sección (barra), como

las secciones fundamentales a ella. A través de la Ley de Hooke se establecen las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales, mientras éstos se comportan en el rango elástico, la relación será lineal. Finalmente, integrar los efectos producidos por las deformaciones que provienen de una junta con los efectos considerados de la Ley de Hooke, es una operación que se debe llevar a cabo cumpliendo con los requerimientos de equilibrio estático.

Los principios mencionados anteriormente conducen a la relación:  $F = k\delta$ . En donde “F”, es la fuerza en la dirección del desplazamiento “ $\delta$ ”, que se produce debido a la rigidez “k”. Al considerar un sistema de fuerzas asociado a un campo de desplazamientos, la expresión en su representación matricial, tiene la siguiente forma:  $\{F\} = [K]\{\delta\}$  que es la forma básica del método de rigidez.

El método matricial de rigidez consiste en obtener la matriz de rigidez de cada elemento del marco que se está analizando, para proseguir con el ensamble de la “matriz general” de la estructura en cuestión. El sistema de cargas actuantes en la estructura es completamente independiente de la matriz general ensamblada.

### *Software de análisis estructural*

El avance de la tecnología en el área del análisis estructural de software ha sido en forma exponencial a un ritmo que en la actualidad se encuentran en el mercado paquetes de cálculo estructural muy sofisticados, capaces de realizar un análisis refinado de estructuras complejas. El análisis estructural que el software comercial (SAP2000) realiza utiliza las deformaciones por esfuerzo cortante y para que los resultados del software y

los del método matricial coincidan es necesario una matriz que tome en consideración este concepto, figura 62.

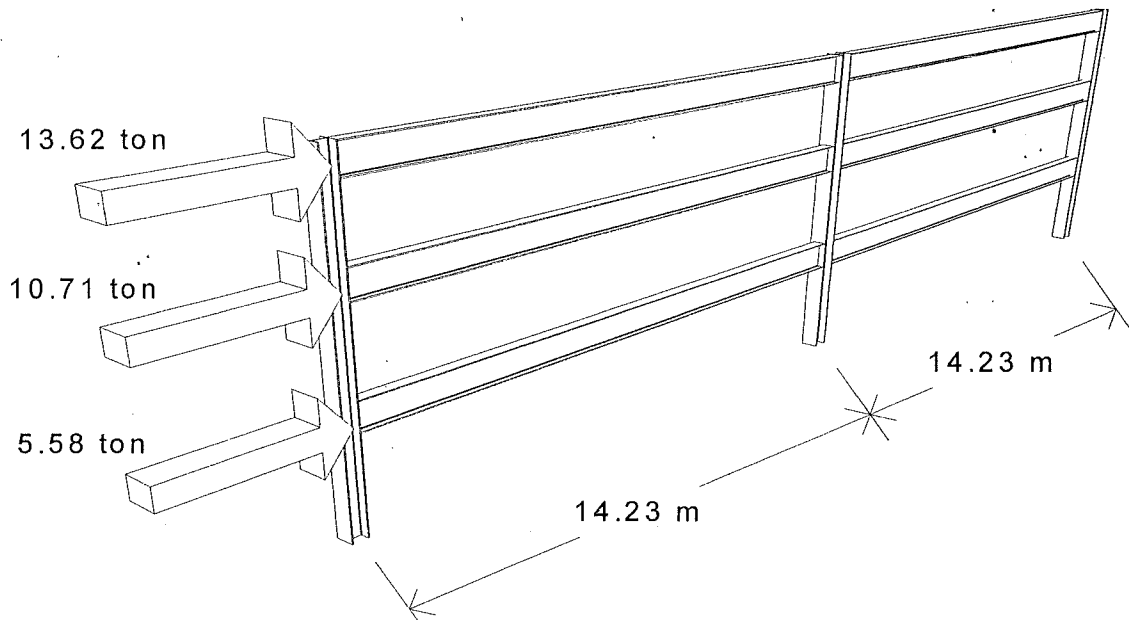


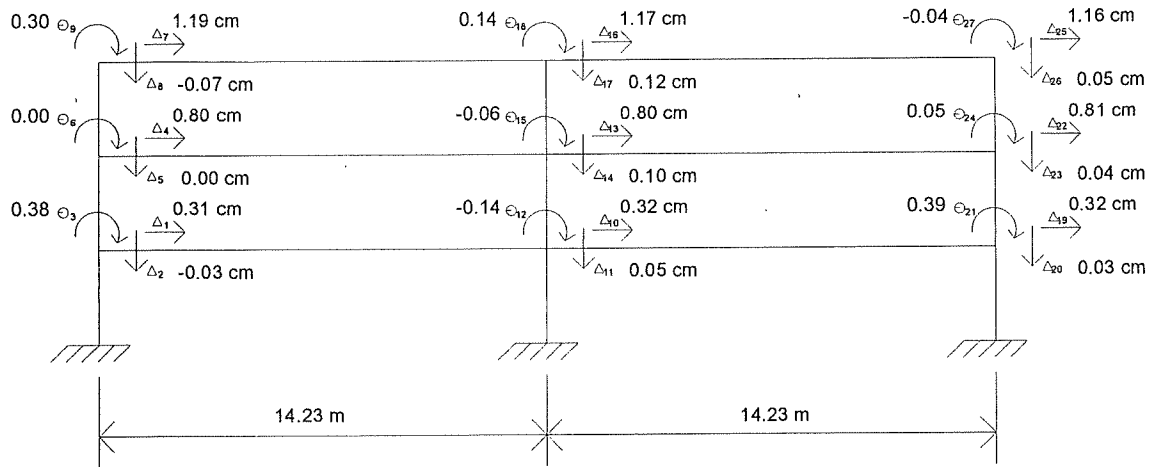
Figura 61 Análisis de cargas sísmicas en el marco A de la sección A.

Las cargas laterales del análisis son sísmicas y se utilizó el criterio de análisis que distribuye las fuerzas sísmicas en cada nodo de cada marco figura 61. En los resultados obtenidos por los dos métodos de análisis son exactamente iguales los desplazamientos, así como las fuerzas cortantes y momentos flexionantes. Para que esto ocurriera fue necesario utilizar la matriz, que considera deformación por fuerza cortante, figura 62.

$$\begin{bmatrix} \frac{Ea}{h} & 0 & 0 & -\frac{Ea}{h} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{[(1+\alpha)h^3]} & \frac{6EI}{[(1+\alpha)h^2]} & 0 & \frac{-12EI}{[(1+\alpha)h^3]} & \frac{6EI}{[(1+\alpha)h^2]} \\ 0 & \frac{6EI}{[(1+\alpha)h^2]} & \frac{[4+\alpha]EI}{[1+\alpha]h} & 0 & \frac{-6EI}{[(1+\alpha)h^2]} & \frac{[2-\alpha]EI}{[1+\alpha]h} \\ -\frac{Ea}{h} & 0 & 0 & \frac{Ea}{h} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI}{[(1+\alpha)h^3]} & \frac{-6EI}{[(1+\alpha)h^2]} & 0 & \frac{12EI}{[(1+\alpha)h^3]} & \frac{-6EI}{[(1+\alpha)h^2]} \\ 0 & \frac{6EI}{[(1+\alpha)h^2]} & \frac{[2-\alpha]EI}{[1+\alpha]h} & 0 & \frac{-6EI}{[(1+\alpha)h^2]} & \frac{[4+\alpha]EI}{[1+\alpha]h} \end{bmatrix}$$

Figura 62 Matriz que considera deformaciones por esfuerzo cortante.

Resultados del SAP2000



Resultados del Método matricial de rigidez CV

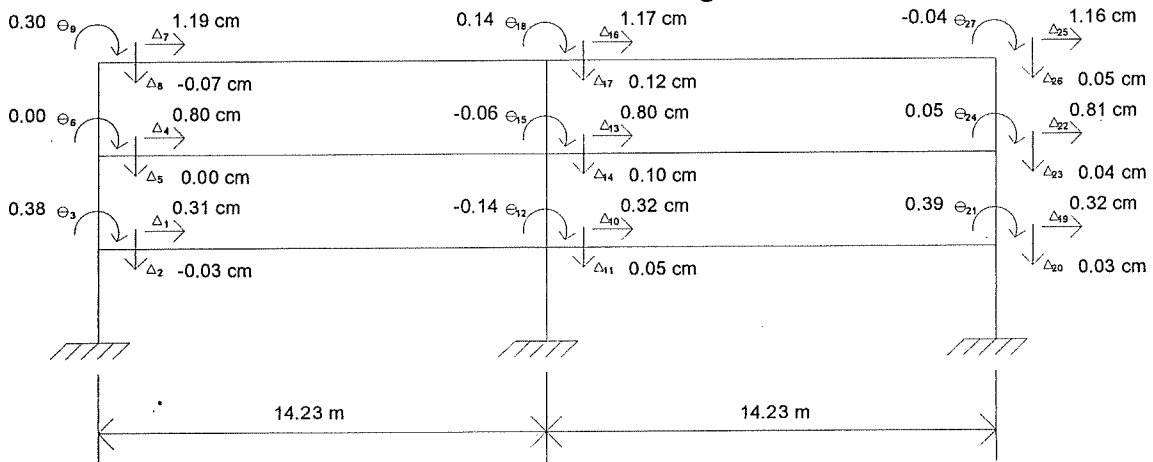


Figura 63 Comparación de resultados.

## Conclusiones y Recomendaciones

En la justificación del proyecto se estudió la problemática de los diversos factores que intervienen en el diseño arquitectónico y estructural, así como también la justificación social, técnica y económica. Para proponer un proyecto de acuerdo a las necesidades del lugar, con un edificio de 3 niveles. En los párrafos siguientes se discuten las conclusiones más importantes que resultaron de dicho análisis y diseño.

- La presencia de un lugar exclusivo para colocar todos los automóviles de forma controlada y segura, se realizó con ayuda de la comunidad de la unidad mediante una aplicación de encuestas, de las cuales se concluyó que el 87 % está a favor de su construcción, 12 % no está de acuerdo, y el 1% no le interesa si se construye o no. De este análisis se concluyó que la comunidad universitaria en general reconoce la necesidad de un lugar destinado exclusivamente para automóviles, así como también se investigó con el departamento de obras de la unidad que no se tiene considerado la construcción de un edificio de tal naturaleza en este momento (2005-1).
- La necesidad de acomodar 584 autos en un área de 3,220 m<sup>2</sup>, se concluyó que era necesario utilizar un sistema arquitectónico que minimizara la pérdida de espacios en el proyecto, con lo cual se implementó con un sistema novedoso en la región, de losas inclinadas, con las cuales se minimiza la pérdida de uso de espacios (ver figura 8 y 9) reafirmando que la propuesta estructural es factible ya que no se presentan esfuerzos considerablemente grandes por estar las losas inclinadas.

- La investigación de las ventajas del acero y concreto como elementos estructurales en la construcción del edificio se concluyó que los materiales trabajan en forma adecuada ante la acción de las cargas laterales (fuerzas sísmicas) y cargas verticales (fuerzas gravitacionales). Sin que existan fuerzas internas en los elementos de consideración que provoquen elementos anti-económicos.
- Los conocimientos adquiridos a lo largo de todo el programa (1994-2) de la carrera de Ingeniero civil, fueron suficientes para analizar y diseñar estructuralmente el proyecto de estacionamientos, aplicando todos los conocimientos necesarios, para un edificio seguro y funcional.
- Se estableció un proceso satisfactorio para las futuras generaciones de Ingenieros Civiles, para cuando necesiten un apoyo o una guía en el proceso total de analizar y diseñar una estructura sismo-resistente. El diseño y análisis de la estructura se realizó cumpliendo con los códigos de estructuras resistentes a sismos (ecuaciones 2-1 a 2-4), siguiendo los criterios que indica el Reglamento de Construcciones del Estado de Baja California así como el ACI-99 para el diseño de la cimentación y el AISC 1993 para el diseño de la superestructura.
- El estudio comparativo de un marco en la dirección Y de la sección A del proyecto, de fuerzas internas, fue realizado en el análisis estructural del proyecto como un parámetro comparativo. Fue necesario utilizar en el ensamble de la expresión una matriz que considerara deformaciones por cortante ya que el método visto en la carrera no considera deformaciones por cortante y cuando se realizó la comparación de resultados por los dos procesos realizados (SAP2000 y

método matricial de rigideces) no fueron iguales los resultados. Buscando el motivo de esta desigualdad en los dos procesos de análisis se concluyó que el programa consideraba deformaciones por cortante y el método matricial con la matriz ensamblada en el salón de clases no lo hacía, por tal motivo fue necesario investigar en la literatura de la biblioteca de la unidad, una matriz que considerara este factor. Con la matriz que considera este factor los resultados por los dos procesos fueron exactamente iguales. Concluyendo con esto que para hacer uso de un programa de cálculo estructural es necesario tener un amplio conocimiento de los procesos que sigue el programa para solucionar el problema, antes de hacer uso de él como se realizó en el análisis de este proyecto.

- Con el diseño definitivo de la estructura se concluyó que no es suficiente con un solo análisis estructural para obtener la estructura más eficiente ante la acción de las cargas, es necesario hacer una depuración del análisis estructural hasta obtener los elementos estructurales óptimos (económicos y seguros), por esta razón es tan importante analizar y diseñar la estructura cuantas veces sea necesario.

## Referencias

- AISC [en línea], disponible en: [www.aisc.org](http://www.aisc.org)
- AISC [Manual], 1993. *America Institute Society Steel*.
- Flores Carlos, 2004. *Diseño Estructural 2004*.
- González O. 2002. *Análisis Estructural*. Limusa, México.
- González, Robles. 1998. *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. Limusa, México.
- IMSA (proveedor de láminas para losas) [imsa.construcción@grupoimsa.com](mailto:imsa.construcción@grupoimsa.com)
- McCormac J. 2002. *Diseño de estructuras de concreto*. Alfaomega, México.
- McCormac, Elling. 1994. *Análisis de estructuras, Método clásico y matricial* Alfaomega, México.
- McCormac, Nelson. 2002. *Análisis de estructuras, Método clásico y matricial* Alfaomega, México.
- Meli R. 1990. *Diseño estructural*. Limusa, México.

- Nawy. 1998. *Concreto reforzado un enfoque básico*. Prentice Hall, México.
  
- Parra Meza Alberto 2004. *Modelación y simulación del diseño de trabes y columnas de concreto reforzado para apoyo de la docencia*. Tesis de Maestría. Instituto Politécnico Nacional.
  
- *Recommended Seismic Design Criteria For New Steel moment-Frame Building (Reglamento para conexiones sismo resistentes)* 2000 AISC
  
- *Reglamento de Construcciones del Estado de Baja California*, 1992. Periódico oficial.
  
- Ojeda Ruiz Joel Melchor, 2004 *Cuaderno de apuntes análisis estructural II*, primera edición.
  
- Ojeda Ruiz Joel Melchor, 2004 *Cuaderno de apuntes Resistencia de Materiales II*, primera edición.
  
- *Seismic Provisions for structural Steel Structural Steel Buildings*, 2001, AISC (Revisión columna fuerte, viga débil).
  
- William T. Seguí, 1999, *Diseño de estructuras de acero con LRFD*, THOMSON.

*Anexo A*  
*Estudio de mecánica de suelos*



# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 826-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.

Ensenada B.C., a 12 de Octubre de 1994.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE BAJA CALIFORNIA.  
K.M. 103 CARRETERA TIJUANA-ENSENADA.  
DEPTO. DE OBRAS.

AT'N : ARQ. HUGO GUERRERO

Presentamos a continuación el informe relativo a un estudio de capacidad de carga en el Campus Universitario, en la zona donde se construirá la sala de usos múltiples y el almacén con estacionamiento para lanchas.

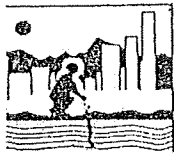
## 1.0.- ANTECEDENTES . -

Al sureste de las instalaciones de la Universidad Autónoma de Baja California Unidad Ensenada se edificará la sala de usos múltiples y el almacén con estacionamiento para lanchas. Para llevar a cabo esta obra se requiere además del cálculo de la estructura un estudio de capacidad de carga del suelo para determinar la resistencia del suelo donde se desplantará la cimentación.

## 2.0.- ALCANCES DEL ESTUDIO . -

Con el propósito de que las partes que componen la obra a realizarse : estructura, cimentación y suelo sean seguros, funcionales y económicos, fue necesario realizar un estudio de capacidad de carga del suelo por medio del cual se determina las propiedades de los suelos del lugar, para con ello establecer las conclusiones, y recomendaciones para las obras civiles que involucra el proyecto.

01



## CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 826-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.

### 3.0.- EXPLORACION Y MUESTREO . -

#### 3.1.- Trabajos de campo .-

Dentro del área en cuestión se realizaron cuatro sondeos que consistieron en pozos a cielo abierto con retroexcavadora alcanzando profundidades del orden de los 1.00 mts. a los 2.50 mts. de los cuales se obtuvieron muestras de suelo inalteradas con tubo SHELBY.

Se realizaron "calas" para la determinación de los pesos volumétricos húmedos de los estratos del lugar, y tomaron muestras para obtención de humedades del lugar, así como inspección para determinar la estratigrafía del lugar y se realizó un levantamiento para la localización de los sondeos que se muestran en el anexo 3. Y al final del informe se presentan fotografías relativas a los trabajos efectuados.

### 4.0.- TRABAJOS DE LABORATORIO . -

Las muestras inalteradas se clasificaron según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), bajo la norma ASTM D-2487-69, obteniéndose de ellas sus contenidos de humedad, límites de Atterberg, granulometrías y pesos volumétricos. Los resultados se presentan en los anexos 1 y 2.

Se determinó por medio de la prueba de compresión simple el ángulo de fricción interna, el valor de cohesión en las muestras inalteradas del suelo.

02



## CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARANZA No. 825-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.

### 5.0.- GEOLOGIA DE LA ZONA . -

El lugar se ubica sobre una ladera de la zona costera dentro de la cual destacan superficialmente rocas metamórficas altamente intemperizadas y suelos finos ( arenas finas, limos y arcillas ) muy firmes o de altas consistencias y/o compacidades, de coloraciones generalmente café rojizo é incluso color rosa.

Al sobrepasar las anteriores existe la formación geológica característica de la zona costera funcionando como basamento de los primeros, esta formación la conforman frecuentemente : areniscas muy compactas, tobas o basalto andesítico, que datan del plioceno terciario superior.

A continuación se ubica aproximadamente el sitio en estudio dentro de un esquema geológico de la región.



## CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 826-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.

### 6.0.- TECTONISMO . -

Es importante considerar este aspecto dado que la ciudad esta considerada dentro de la placa tectónica norteamericana, y esta rodeada por una serie de fallas geológicas, algunas de ellas, si no todas, derivadas del sistema de fallas " San Andrés ", en las que destacan por su cercanía : Las fallas geológicas Agua Blanca y San Miguel.

El análisis y diseño estructural deben revisarse de acuerdo al reglamento de construcción del Estado de Baja California y a las tablas de sismicidad de California en lo relativo a esta zona.

Se incluye a continuación un esquema del tectonismo de la región, que proporciona la Cia. WOODWARD-CLYDE CONSULTANTS.



# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 826-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.

## 7.0.- ESTRATIGRAFIAS Y PROPIEDADES

A continuación generalizaremos la disposición de los estratos explorados haciendo mención de las propiedades físicas determinadas en campo y en laboratorio.

### SONDEO 1

- Estrato 1 .- Formada por una capa de 50 cms. de origen vegetal.
- Estrato 2 .- Con un espesor de 70 cms. localizada a 50 cms. de la superficie, clasificado como un limo arenoso ( MS ) color rosa claro con 16% de humedad y un peso volumétrico húmedo de 2040 Kg/m<sup>3</sup>.
- Estrato 3 .- Localizado a 1.20 mts. de la superficie, con un espesor de 1.30 mts. de color café oscuro clasificado como una arena gruesa con limo ( SM ) con humedad del lugar del 10% y con un peso volumétrico del lugar del 2100 Kg/m<sup>3</sup>.
- Estrato 4 .- Rocoso.

### SONDEO 2

- Estrato 1 .- Capa de relleno de granito intemperizado de 25 cms. de espesor utilizada como superficie de juego de un campo deportivo.
- Estrato 2 .- Localizada a 25 cms. de profundidad con un espesor de 1.30 mts. clasificado como arena gruesa con limo ( SM ) color café oscuro con un contenido de humedad del 10% y un peso volumétrico de 2050 Kg/m<sup>3</sup>.

05



# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD GARRANZA No. 826-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.

Estrato 3 .- Localizado a 1.55 mts de profundidad  
identificado roca metamórfica color café  
oscuro.

## SONDEO 3

Estrato 1 .- Espesor de 10 cms. color café claro  
consistente en capa vegetal.

Estrato 2 .- Localizado a 0.10 mts de profundidad, con un  
espesor de 1.30 mts. identificado como limo  
arenoso color café claro.

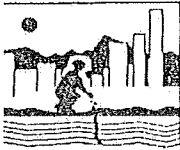
Estrato 3 .- Rocoso.

## SONDEO 4

Estrato 1 .- Espesor de 10 cms. color café claro  
consistente en capa vegetal.

Estrato 2 .- Localizado a 0.10 mts de profundidad, con un  
espesor de 1.0 mts. identificado como limo  
arenoso color café claro.

Estrato 3 .- Rocoso.



# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

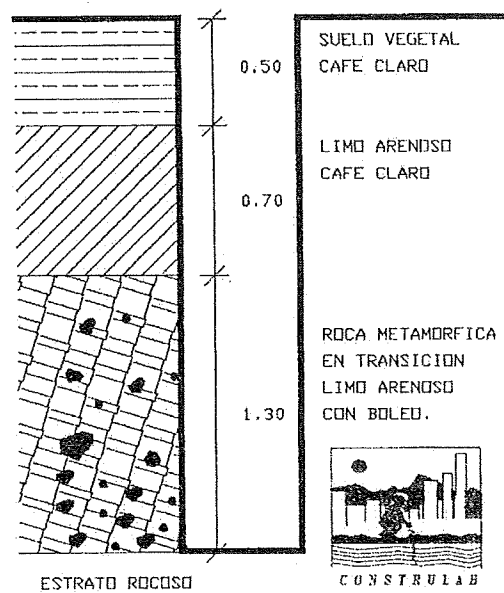
GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

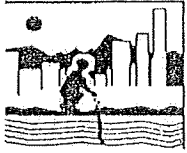
BOULEVARD CARRANZA No. 820-A COL. AVIACION EHSENADA, B.C.

## ESTRATIGRAFIA

### SONDEO 1

PROYECTO : U.A.B.C. SALA DE USOS MULTIPLES





# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

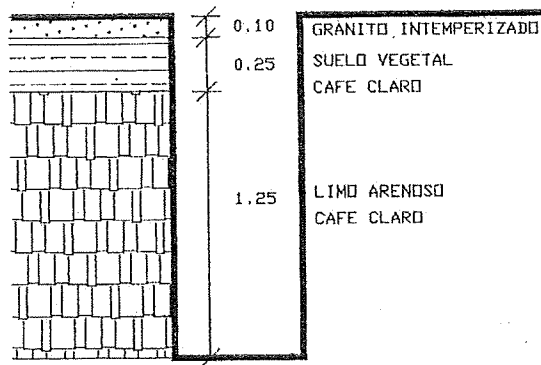
GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 826-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.

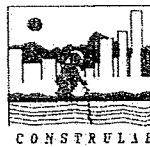
## ESTRATIGRAFIA

### SONDEO 2

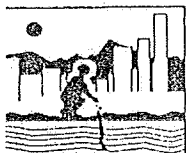
PROYECTO : U.A.B.C. SALA DE USOS MULTIPLES



ROCA METAMORFICA  
EN TRANSICION



CONSTRULAB



# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

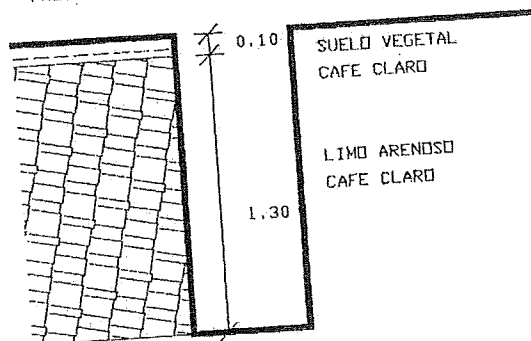
GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 820-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.

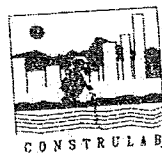
## ESTRATIGRAFIA

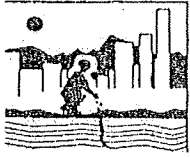
SONDED 3

PROYECTO : U.A.B.C. ALMACEN Y ESTACIONAMIENTO



ROCA METAMORFICA  
EN TRANSICION





# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

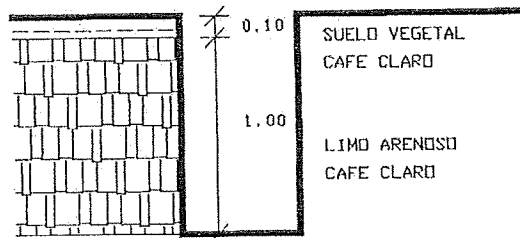
GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 820-A COL. AVIACION ENSEHADA, B.C.

## ESTRATIGRAFIA

SONDEO 4

PROYECTO : U.A.B.C. ALMACEN Y ESTACIONAMIENTO



ROCA METAMORFICA  
EN TRANSICION





# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 826-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.

## 8.0.- CALCULOS DE CAPACIDAD DE CARGA.

$$Q = 0.5 \tau B N\tau + C Nc + \tau D Nq$$

$$\begin{aligned} N\phi &= (1 + \text{sen } \phi) / (1 - \text{sen } \phi) \\ Nq &= N\phi^2 \\ N\tau &= N\phi^2 / 2 - N\phi^2 \\ Nc &= (Nq - 1) / \text{Tg } \phi \end{aligned}$$

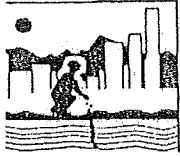
PARA EL SONDEO 1

$$\begin{aligned} \phi &= 30 \\ C &= 1.27 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N\phi &= 3 \\ Nq &= 9 \\ N\tau &= 13.85 \\ Nc &= 13.85 \end{aligned}$$

CAPACIDAD DE CARGA

$$\begin{aligned} Q &= 0.5 \cdot 2100 \cdot (1.0) \cdot 13.85 + 1.27 \cdot 13.85 + 2100 \cdot 1.20 \cdot 9 \\ Q &= 37,240.00 \text{ Kg/m}^2. \\ Q &= 37.20 \text{ Ton/m}^2. \\ Q &= \text{CAPACIDAD DE CARGA.} \end{aligned}$$



# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 826-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.

PARA EL SONDEO 3

$$\begin{aligned}\phi &= 32 \\ C &= 1.77\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N\phi &= 3.255 \\ Nq &= 10.6 \\ N\tau &= 17.3 \\ Nc &= 15.36\end{aligned}$$

## CAPACIDAD DE CARGA

$$Q = 0.5 \cdot 2100 \cdot (1.0) \cdot 17.3 + 1.77 \cdot 15.36 + 2100 \cdot 1.20 \cdot 10.6$$

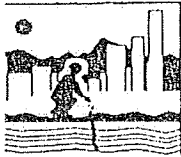
$$Q = 44,904.00 \text{ Kg/Cm}^2.$$

$$Q = 44.90 \text{ Ton/m}^2.$$

$$Q = \text{CAPACIDAD DE CARGA.}$$

Estos valores de capacidad de carga es al limite de la falla, su determinación es de acuerdo a las cuñas de Rankine y los valores que arroja son de acuerdo al proyecto.

( VER CIRCULOS DE MOHR ANEXOS IV y V )



# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 826-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.

## 9.0- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación se presentan los resultados y observaciones que se deberán tomar en cuenta de acuerdo a los análisis del presente estudio.

9.1.- El suelo presenta una capacidad de carga para el edificio de sala de usos múltiples igual a 37.20 Ton./m<sup>2</sup>, y para el almacén y estacionamiento de lanchas de 44.90 Ton./m<sup>2</sup>.

9.2.- se recomienda usar un factor de seguridad mínimo de 3 ( Tres ).

9.3.- El suelo se encuentra en estado de transición y se recomienda analizar este importante factor de acuerdo a los alcances del proyecto.

9.4.- Para el edificio de Almacén y estacionamiento de lanchas a futuro se recomienda utilizar el estrato firme para utilizarlo como desplante de la cimentación.

9.5.- Para el edificio de sala de usos múltiples se recomienda utilizar una profundidad de desplante superior a 1.20 mts.

## 10.0.- ACLARACIONES

El presente trabajo no es un estudio de cimentaciones.

ATENTAMENTE

A handwritten signature in dark ink, appearing to read 'Pablo Andres Rousseau F.', written over a faint circular stamp or logo.

ING. PABLO ANDRES ROUSSEAU F.

09



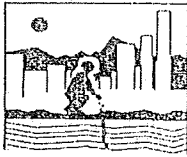
# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 826-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.



FOTOGRAFIA 1.- MOMENTO EN QUE SE REALIZA EL SONDEO NO. 1



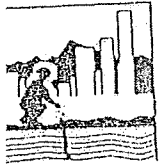
# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 826-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.



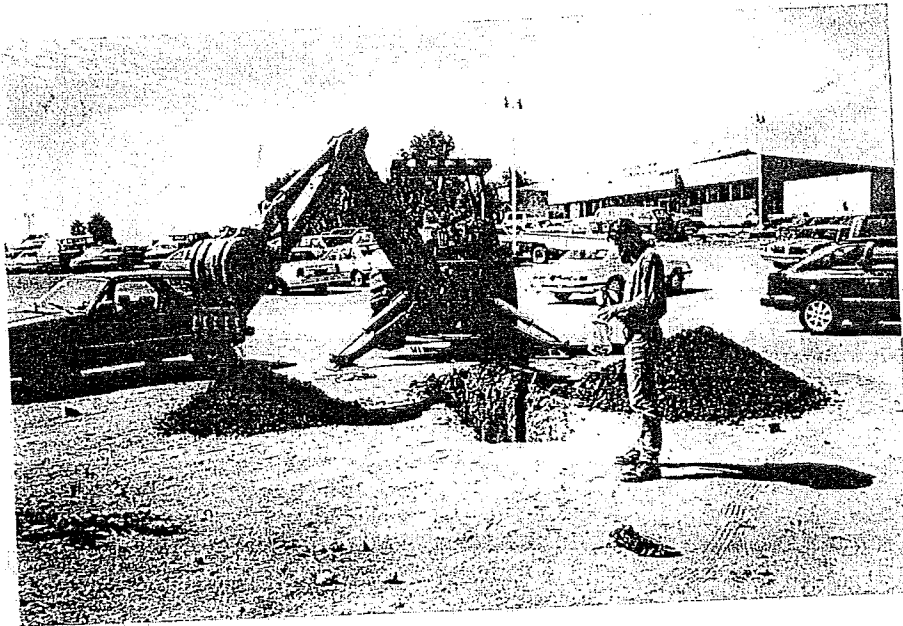
FOTOGRAFIA 2.- ETAPA DEL ESTUDIO EN DONDE SE REALIZA EL SONDEO NO.2 ( INSPECCION UNICAMENTE ).



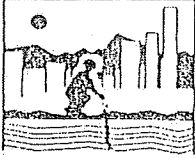
# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 828-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.



FOTOGRAFIA 3.- AQUI SE REALIZAN LOS TRABAJOS DE EXCAVACION EN EL SONDEO NO. 3, CORRESPONDIENTE AL ESTACIONAMIENTO DEL INSTITUTO DE INVESTIGACIONES OCEANOGRAFICAS.



# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 829-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.



FOTOGRAFIA 4.- SONDEO NO. 4 (INSPECCION UNICAMENTE).



# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 826-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.

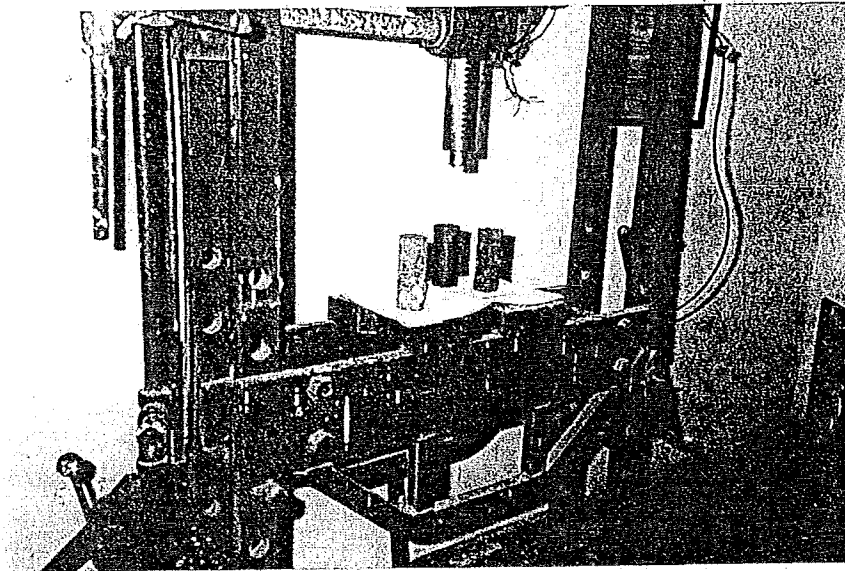


FOTOGRAFIA 5.- SE PUEDE APRECIAR CUANDO SE REALIZAN LOS ESTUDIOS DE CAMPO.

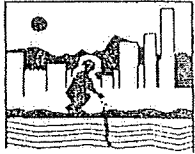


**CONSTRULAB, S.A. DE C.V.**  
*GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.*

BOULEVARD CARRANZA No. 826-A COL. AVIACION ENSEÑADA, B.C.



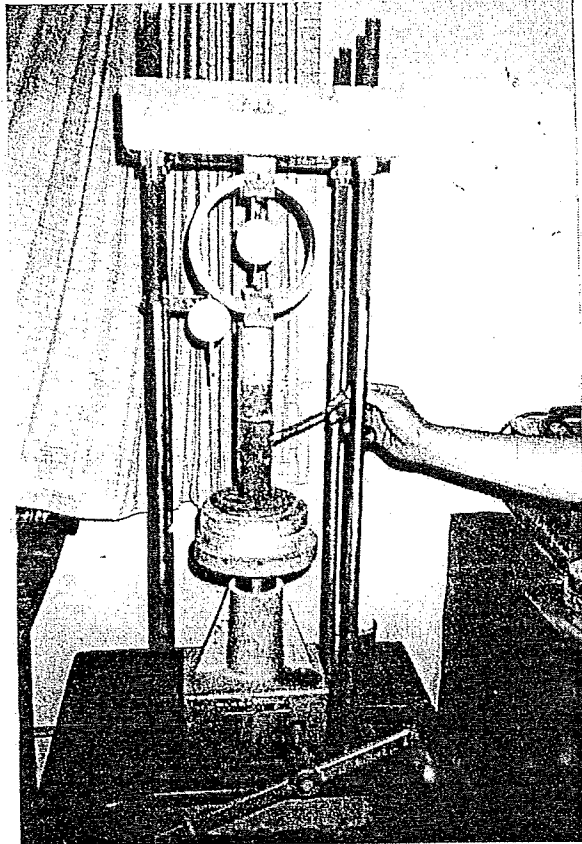
FOTOGRAFIA 6.- AQUI SE OBSERVAN LAS MUESTRAS QUE CUMPLIERON SATISFACTORIAMENTE AL EXTRAERLAS DEL TUBO SHELBY PARA SU POSTERIOR ESTUDIO.



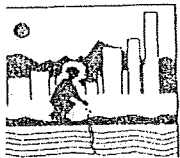
**CONSTRULAB, S.A. DE C.V.**

*GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.*

BOULEVARD CARRANZA No. 826-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.



FOTOGRAFIA 7.- PRUEBA DE COMPRESION.



# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 825-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.

## INFORME DE ANALISIS GRANULOMETRICO.

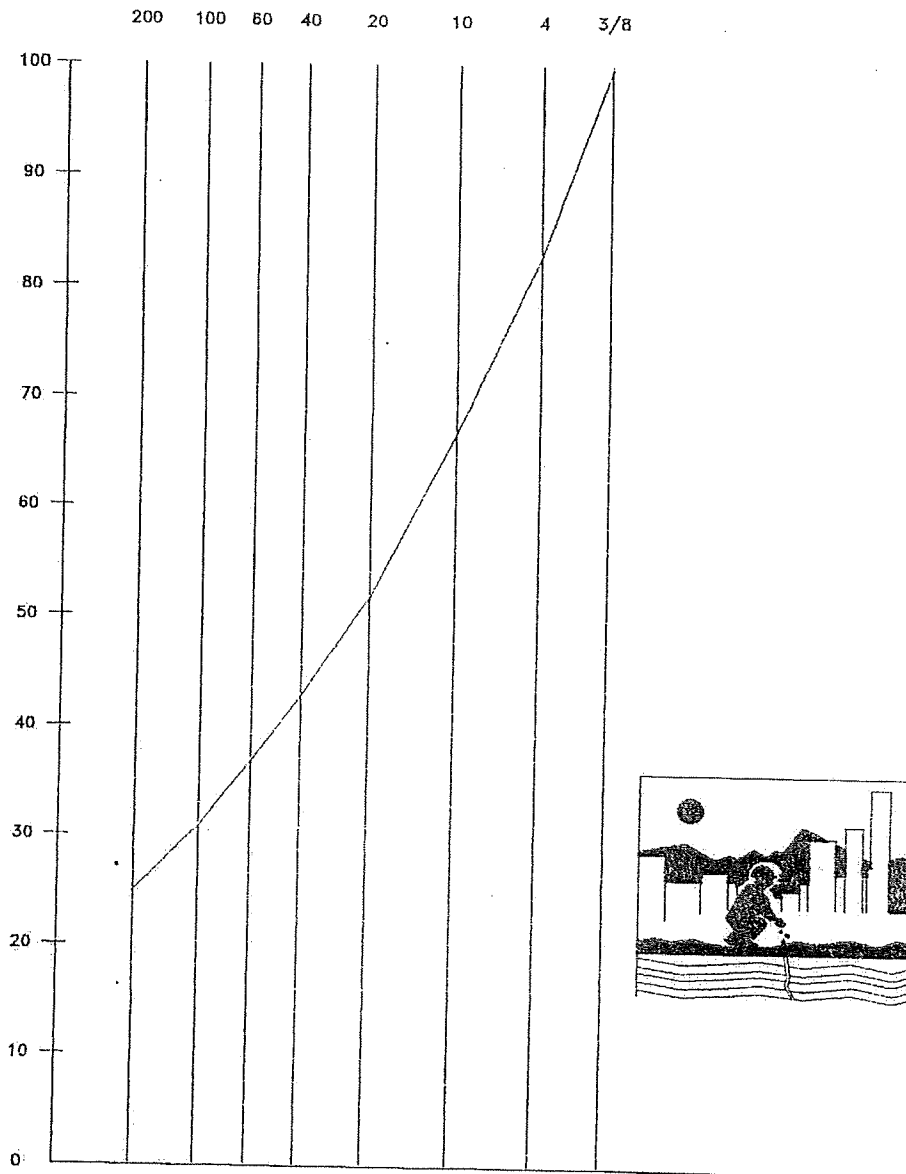
SONDEO NO. 1      MUESTRA NO. 1      PROFUNDIDAD 1.2 MTS.

MALLA NO.	% QUE PASA
3/8	100
4	83
10	67
20	52
40	43
60	37
100	31
200	25

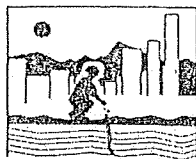
### -LIMITES DE CONSISTENCIA.-

LIMITE LIQUIDO	24%
LIMITE PLASTICO	19%
INDICE PLASTICO	5

CLASIFICACION S.U.C.S.      ARENA LIMOSA ( SM )



ANALISIS GRANOLOMETRICO SONDEO UNO  
 ASIFICACION S. U. C. S. -(SM) ARENA LIMOSA



# CONSTRULAB, S.A. DE C.V.

GEOTECNIA, CONTROL, PROYECTOS Y DISEÑO DE OBRAS.

BOULEVARD CARRANZA No. 828-A COL. AVIACION ENSENADA, B.C.

## INFORME DE ANALISIS GRANULOMETRICO.

SONDEO NO. 3      MUESTRA NO. 3      PROFUNDIDAD 1.0 MTS.

MALLA NO.      % QUE PASA

3/8	100
4	84
10	65
20	50
40	40
60	35
100	30
200	24

### -LIMITES DE CONSISTENCIA.-

LIMITE LIQUIDO	22%
LIMITE PLASTICO	N.P.
INDICE PLASTICO	0

CLASIFICACION S.U.C.S.      ARENA LIMOSA ( SM )

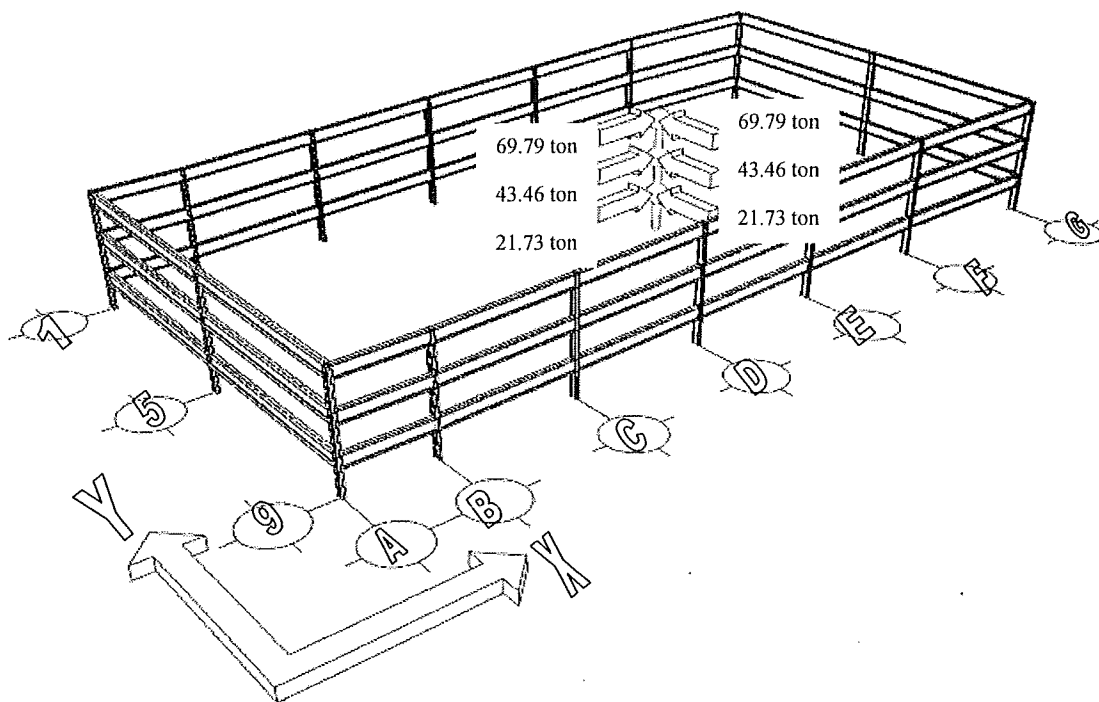
***Anexo B***  
***Diseño preliminar***

**Análisis sísmico**

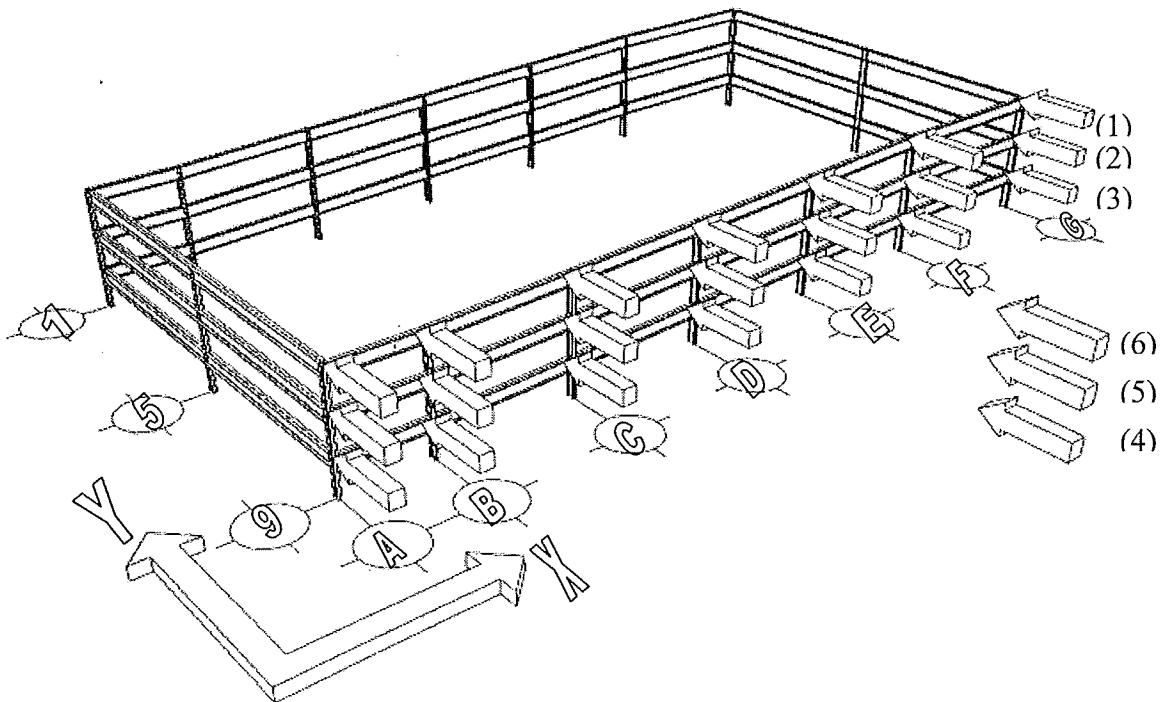
$Q = 4.00$   
 $C_s = 0.30$   
 $V_b = 134.97$   
 Factor  $f_i = 0.013$

Entrepiso	wi	hi (m)	wihi	Fi	Vi	0.95Fi	Fi final	Vi final
3	586.56	9	5279.04	66.36	66.36	63.04	69.79	69.79
2	606.53	6	3639.18	45.74	112.10	43.46	43.46	113.24
1	606.53	3	1819.59	22.87	134.97	21.73	21.73	134.97
	1799.62		10737.8	134.97		128.22		

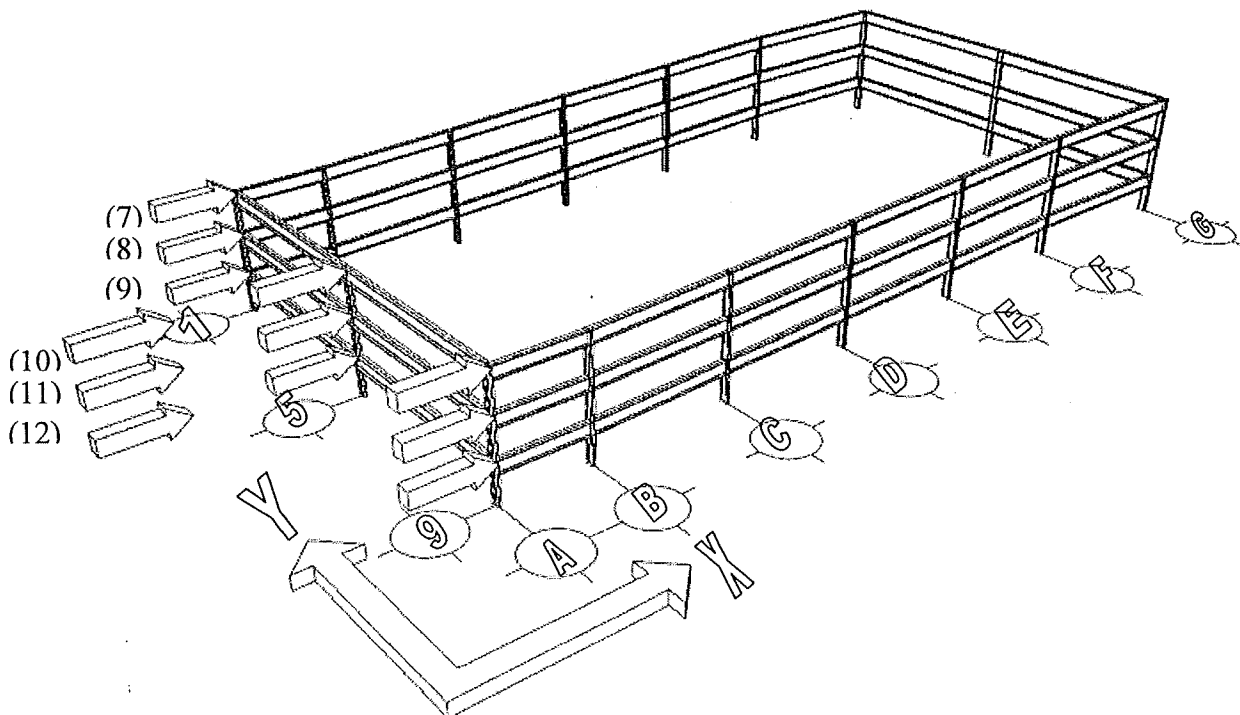
**Tabla B 1** Tabla representativa del método estático, para las dos direcciones X y Y.



**Figura B 1** Representación de las fuerzas sísmicas del método estático en el centro de masas de cada nivel.



**Figura B 2** Edificio cargado con las fuerzas resultantes del método estático, (figura 1) distribuyéndolas en la dirección Y, (1) 17.45 ton, (2) 10.86 ton (3) 5.43 ton, (4) 69.79 ton, (5) 43.46ton, (6) 21.73 ton.



**Figura B 3** Edificio cargado con las fuerzas resultantes del método estático, (figura 1) distribuyéndolas en la dirección X, (7) 5.82 ton, (8) 3.62 ton (9) 1.81 ton, (10) 69.79 ton, (11) 43.46 ton, (12) 21.73 ton.

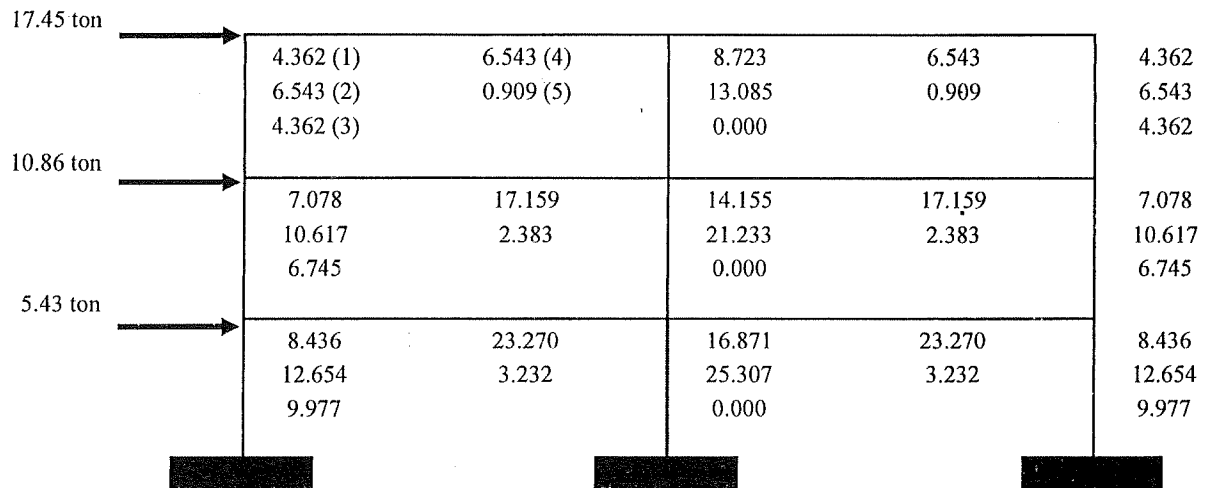


Figura B 4 Análisis en la dirección Y, aplicando el método del portal, (1) Fuerza cortante ton, (2) Momento flexionante ton-m (3) carga axial ton, (4) Momento flexionante ton-m, (5) Fuerza cortante ton.

### Diseño inicial

Prediseño viga secundaria:

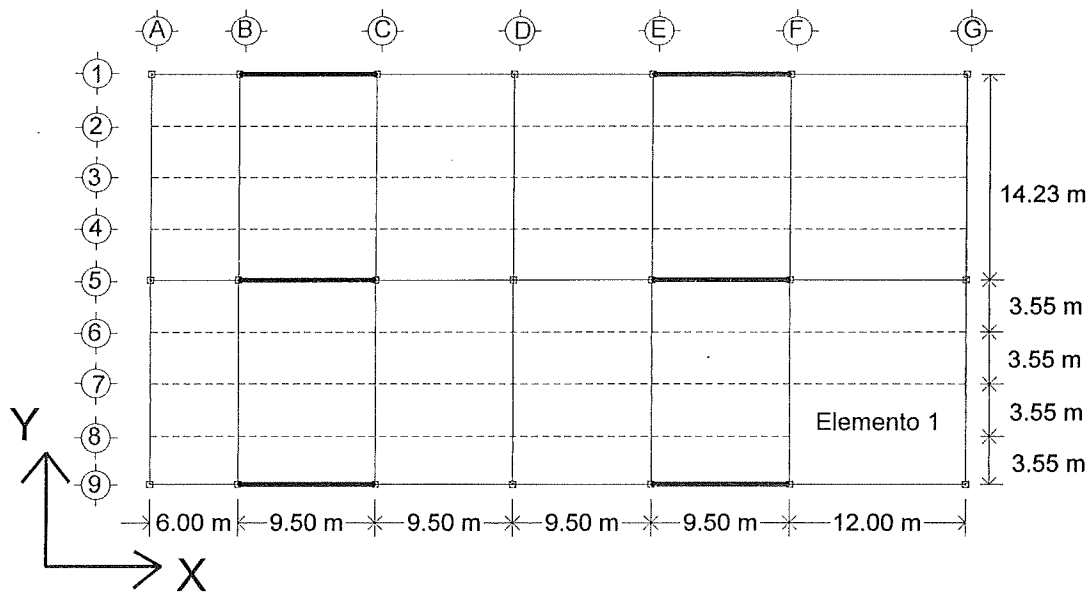


Figura B 5 Vista en planta del elemento que se prediseñará, (elemento 1).

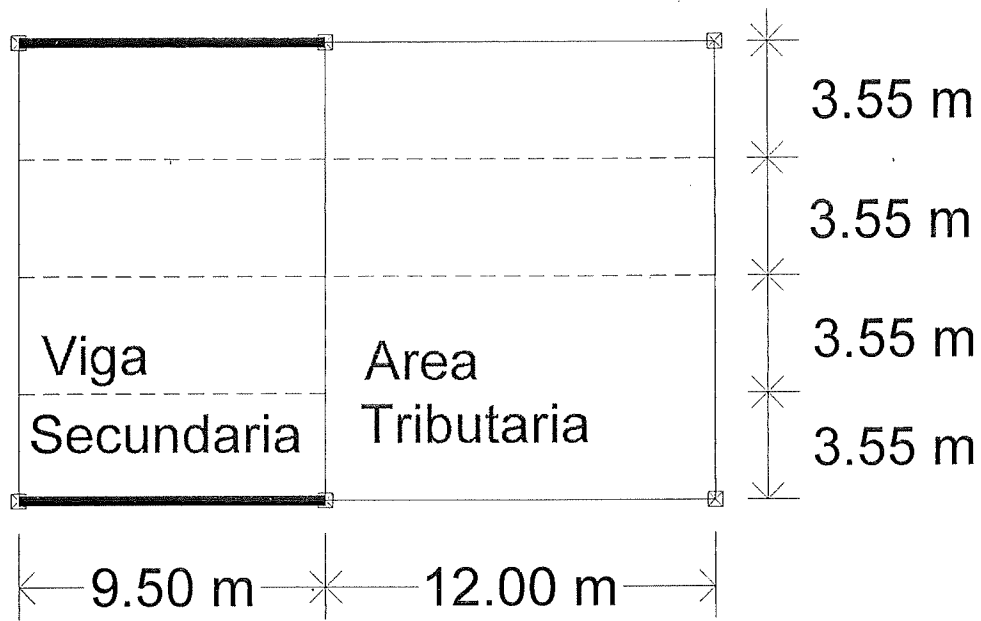
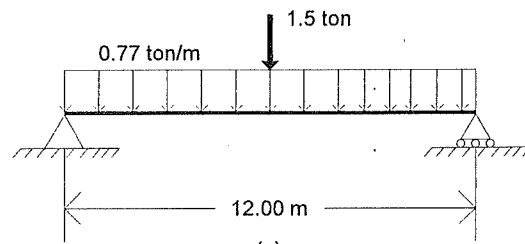


Figura B 6 Area tributaria de la viga.

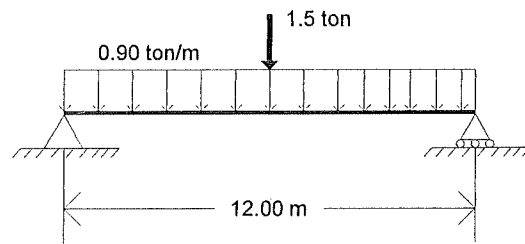
Cálculo de la carga muerta:

$$P_{\text{muerta}} = \frac{(42.6 \text{ m}^2)(204 \text{ kg/m}^2 + 12.59 \text{ kg/m}^2)}{12 \text{ m}} = \frac{9.2267 \text{ ton}}{12 \text{ m}} = 0.7688 \text{ ton/m} = 0.77 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{viva}} = \frac{(250 \text{ kg/m}^2)(42.6 \text{ m}^2)}{12 \text{ m}} = \frac{10.65 \text{ ton}}{12 \text{ m}} = 0.90 \text{ ton/m}$$



(a)



(b)

Figura B 7 (a) Viga con carga muerta, (b) viga con carga viva, 1.5 ton adicional por RCBC 1992.

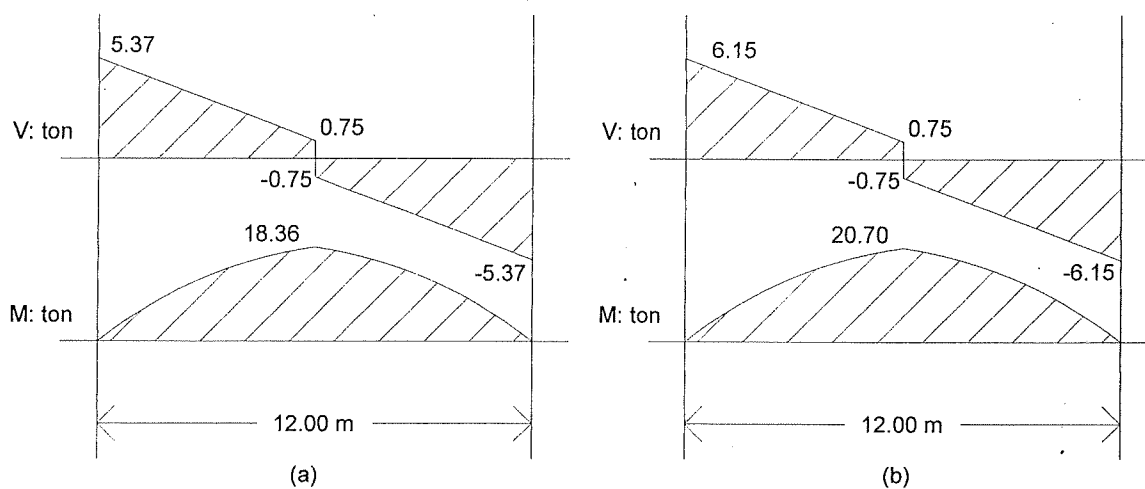


Figura B 8 (a) diagrama de carga muerta, (b) diagramas de carga viva.

Combinaciones de carga:

$$1.4CM = 25.707 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$1.2CM + 1.6CV = 55.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

De acuerdo al momento actuante la sección para el prediseño es W18x55.

*Prediseño de viga primaria*

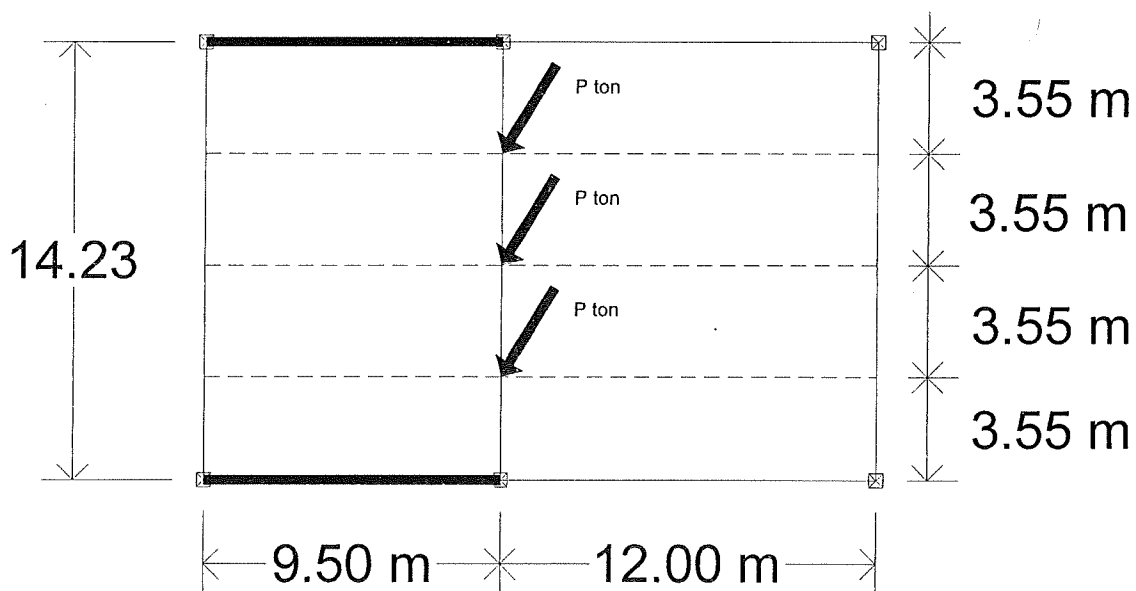


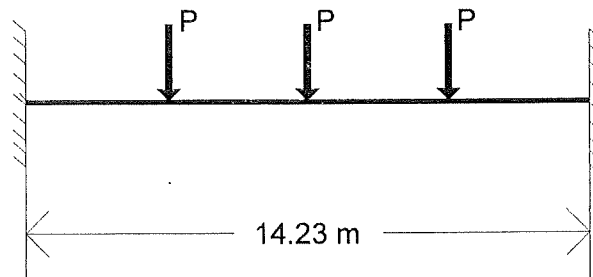
Figura B 9 Viga primaria que se prediseñara.

Cálculo de P ton, para cada condición de carga.

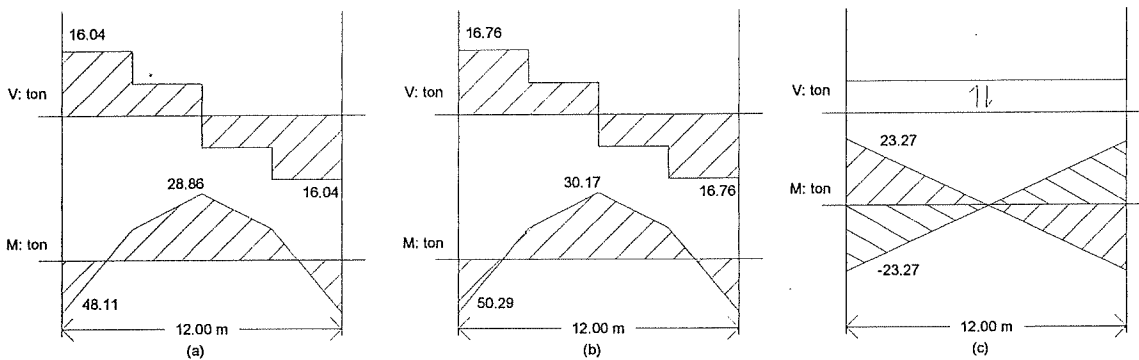
$P = (\text{reacción del claro de 12 m}) + (\text{reacción del calro 9.5 m}) + (\text{peso propio de la mitad de la longitud de viga secundaria de 12 m y mitad de viga secundaria de 9.5 m})$

$$P_{muerta} = 5.37\text{ton} + 4.45\text{ton} + (4.75\text{m} + 6\text{m})(0.8184\text{ton/m}) = 10.69\text{ton}$$

$$P_{viva} = 6.15\text{ton} + 5.025\text{ton} = 11.175\text{ton}$$



**Figura B 10** Representación de la viga primaria cargada, por las vigas secundarias, y para efectos solamanete de prediseño se despreció el peso propio de la viga primaria.



**Figura B 11** (a) Diagrama de fuerza cortante y momento flexionante producido por la carga muerta, (b) diagrama de fuerza cortante y momento flexionante producido por la carga viva, (c) diagrama por fuerzas sísmicas obtenidas por el método del portal.

Aplicando los factores de combinación de carga se tiene:

$$1.4CM = 67.35 \text{ ton}$$

$$1.2CM + 1.6CV = 138.19 \text{ ton}$$

$$1.2CM + S + 0.5CV = 106.14 \text{ ton}$$

$$1.2CM - S + 0.5CV = 59.61 \text{ ton}$$

De lo anterior se deduce que la sección para el prediseño es de W40x331, como viga primaria.

*Prediseño de columna*

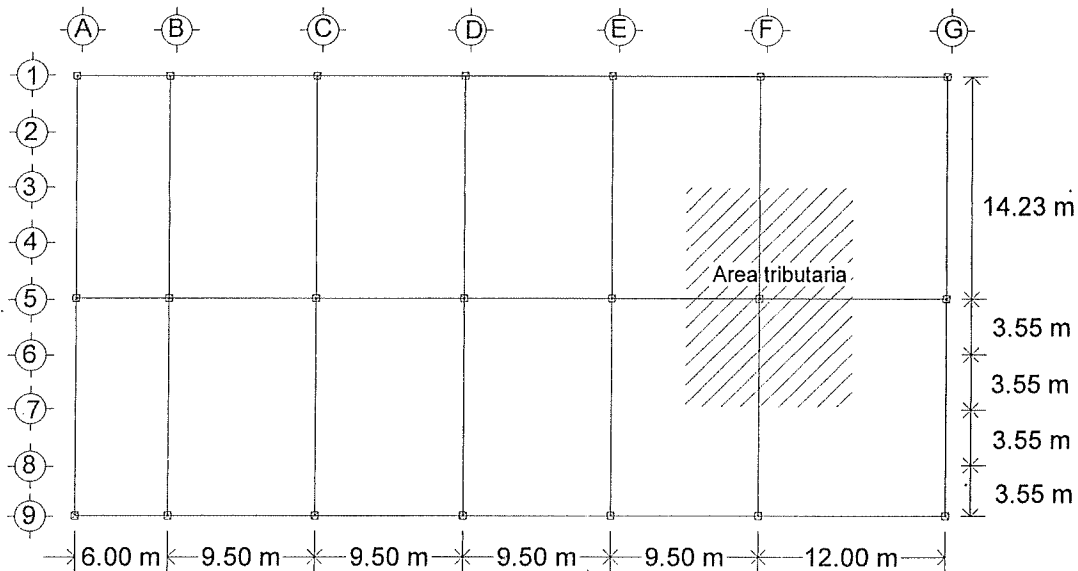


Figura B 12 Área tributaria de la columna más crítica. Columna F-5 del primer nivel.

<i>Carga muerta (gravitacional)</i>		<i>Carga viva (gravitacional)</i>		<i>Carga sísmica (del portal)</i>	
Pu =	47.27 ton	Pu =	38.26 ton	Pu =	0 ton
Mux =	0 ton- m	Mux =	0 ton- m	Mux =	2.81 ton -m
Muy =	0 ton- m	Muy =	0 ton- m	Muy =	25.30 ton-m

Tabla B 2 Cargas con las cuales se analiza la columna.

Combinaciones de carga para la columna:

1.2CM + S + 0.5CV

$$P_u = 1.2(47.27) + 0 + 0.5(38.25) = 75.85 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 1.2(0) + (2.8119 + 30\% * 25.30) + 0.5(0) = 10.40 \text{ ton} - m$$

$$M_{uy} = 1.2(0) + (30\% * 2.81 + 25.30) + 0.5(0) = 26.14 \text{ ton} - m$$

1.2CM + 1.6CV

$$P_u = 1.2(47.27) + 1.6(38.25) = 117.93 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 1.2(0) + 1.6(0) = 0$$

$$M_{uy} = 1.2(0) + 1.6(0) = 0$$

0.4CM

$$P_u = 1.4(47.27) = 66.17 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 1.4(0) = 0$$

$$M_{uy} = 1.4(0) = 0$$

Con las cargas más desfavorables de la columna se calcula una carga equivalente:

$$P_{u \text{ equ}} = P_u + M_{ux} + M_{uy} \mu$$

Donde:

m: Valor tabulado en el manual del AISC en la tabla 3-2 en la parte 3.

u: Valor tabulado en el manual del AISC en las tablas de secciones de columnas W.

$$P_{u \text{ equ}} = 259,988 \text{ lb} + 75203.3(2) + 189,020.63(2)(2) = 1,166,475 \text{ lb}$$

De lo anterior se deduce que la columna como un prediseño es W12x96



*Anexo C*  
*Diseño en el primer ciclo*

Entrepiso 3						Entrepiso 1 y 2					
Columna	Fuerza	X	Y	F*X	F*Y	Columna	Fuerza	X	Y	F*X	F*Y
A-1	10.78	0.00	28.47	0.00	306.91	A-1	11.00	0.00	28.47	0.00	313.17
A-5	18.44	0.00	14.10	0.00	260.00	A-5	18.66	0.00	14.10	0.00	263.11
A-9	10.29	0.00	0.00	0.00	0.00	A-9	10.51	0.00	0.00	0.00	0.00
B-1	20.90	3.00	28.47	62.70	595.02	B-1	21.12	3.00	28.47	63.36	601.29
B-5	36.20	3.00	14.10	108.60	510.42	B-5	36.42	3.00	14.10	109.26	513.52
B-9	20.60	3.00	0.00	61.80	0.00	B-9	20.81	3.00	0.00	62.43	0.00
C-1	24.77	15.50	28.47	383.94	705.20	C-1	24.99	15.50	28.47	387.35	711.47
C-5	42.75	15.50	14.10	662.63	602.78	C-5	42.96	15.50	14.10	665.88	605.74
C-9	24.42	15.50	0.00	378.51	0.00	C-9	24.63	15.50	0.00	381.77	0.00
D-1	24.77	25.00	28.47	619.25	705.20	D-1	24.99	25.00	28.47	624.75	711.47
D-5	42.75	25.00	14.10	1068.75	602.78	D-5	42.96	25.00	14.10	1074.00	605.74
D-9	24.42	25.00	0.00	610.50	0.00	D-9	24.63	25.00	0.00	615.75	0.00
E-1	24.77	34.50	28.47	854.57	705.20	E-1	24.99	34.50	28.47	862.16	711.47
E-5	42.75	34.50	14.10	1474.88	602.78	E-5	42.96	34.50	14.10	1482.12	605.74
E-9	24.42	34.50	0.00	842.49	0.00	E-9	24.63	34.50	0.00	849.74	0.00
F-1	26.67	44.00	28.47	1173.48	759.29	F-1	26.89	44.00	28.47	1183.16	765.56
F-5	42.42	44.00	14.10	1866.48	598.12	F-5	47.63	44.00	14.10	2095.72	671.58
F-9	27.15	44.00	0.00	1194.60	0.00	F-9	27.36	44.00	0.00	1203.84	0.00
G-1	17.03	56.00	28.47	953.68	484.84	G-1	17.24	56.00	28.47	965.44	490.82
G-5	25.95	56.00	14.10	1453.20	365.90	G-5	26.16	56.00	14.10	1464.96	368.86
G-9	16.78	56	0	939.68	0	G-9	16.99	56	0	951.44	0
549.03		14709.72		7804.44		558.53		15043.11		7939.51	

$$X = 26.79 \text{ m}$$

$$Y = 14.21 \text{ m}$$

$$X = 26.93 \text{ m}$$

$$Y = 14.22 \text{ m}$$

Tabla C 1 Cálculo del centro de masas de cada nivel.

#### Dirección X

Nivel	Desplazamiento acumulado	Desplazamiento relativo	Rigidez por marco	Número de marcos	Rigidez total por entrepiso
3	9.13 cm	1.53 cm	65.36 ton/cm	3	196.08 ton/cm
2	7.6 cm	3.05 cm	65.57 ton/cm	3	196.72 ton/cm
1	4.55 cm	4.55 cm	65.93 ton/cm	3	197.80 ton/cm

#### Dirección Y

Nivel	Desplazamiento acumulado	Desplazamiento relativo	Rigidez por marco	Número de marcos	Rigidez total por entrepiso
3	9.51 cm	1.69 cm	59.17 ton/cm	7	414.20 ton/cm
2	7.82 cm	3.33 cm	60.06 ton/cm	7	420.42 ton/cm
1	4.49 cm	4.49 cm	66.82 ton/cm	7	467.71 ton/cm

Tabla C 2 Cálculo de la rigidez en la dirección X y Y de la estructura.

Dirección X

Entrepiso	Wi	Fi	Vi	Rix	Vix/Rix	Xix	wiXix <sup>2</sup>	FixXi
3	724.69	85.71	85.71	196.08	0.44	1.96	2797.66	168.41
2	729.05	52.00	137.71	196.72	0.70	1.53	1701.44	79.43
1	729.05	26.00	163.71	197.80	0.83	0.83	499.39	21.52
	<b>2182.79</b>						<b>4998.49</b>	<b>269.36</b>

Aumentando 33%

$T_x = 0.87 \text{ s}$

$1.15 \text{ s}$

Dirección Y

Entrepiso	Wi	Fi	Vi	Riy	Viy/Rix	Yiy	wiYiy <sup>2</sup>	FiyYi
3	724.69	85.71	85.71	414.20	0.21	0.88	566.98	75.82
2	729.05	52.00	137.71	420.42	0.33	0.68	334.72	35.23
1	729.05	26.00	163.71	467.71	0.35	0.35	89.32	9.10
	<b>2182.79</b>						<b>991.02</b>	<b>120.15</b>

Aumentando 33%

$T_y = 0.58 \text{ s}$

$0.77 \text{ s}$

Tabla C 3 Revisión para determinar la reducción del coeficiente sísmico (Cs) de acuerdo al artículo LXXXVI.9 del RCBC 1992.

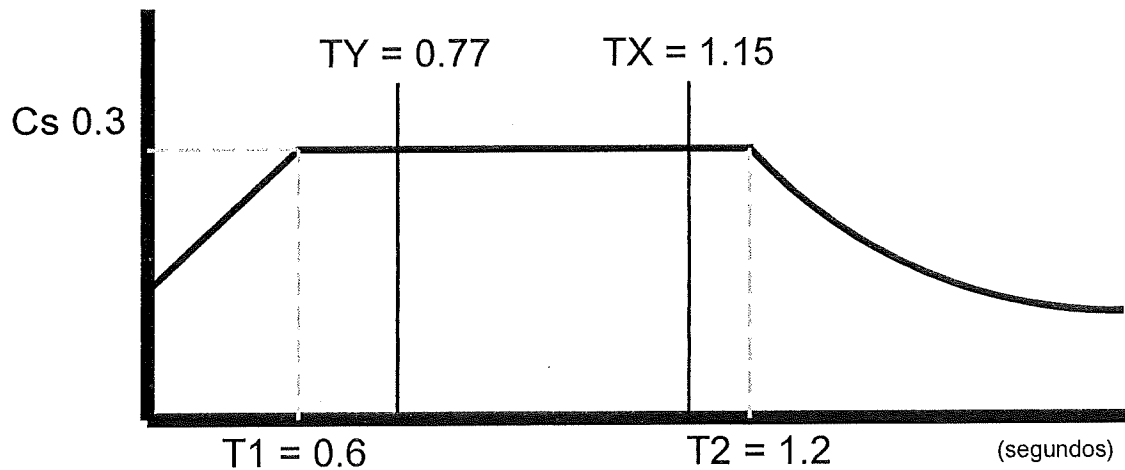


Figura C 1 Representación de los periodos en cada dirección analizada, Cs: coeficiente sísmico,  $T_Y$ : periodo en la dirección Y,  $T_X$ : periodo en la dirección X.

**Método estático**

Dirección X

Q =4  
 Cs =0.30      Cs Sin reducción  
 Vb =163.71  
 Factor fi =0.013

Entrepiso	wi	hi (m)	wihi	Fi	Vi	0.95Fi	Fi final	Vi final
3	724.69	9	6522.21	81.61	81.61	77.53	85.71	85.71
2	729.05	6	4374.3	54.73	136.34	52.00	52.00	137.71
1	729.05	3	2187.15	27.37	163.71	26.00	26.00	163.71
	2182.79		13083.66	163.71		155.52		

Dirección Y

Q =4  
 Cs =0.30      Cs Sin reducción  
 Vb =163.71  
 Factor fi =0.013

Entrepiso	wi	hi (m)	wihi	Fi	Vi	0.95Fi	Fi final	Vi final
3	724.69	9	6522.21	81.61	81.61	77.53	85.71	85.71
2	729.05	6	4374.3	54.73	136.34	52.00	52.00	137.71
1	729.05	3	2187.15	27.37	163.71	26.00	26.00	163.71
	2182.79		13083.66	163.71		155.52		

Tabla C 4 Análisis estático en la dirección X y Y, (Cs) coeficiente sísmico.

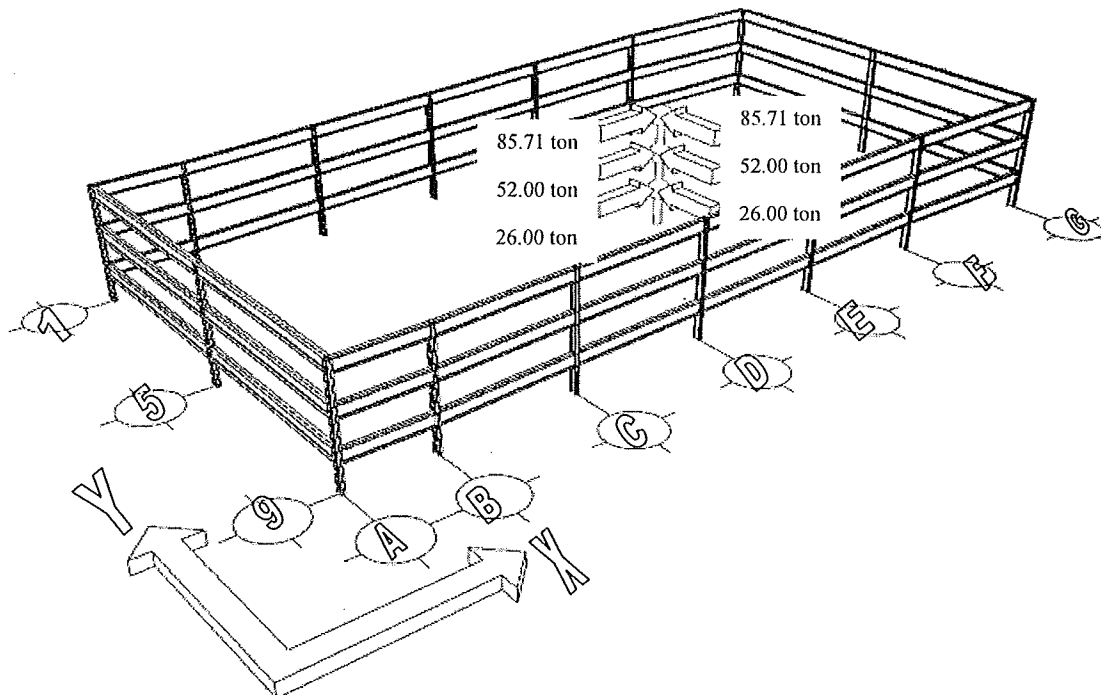


Figura C 2 Fuerzas sísmicas obtenidas del análisis estático.

Entrepiso	X				Y				Coordenadas Centro de gravedad o masa	
	Fi	0.95Fi	Fi final	Vi final	Fi	0.95Fi	Fi final	Vi final	X	Y
3	81.6	77.5	85.7	85.7	81.6	77.5	85.7	85.7	26.8	14.2
2	54.7	52.0	52.0	137.7	54.7	52.0	52.0	137.7	26.9	14.2
1	27.4	26.0	26.0	163.7	27.4	26.0	26.0	163.7	26.9	14.2

Entrepiso	(Fix)*Y	SumFix*Y	(Fiy)*X	SumFiy*X	Ubicación del Centro de Cortante	
					x	y
3	1218.0	1218.0	2296.3	2296.3	26.8 m	14.2 m
2	739.4	1957.4	1400.3	3696.6	26.8 m	14.2 m
1	369.7	2327.1	700.1	4396.7	26.9 m	14.2 m

Tabla C 5 Cálculo del centro de cortante.

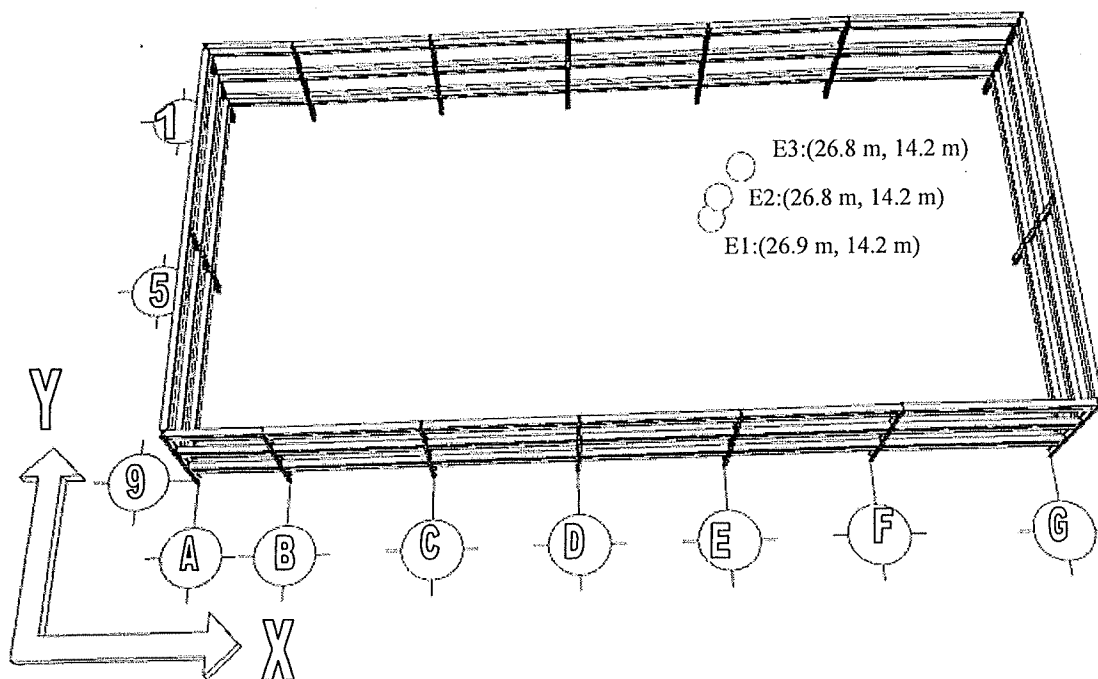


Figura C 3 Representación del centro de cortante por cada nivel, E1 entrepiso 1, E2 entrepiso 2, E3 entrepiso 3.

Entrepiso	$m = \frac{W \cdot L}{g}$	$Y_0$	$\frac{FDI}{w}$	$V = \frac{F_i}{w} \downarrow$	$K$	$\frac{\Delta}{w} = \frac{V}{K}$	$\frac{Y}{w} \uparrow$	$w \cdot \frac{Y}{w}$	$Y_i'$
3	0.7395	3	2.218	2.218	414.201	0.005	0.024	126.654	2.489
	0.7439	2	1.488	3.706	420.420	0.009	0.018	109.107	1.927
	0.7439	1	0.744	4.450	467.706	0.010	0.010	105.097	1.000
2	0.7395	2.489	1.841	1.841	414.201	0.004	0.021	119.552	2.424
	0.7439	1.927	1.433	3.274	420.420	0.008	0.016	117.625	1.906
	0.7439	1.000	0.744	4.018	467.706	0.009	0.009	116.404	1.000
1	0.7395	2.424	1.782	1.782	414.201	0.004	0.020	118.702	2.415
	0.7439	1.906	1.418	3.211	420.420	0.008	0.016	118.474	1.903
	0.7439	1.000	0.744	3.955	467.706	0.008	0.008	118.269	1.000
3	0.7395	2.415	1.786	1.786	414.201	0.004	0.020	118.597	2.414
	0.7439	1.903	1.416	3.202	420.420	0.008	0.016	118.568	1.903
	0.7439	1.000	0.744	3.946	467.706	0.008	0.008	118.539	1.000
2	0.7395	2.414	1.785	1.785	414.201	0.004	0.020	118.583	2.414
	0.7439	1.903	1.415	3.200	420.420	0.008	0.016	118.580	1.903
	0.7439	1.000	0.744	3.944	467.706	0.008	0.008	118.576	1.000

$w = 10.89$   
 $T1 = 0.58 \text{ seg}$

Tabla C 6 Análisis del modo fundamental con el método de Newmark en la dirección Y.

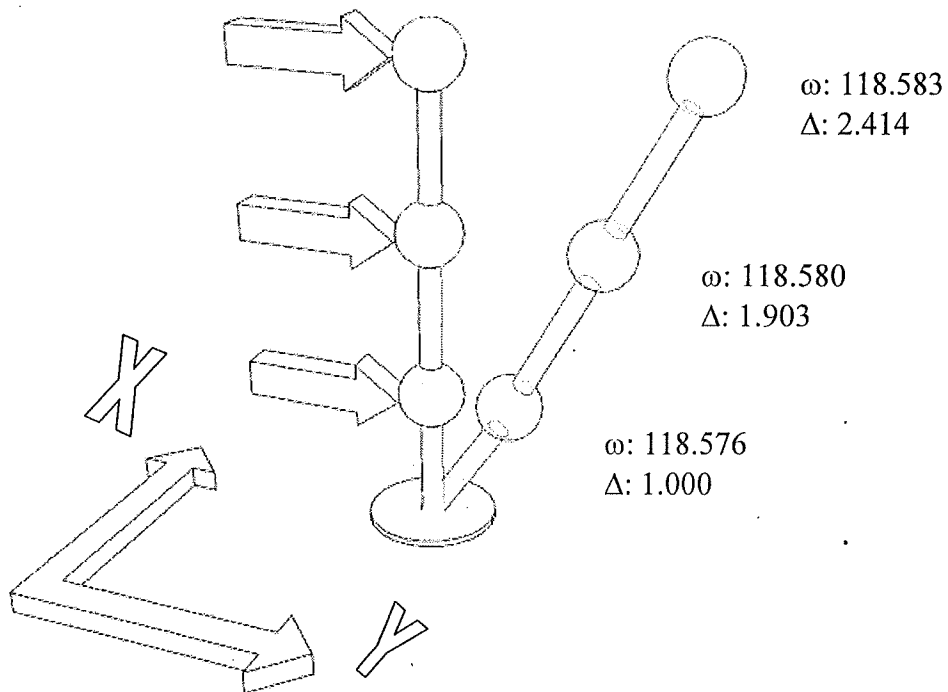


Figura C 4 Modo fundamental Y, con el método de Newmark.

w2=900  
w=30.000

		Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M		0.744	0.744	0.739
K		467.71	420.42	414.20
Y		1	0.519934	-0.80779
$\Delta Y$	1		-0.48007	-1.32772
FDI		669.5357	348.1141	-537.608
FDR		467.706	-201.83	-549.944

R=-12.335

w2=1000  
w=31.623

		Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M		0.744	0.744	0.739
K		467.71	420.42	414.20
Y		1	0.342985	-0.93992
$\Delta Y$	1		-0.65702	-1.2829
FDI		743.9286	255.1563	-695.048
FDR		467.706	-276.223	-531.379

R=163.669

w2=907  
w=30.116

		Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M		0.744	0.744	0.739
K		467.71	420.42	414.20
Y		1	0.507547	-0.81911
$\Delta Y$	1		-0.49245	-1.32665
FDI		674.7432	342.464	-549.381
FDR		467.706	-207.037	-549.501

R=-0.120

Tabla C 7 Método de Holtzer en la dirección Y, para encontrar el segundo modo.

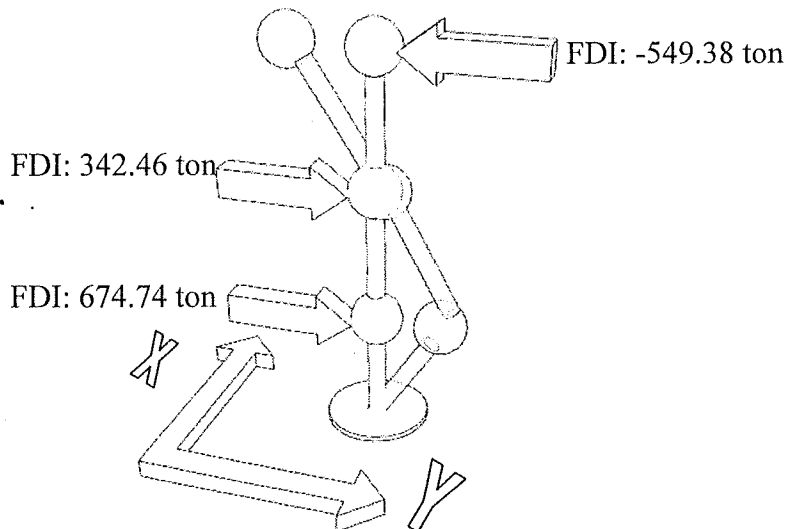


Figura C 5 Representación del segundo modo, de acuerdo al método de Holtzer.

w2=1500  
w=38.730

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.744	0.744	0.739
K	467.71	420.42	414.20
Y	1	-0.54176	-0.64712
$\Delta Y$	1	-1.54176	-0.10536
FDI	1115.893	-604.545	-717.802
FDR	467.706	-648.187	-43.6422

R=674.15

w2=2000  
w=44.721

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.744	0.744	0.739
K	467.71	420.42	414.20
Y	1	-1.4265	1.234718
$\Delta Y$	1	-2.4265	2.66122
FDI	1487.857	-2122.43	1826.097
FDR	467.706	-1020.15	1102.281

R=-723.81

w2=1850  
w=43.012

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.744	0.744	0.739
K	467.71	420.42	414.20
Y	1	-1.16108	0.503315
$\Delta Y$	1	-2.16108	1.664395
FDI	1376.268	-1597.96	688.5541
FDR	467.706	-908.562	689.3942

R=0.84

Tabla C 8 Método de Holtzer en la dirección Y, para encontrar el segundo modo.

FDI: 688.55 ton

FDI: 1376.26 ton

FDI: -1597.96

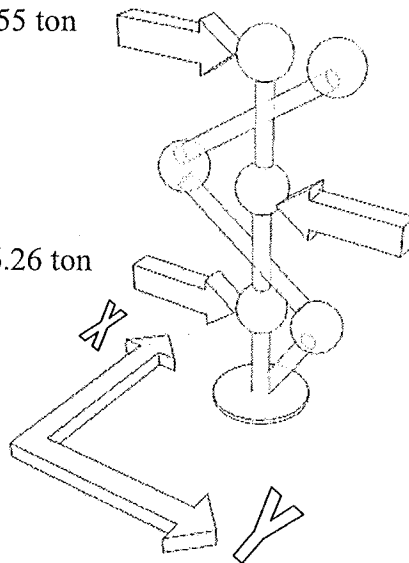


Figura C 6 Representación del tercer modo, con el método de Holtzer.

Cálculo de la aceleración de cada modo de vibración. artículo XC.1 del RCBC 1992:

Modo 1:0.58 s

Modo 2:0.21 s

Modo 3:0.15 s

$C_s = 0.3$

$r = 1$

$T_a = 0.6$  s

$T_b = 3.9$  s

Para el modo fundamental:

$T_b < T_1 < T_a$   
1.2 s < 1.21 s

$a = 0.300$

Para el segundo modo

$T_3 < T_a$   
0.21 s < 0.6 s

$a = 0.1532$

Para el tercer modo

$T_2 < T_a$   
0.58 s < 0.6 s

$a = 0.1298$

$\therefore A_1 = 294.30$  cm/seg<sup>2</sup>  
 $A_2 = 150.29$  cm/seg<sup>2</sup>  
 $A_3 = 127.29$  cm/seg<sup>2</sup>

$w^2 = 118.27$

1 modo

Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
1	0.744	1.000	0.744	1.000	0.7439
2	0.744	1.903	1.415	3.620	2.6931
3	0.739	2.414	1.785	5.826	4.3080

3.944

7.7450

CP=0.0043

2 modo

$w^2 = 907.00$

Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
1	0.744	1.000	0.744	1.000	0.7439
2	0.744	-0.492	-0.366	0.243	0.1804
3	0.739	-1.327	-0.981	1.760	1.3015

-0.603

2.2258

CP=-0.0002989

3 modo

$w^2 = 1850.00$

Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
1	0.744	1.000	0.744	1.000	0.7439
2	0.744	-2.161	-1.608	4.670	3.4743
3	0.739	1.664	1.231	2.770	2.0485

0.367

6.2668

CP=0.0000317

Tabla C 9 Cálculo de los coeficientes de participación (CP).

MODO	Valores de $U^2$		
	nivel 1	nivel 2	nivel 3
1	1.60590	5.81351	9.35546
2	0.00202	0.00049	0.00355
3	0.00002	0.00008	0.00004
$\Sigma U^2$	1.608	5.814	9.359
$(\Sigma U^2)^{0.5}$	1.268	2.411	3.059

Tabla C 10 Desplazamientos máximos en la dirección Y.

Modo 1.  $Q' = 4$ 

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta \cdot K / Q'$	$V1^2$
1	1.27	1.27	467.71	148.17	21955.58
2	2.41	1.14	420.42	120.23	14454.71
3	3.06	0.65	414.20	67.05	4496.18

Modo 2.  $Q' = 2.043$ 

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta \cdot K / Q'$	$V2^2$
1	-0.04	-0.04	467.71	-10.29	105.80
2	0.02	0.07	420.42	13.80	190.42
3	0.06	0.04	414.20	7.60	57.74

Modo 3.  $Q' = 1.730$ 

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta \cdot K / Q'$	$V3^2$
1	0.00	0.00	467.71	1.09	1.19
2	-0.01	-0.01	420.42	-3.10	9.58
3	0.01	0.02	414.20	3.69	13.62

Tabla C 11 Cálculo de las fuerzas sísmicas de acuerdo a la ductilidad, que marca el artículo XC.1 del RCBC

Nivel	$V_1^2$	$V_2^2$	$V_3^2$	$\Sigma V^2$	$VF = (\Sigma V^2)$
1	21955.58	105.80	1.19	22062.57	148.53
2	14454.71	190.42	9.58	14654.72	121.06
3	4496.18	57.74	13.62	4567.55	67.58

Tabla C 12 Cálculo de las fuerzas sísmicas en la dirección Y, XC1 del RCBC.

Análisis en la dirección X

Entrepiso	$m = \frac{W * L}{g}$	$Y_0$	$\frac{FDI}{w^2}$	$V = \frac{F_i}{w^2} \downarrow$	K	$\frac{\Delta}{w^2} = \frac{V}{K}$	$\frac{Y_1}{w^2} \uparrow$	$w' = \frac{Y_1}{\Delta}$	$Y_0'$
3	0.7395	3	2.218	2.218	196.078	0.011	0.053	56.977	2.340
2	0.7439	2	1.488	3.706	196.721	0.019	0.041	48.381	1.837
1	0.7439	1	0.744	4.450	197.802	0.022	0.022	44.448	1.000
3	0.7395	2.340	1.731	1.731	196.078	0.009	0.044	53.198	2.265
2	0.7439	1.837	1.367	3.097	196.721	0.016	0.035	52.249	1.811
1	0.7439	1.000	0.744	3.841	197.802	0.019	0.019	51.492	1.000
3	0.7395	2.265	1.675	1.675	196.078	0.009	0.043	52.747	2.256
2	0.7439	1.811	1.347	3.022	196.721	0.015	0.034	52.635	1.807
1	0.7439	1.000	0.744	3.766	197.802	0.019	0.019	52.522	1.000

$w = 7.25$   
 $T_1 = 0.87 \text{ seg}$

Tabla C 13 Método de Newmark en la dirección X.

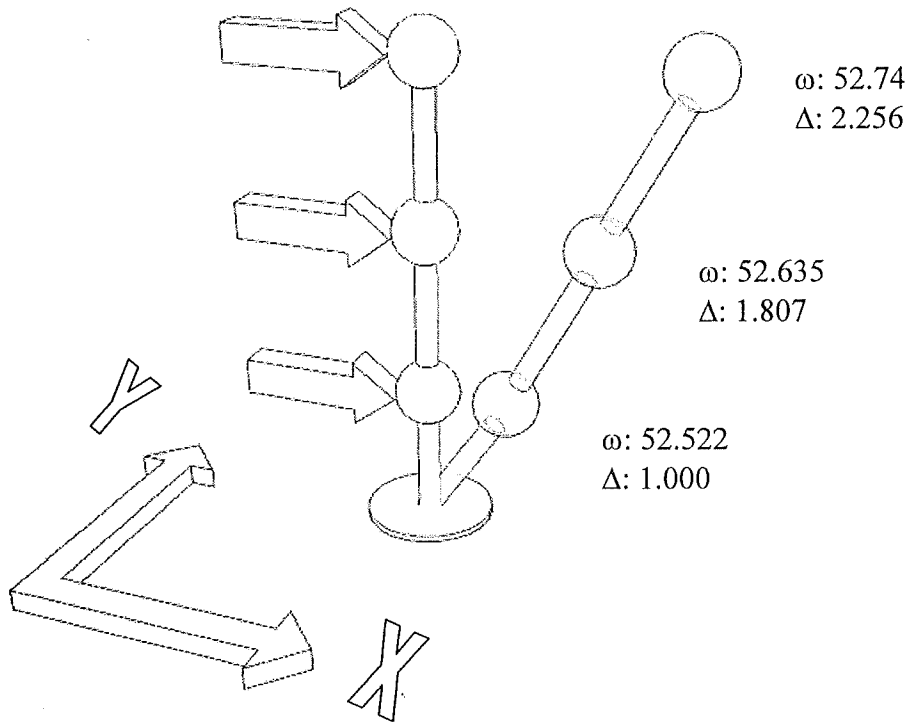


Figura C 7 Modo fundamental X, con el método de Newmark.

$w^2=300$   
 $w=17.321$

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M		0.744	0.744
K	197.80	196.72	196.08
Y		1	0.871003
$\Delta Y$	1	-0.129	-1.1208
FDI		223.1786	194.3893
FDR	197.8022	-25.3764	-219.766

R=-164.349

$w^2=450$   
 $w=21.213$

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M		0.744	0.744
K	197.80	196.72	196.08
Y		1	0.303758
$\Delta Y$	1	-0.69624	-1.21714
FDI		334.7679	101.6884
FDR	197.8022	-136.966	-238.654

R=65.287

$w^2=412$   
 $w=20.298$

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M		0.744	0.744
K	197.80	196.72	196.08
Y		1	0.44746
$\Delta Y$	1	-0.55254	-1.2538
FDI		306.4986	137.1459
FDR	197.8022	-108.696	-245.842

R=-0.180

Tabla C 14 Método de Holtzer en la dirección X.

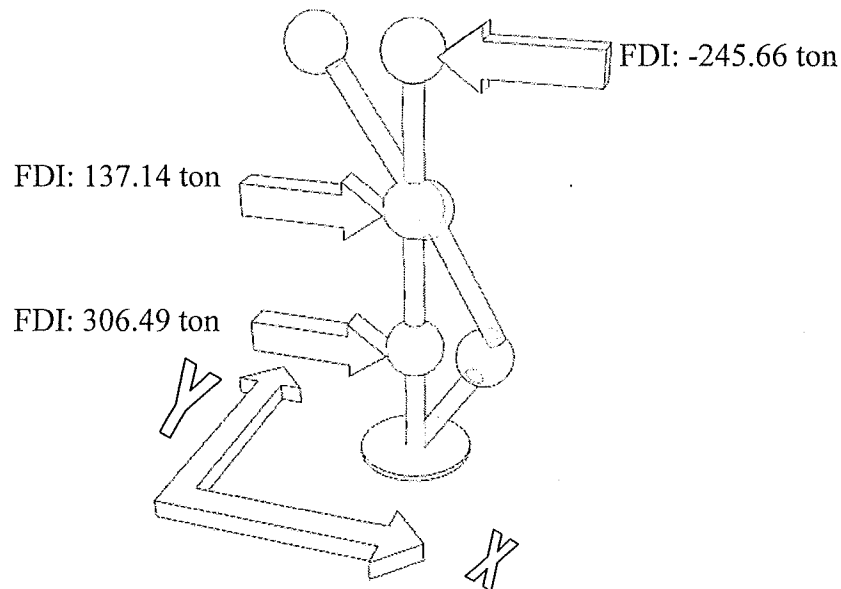


Figura C 8 Método de Holtzer en la dirección X.

$w^2=800$   
 $w=28.284$

M  
 K  
 Y  
 $\Delta Y$   
 FDI  
 FDR

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
	0.744	0.744	0.739
197.80		196.72	196.08
	1	-1.01982	0.049119
1		-2.01982	1.068934
	595.1429	-606.936	29.05818
197.8022		-397.341	209.595

R= 180.5368

$w^2=900$   
 $w=30.000$

M  
 K  
 Y  
 $\Delta Y$   
 FDI  
 FDR

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
	0.744	0.744	0.739
197.80		196.72	196.08
	1	-1.39798	0.969763
1		-2.39798	2.367742
	669.5357	-935.997	645.4082
197.8022		-471.734	464.2632

R= -181.145

$w^2=858.9$   
 $w=29.307$

M  
 K  
 Y  
 $\Delta Y$   
 FDI  
 FDR

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
	0.744	0.744	0.739
197.80		196.72	196.08
	1	-1.24255	0.556646
1		-2.24255	1.799199
	638.9603	-793.942	353.5476
197.8022		-441.158	352.7842

R= -0.76339

Tabla C 15 Tercer modo de Holtzer, en la dirección X.

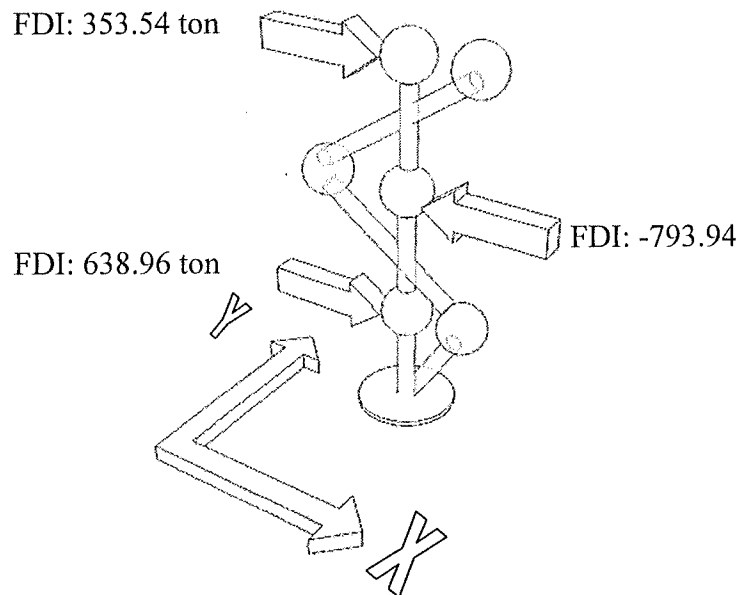


Figura C 9 Representación del tercer modo de Holtzer, en la dirección X.

$w^2 = 52.52$

Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
1	0.744	1.000	0.744	1.000	0.7439
2	0.744	1.807	1.344	3.265	2.4288
3	0.739	2.256	1.668	5.088	3.7622

**3.756** **6.9349**

CP=0.0103

$w^2 = 412.00$

Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
1	0.744	1.000	0.744	1.000	0.7439
2	0.744	0.447	0.333	0.200	0.1489
3	0.739	-0.806	-0.596	0.650	0.4808

0.481

1.3737

CP=0.0008491

$w^2 = 858.90$

Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
1	0.744	1.000	0.744	1.000	0.7439
2	0.744	-1.243	-0.924	1.544	1.1486
3	0.739	0.557	0.412	0.310	0.2291

0.231

2.1216

CP=0.0001269

Tabla C 16 Cálculo del coeficiente de participación de cada modo de vibración.

1 modo

Nivel	A*CP	Y	U1	U1 <sup>2</sup>
1	3.035	1.000	3.03	9.2107
2	3.035	1.807	5.48	30.0711
3	3.035	2.256	6.85	46.8603

2 modo

Nivel	A*CP	Y	U1	U1 <sup>2</sup>
1	0.159	1.000	0.16	0.025
2	0.159	0.447	0.07	0.005
3	0.159	-0.806	-0.13	0.016

3 modo

Nivel	A*CP	Y	U1	U1 <sup>2</sup>
1	0.019	1.000	0.02	0.000374
2	0.019	-1.243	-0.02	0.000577
3	0.019	0.557	0.01	0.000116

Tabla C 17 Cálculo de los desplazamientos de cada modo de vibración.

MODO	Valores de $U^2$		
	nivel 1	nivel 2	nivel 3
1	9.21070	30.07113	46.86029
2	0.02532	0.00507	0.01646
3	0.00037	0.00058	0.00012
Suma $U^2$	9.236	30.077	46.877
$(\text{Suma } U^2)^{0.5}$	3.039	5.484	6.847

Tabla C 18 Cálculo de los desplazamientos máximos dirección X.

Modo 1  $Q' = 4$

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta * K / Q'$	$V1^2$
1	3.03	3.03	197.80	150.08	22523.45
2	5.48	2.45	196.72	120.43	14504.08
3	6.85	1.36	196.08	66.75	4455.84

Modo 2  $Q' = 2.547$

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta * K / Q'$	$V2^2$
1	0.16	0.16	197.80	12.36	152.69
2	0.07	-0.09	196.72	-6.79	46.11
3	-0.13	-0.20	196.08	-15.36	235.87

Modo 3  $Q' = 2.071$

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta * K / Q'$	$V3^2$
1	0.02	0.02	197.80	1.85	3.41
2	-0.02	-0.04	196.72	-4.12	16.96
3	0.01	0.03	196.08	3.29	10.84

Tabla C 19 Cálculo de las fuerzas sísmicas de cada modo de vibración.

Nivel	$V_1^2$	$V_2^2$	$V_3^2$	$\Sigma V^2$	$VF = (\Sigma V^2)$
1	22523.45	152.69	3.41	22679.55	150.60
2	14504.08	46.11	16.96	14567.14	120.69
3	4455.84	235.87	10.84	4702.55	68.58

Tabla C 20 Fuerzas sísmicas en la dirección X.

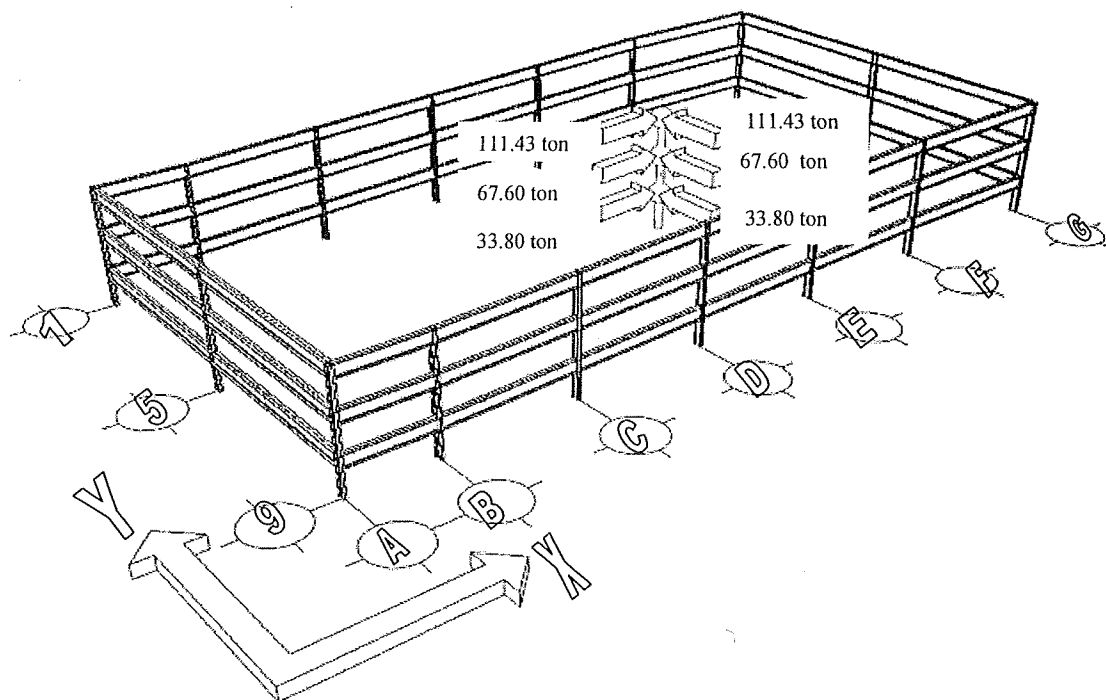


Figura C 10 Resultados del análisis estático, considerando el 30% de la otra dirección.

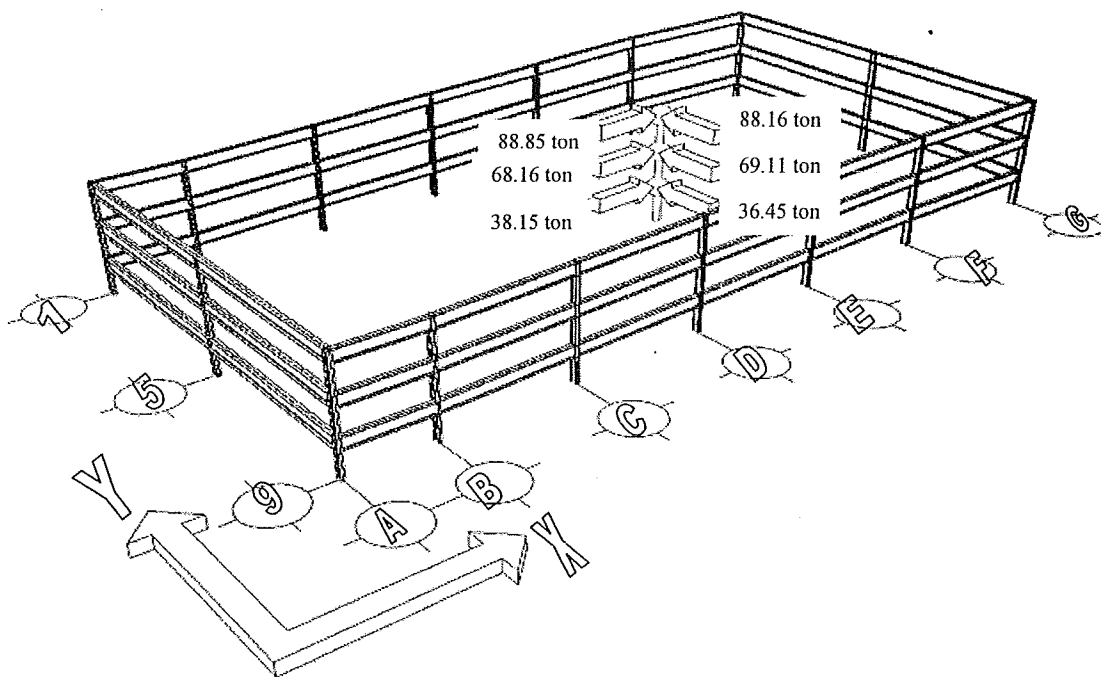
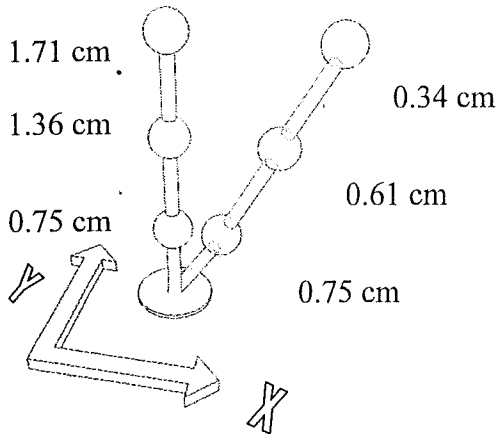


Figura C 11 Resultados del análisis dinámico, considerando el 30% de la otra dirección.

Dirección X



Dirección Y

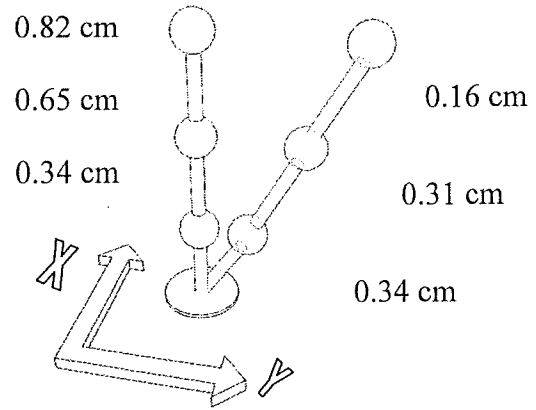


Figura C 12 Desplazamientos de cada análisis.

Desplazamientos por entrepiso

Conforme al artículo LXXXVII.1 del RCBC 1992

El máximo permitido es de  $(0.008)300 \text{ cm} = 2.4 \text{ cm}$

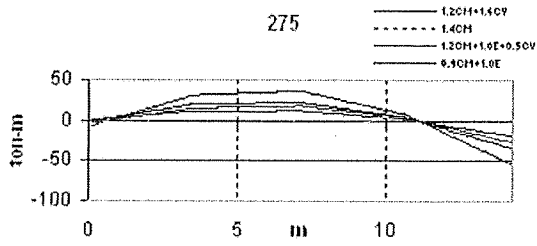
	Y	X
<b>Entrepiso 3</b>	0.67 cm	1.37 cm
<b>Entrepiso 2</b>	1.24 cm	2.47 cm
<b>Entrepiso 1</b>	1.36 cm	3.00 cm

Q = 4 en la dirección X y en la Y

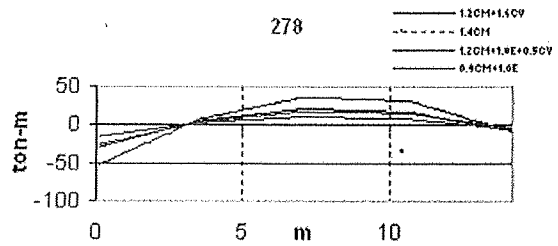
Figura C 21 Desplazamientos de entrepiso

Envoltorios del primer análisis:

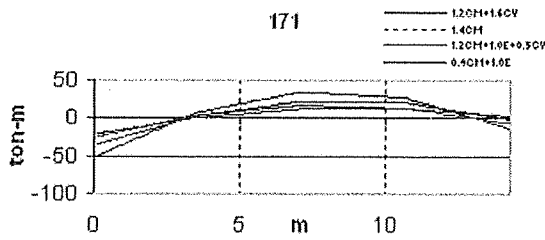
Marco A (ton-m)



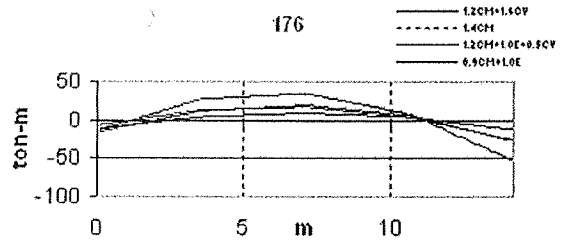
máximo: 36.48      mínimo: -54.95



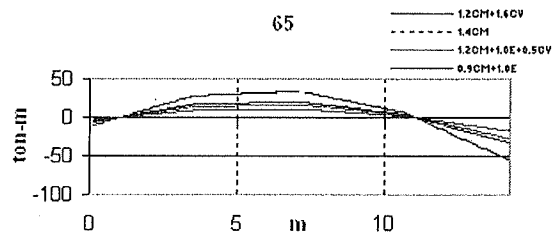
máximo: 36.37      mínimo: -52.90



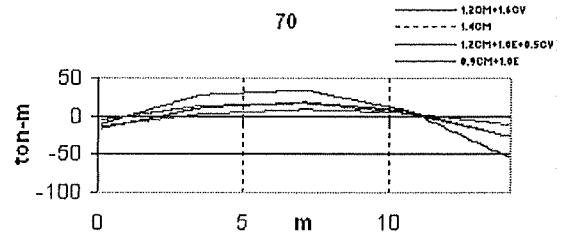
máximo: 34.39      mínimo: -50.72



máximo: 34.48      mínimo: -52.71



máximo: 34.34      mínimo: -55.25



máximo: 34.34      mínimo: -55.25

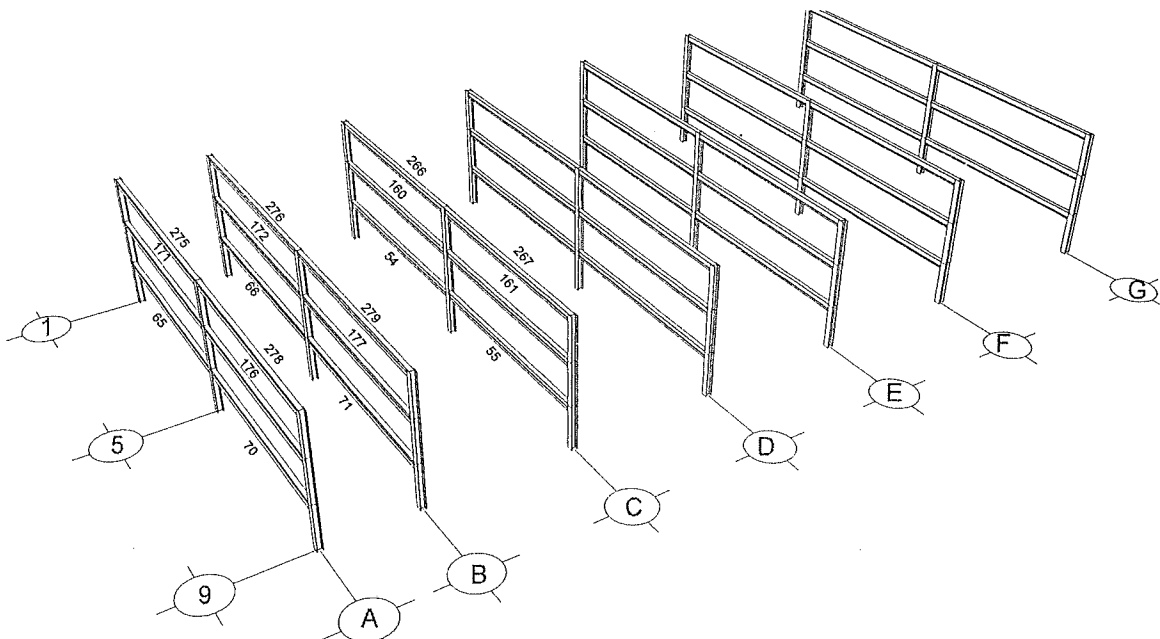


Figura C13 Nomenclatura usada en los marcos en la dirección Y.

Marteo B (ton-m)

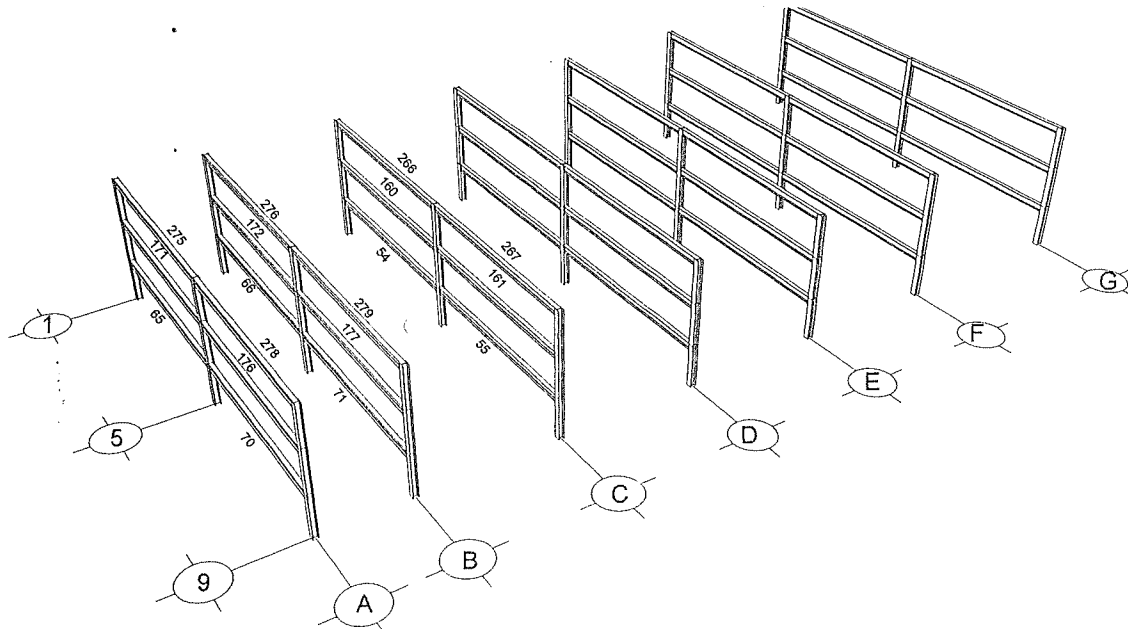
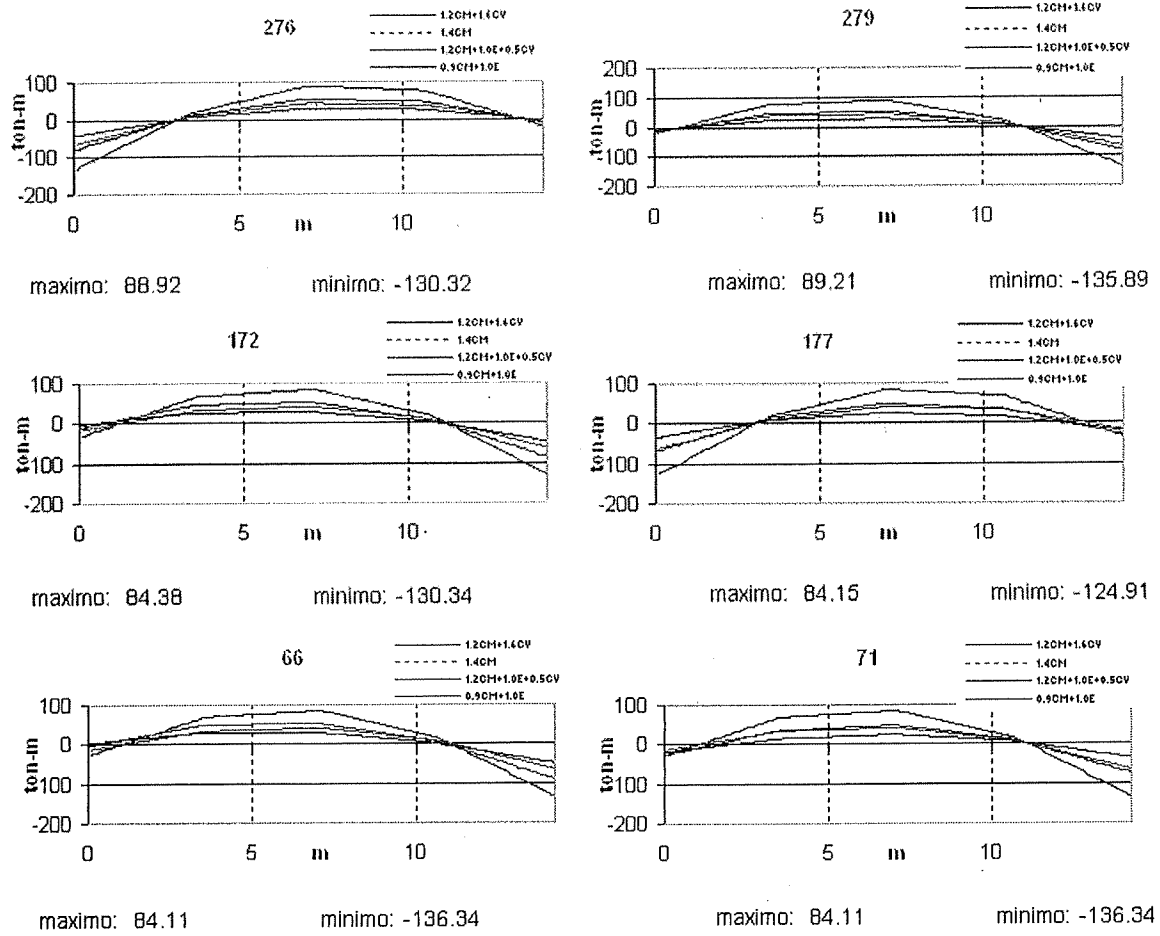


Figura C 14 Nomenclatura usada en los marcos en la dirección Y.

Marco C (ton-m)

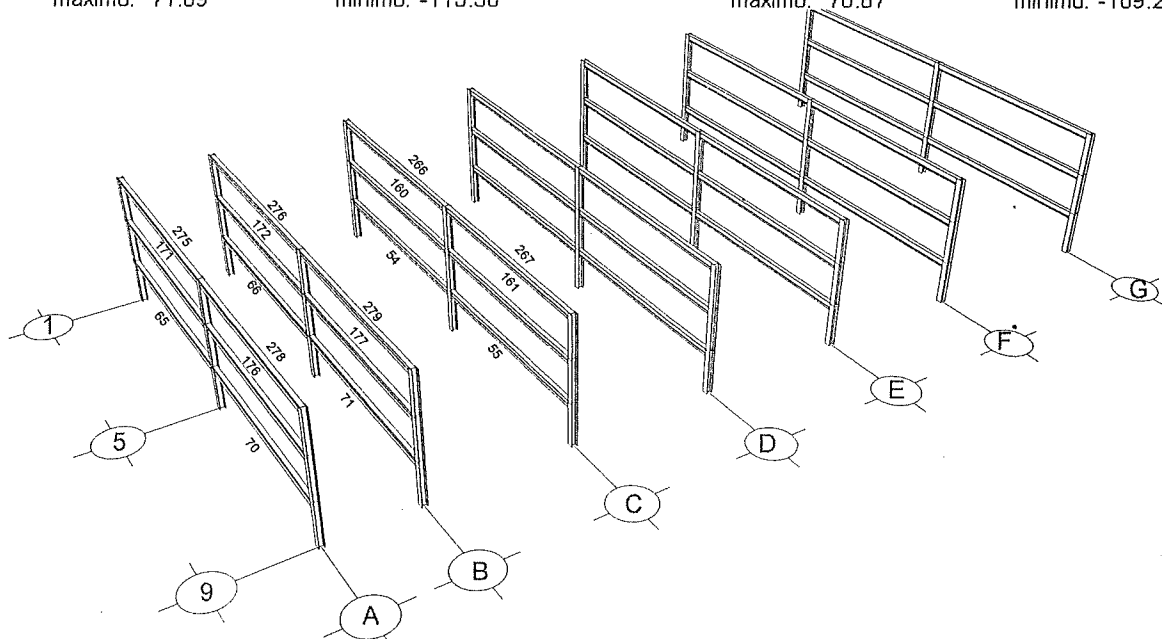
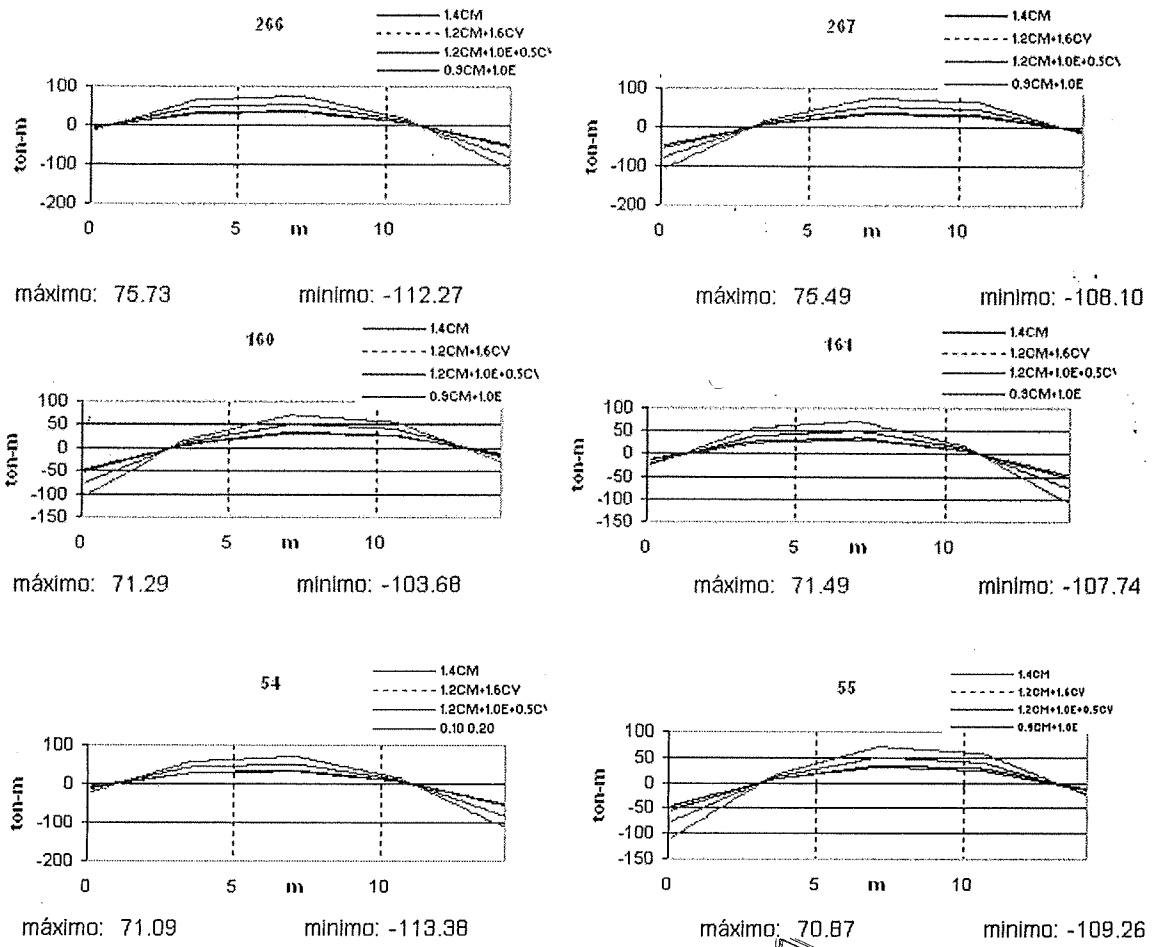


Figura C 15 Nomenclatura usada en los marcos en la dirección Y.

Marco D (ton-m)

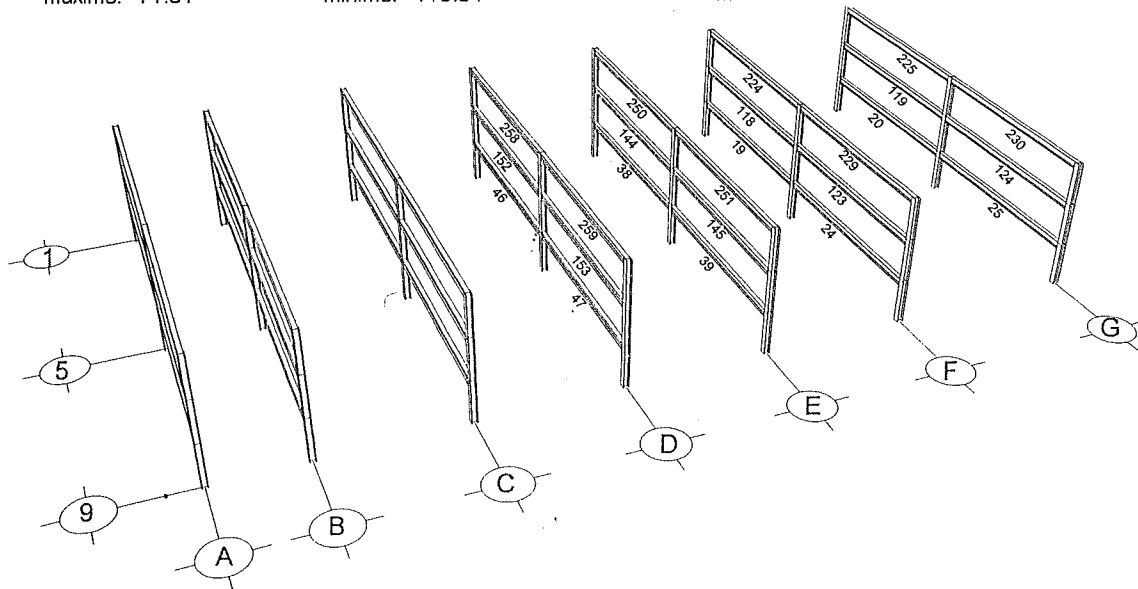
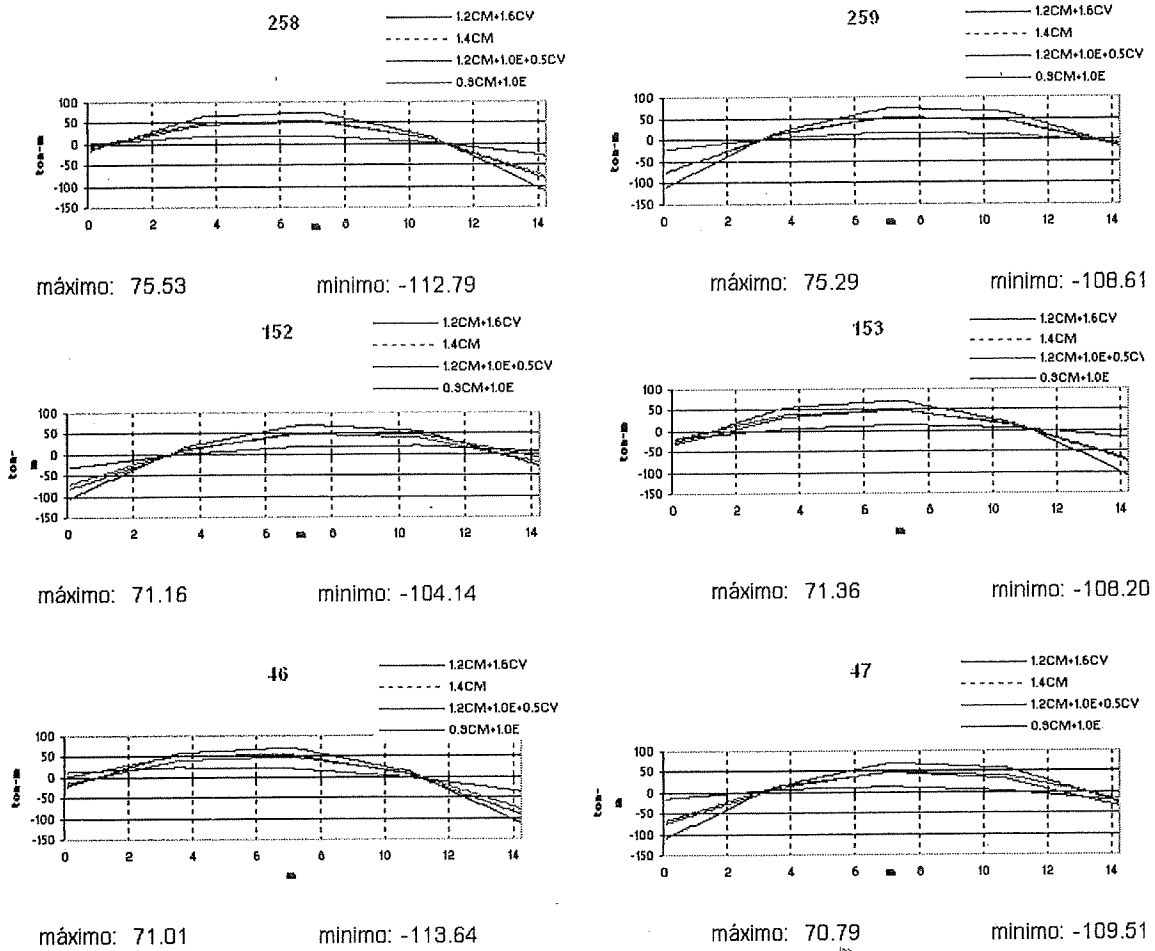


Figura C 16 Nomenclatura usada en los marcos en la dirección Y.

Marco E (ton-m)

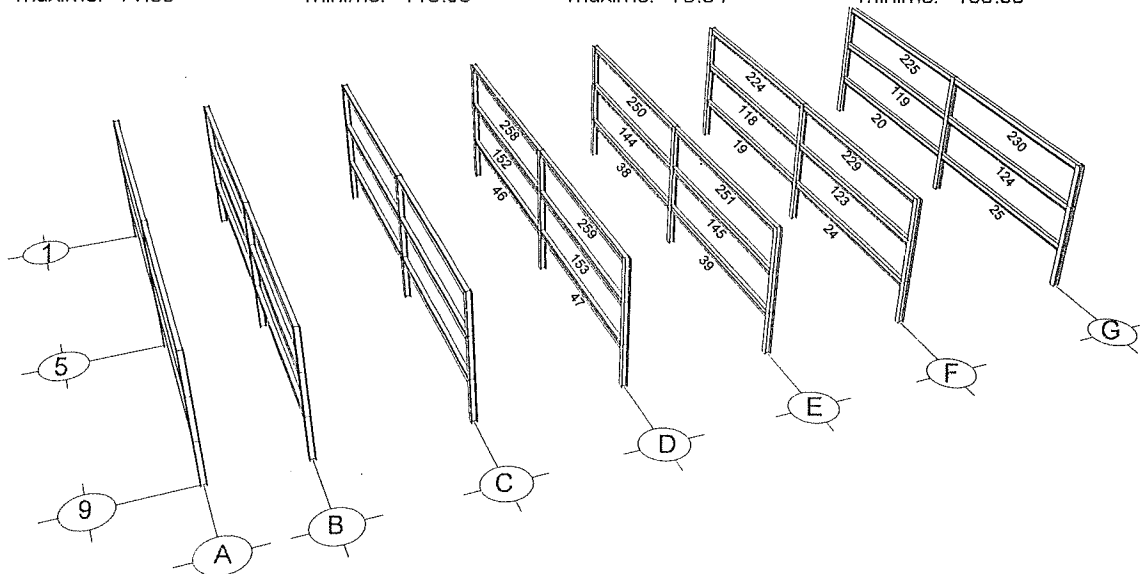
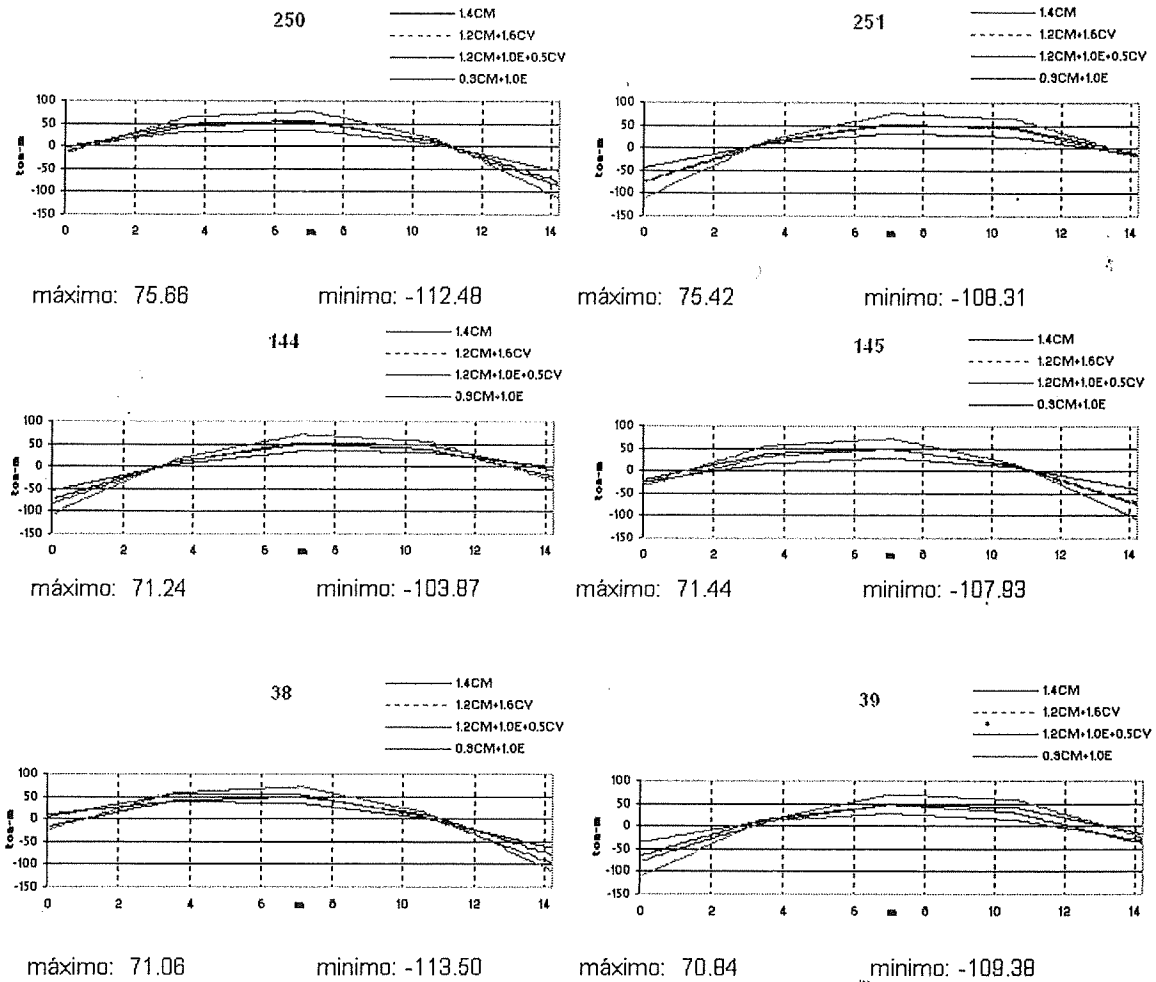
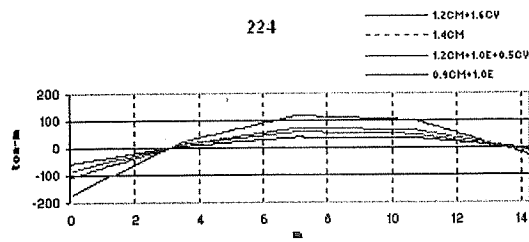


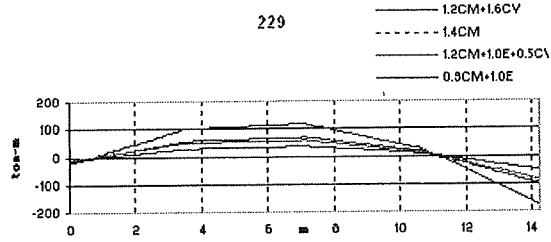
Figura C 17 Nomenclatura usada en los marcos en la dirección Y.

Marco F (ton-m)



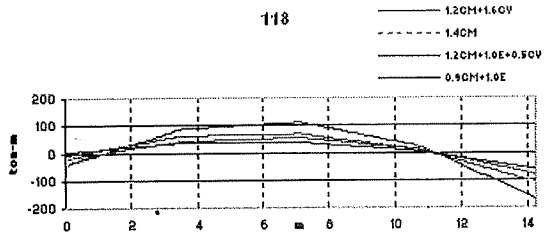
máximo: 117.47

mínimo: -170.96



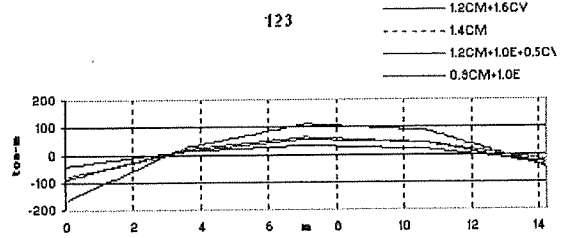
máximo: 117.85

mínimo: -178.10



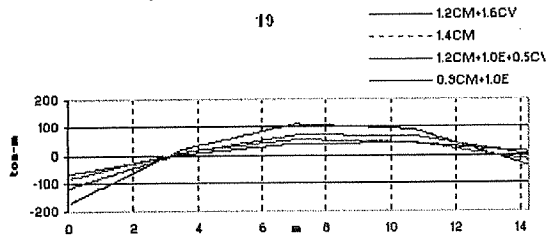
máximo: 111.41

mínimo: -170.86



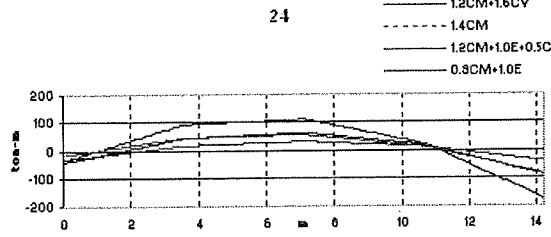
máximo: 111.10

mínimo: -163.90



máximo: 110.62

mínimo: -171.99



máximo: 110.97

mínimo: -179.04

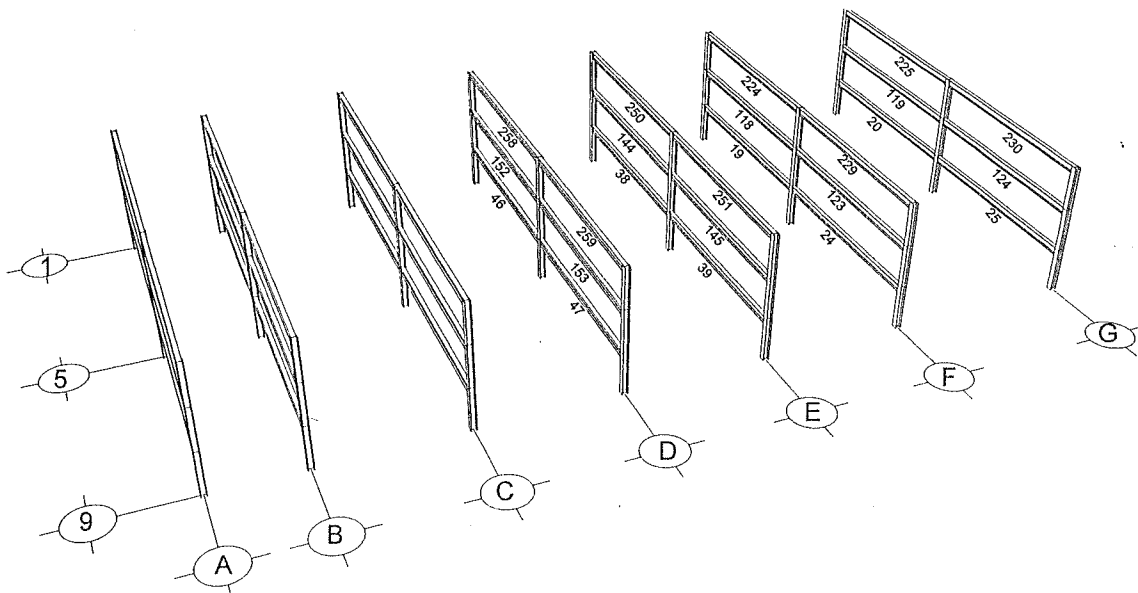


Figura C 18 Nomenclatura usada en los marcos en la dirección Y.

Marco G (ton-m)

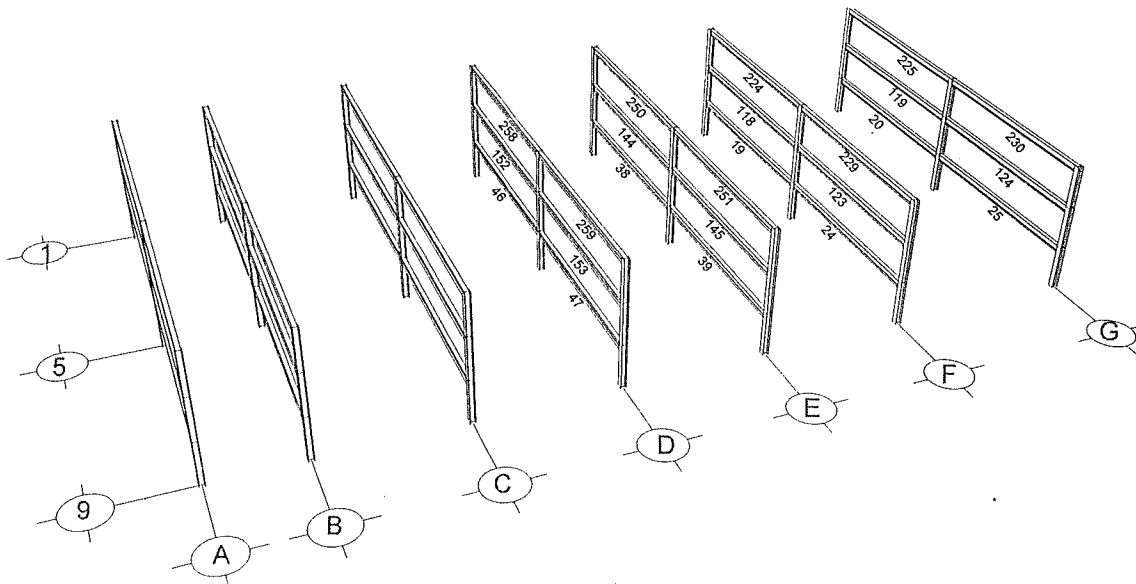
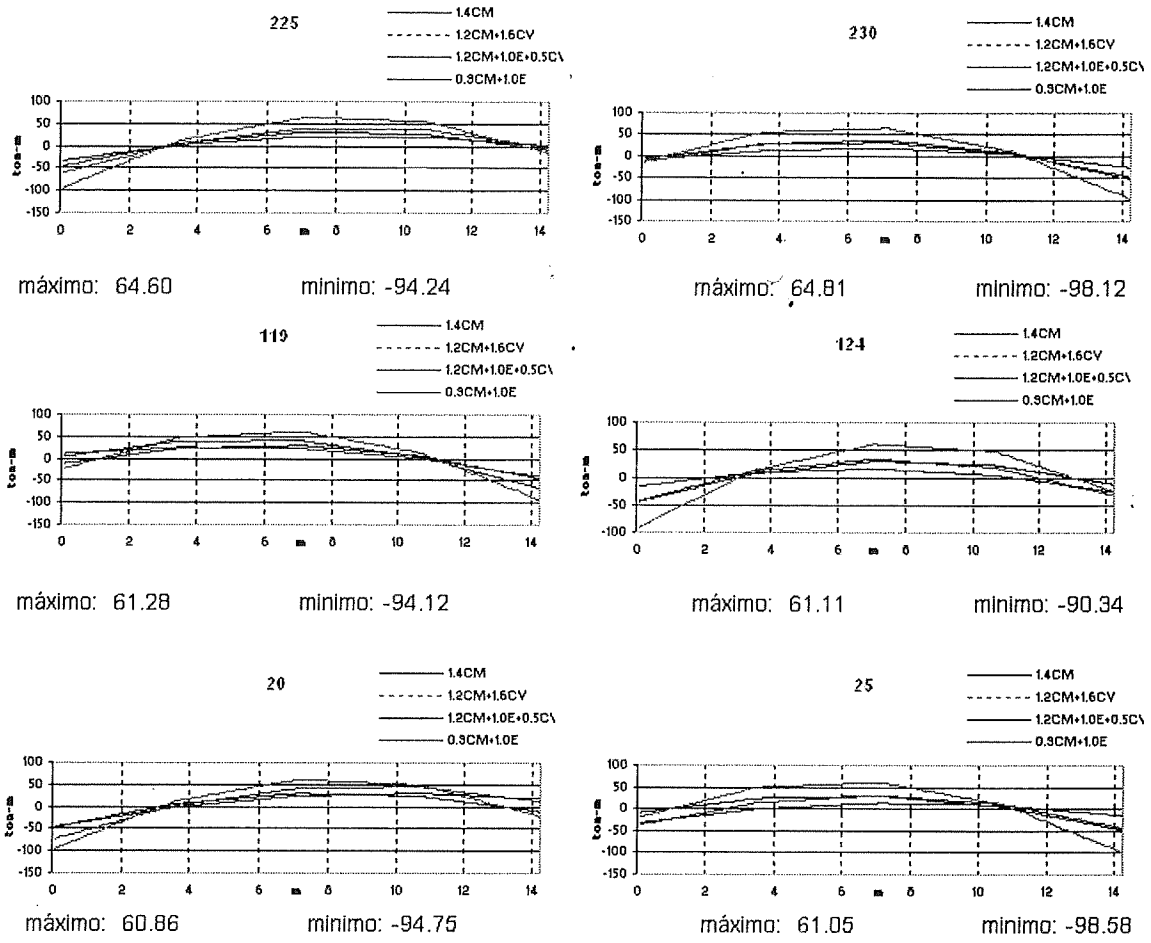


Figura C 19 Nomenclatura usada en los marcos en la dirección Y.

### Conclusión del primer análisis

Aunque las fuerzas cortantes que actuaban en el centro de masas de la estructura como las que mostrò arriba son menores por medio del método dinámico que las del método estático. Se continuará el análisis con los contravientos de PL5.5x5.5x0.25", para restringir desplazamientos en la dirección X, afectando estos principalmente en la rigidez de la estructura, y en la ductilidad ya no será 4 sino 2 en la dirección X y 4 en la dirección Y por no sufrir ningún cambio estructural en esa dirección.

Nota: Se elaboraron envolventes también en la dirección X.

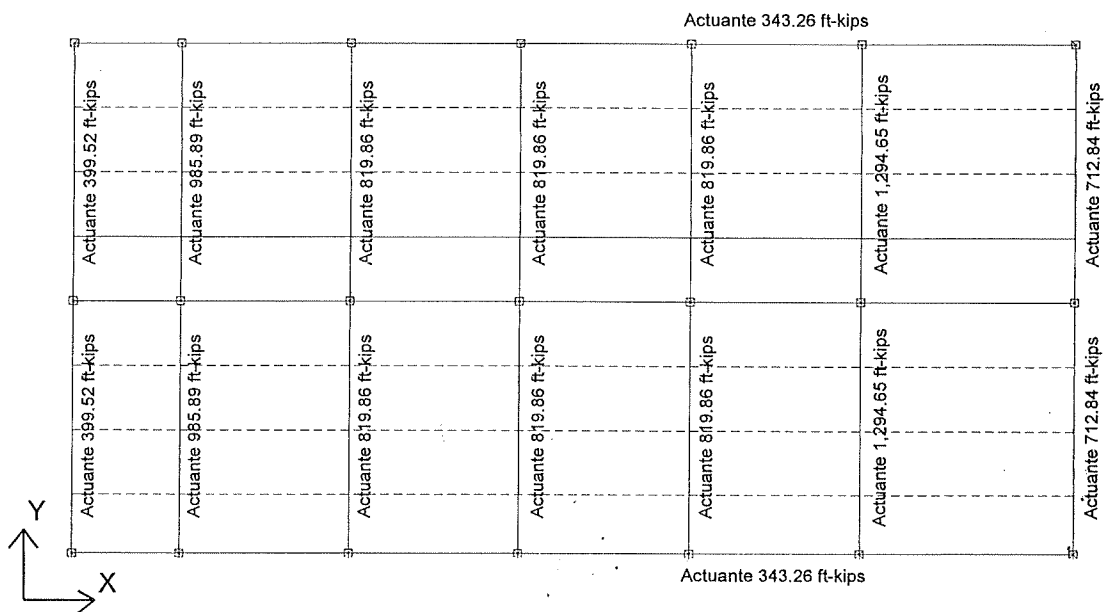


Figura C 20 Valores de momento flexionante máximos o mínimos según sea el caso más desfavorable, obtenidos de las envolventes, de la sección A del edificio.

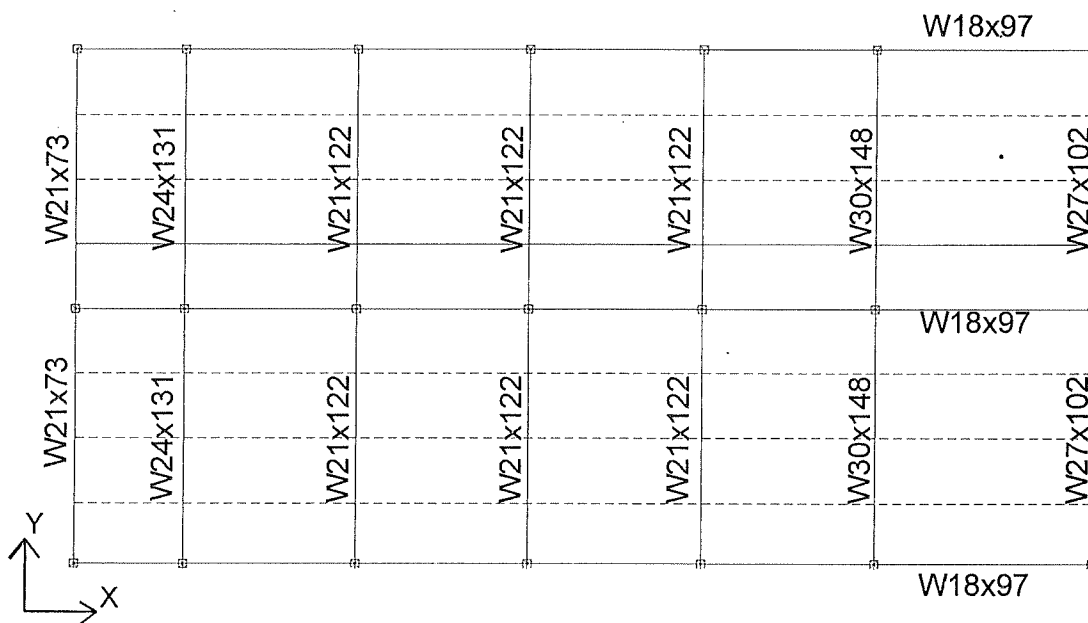


Figura C 21 Secciones obtenidas del diseño de acuerdo a los momentos flexionantes actuantes, sección A del edificio.

El método fue resuelto en una hoja de cálculo con los siguientes datos de entrada:

**d** = Peralte de la sección, parte 1 del manual AISC.

**bf** = Ancho del patín, parte 1 del manual AISC.

**tf** = Espesor del patín de la sección, parte 1 del manual AISC.

**bf/2tf** = Especificación para secciones compactas, AISC.

**h/tw** = Especificación para secciones compactas, AISC.

**tw** = Espesor del alma de la sección W.

**Fy** = Esfuerzo de fluencia, A-36.

**X1** = Especificación para secciones compactas, parte 1 del manual AISC.

**X2** = Especificación para secciones compactas, parte 1 del manual AISC.

**ry** = Radio de giro respecto al eje Y.

**Sx** = Módulo de sección elástico respecto al eje X, parte 1 del manual AISC.

**Iy** = Momento de inercia, respecto al eje Y.

**Zx** = Módulo de sección plástico respecto al eje X, parte 1 del manual AISC.

**Mu** = Momento actuante, más desfavorable, de las envolventes.

**Vu** = Fuerza cortante, más desfavorable, de las envolventes.

**G** = Módulo de elasticidad en cortante = 11,200 ksi para el acero estructural.

(especificación).

**J** = Cortante de torsión página 1-146 del manual del AISC.

**Cw** = Constante de alabeo página 1-146 del manual del AISC.

**E** = Módulo de elasticidad, módulo de elasticidad, 29,000 ksi (especificación).

**Lb** = Longitud no soportada de viga.

**Lr** = longitud no soportada de una viga para la cual el pandeo elástico ocurrirá.

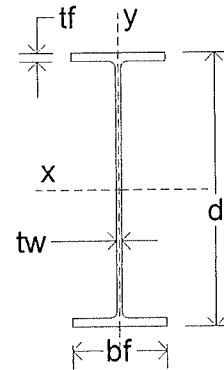


Figura C 22 Sección tipo, AISC.

Revisión de la sección W21x73, revisión del pandeo lateral torsionante

Cálculo de  $L_p$ :

$L_b = 3.55 \text{ m}, 11.64 \text{ ft}$  (longitud no soportada de viga)

Este perfil es compacto de acuerdo al manual AISC, parte 1, por lo que

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$M_p = 36 \cdot 172 = 6192 \text{ in-kips} = 516 \text{ ft-kips}$$

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300(1.81)}{\sqrt{36}} = 90.5 \text{ in} = 7.54 \text{ ft}$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_y - F_r)^2}} = \frac{1.81 \cdot 2140}{(36 - 10)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0.008380(36 - 10)^2}} = 281.94 \text{ in}$$

$$L_r = 23.50 \text{ ft}$$

$$L_b < L_p \leq L_r$$

$$11.64 \text{ ft} < 7.54 \text{ ft} \leq 23.50 \text{ ft}$$

$$M_r = (F_y - F_r)S_x = \frac{(36 - 10)(151)}{12} = 327.17 \text{ ft-kips}$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 1.00 \left[ 516 - (516 - 327.17) \left( \frac{11.64 - 7.54}{23.50 - 7.54} \right) \right] = 467.64 \text{ ft-kips}$$

$$\phi_b M_n = 467.64 \text{ ft-kips} = 420.74 \text{ ft-kips}$$

$\phi_b M_n = 420.74 \text{ ft-kips}$  Momento resistente de la sección.

Momento actuante:  $399.52 \text{ ft-kips} = 55.25 \text{ ton-m}$

Por lo tanto la sección es satisfactoria.

*Anexo D*  
*Diseño en el Segundo ciclo*

En este segundo análisis no cambió el peso de los elementos estructurales ya que son los mismos. Solamente en la dirección X se agregaron contravientos y es el único cambio que se hizo, por lo que la ductilidad en la dirección X es ahora de 2 y 4 en la dirección Y, y la rigidez es distinta.

Rigidez en la dirección X:

Nivel	Desplazamiento acumulado	Desplazamiento relativo	Rigidez por marco	Número de marcos	Rigidez total por entrepiso
3	2.249 cm	0.394 cm	253.81 ton/cm	3	761.42 ton/cm
2	1.855 cm	0.752 cm	265.96 ton/cm	3	797.87 ton/cm
1	1.103 cm	1.103 cm	271.99 ton/cm	3	815.96 ton/cm

Rigidez en la dirección Y:

Nivel	Desplazamiento acumulado	Desplazamiento relativo	Rigidez por marco	Número de marcos	Rigidez total por entrepiso
3	9.51 cm	1.69 cm	59.17 ton/cm	7	414.20 ton/cm
2	7.82 cm	3.33 cm	60.06 ton/cm	7	420.42 ton/cm
1	4.49 cm	4.49 cm	66.82 ton/cm	7	467.71 ton/cm

Tabla D 1 Cálculo de la rigidez, en cada dirección.

En la dirección Y

$$C_s = 0.3 \quad V_b = 163.71 \text{ ton}$$

$$Q = 4$$

Entrepiso	w <sub>i</sub> (ton)	h <sub>i</sub> (m)	w <sub>i</sub> h <sub>i</sub>	F <sub>i</sub>	V <sub>i</sub>	0.95F <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> final	V <sub>i</sub> final
3	724.69	9	6522.21	81.61	81.61	77.529	85.71	85.71
2	729.05	6	4374.3	54.73	136.34	51.997	52.00	137.71
1	729.05	3	2187.15	27.37	163.71	25.998	26.00	163.71
Suma =	2182.79		13083.66	163.71		155.524	163.71	

Tabla D 2 Cálculo de las fuerzas sísmicas en la dirección Y.

En la dirección X:

$C_s = 0.3$        $V_b = 327.42 \text{ ton}$   
 $Q = 2$

Entrepiso	wi (ton)	hi (m)	wihi	Fi	Vi	0.95Fi	Fi final	Vi final
3	724.69	9	6522.21	163.22	163.22	155.06	171.43	171.43
2	729.05	6	4374.3	109.47	272.69	103.99	103.99	275.42
1	729.05	3	2187.15	54.73	327.42	52.00	52.00	327.42
	2182.79		13083.66	327.42		311.05	327.42	

Tabla D 3 Cálculo de las fuerzas sísmicas en la dirección X.

En la dirección X:

Entrepiso	Wi	Fi	Vi	Rix	Vix/Rix	Xix	wiXix <sup>2</sup>	FixXi
3	724.69	171.43	171.43	761.42	0.23	0.97	684.12	166.56
2	729.05	103.99	275.42	797.87	0.35	0.75	406.23	77.63
1	729.05	52.00	327.42	815.96	0.40	0.40	117.39	20.86
	2182.79						1207.75	265.05

Aumentando 33%

$T_x = 0.43 \text{ segundos}$        $0.57 \text{ segundos}$

En la dirección Y

Entrepiso	Wi	Fi	Vi	Riy	Viy/Rix	Yiy	wiYiy <sup>2</sup>	FiyYi
3	724.69	85.71	85.71	414.20	0.21	0.88	566.98	75.82
2	729.05	52.00	137.71	420.42	0.33	0.68	334.72	35.23
1	729.05	26.00	163.71	467.71	0.35	0.35	89.32	9.10
	2182.79						991.02	120.15

Aumentando 33%

$T_y = 0.58 \text{ segundos}$        $0.77 \text{ segundos}$

Tabla D 4 Cálculo de los periodos en cada dirección para revisar en que parte del espectro quedan ubicados.

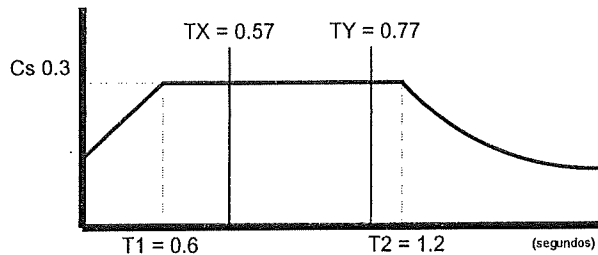
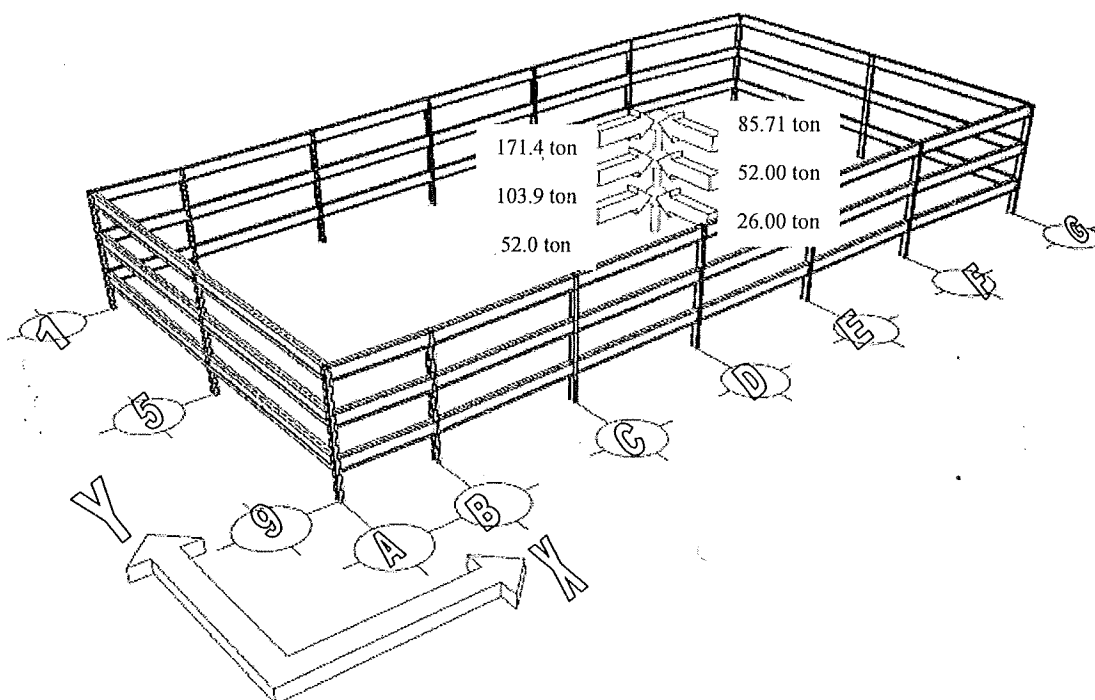


Figura D 1 Espectro de diseño de acuerdo al RCBC 1992 indica que no se puede hacer ninguna reducción del coeficiente sísmico (Cs).



**Figura D 2** Fuerzas sísmicas, de acuerdo al método estático, actuando en la misma posición en donde actuaron en el primer análisis, ya que para este análisis no cambiaron las secciones y por lo tanto el peso de la estructura es el mismo.

X				
Entrepiso	Fi	0.95Fi	Fi final	Vi final
3	163.2	155.1	171.4	171.4
2	109.5	104.0	104.0	275.4
1	54.7	52.0	52.0	327.4

Y					Coordenadas Centro de gravedad o masa	
Entrepiso	Fi	0.95Fi	Fi final	Vi final	X	Y
3	81.6	77.5	85.7	85.7	26.8 m	14.2 m
2	54.7	52.0	52.0	137.7	26.9 m	14.2 m
1	27.4	26.0	26.0	163.7	26.9 m	14.2 m

					Ubicación del Centro de Cortante	
Entrepiso	(Fix)*Y	SumFix*Y	(Fiy)*X	SumFiy*X	x	y
3	2436.0	2436.0	2296.3	2296.3	13.4 m	28.4 m
2	1478.8	3914.8	1400.3	3696.6	13.4 m	28.4 m
1	739.4	4654.2	700.1	4396.7	13.4 m	28.4 m

**Tabla D 5** Ubicación del centro de cortante o centro de torsión.

Entrepiso	$m = \frac{W * L}{g}$	$Y_0$	$\frac{FDI}{w^3}$	$V = \frac{F_i}{w^3} \downarrow$	K	$\frac{\Delta}{w^3} = \frac{V}{K}$	$\frac{Y_1}{w^3} \uparrow$	$w^3 \frac{Y_1}{w^3}$	$Y_0'$
3	0.7395	3	2.218	2.218	414.201	0.005	0.024	126.654	2.489
2	0.7439	2	1.488	3.706	420.420	0.009	0.018	109.107	1.927
1	0.7439	1	0.744	4.450	467.706	0.010	0.010	105.097	1.000
3	0.7395	2.489	1.841	1.841	414.201	0.004	0.021	119.552	2.424
2	0.7439	1.927	1.433	3.274	420.420	0.008	0.016	117.625	1.906
1	0.7439	1.000	0.744	4.018	467.706	0.009	0.009	116.404	1.000
3	0.7395	2.424	1.792	1.792	414.201	0.004	0.020	118.702	2.415
2	0.7439	1.906	1.418	3.211	420.420	0.008	0.016	118.474	1.903
1	0.7439	1.000	0.744	3.955	467.706	0.008	0.008	118.269	1.000
3	0.7395	2.415	1.786	1.786	414.201	0.004	0.020	118.597	2.414
2	0.7439	1.903	1.416	3.202	420.420	0.008	0.016	118.568	1.903
1	0.7439	1.000	0.744	3.946	467.706	0.008	0.008	118.539	1.000
3	0.7395	2.414	1.785	1.785	414.201	0.004	0.020	118.583	2.414
2	0.7439	1.903	1.415	3.200	420.420	0.008	0.016	118.580	1.903
1	0.7439	1.000	0.744	3.944	467.706	0.008	0.008	118.576	1.000

w=10.89  
T1= 0.58 seg

Tabla D 6 Aplicando el método dinámico, con el procedimiento de Newmark en la dirección Y.

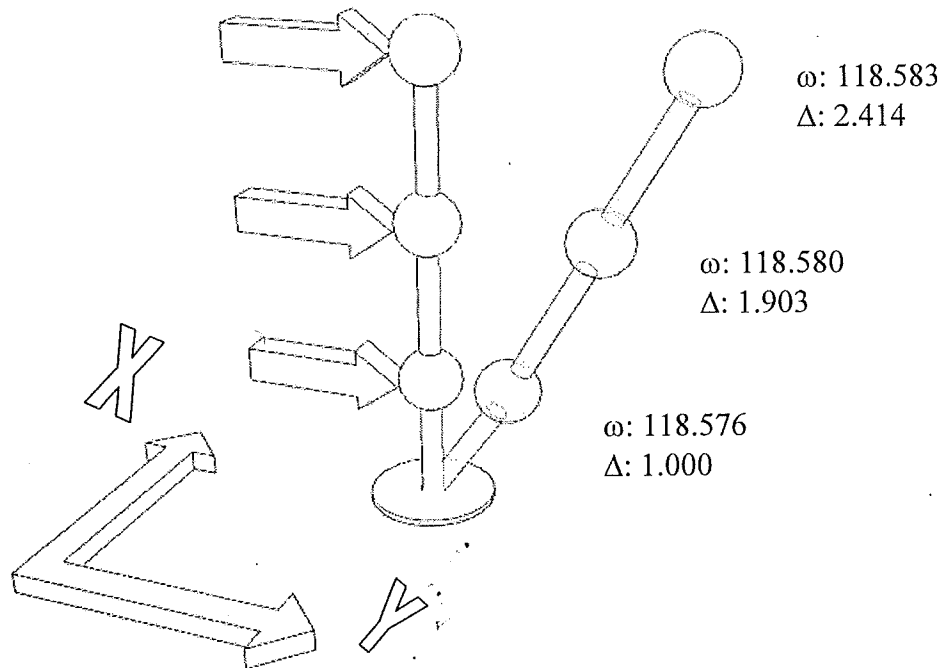


Figura D 3 Modo fundamental de vibración, en la dirección Y.

$w^2=900$   
 $w=30.000$

	Entrepiso 1		Entrepiso 2		Entrepiso 3	
M		0.744		0.744		0.739
K	467.71		420.42		414.20	
Y		1		0.519934		-0.80779
$\Delta Y$	1		-0.48007		-1.32772	
FDI		669.5357		348.1141		-537.608
FDR	467.706		-201.83		-549.944	

R=-12.335

$w^2=1000$   
 $w=31.623$

	Entrepiso 1		Entrepiso 2		Entrepiso 3	
M		0.744		0.744		0.739
K	467.71		420.42		414.20	
Y		1		0.342985		-0.93992
$\Delta Y$	1		-0.65702		-1.2829	
FDI		743.9286		255.1563		-695.048
FDR	467.706		-276.223		-531.379	

R=163.669

$w^2=907$   
 $w=30.116$

	Entrepiso 1		Entrepiso 2		Entrepiso 3	
M		0.744		0.744		0.739
K	467.71		420.42		414.20	
Y		1		0.507547		-0.81911
$\Delta Y$	1		-0.49245		-1.32665	
FDI		674.7432		342.464		-549.381
FDR	467.706		-207.037		-549.501	

R=-0.120

Tabla D 7 Segundo modo de vibración en la dirección Y, con el método de Holtzer.

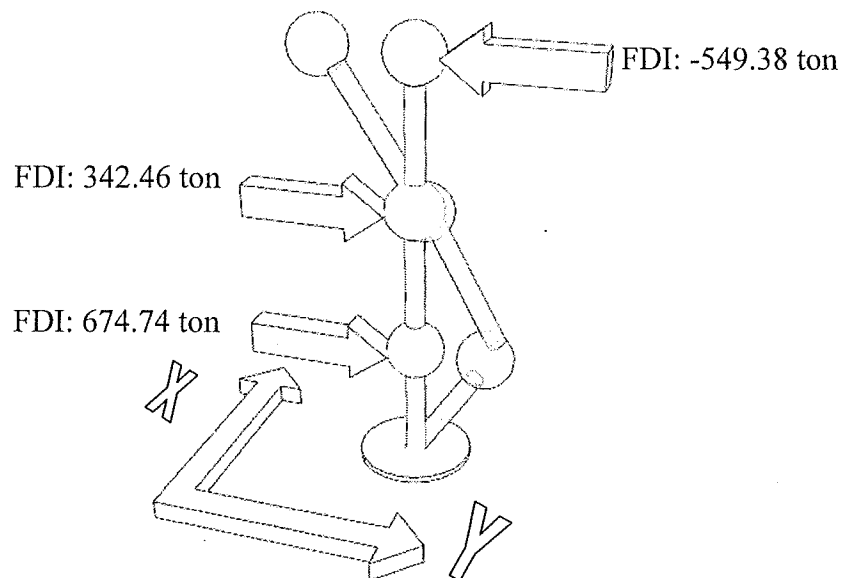


Figura D 4 Segundo modo, de acuerdo al método de Holtzer.

$w^2=1500$   
 $w=38.730$

M  
 K  
 Y  
 $\Delta Y$   
 FDI  
 FDR

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.744	0.744	0.739
K	467.71	420.42	414.20
Y	1	-0.54176	-0.64712
$\Delta Y$	1	-1.54176	-0.10536
FDI	1115.893	-604.545	-717.802
FDR	467.706	-648.187	-43.6422

R= 674.1596

$w^2=2000$   
 $w=44.721$

M  
 K  
 Y  
 $\Delta Y$   
 FDI  
 FDR

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.744	0.744	0.739
K	467.71	420.42	414.20
Y	1	-1.4265	1.234718
$\Delta Y$	1	-2.4265	2.66122
FDI	1487.857	-2122.43	1826.097
FDR	467.706	-1020.15	1102.281

R= -723.817

$w^2=1850$   
 $w=43.012$

M  
 K  
 Y  
 $\Delta Y$   
 FDI  
 FDR

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.744	0.744	0.739
K	467.71	420.42	414.20
Y	1	-1.16108	0.503315
$\Delta Y$	1	-2.16108	1.664395
FDI	1376.268	-1597.96	688.5541
FDR	467.706	-908.562	689.3942

R= 0.840094

Tabla D8 método de Holtzer en la dirección Y, para encontrar el segundo modo.

FDI: 688.55 ton

FDI: 1376.26 ton

FDI: -1597.96

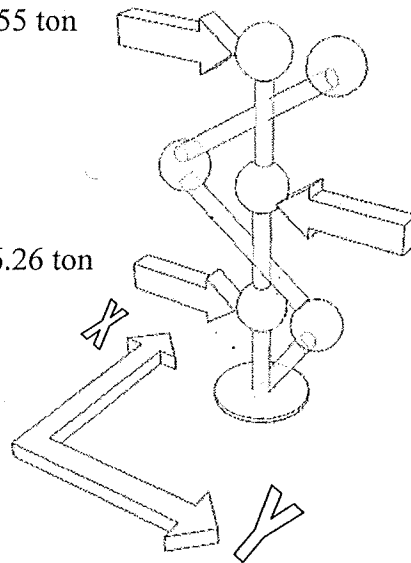


Figura D 5 Representación del tercer modo, con el método de Holtzer.

Cálculo de las fuerzas cortantes en la dirección Y:

Modo 1 =0.58                      Cs =0.3  
 Modo 2 =0.21                      r =1  
 Modo 3 =0.15                      Ta =0.6  
     Tb =3.9

Para el modo fundamental:

$T_b < T_1 < T_a$   
 $0.58 \text{ s} < 0.6 \text{ s}$

$a = 0.300$

Para el segundo modo

$T_2 < T_a$   
 $0.21 < 0.6 \text{ s}$

$a = 0.1532$

Para el tercer modo

$T_3 < T_a$   
 $0.15 < 0.6 \text{ s}$

$A_1 = 294.30 \text{ cm/seg}^2$   
 $A_2 = 150.29 \text{ cm/seg}^2$   
 $A_3 = 127.29 \text{ cm/seg}^2$

$a = 0.1298$

		$w^2 = 118.27$				
1 modo	Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
	1	0.744	1.000	0.744	1.000	0.7439
	2	0.744	1.903	1.415	3.620	2.6931
	3	0.739	2.414	1.785	5.826	4.3080
				3.944	7.7450	
$CP = 0.0043$						
		$w^2 = 907.00$				
2 modo	Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
	1	0.744	1.000	0.744	1.000	0.7439
	2	0.744	-0.492	-0.366	0.243	0.1804
	3	0.739	-1.327	-0.981	1.760	1.3015
				-0.603	2.2258	
$CP = -0.0002989$						
		$w^2 = 1850.00$				
3 modo	Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
	1	0.744	1.000	0.744	1.000	0.7439
	2	0.744	-2.161	-1.608	4.670	3.4743
	3	0.739	1.664	1.231	2.770	2.0485
				0.367	6.2668	
$CP = 0.0000317$						

Tabla D 9 Cálculo de los coeficientes de participación, (CP).

1 modo	Nivel	A*CP	Y	U1	U1 <sup>2</sup>
	1	1.267	1.000	1.27	1.6059
	2	1.267	1.903	2.41	5.8135
	3	1.267	2.414	3.06	9.3555

2 modo	Nivel	A*CP	Y	U1	U1 <sup>2</sup>
	1	-0.045	1.000	-0.04	0.002
	2	-0.045	-0.492	0.02	0.000
	3	-0.045	-1.327	0.06	0.004

3 modo	Nivel	A*CP	Y	U1	U1 <sup>2</sup>
	1	0.004	1.000	0.00	0.000016
	2	0.004	-2.161	-0.01	0.000076
	3	0.004	1.664	0.01	0.000045

Tabla D 10 Cálculo de los desplazamientos de acuerdo a cada modo de vibración en la dirección Y.

MODO	Valores de U <sup>2</sup>		
	nivel 1	nivel 2	nivel 3
1	1.60590	5.81351	9.35546
2	0.00202	0.00049	0.00355
3	0.00002	0.00008	0.00004
$\Sigma U^2$	1.608	5.814	9.359
$(\Sigma U^2)^{0.5}$	1.268	2.411	3.059

Tabla D 11 Desplazamientos máximos.

Modo 1  $Q' = 4$

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = (\Delta) * K / Q'$	$V1^2$
1	1.27	1.27	467.71	148.17	21955.58
2	2.41	1.14	420.42	120.23	14454.71
3	3.06	0.65	414.20	67.05	4496.18

Modo 2  $Q' = 2.043$

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta * K / Q'$	$V2^2$
1	-0.04	-0.04	467.71	-10.29	105.80
2	0.02	0.07	420.42	13.80	190.42
3	0.06	0.04	414.20	7.60	57.74

Modo 3  $Q' = 1.730$

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta * K / Q'$	$V3^2$
1	0.00	0.00	467.71	1.09	1.19
2	-0.01	-0.01	420.42	-3.10	9.58
3	0.01	0.02	414.20	3.69	13.62

Tabla D 12 Cálculo de las fuerzas sísmicas en cada dirección.

Nivel	$V_1^2$	$V_2^2$	$V_3^2$	$\Sigma V^2$	$VF=(\Sigma V^2)$
1	21955.58	105.80	1.19	22062.57	148.53
2	14454.71	190.42	9.58	14654.72	121.06
3	4496.18	57.74	13.62	4567.55	67.58

Tabla D 13 Fuerzas sísmicas que podrían presentarse en un determinado momento en la estructura.

Entrepiso	$m = \frac{W \cdot L}{g}$	$Y_0$	$\frac{FDI}{w^3}$	$V = \frac{F_i}{w^3} \downarrow$	$K$	$\frac{\Delta}{w^3} = \frac{V}{K}$	$\frac{Y_1}{w^2} \uparrow$	$w = \frac{Y_0}{Y_1}$	$Y_0'$
3	0.7395	3	2.218	2.218	761.421	0.003	0.013	230.543	2.386
	0.7439	2	1.488	3.706	797.872	0.005	0.010	198.035	1.852
	0.7439	1	0.744	4.450	815.956	0.005	0.005	183.352	1.000
2	0.7395	2.386	1.764	1.764	761.421	0.002	0.011	216.562	2.313
	0.7439	1.852	1.378	3.142	797.872	0.004	0.009	212.838	1.827
	0.7439	1.000	0.744	3.886	815.956	0.005	0.005	209.984	1.000
1	0.7395	2.313	1.711	1.711	761.421	0.002	0.011	214.840	2.304
	0.7439	1.827	1.359	3.070	797.872	0.004	0.009	214.386	1.823
	0.7439	1.000	0.744	3.814	815.956	0.005	0.005	213.952	1.000

$w=14.63$   
 $T1=0.43 \text{ seg}$

Tabla D 14 Método de Newmark en la dirección X.

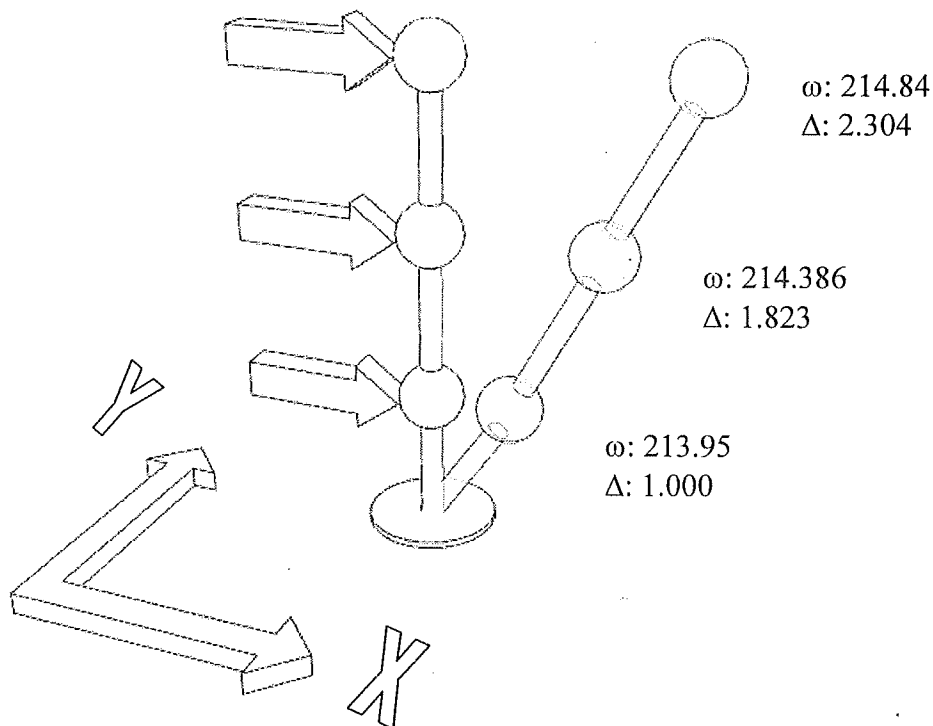


Figura D 6 Modo fundamental dirección X, con el método de Newmark.

w2=300  
w=17.321

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.744	0.744	0.739
K	815.96	797.87	761.42
Y	1	1.742948	2.010591
$\Delta Y$	1	0.742948	0.267643
FDI	223.1786	388.9887	446.0374
FDR	815.9565	592.7779	203.7892

R=-242.248

w2=450  
w=21.213

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.744	0.744	0.739
K	815.96	797.87	761.42
Y	1	1.60309	1.530234
$\Delta Y$	1	0.60309	-0.07286
FDI	334.7679	536.6629	509.2094
FDR	815.9565	481.1886	-55.4743

R=-564.684

w2=1641.22  
w=40.512

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.744	0.744	0.739
K	815.96	797.87	761.42
Y	1	0.492408	-0.82907
$\Delta Y$	1	-0.50759	-1.32147
FDI	1220.95	601.2052	-1006.2
FDR	815.9565	-404.994	-1006.2

R=-0.003

Tabla D 15 Segundo modo de Holtzer en la dirección X.

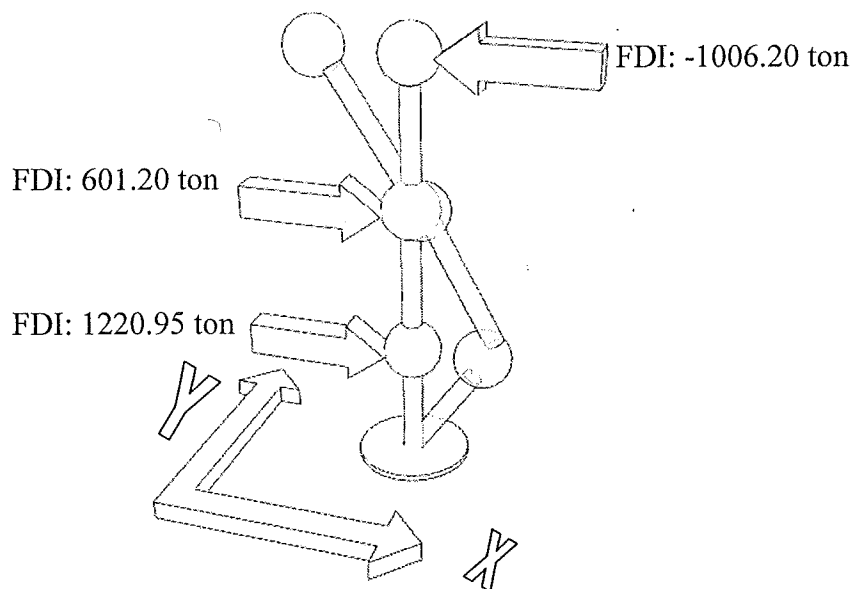


Figura D 7 Método de Holtzer en la dirección X.

$w^2=800$   
 $w=28.284$

M  
 K  
 Y  
 $\Delta Y$   
 FDI  
 FDR

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.744	0.744	0.739
K	815.96	797.87	761.42
Y	1	1.276753	0.568818
$\Delta Y$	1	0.276753	-0.70794
FDI	595.1429	759.8505	336.5035
FDR	815.9565	220.8136	-539.037

R= -875.54

$w^2=900$   
 $w=30.000$

M  
 K  
 Y  
 $\Delta Y$   
 FDI  
 FDR

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.744	0.744	0.739
K	815.96	797.87	761.42
Y	1	1.183514	0.335122
$\Delta Y$	1	0.183514	-0.84839
FDI	669.5357	792.4049	223.034
FDR	815.9565	146.4208	-645.984

R= -869.018

$w^2=3439.21$   
 $w=58.645$

M  
 K  
 Y  
 $\Delta Y$   
 FDI  
 FDR

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.744	0.744	0.739
K	815.96	797.87	761.42
Y	1	-1.18402	0.505949
$\Delta Y$	1	-2.18402	1.689971
FDI	2558.527	-3029.35	1286.743
FDR	815.9565	-1742.57	1286.78

R= 0.036274

Tabla D 16 Tercer modo de Holtzer, en la dirección X.

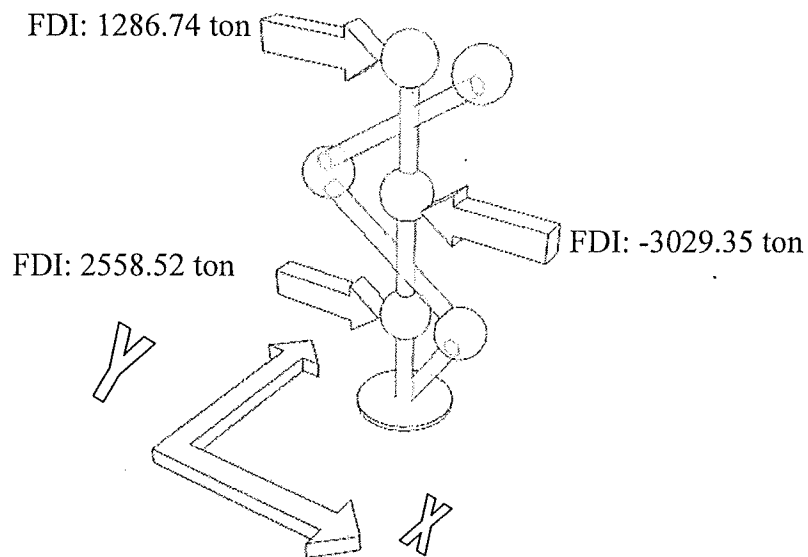


Figura D 8 Método de Holtzer en la dirección X.

Revisión de la aceleración producida por los 3 modos:

Periodos  
 Modo 1 =0.43 s  
 Modo 2 =0.31 s  
 Modo 3 =0.21 s  
 Cs =0.3  
 r =1  
 Ta =0.6  
 Tb =3.9

Para el modo fundamental:

T1 < Ta  
 a =0.300

Para el segundo modo

T2 < Ta  
 0.25 < 0.6  
 a =0.191

Para el tercer modo

T3 < Ta  
 a =0.155  
 A1 =294.30 cm/seg<sup>2</sup>  
 A2 =187.39 cm/seg<sup>2</sup>  
 A3 =152.40 cm/seg<sup>2</sup>

		$w^2 = 213.95$					
		Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
1 modo	1	1	0.744	1.000	0.744	1.000	0.7439
	2	2	0.744	1.823	1.356	3.324	2.4728
	3	3	0.739	2.304	1.704	5.308	3.9251
				3.804	7.1418		
		CP=0.0025					
		$w^2 = 412.00$					
		Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
2 modo	1	1	0.744	1.000	0.744	1.000	0.7439
	2	2	0.744	1.639	1.219	2.685	1.9973
	3	3	0.739	1.648	1.219	2.716	2.0085
				3.182	4.7497		
		CP=0.0016259					
		$w^2 = 858.90$					
		Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
3 modo	1	1	0.744	1.000	0.744	1.000	0.7439
	2	2	0.744	1.222	0.909	1.493	1.1106
	3	3	0.739	0.429	0.317	0.184	0.1361
				1.970	1.9906		
		CP=0.0011523					

Tabla D 17 Cálculo de los coeficientes de participación, (CP).

1 modo	Nivel	A*CP	Y	U1	U1 <sup>2</sup>
	1	0.733	1.000	0.73	0.5368
	2	0.733	1.823	1.34	1.7842
	3	0.733	2.304	1.69	2.8492

2 modo	Nivel	A*CP	Y	U1	U1 <sup>2</sup>
	1	0.305	1.000	0.30	0.093
	2	0.305	1.639	0.50	0.249
	3	0.305	1.648	0.50	0.252

3 modo	Nivel	A*CP	Y	U1	U1 <sup>2</sup>
	1	0.176	1.000	0.18	0.030840
	2	0.176	1.222	0.21	0.046041
	3	0.176	0.429	0.08	0.005675

Tabla D 18 Cálculo de los desplazamientos de cada modo de vibración.

MODO	Valores de U <sup>2</sup>		
	nivel 1	nivel 2	nivel 3
1	0.53678	1.78425	2.84916
2	0.09283	0.24921	0.25212
3	0.03084	0.04604	0.00567
$\Sigma U^2$	0.660	2.080	3.107
$(\Sigma U^2)^{0.5}$	0.813	1.442	1.763

Tabla D 19 Desplazamientos máximos.

Modo 1  $Q' = 4$

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta * K / Q'$	$V1^2$
1	0.73	0.73	815.96	149.45	22336.25
2	1.34	0.60	797.87	120.30	14472.10
3	1.69	0.35	761.42	67.04	4494.47

Modo 2  $Q' = 2.547$

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta * K / Q'$	$V2^2$
1	0.30	0.30	815.96	97.61	9527.03
2	0.50	0.19	797.87	60.94	3713.98
3	0.50	0.00	761.42	0.87	0.75

Modo 3  $Q' = 2.071$

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta * K / Q'$	$V3^2$
1	0.18	0.18	815.96	69.18	4785.39
2	0.21	0.04	797.87	15.01	225.17
3	0.08	-0.14	761.42	-51.18	2619.61

Tabla D 20 Cálculo de las fuerzas sísmicas.

Nivel	$V_1^2$	$V_2^2$	$V_3^2$	$\Sigma V^2$	$VF=(\Sigma V^2)$
1	22336.25	9527.03	4785.39	36648.67	191.44
2	14472.10	3713.98	225.17	18411.25	135.69
3	4494.47	0.75	2619.61	7114.84	84.35

Tabla D 21 Fuerzas sísmicas en la dirección X.

Comparando los resultados de fuerzas sísmicas, del método dinámico contra el método estático, dichas fuerzas son:

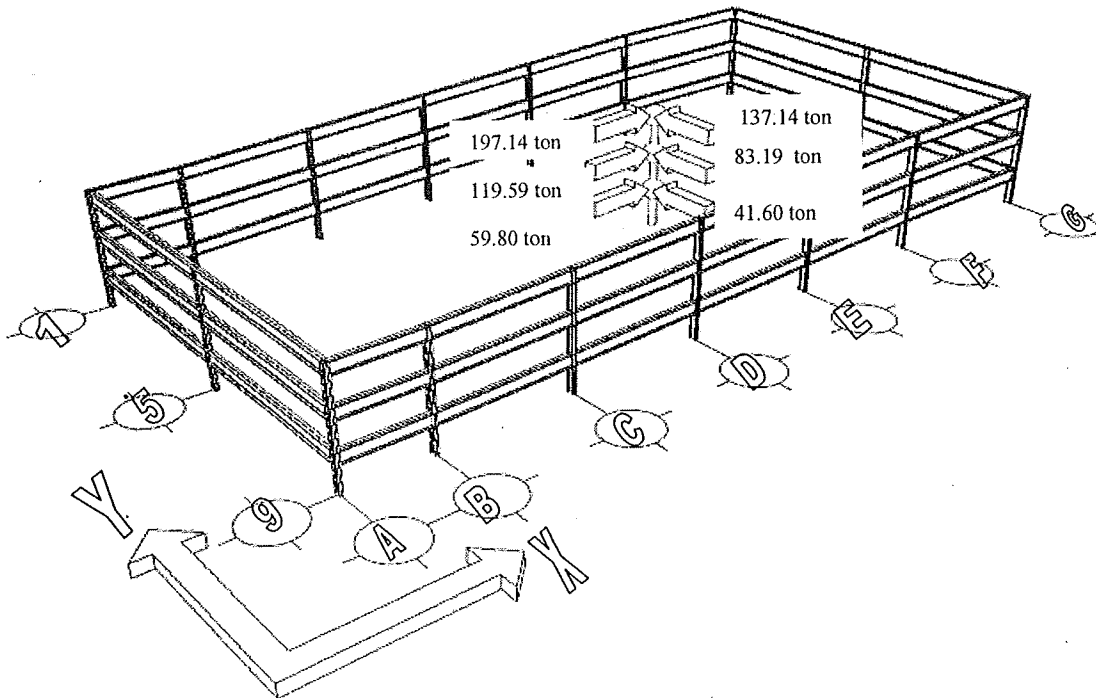


Figura D 9 Resultados del análisis estático utilizando el programa de cálculo estructural SAP2000, considerando el 30% de la otra dirección.

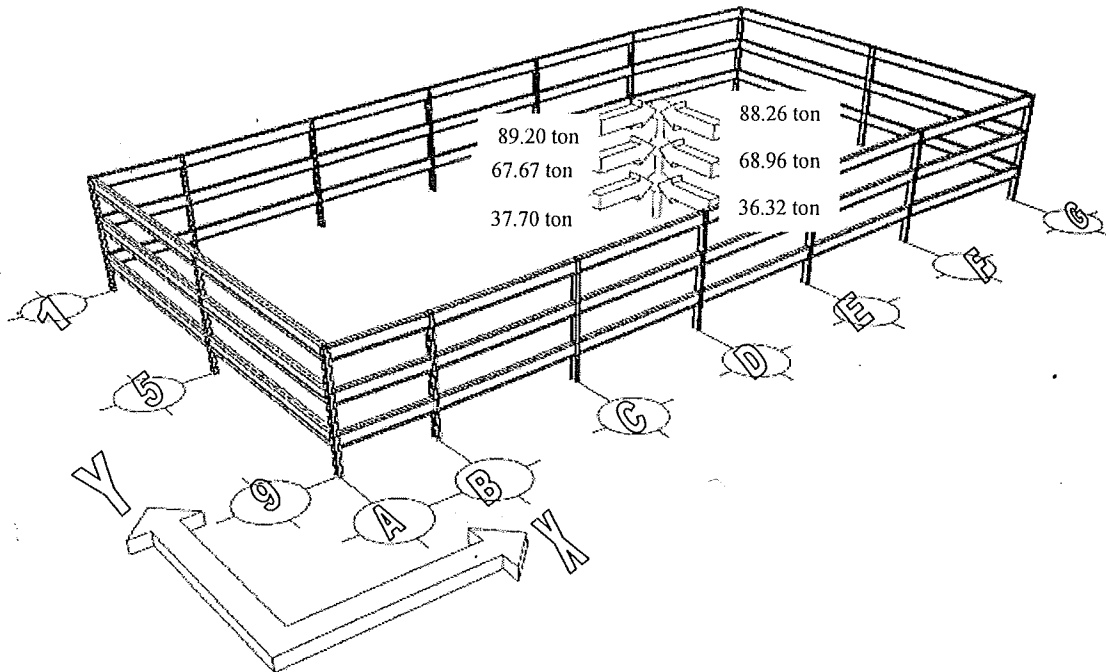
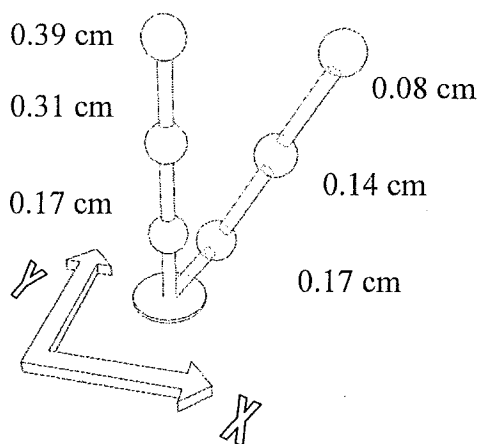


Figura D 10 Resultados del análisis dinámico utilizando el programa de cálculo estructural SAP2000, considerando el 30% de la otra dirección.

Los desplazamientos del segundo análisis son:

Dirección X, Q:2



Dirección Y, Q:4

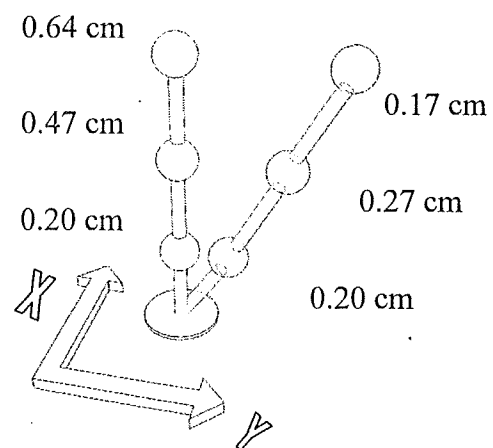


Figura D 11 Desplazamientos de cada análisis.

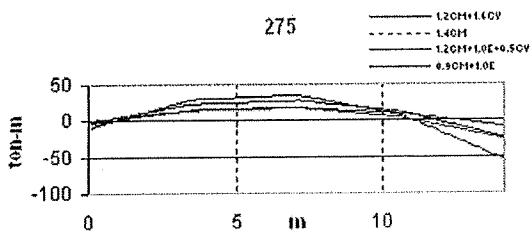
	Y	X
Entrepiso 3	0.68 cm	0.16 cm
Entrepiso 2	1.08 cm	0.28 cm
Entrepiso 1	0.8 cm	0.34 cm

Tabla D 22 Conforme al artículo XC.1 del RCBC el desplazamiento máximo permitido es:  
 $(0.008)300 \text{ cm} = \underline{2.4 \text{ cm}}$

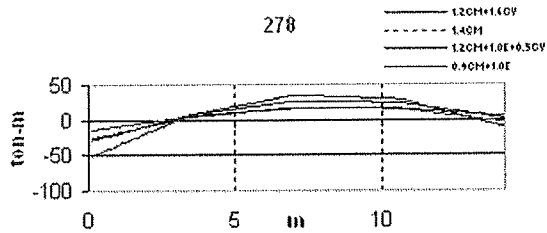
**Envolventes**

Las envolventes de acuerdo al segundo análisis:

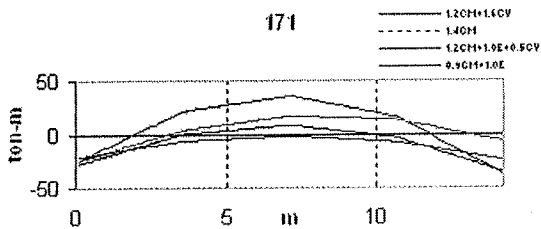
**Marco A (ton-m)**



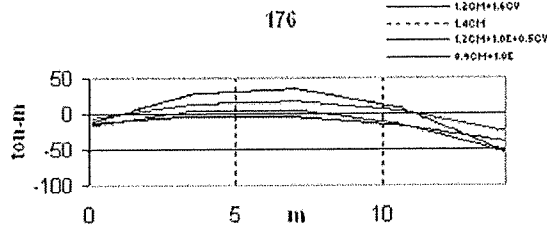
máximo: 35.24      mínimo: -55.07



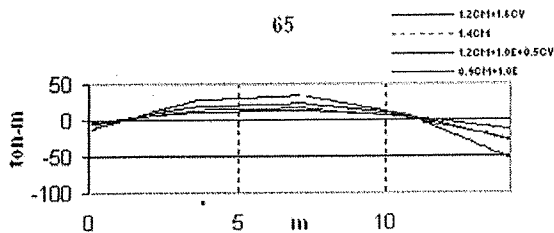
máximo: 35.17      mínimo: -51.54



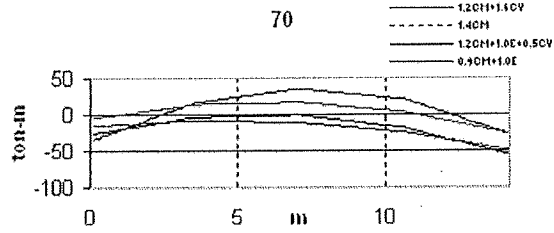
máximo: 35.54      mínimo: -38.02



máximo: 34.39      mínimo: -54.12

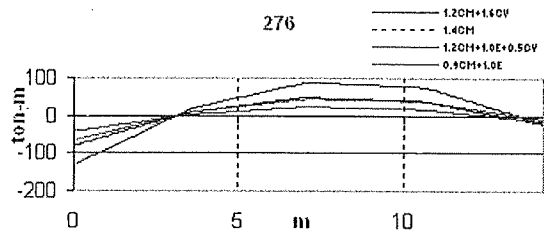


máximo: 34.38      mínimo: -53.76

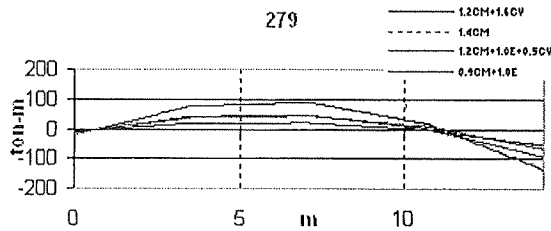


máximo: 35.47      mínimo: -35.16

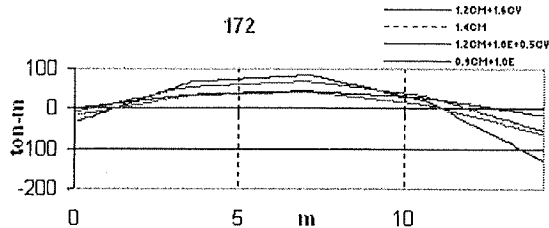
Marco B (ton-m)



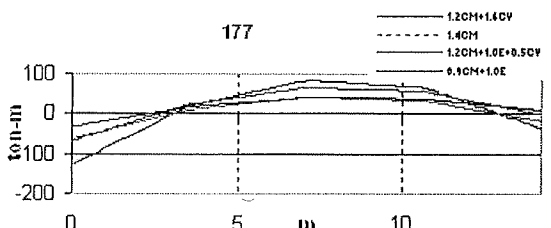
máximo: 88.76      mínimo: -130.19



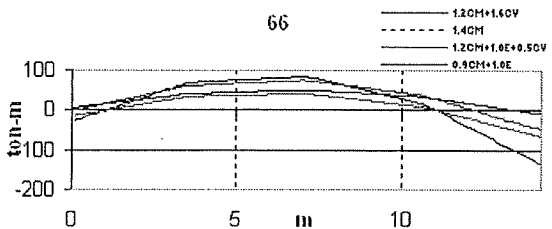
máximo: 89.05      mínimo: -135.75



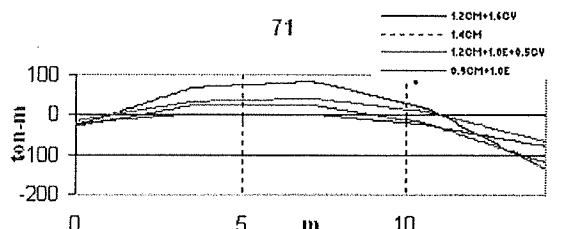
máximo: 84.21      mínimo: -130.16



máximo: 83.98      mínimo: -124.73



máximo: 84.11      mínimo: -136.40



máximo: 84.11      mínimo: -136.40

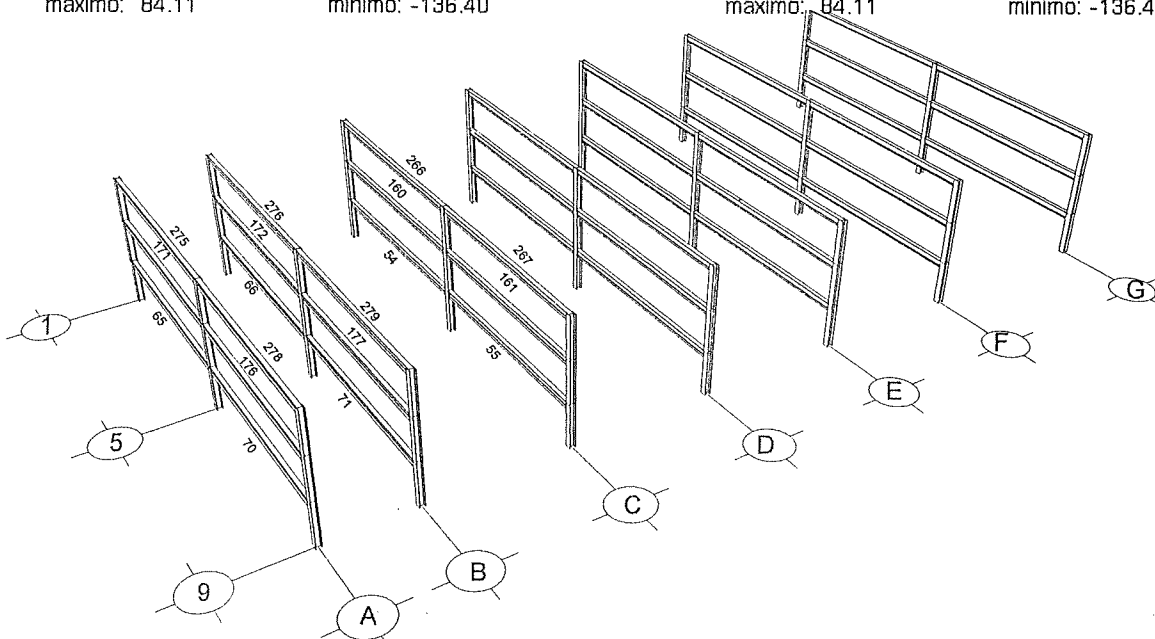
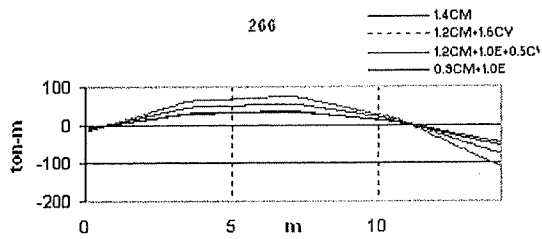
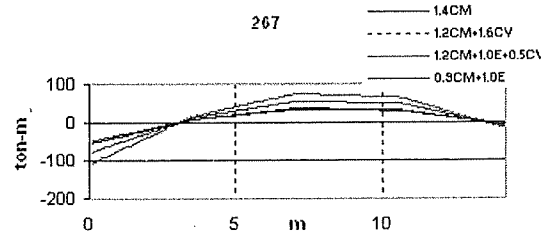


Figura D 12 Nomenclatura usada en los marcos en la dirección Y.

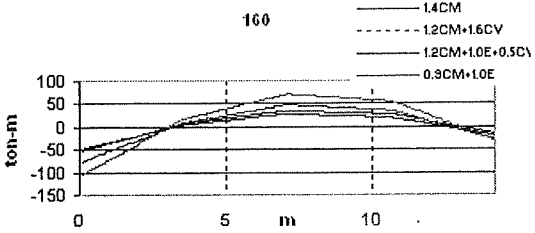
Marco C (ton-m)



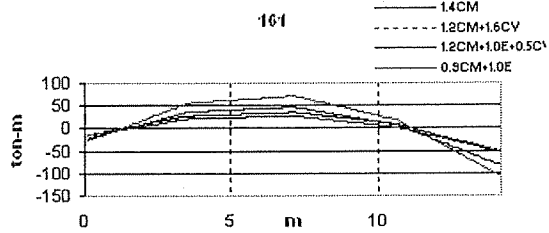
máximo: 75.61      mínimo: -112.11



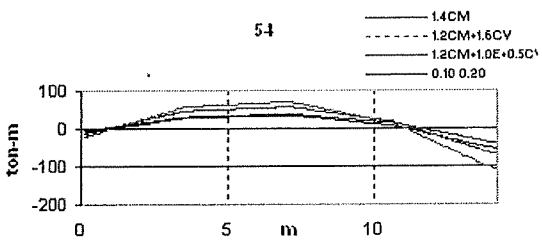
máximo: 75.37      mínimo: -107.95



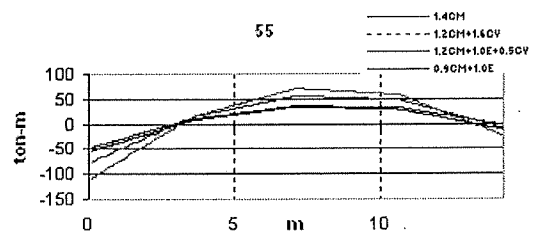
máximo: 71.16      mínimo: -103.49



máximo: 71.35      mínimo: -107.54



máximo: 71.09      mínimo: -113.41



máximo: 70.87      mínimo: -109.29

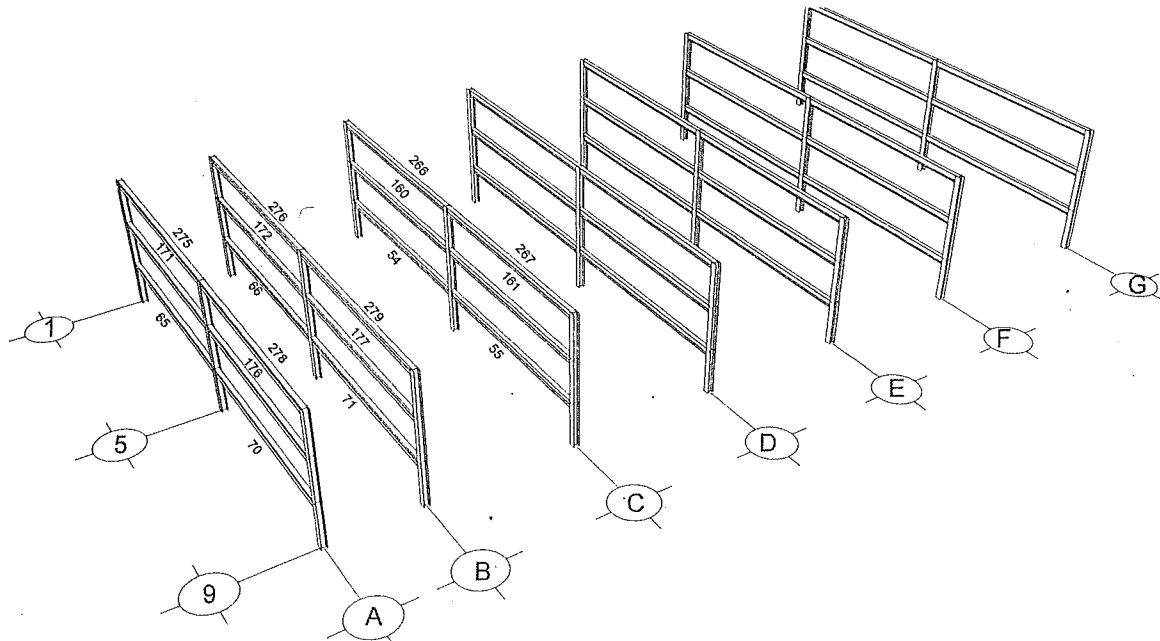


Figura D 13 Nomenclatura usada en los marcos en la dirección Y.

Marco D (ton-m)

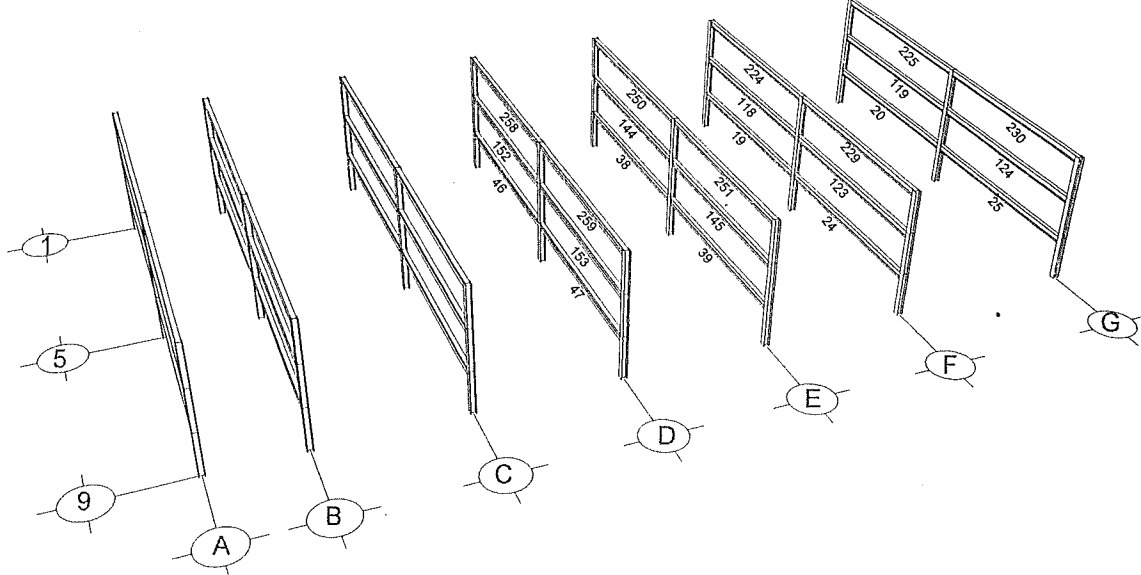
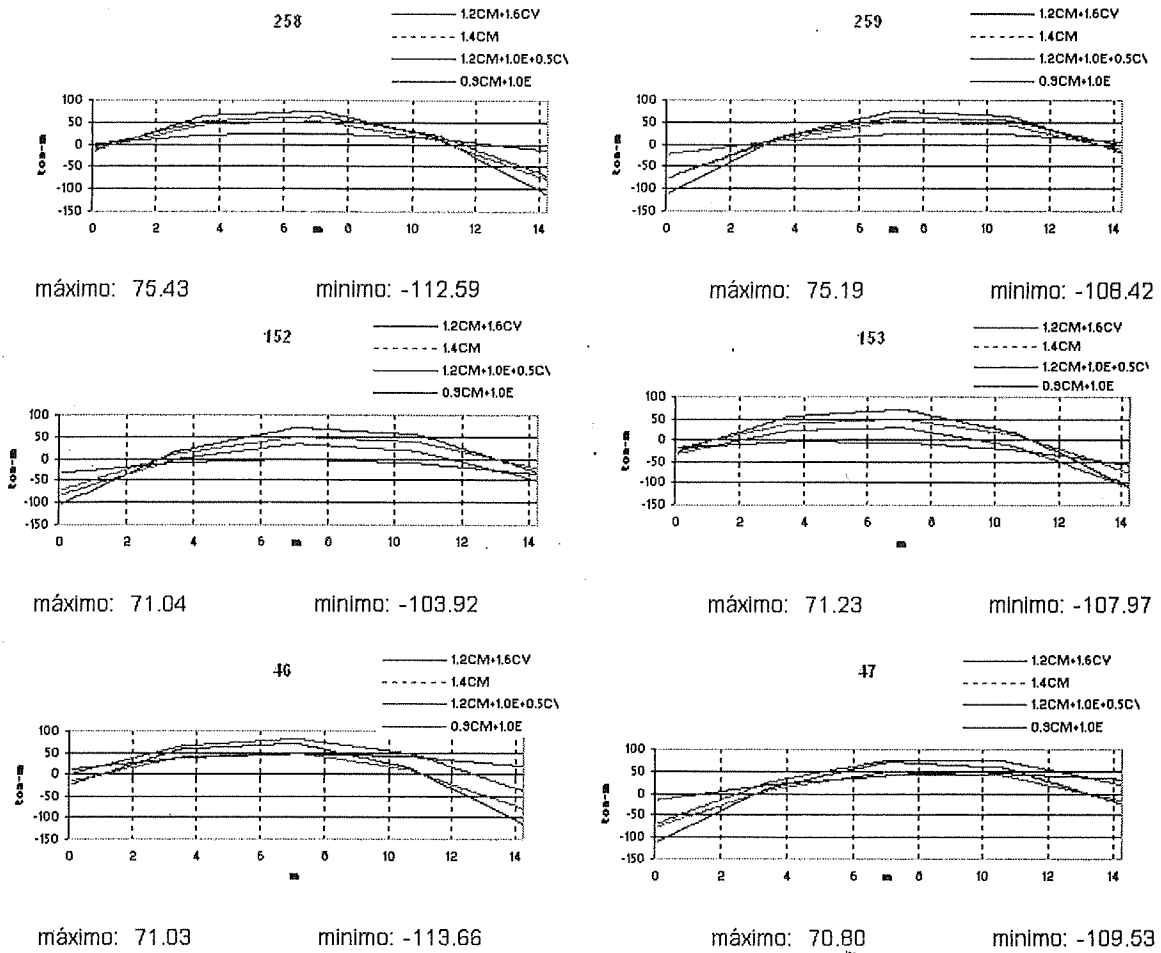


Figura D 14 Nomenclatura de elementos.

Marco E (ton-m)

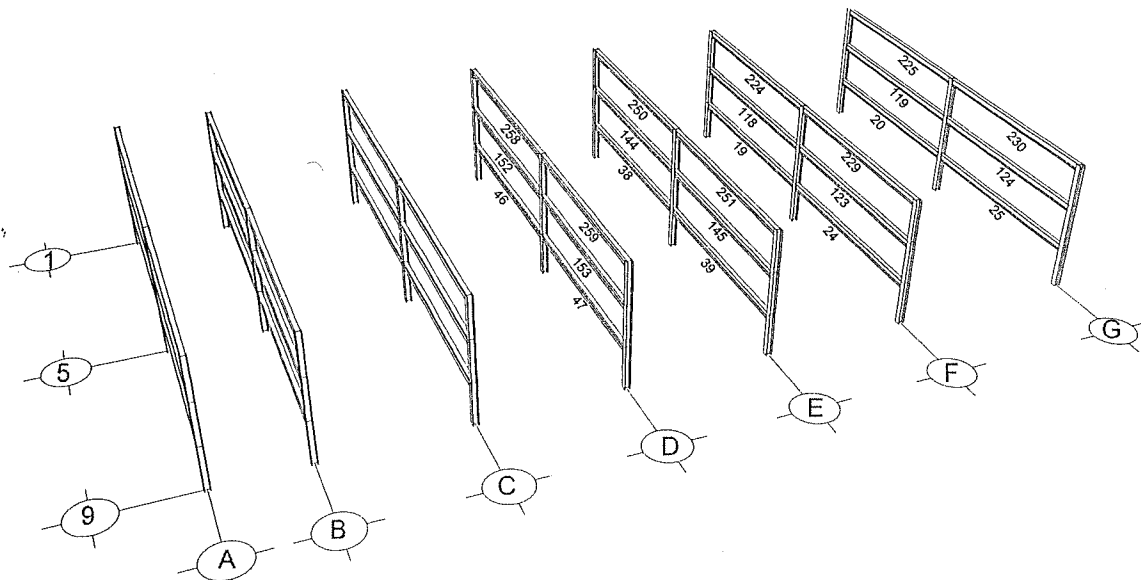
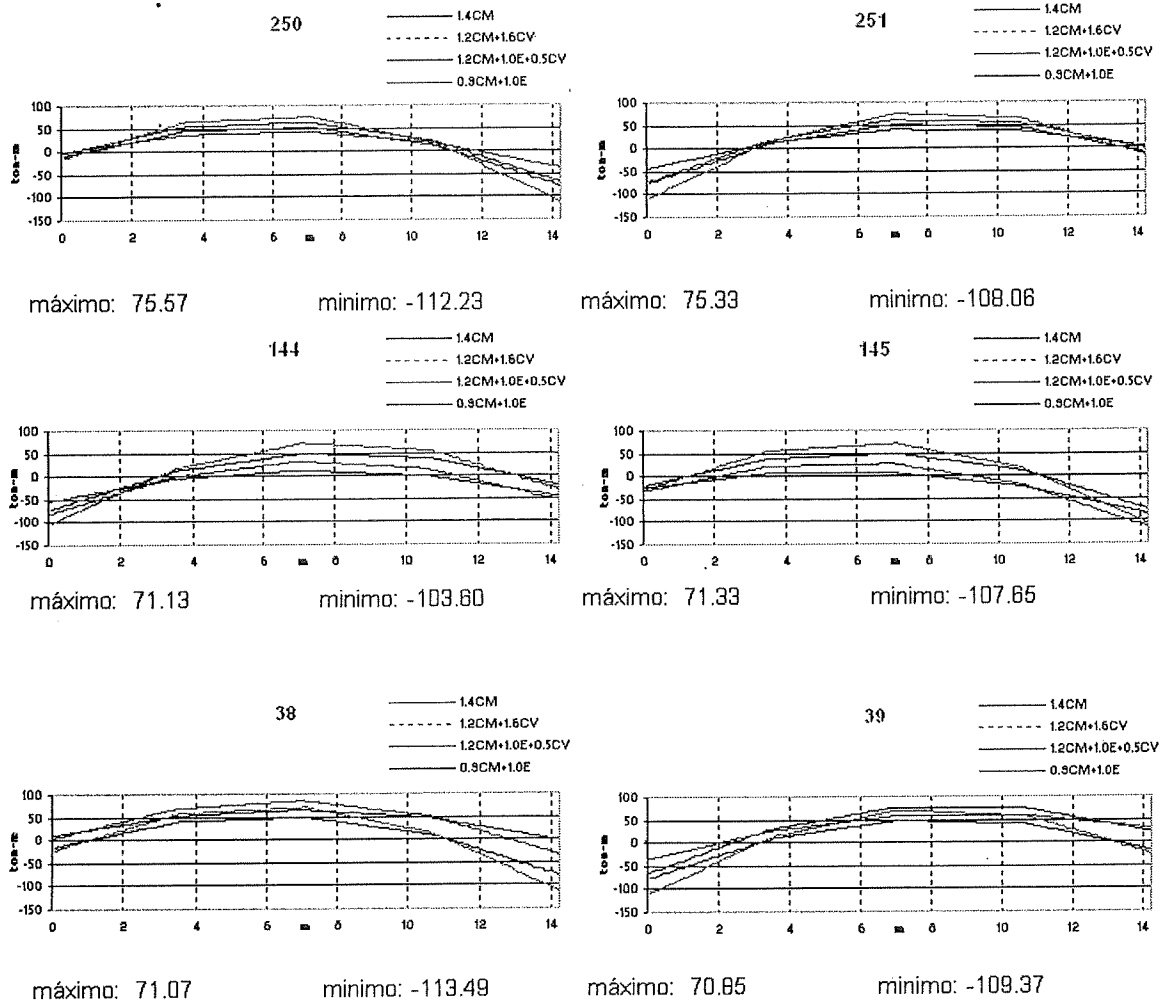


Figura D 15 Nomenclatura usada en los marcos en la dirección Y.

Marco F (ton-m)

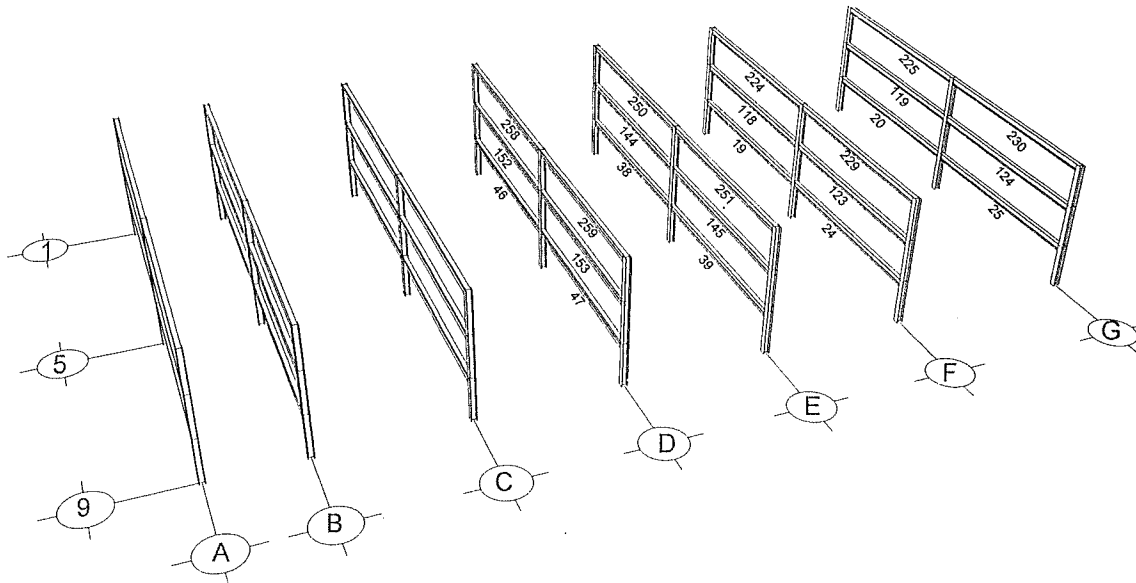
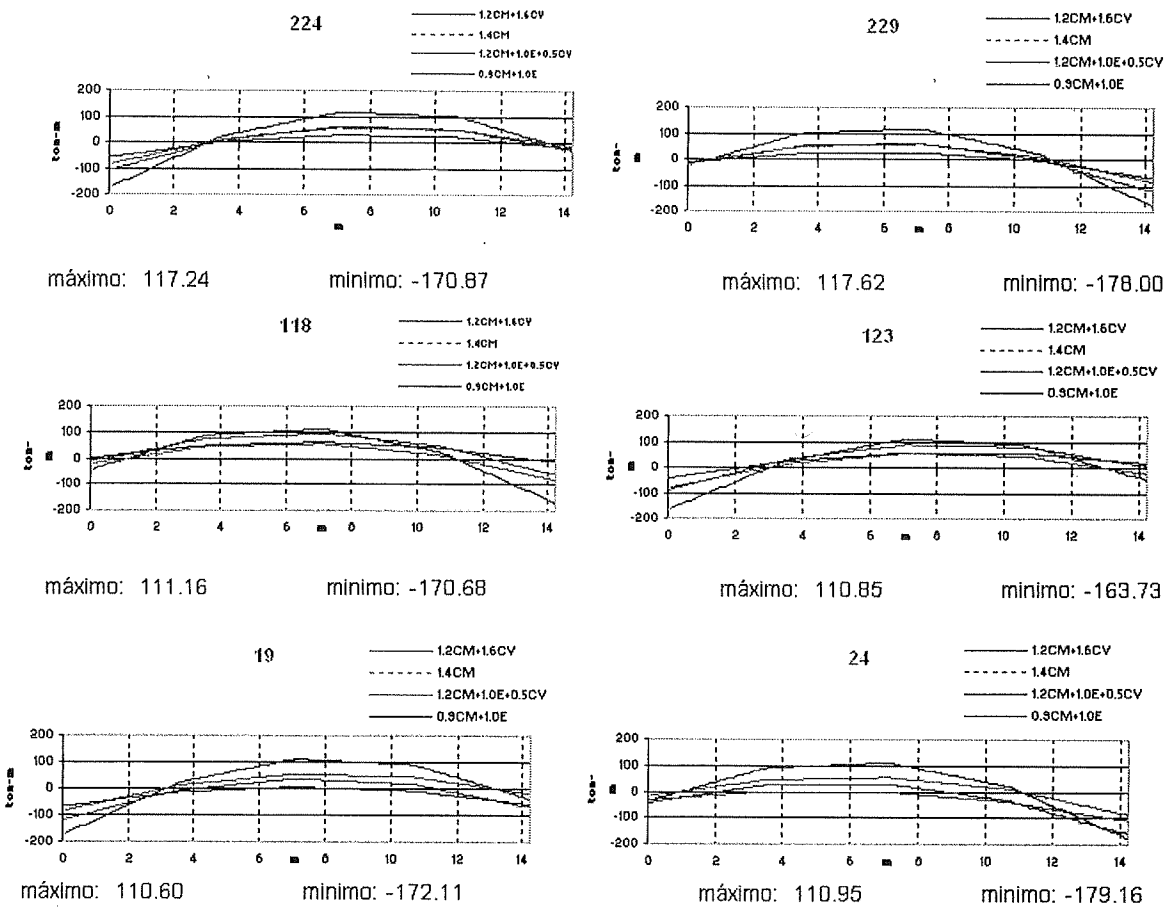


Figura D 16 Nomenclatura usada en los marcos en la dirección Y.

Marco G (ton-m)

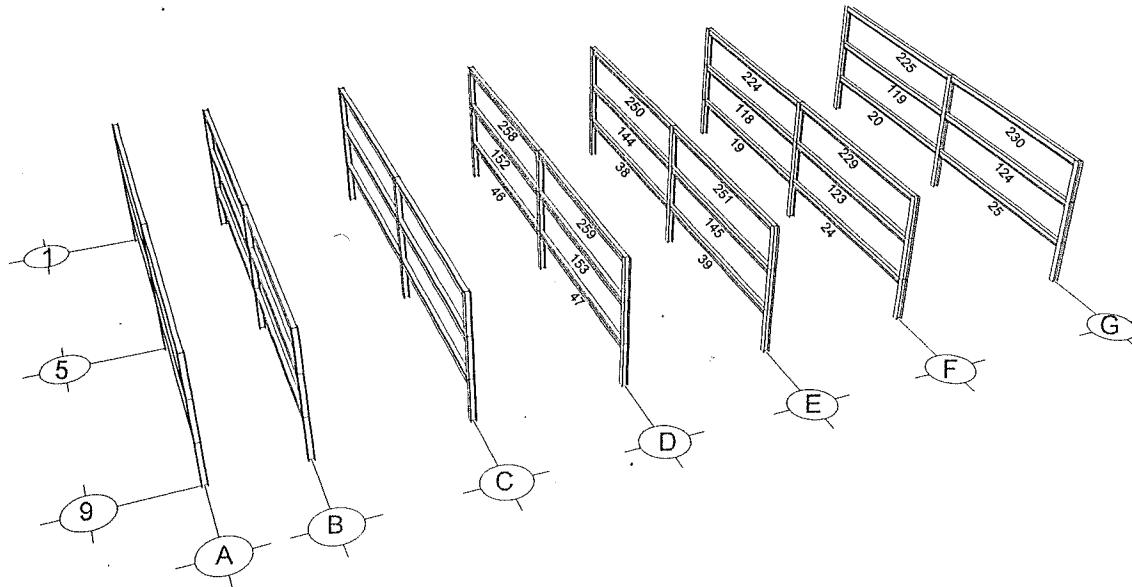
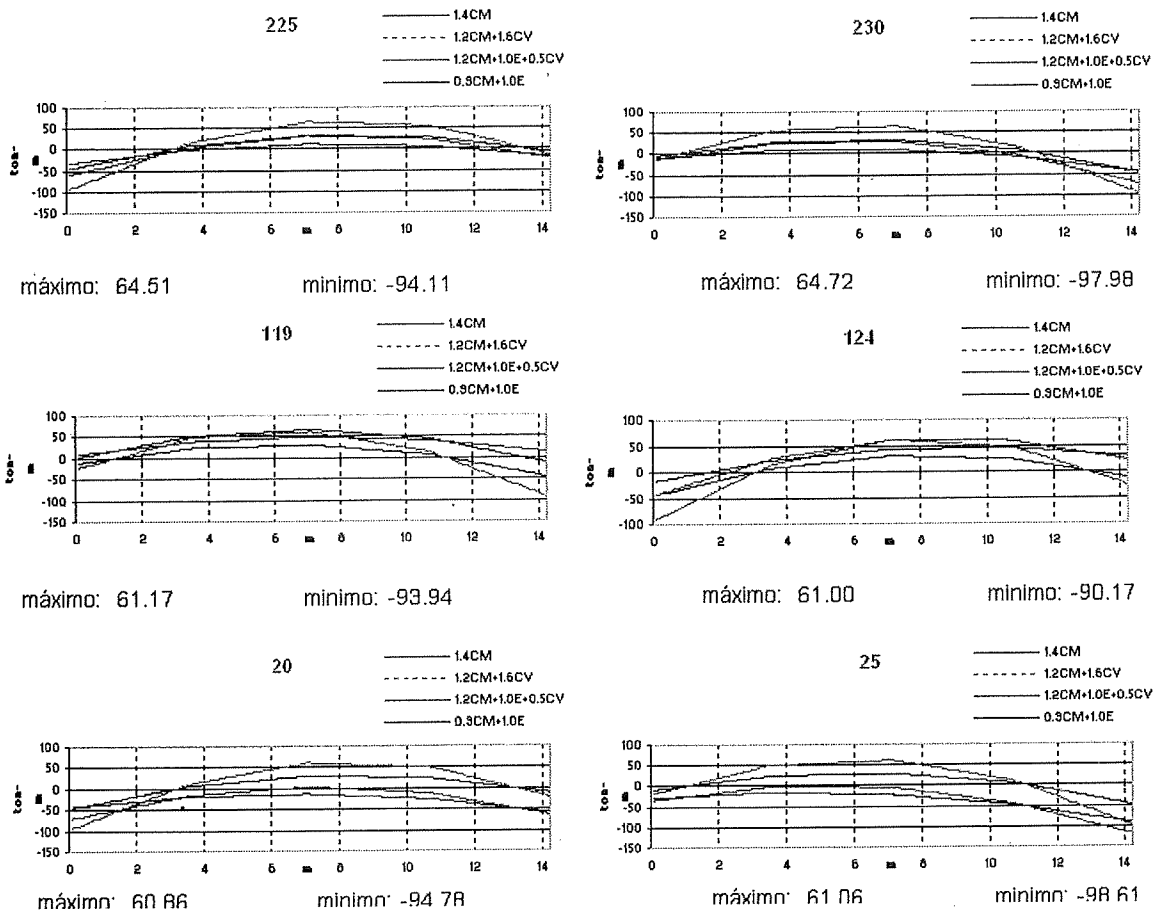


Figura D 17 Nomenclatura usada en los marcos en la dirección Y.

### Conclusión del segundo análisis

Del análisis estructural se concluye que la estructura quedó limitada en su desplazamiento horizontal en la dirección X, quedando dentro de los lineamientos del RCBC. Solamente falta hacer un tercer análisis de toda la estructura para conocer las secciones óptimas para la estructura, considerando el peso de las secciones que resultaron del segundo diseño.

Proceso de diseño de vigas

**Sección W21x73**

$L_p < L_b \leq L_r$ , Habrá pandeo lateral torsionante inelástico.

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_p = 90.5 \text{ in} = 7.54 \text{ ft}$$

$$L_r = \frac{(r_y \cdot X_1)}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = 281.94 \text{ in} = 23.50 \text{ ft}$$

$$L_b = 3.55 \text{ m} = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_p = 7.54 \text{ ft}$$

$$L_b = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_r = 23.50 \text{ ft}$$

$$M_r = 327.17 \text{ ft-kips}$$

$$M_n = 467.49 \text{ ft-kips}$$

Debe ser menor que  $M_p$

$$M_p = 516.000 \text{ ft-kips}$$

El momento de diseño por lo tanto es:

$$\phi_b M_n = 420.74 \text{ ft-kips}$$

El momento actuante es:

$$M_u = 399.52 \text{ ft-kips}$$

*Proceso de diseño de vigas***Sección W24x131****Revisión del pandeo lateral torsionante:**

a).-

 **$L_b \leq L_p$**  No hay pandeo lateral Torsionante y  $M_n = M_p$ Calcule  $L_p$  y  $L_r$ 

**$L_b = 11.64\text{ft}$**

**$L_p = 12.38\text{ft}$**        **$L_p = 148.5\text{in}$**

**$M_n = 13320\text{in-kips}$**

**$M_n = 1110.00\text{ft-kips}$**

**$\phi_b M_n = 999.00 \text{ ft-kips}$**

Resistencia de diseño

**$M_u = 985.89 \text{ ft-kips}$**

Momento actuante

Proceso de diseño de vigas

Sección W21x122

Revisión del pandeo lateral torsionante:

a).-

$L_b \leq L_p$  No hay pandeo lateral Torsionante y  $M_n = M_p$

Calcule  $L_p$  y  $L_r$

$$L_b = 11.64 \text{ft}$$

$$L_p = 12.17 \text{ft} \quad L_p = 146 \text{in}$$

$$M_n = 11052 \text{in-kips}$$

$$M_n = 921.00 \text{ft-kips}$$

$\phi_b M_n = 828.90 \text{ ft-kips}$
---------------------------------------

Resistencia de diseño

$M_u = 819.86 \text{ ft-kips}$
--------------------------------

Momento actuante

*Proceso de diseño de vigas*

**Sección W30x148**

$L_p < L_b \leq L_r$ , Habrá pandeo lateral torsionante inelástico.

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_p = 114 \text{ in} = 9.50 \text{ ft}$$

$$L_r = \frac{(r_y \cdot X_1)}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = 366.61 \text{ in} = 30.55 \text{ ft}$$

$$L_b = 3.55 \text{ m} = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_p = 9.50 \text{ ft}$$

$$L_b = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_r = 30.55 \text{ ft}$$

$$M_r = 944.67 \text{ ft-kips}$$

$$M_n = 1443.55 \text{ ft-kips}$$

Debe ser menor que  $M_p$

$$M_p = 1500.000 \text{ ft-kips}$$

El momento de diseño por lo tanto es:

El momento actuante es:

$$\phi_b M_n = 1299.19 \text{ ft-kips}$$

$$M_u = 1294.65 \text{ ft-kips}$$

Proceso de diseño de vigas

**Sección W27x102**

$L_p < L_b \leq L_r$ , Habrá pandeo lateral torsionante inelástico.

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_p = 107.5 \text{ in} = 8.96 \text{ ft}$$

$$L_r = \frac{(r_y \cdot X_1)}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = 321.61 \text{ in} = 26.80 \text{ ft}$$

$$L_b = 3.55 \text{ m} = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_p = 8.96 \text{ ft}$$

$$L_b = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_r = 26.80 \text{ ft}$$

$$M_r = 578.50 \text{ ft-kips}$$

$$M_n = 864.43 \text{ ft-kips}$$

Debe ser menor que  $M_p$

$$M_p = 915.000 \text{ ft-kips}$$

El momento de diseño por lo tanto es:

El momento actuante es:

$$\phi_b M_n = 777.98 \text{ ft-kips}$$

$$M_u = 712.84 \text{ ft-kips}$$

*Proceso de diseño de vigas*

**Sección W18x97**

$L_p < L_b \leq L_r$ , Habrá pandeo lateral torsionante inelástico.

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_p = 132.5 \text{ in} = 11.04 \text{ ft}$$

$$L_r = \frac{(r_y \cdot X_1)}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = 456.83 \text{ in} = 38.07 \text{ ft}$$

$$L_b = 3.55 \text{ m} = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_p = 11.04 \text{ ft}$$

$$L_b = 31.16 \text{ ft}$$

$$L_r = 38.07 \text{ ft}$$

$$M_r = 407.33 \text{ ft-kips}$$

$$M_n = 465.03 \text{ ft-kips}$$

Debe ser menor que  $M_p$

$$M_p = 633.000 \text{ ft-kips}$$

El momento de diseño por lo tanto es:

$$\phi_b M_n = 418.52 \text{ ft-kips}$$

El momento actuante es:

$$M_u = 343.26 \text{ ft-kips}$$

*Diseño de viga-columna*

$$P_{u\text{ eq}} = P_u + M_{ux} * m + M_{uy} * m * u$$

$$P_{u\text{ eq}} = 1,197 \text{ kips}$$

**Ensaye 1**

Dato de entrada: Perfil: W12X152

$m = 1.7$  De la tabla 3-2 en la parte 3 del manual

$u = 2.15$  Tablas de carga soportada de columnas

Especificación del manual, carga de diseño

$$P_{u\text{ eq}} = 1,191 \text{ kips}$$

Actuante

$$\phi_c P_n = 1,270 \text{ kips}$$

Resistente

Perfil potencial, revisar si es el mas ligero

**Ensaye 2**

Dato de entrada: Perfil: W14X145

$m = 1.5$  De la tabla 3-2 en la parte 3 del manual

$u = 1.93$  Tablas de carga soportada de columnas

$$P_{u\text{ eq}} = 1,169 \text{ kips}$$

Actuante

$$\phi_c P_n = 1,250 \text{ kips}$$

Resistente

Perfil potencial, revisar si es el más ligero

RESUMEN	ACTUANTE	RESISTENTE
Perfil: W12X152	1,191 kips	1,270 kips
Perfil: W14X145	1,169 kips	1,250 kips
Perfil: W12X58	1,175 kips	397 kips
Perfil: W14X61	1,175 kips	396 kips

Se calculan los momentos de flexión con respecto al eje X ( eje fuerte)

a).- Cálculo de W14x14

Kx 5

Columna  $G_B$   
in

$I_y = 6774$

$L = 118.11 \text{ in } 3\text{m}$

$d_{\text{vigas}} = 18.59 \text{ in}$

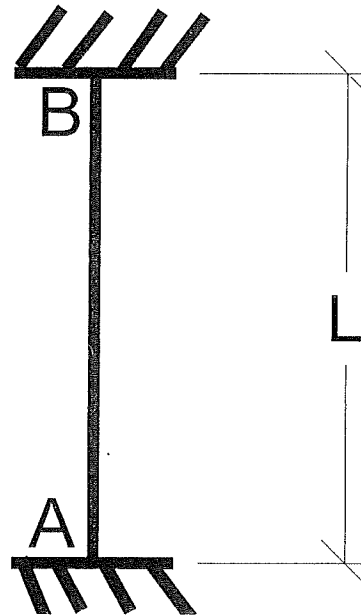
Viga W18x97

in

$I_x = 17504$

$L_2 = 472.44 \text{ in } 12\text{m}$

Viga W18x97



in

$$I_x = 17504$$

$$L_2 = 374.01 \text{ in } 9.5 \text{ m}$$

Rigidez relativa en la base:

por empotramiento

$$G_A = 10$$

$$G_B = 1.62$$

$$K = 0.75 \quad \text{Monograma 3-6} \quad (\text{AISC})$$

$$r_x = 6.33 \text{ in}$$

$$L = 8 \text{ ft}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$A_g = 42.7 \text{ in}^2$$

$$M_1 = 106 \text{ ft-kips} \quad 14.65 \text{ ton-m}$$

$$M_2 = 108 \text{ ft-kips} \quad 14.99 \text{ ton-m}$$

$$S_x = 232 \text{ in}^3$$

$$Z_x = 260 \text{ in}^3$$

De la fórmula de  
Euler:

$$\frac{K_x L}{r_x} = 11.79$$

$$P_{el} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} \quad 87901 \text{ kips}$$

$C_m = 0.21$  Para el eje X

$$B_1 := \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{el}}} \quad 0.2115 \quad < 1 \text{ Use } B_1 = 1.0$$

$$B_1 = 1.00$$

Momento resistente en el eje X (eje fuerte)

<b>Mux = 108.39 kips</b>
--------------------------

Momento actuante X

Se determina la resistencia de diseño:

$$L_b = 10 \text{ ft} \quad \text{Dato}$$

\*Se calcula Cb:

$$C_b := \frac{(12.5M_{max})}{(2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C)}$$

$$M_{max} = 108.39 \text{ ft-kips} \quad \text{Dato}$$

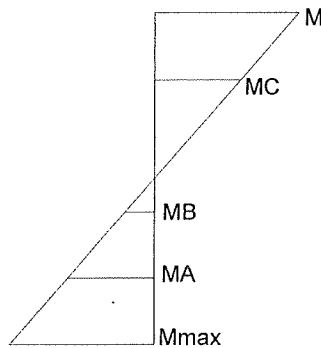
$$M_A = 27.10 \text{ ft-kips} \quad \text{Dato}$$

$$M_B = 13.55 \text{ ft-kips} \quad \text{Dato}$$

$$M_C = 26.48 \text{ ft-kips} \quad \text{Dato}$$

$$C_b = 2.79$$

105.9ft-kips



108.4ft-kips

Del manual la resistencia de diseño es:

**Momento resistente en el sentido X**

**De las curvas de diseño para vigas:**

$$\begin{aligned}
 & C_b = 1 \\
 & L_b = 10 \text{ ft} \\
 & \phi_b M_p = 626.4 \text{ ft-kips} \\
 & \phi_b M_n = 702 \text{ ft-kips} \quad \text{Dato} \\
 & \phi_b M_n = 1957.40 \text{ ft-kips} \\
 & \phi_b M_p = 702.00 \text{ ft-kips} \quad \text{Dato de las tablas de como resistencia a la flexión, (AISC).}
 \end{aligned}$$

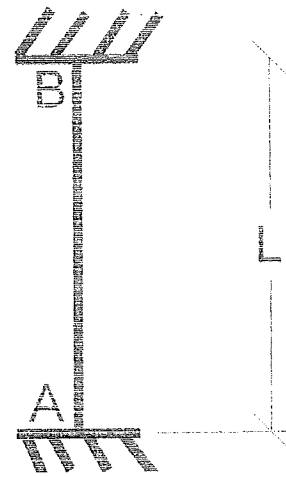
**Momento resistente en el sentido Y es:**

$$\phi_b M_n = 702 \text{ ft-kips}$$

Se calculan los momentos de flexión con respecto al eje Y (eje débil)

a).- Cálculo de  $K_y$

Columna	$G_B$		
$I_x =$	1710 in <sup>4</sup>		
$L =$	118.11 in	3m	
$d_{vigas} =$	30.67 in		
Viga			
$I_x =$	1750 in <sup>4</sup>		
$L_2 =$	560.23 in	14.23m	
Viga			
$I_x =$	1750 in <sup>4</sup>		
$L_2 =$	560.23 in	14.23m	



**Viga**

$$I_x = 1750 \text{ in}^4$$

$$L_2 = 560.23 \text{ in} \quad 14.23 \text{ m}$$

**Viga**

$$I_x = 1750 \text{ in}^4$$

$$L_2 = 560.23 \text{ in} \quad 14.23 \text{ m}$$

$G_A = 10$  Especificación para empotramiento perfecto

$$G_B = 6.26$$

$K = 0.95$  Monograma 3-6

$$r_y = 3.98 \text{ in}$$

$$L = 10 \text{ ft}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$A_g = 42.7 \text{ in}^2$$

$$M_1 = 0.00$$

$$M_2 = 0.00$$

$$Z_y = 133 \text{ in}^3$$

$$S_y = 87.3 \text{ in}^3$$

De la fórmula de Euler:

$$\frac{K_y \cdot L}{r_y} = 28.64$$

$$P_{el} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} = 14896 \text{ kips}$$

$C_m = 0.2$  Para el eje X

$$B_1 := \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{el}}} \quad 0.2145 < \text{Use } B_1 = 1.0$$

$B_1 = 1.00$

Momento resistente en el eje X (eje fuerte)

$M_{ux} = 0.00 \text{ kips}$
------------------------------

Momento actuante X

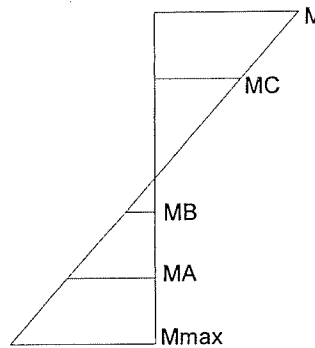
Se determina la resistencia de diseño:

$L_b = 10 \text{ ft}$  Dato

0.00ft-kips

\*Se calcula  $C_b$ :

$$C_b := \frac{(12.5M_{max})}{(2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C)}$$



$M_{max} = 0.00 \text{ ft-kips}$  Dato

$M_A = 0.00 \text{ ft-kips}$  Dato

$M_B = 0.00 \text{ ft-kips}$  Dato

$M_C = 0.00 \text{ ft-kips}$  Dato

$C_b = 1.00$

0.00ft-kips

Momento resistente en el sentido X

$L_b = 15 \text{ ft}$        $C_b = 1$

$\phi_b M_p = 354$

ft-kips

$$\phi_b M_n = 359.1 \text{ ft-kips} \quad \text{Dato}$$

$$\phi_b M_n = 359.10 \text{ ft-kips}$$

$$\phi_b M_p = 353.57 \text{ ft-kips} \quad \text{Dato de las tablas de como resistencia a la flexión.}$$

**Momento resistente en el sentido Y es:**

$\phi_b M_n = 354 \text{ ft-kips}$
------------------------------------

Usando la ecuación que marca el AISC: **H1-1a**

$$\begin{aligned} P_u &= 1006.82 \text{ kips} \\ \phi_c P_n &= 1250.00 \text{ kips} \\ M_{ux} &= 108.39 \text{ kips-ft} \\ \phi_b M_{nx} &= 702.00 \text{ kips-ft} \\ M_{uy} &= 0.00 \text{ kips-ft} \\ \phi_b M_{ny} &= 353.57 \text{ kips-ft} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{H1-1a:} \\ 0.9427 < 1 \end{aligned}$$

**W14x145**  
**Lb = 10 ft**

Se usará una columna de W14x145

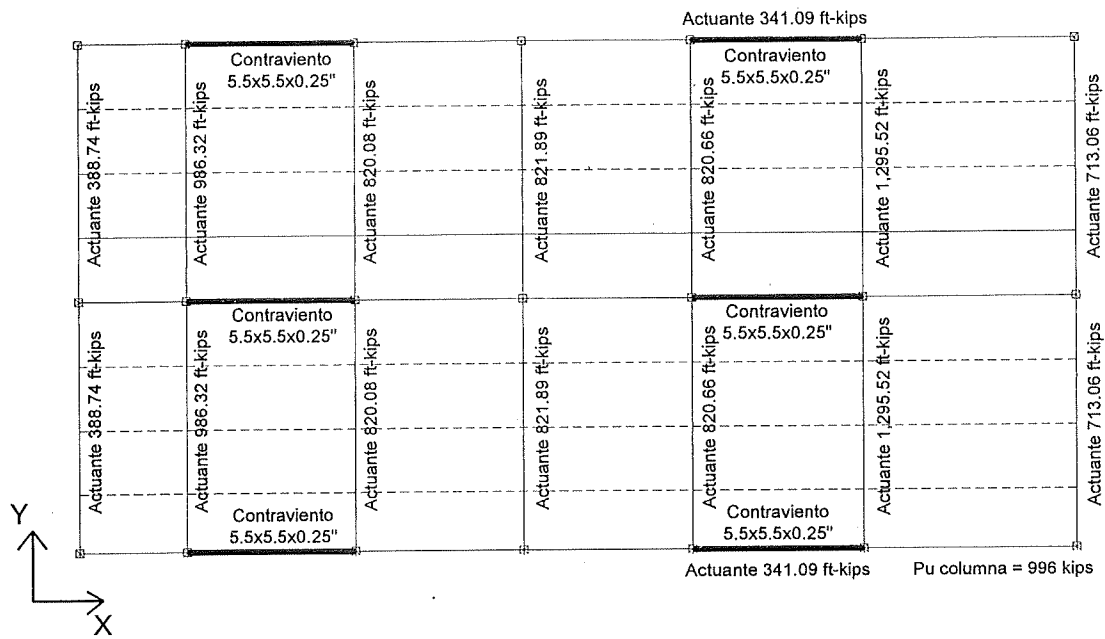


Figura D 18 Valores de momento flexionante máximos o mínimos según sea el caso más desfavorable, obtenidos de las envolventes, de la sección A del edificio.

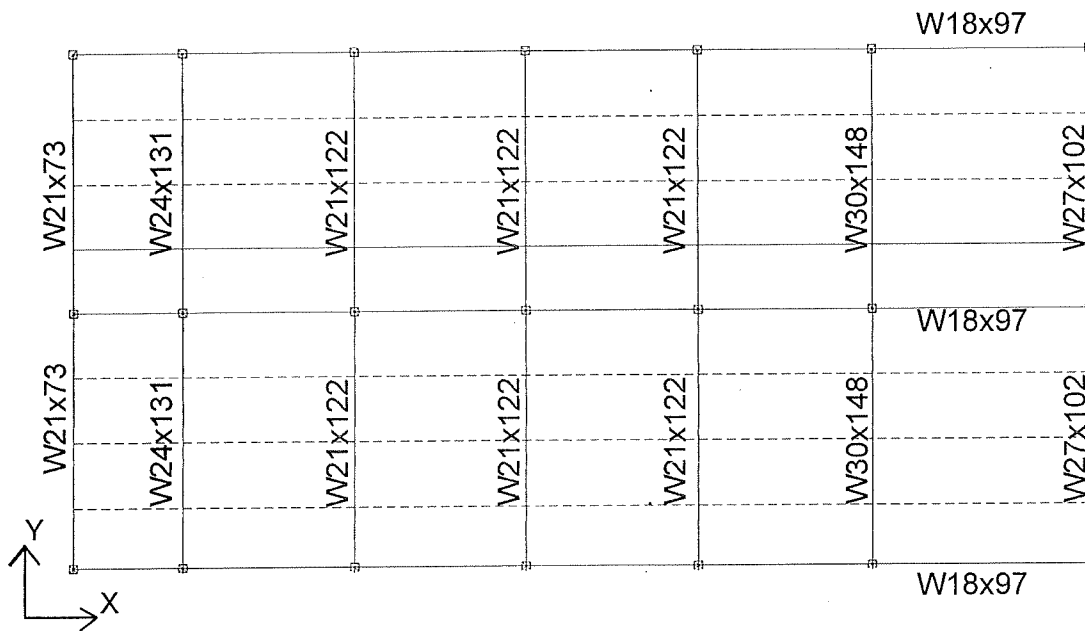


Figura D 19 Secciones obtenidas del diseño de acuerdo a los momentos flexionantes actuantes, sección A del edificio.

# *Anexo E*

*Diseño definitivo*

Entrepiso 3						Entrepiso 1 y 2					
Columna	Fuerza	X	Y	F*X	F*Y	Columna	Fuerza	X	Y	F*X	F*Y
A-1	7.14	0.00	28.47	0.00	203.28	A-1	7.46	0.00	28.47	0.00	212.39
A-5	12.04	0.00	14.10	0.00	169.76	A-5	12.37	0.00	14.10	0.00	174.42
A-9	6.65	0.00	0.00	0.00	0.00	A-9	6.97	0.00	0.00	0.00	0.00
B-1	16.17	3.00	28.47	48.51	460.36	B-1	16.50	3.00	28.47	49.50	469.76
B-5	29.38	3.00	14.10	88.14	414.26	B-5	29.70	3.00	14.10	89.10	418.77
B-9	15.91	3.00	0.00	47.73	0.00	B-9	16.24	3.00	0.00	48.72	0.00
C-1	19.34	15.50	28.47	299.77	550.61	C-1	19.66	15.50	28.47	304.73	559.72
C-5	35.12	15.50	14.10	544.36	495.19	C-5	35.44	15.50	14.10	549.32	499.70
C-9	19.03	15.50	0.00	294.97	0.00	C-9	19.35	15.50	0.00	299.93	0.00
D-1	19.34	25.00	28.47	483.50	550.61	D-1	19.66	25.00	28.47	491.50	559.72
D-5	35.12	25.00	14.10	878.00	495.19	D-5	35.44	25.00	14.10	886.00	499.70
D-9	19.03	25.00	0.00	475.75	0.00	D-9	19.35	25.00	0.00	483.75	0.00
E-1	19.66	34.50	28.47	678.27	559.72	E-1	19.66	34.50	28.47	678.27	559.72
E-5	35.44	34.50	14.10	1222.68	499.70	E-5	35.44	34.50	14.10	1222.68	499.70
E-9	19.35	34.50	0.00	667.58	0.00	E-9	19.35	34.50	0.00	667.58	0.00
F-1	21.41	44.00	28.47	942.04	609.54	F-1	21.41	44.00	28.47	942.04	609.54
F-5	40.23	44.00	14.10	1770.12	567.24	F-5	40.23	44.00	14.10	1770.12	567.24
F-9	21.92	44.00	0.00	964.48	0.00	F-9	21.92	44.00	0.00	964.48	0.00
G-1	12.92	56.00	28.47	723.52	367.83	G-1	12.92	56.00	28.47	723.52	367.83
G-5	19.44	56.00	14.10	1088.64	274.10	G-5	19.44	56.00	14.10	1088.64	274.10
G-9	12.72	56	0	712.32	0.00	G-9	12.72	56	0	712.32	0.00
		437.36		11930.37	6217.41			441.23		11972.19	6272.32

X = 27.28 m  
Y = 14.22 m

X = 27.13 m  
Y = 14.22 m

Tabla E 1 Cálculo del centro de masas, con las secciones que resultaron del segundo diseño.

Cálculo de la rigidez en X

Nivel	Desplazamiento acumulado	Desplazamiento relativo	Rigidez por marco	Número de marcos	Rigidez total por entrepiso
3	2.06 cm	0.37 cm	270.27 ton/cm	3	810.81 ton/cm
2	1.69 cm	0.71 cm	281.69 ton/cm	3	845.07 ton/cm
1	0.98 cm	0.98 cm	306.12 ton/cm	3	918.37 ton/cm

Tabla E 2 Cálculo de la rigidez, en la dirección X.

Cálculo de la rigidez en Y:

Nivel	Desplazamiento acumulado	Desplazamiento relativo	Rigidez por marco	Número de marcos	Rigidez total por entrespiso
3	17.12 cm	3.85 cm	25.97 ton/cm	7	181.82 ton/cm
2	13.27 cm	6.82 cm	29.33 ton/cm	7	205.28 ton/cm
1	6.45 cm	6.45 cm	46.51 ton/cm	7	325.58 ton/cm

Tabla E 3 Cálculo de la rigidez, en la dirección Y.

Dirección Y

$$C_s = 0.3 \quad V_b = 98.99 \text{ ton}$$

$$Q = 4$$

Entrespiso	wi (ton)	hi (m)	wihi	Fi	Vi	0.95Fi	Fi final	Vi final
3	437.36	9	3936.24	49.28	49.28	46.811	51.76	51.76
2	441.23	6	2647.38	33.14	82.42	31.484	31.48	83.24
1	441.23	3	1323.69	16.57	98.99	15.742	15.74	98.99
Suma =	1319.82		7907.31	98.99		94.037	98.99	

Dirección X

$$C_s = 0.3 \quad V_b = 197.97 \text{ ton}$$

$$Q = 2$$

Entrespiso	wi (ton)	hi (m)	wihi	Fi	Vi	0.95Fi	Fi final	Vi final
3	437.36	9	3936.2	98.6	98.6	93.6	103.52	103.52
2	441.23	6	2647.4	66.3	164.8	63.0	62.97	166.49
1	441.23	3	1323.7	33.1	198.0	31.5	31.48	197.97
Suma =	1319.82		7907.31	197.97		188.074	197.97	

Tabla E 4 Cálculo de las fuerzas sísmicas, con el método estático de acuerdo a las secciones que resultaron del segundo diseño (anexo D).

Dirección X:

Entrepiso	Wi	Fi	Vi	Rix	Vix/Rix	Xix	wiXix <sup>2</sup>	FixXi
3	437.36	103.52	103.52	810.81	0.13	0.54	127.66	55.93
2	441.23	62.97	166.49	845.07	0.20	0.41	75.11	25.98
1	441.23	31.48	197.97	918.37	0.22	0.22	20.50	6.79
	<b>1319.82</b>						<b>223.27</b>	<b>88.69</b>

Aumentando 33%

$$T_x = 0.32 \text{ seg} \quad 0.42 \text{ seg}$$

Dirección Y:

Entrepiso	Wi	Fi	Vi	Riy	Viy/Rix	Yiy	wiYiy <sup>2</sup>	FiyYi
3	437.36	51.76	51.76	181.82	0.28	0.99	432.33	51.46
2	441.23	31.48	83.24	205.28	0.41	0.71	222.14	22.34
1	441.23	15.74	98.99	325.58	0.30	0.30	40.78	4.79
	<b>1319.82</b>						<b>695.26</b>	<b>78.59</b>

Aumentando 33%

$$T_y = 0.60 \text{ seg} \quad 0.80 \text{ seg}$$

Tabla E 5 Cálculo de los periodos de la estructura en la dirección X y Y.

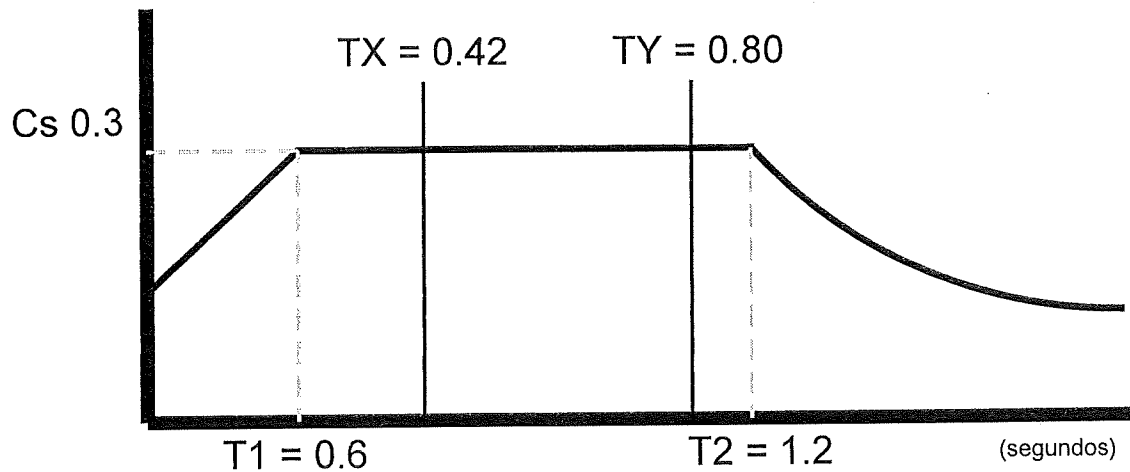


Figura E 1 Representación gráfica de los dos periodos de la estructura.

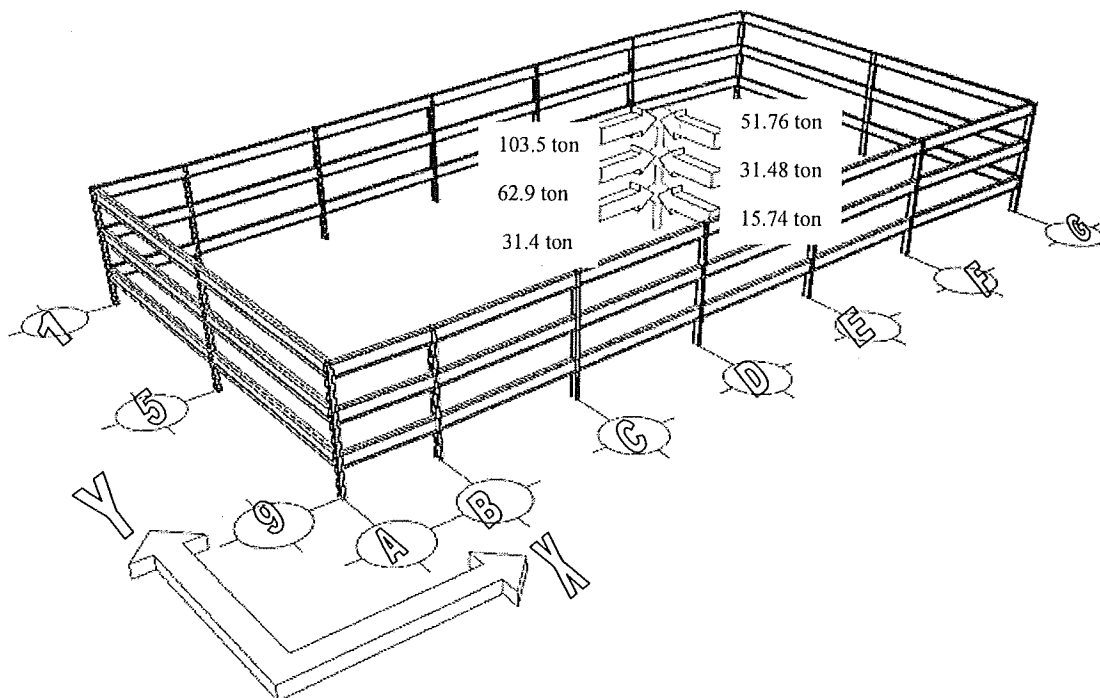


Figura E 2 Fuerzas actuantes en la estructura con el método estático.

X				
Entrepiso	Fi	0.95Fi	Fi final	Vi final
3	98.6	93.6	103.5	103.5
2	66.3	63.0	63.0	166.5
1	33.1	31.5	31.5	198.0

Y					Coordenadas Centro de gravedad o masa	
Entrepiso	Fi	0.95Fi	Fi final	Vi final	X	Y
3	49.3	46.8	51.8	51.8	27.3 m	14.2 m
2	33.1	31.5	31.5	83.2	27.1 m	14.2 m
1	16.6	15.7	15.7	99.0	27.1 m	14.2 m

					Ubicación del Centro de Cortante	
Entrepiso	(Fix)*Y	SumFix*Y	(Fiy)*X	SumFiy*X	x	y
3	1471.6	1471.6	1411.9	1411.9	13.6 m	28.4 m
2	895.1	2366.8	854.3	2266.2	13.6 m	28.4 m
1	447.6	2814.3	427.1	2693.3	13.6 m	28.4 m

Tabla E 6 Cálculo del centro de cortante.

Entrepiso	$m = \frac{W*L}{g}$	$Y_0$	$\frac{FDI}{w^3}$	$v = \frac{F_i}{w^3} \downarrow$	K	$\frac{\Delta}{w^3} = \frac{V}{K}$	$\frac{Y_1}{w^3} \uparrow$	$w^3 = \frac{V}{Y_1}$	$Y_0'$
3	0.4463	3	1.339	1.339	181.818	0.007	0.027	113.066	3.212
2	0.4502	2	0.900	2.239	205.279	0.011	0.019	104.332	2.321
1	0.4502	1	0.450	2.690	325.581	0.008	0.008	121.054	1.000
3	0.4463	3.212	1.433	1.433	181.818	0.008	0.029	110.944	3.219
2	0.4502	2.321	1.045	2.478	205.279	0.012	0.021	110.150	2.342
1	0.4502	1.000	0.450	2.928	325.581	0.009	0.009	111.178	1.000
3	0.4463	3.219	1.436	1.436	181.818	0.008	0.029	110.726	3.218
2	0.4502	2.342	1.055	2.491	205.279	0.012	0.021	110.645	2.343
1	0.4502	1.000	0.450	2.941	325.581	0.009	0.009	110.695	1.000
3	0.4463	3.218	1.436	1.436	181.818	0.008	0.029	110.701	3.218
2	0.4502	2.343	1.055	2.491	205.279	0.012	0.021	110.692	2.343
1	0.4502	1.000	0.450	2.941	325.581	0.009	0.009	110.692	1.000
3	0.4463	3.218	1.436	1.436	181.818	0.008	0.029	110.698	3.218
2	0.4502	2.343	1.055	2.491	205.279	0.012	0.021	110.697	2.343
1	0.4502	1.000	0.450	2.941	325.581	0.009	0.009	110.697	1.000

w=10.52  
T1= 0.60 seg

- Tabla E 7 Aplicando el método dinámico, con el procedimiento de Newmark en la dirección Y.

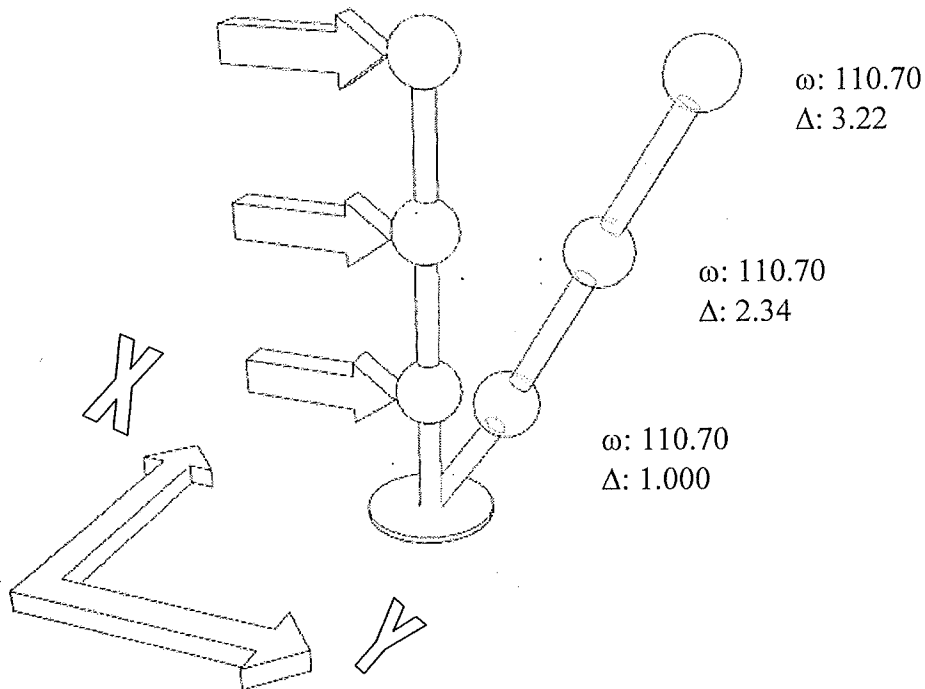


Figura E 3 Modo fundamental de vibración, en la dirección Y.

w2=900  
w=30.000

		Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M		0.450	0.450	0.446
K		325.58	205.28	181.82
Y		1	0.612089	-1.19001
$\Delta Y$		1	-0.38791	-1.8021
FDI		405.2112	248.0253	-477.978
FDR		325.5814	-79.6298	-327.655

R=150.323

w2=1000  
w=31.623

		Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M		0.450	0.450	0.446
K		325.58	205.28	181.82
Y		1	0.39276	-1.26542
$\Delta Y$		1	-0.60724	-1.65818
FDI		450.2347	176.8343	-564.74
FDR		325.5814	-124.653	-301.488

R=263.252

w2=780  
w=27.928

		Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M		0.450	0.450	0.446
K		325.58	205.28	181.82
Y		1	0.875283	-0.95614
$\Delta Y$		1	-0.12472	-1.83142
FDI		351.1831	307.3847	-332.836
FDR		325.5814	-25.6017	-332.986

R=-0.151

Tabla E 8 Segundo modo de vibración en la dirección Y, con el método de Holtzer.

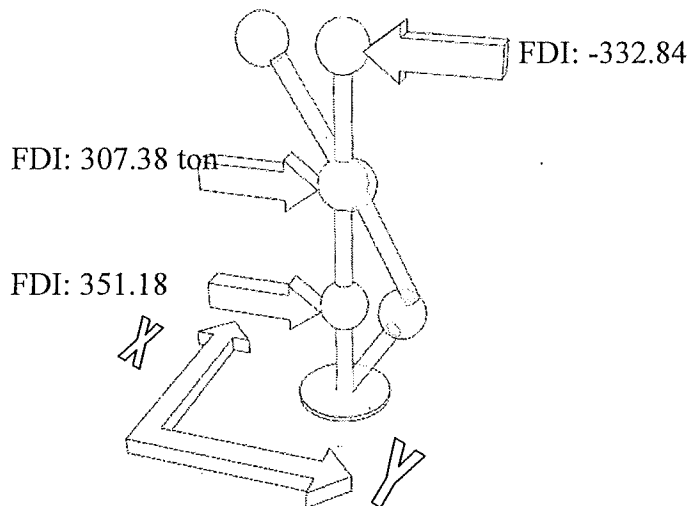


Figura E 4 Representación del segundo modo, de acuerdo al método de Holtzer.

w2=1500  
w=38.730

M  
K  
Y  
 $\Delta Y$   
FDI  
FDR

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.450	0.450	0.446
K	325.58	205.28	181.82
Y	1	-0.70388	-0.01309
$\Delta Y$	1	-1.70388	0.690789
FDI	675.352	-475.369	-8.76537
FDR	325.5814	-349.771	125.598

R= 134.3634

w2=2000  
w=44.721

M  
K  
Y  
 $\Delta Y$   
FDI  
FDR

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.450	0.450	0.446
K	325.58	205.28	181.82
Y	1	-1.80053	3.954841
$\Delta Y$	1	-2.80053	5.755367
FDI	900.4694	-1621.32	3529.978
FDR	325.5814	-574.888	1046.43

R= -2483.55

w2=1555.42  
w=39.439

M  
K  
Y  
 $\Delta Y$   
FDI  
FDR

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.450	0.450	0.446
K	325.58	205.28	181.82
Y	1	-0.82543	0.292894
$\Delta Y$	1	-1.82543	1.118329
FDI	700.304	-578.055	203.3161
FDR	325.5814	-374.723	203.3326

R= 0.016437

Tabla E 9 Método de Holtzer en la dirección Y, para encontrar el segundo modo.

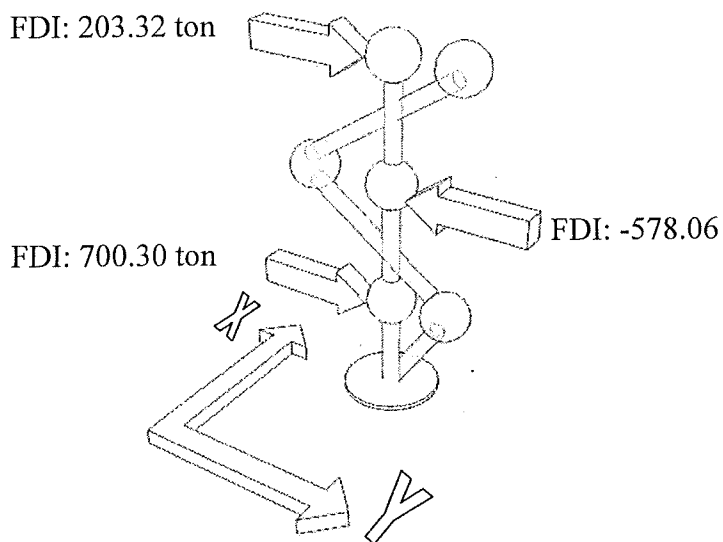


Figura E 5 Representación del tercer modo, con el método de Holtzer.

Cálculo de las fuerzas cortantes en la dirección Y:

**Modo 1 =0.60 s**  
**Modo 2 =0.22 s**  
**Modo 3 =0.16 s**  
**Cs =0.3**  
**r =1**  
**Ta =0.6 s**  
**Tb =3.9 s**

**Para el modo fundamental:**

$T_b < T_1 < T_a$   
 $0.6 \text{ seg} < 1.21 \text{ seg}$

**a =0.300**

**Para el segundo modo**

$T_2 < T_a$   
 $0.22 < 0.6$

**a=0.1593**

**Para el tercer modo**

$T_3 < T_a$   
 $0.16 < 0.6$

**a=0.1347**

**A1 =294.30 cm/seg<sup>2</sup>**  
**A2 =156.30 cm/seg<sup>2</sup>**  
**A3 =132.15 cm/seg<sup>2</sup>**

Cálculo de los coeficientes de participación:

$w^2 = 110.70$

	Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
1 modo	1	0.450	1.000	0.450	1.000	0.4502
	2	0.450	2.343	1.055	5.491	2.4722
	3	0.446	3.218	1.436	10.352	4.6201
				2.941		7.5425

**CP=0.0035**

$w^2 = 780.00$

	Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
2 modo	1	0.450	1.000	0.450	1.000	0.4502
	2	0.450	-0.125	-0.056	0.016	0.0070
	3	0.446	-1.831	-0.817	3.354	1.4969
				-0.423		1.9541

**CP=-0.0002777**

**Tabla E 10** Cálculo de los coeficientes de participación.

3 modo

$w^2 = 1555.42$

Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
1	0.450	1.000	0.450	1.000	0.4502
2	0.450	-1.825	-0.822	3.332	1.5003
3	0.446	1.118	0.499	1.251	0.5582
			0.127		2.5087

$CP = 0.0000327$

Tabla E 11 Cálculo de los coeficientes de participación.

Cálculo de los desplazamientos máximos en la dirección Y:

1 modo

Nivel	A*CP	Y	U1	U1 <sup>2</sup>
1	1.037	1.000	1.04	1.0748
2	1.037	2.343	2.43	5.9017
3	1.037	3.218	3.34	11.1269

2 modo

Nivel	A*CP	Y	U1	U1 <sup>2</sup>
1	-0.043	1.000	-0.04	0.002
2	-0.043	-0.125	0.01	0.000
3	-0.043	-1.831	0.08	0.006

3 modo

Nivel	A*CP	Y	U1	U1 <sup>2</sup>
1	0.004	1.000	0.00	0.000019
2	0.004	-1.825	-0.01	0.000062
3	0.004	1.118	0.00	0.000023

Tabla E 12 Cálculo de desplazamientos de cada modo.

MODO	Valores de U <sup>2</sup>		
	nivel 1	nivel 2	nivel 3
1	1.07482	5.90165	11.12688
2	0.00188	0.00003	0.00632
3	0.00002	0.00006	0.00002
$\Sigma U^2$	1.077	5.902	11.133
$(\Sigma U^2)^{0.5}$	1.038	2.429	3.337

Tabla E 13 Desplazamientos máximos de cada modo de vibración.

Modo 1  $Q' = 4$

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta * K / Q'$	$V1^2$
1	1.04	1.04	325.58	84.39	7120.87
2	2.43	1.39	205.28	71.47	5107.63
3	3.34	0.91	181.82	41.20	1697.31

Modo 2  $Q' = 2.124$

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta * K / Q'$	$V2^2$
1	-0.04	-0.04	325.58	-6.65	44.25
2	0.01	0.05	205.28	4.72	22.25
3	0.08	0.07	181.82	6.34	40.19

Modo 3  $Q' = 1.796$

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta * K / Q'$	$V3^2$
1	0.00	0.00	325.58	0.78	0.61
2	-0.01	-0.01	205.28	-1.39	1.94
3	0.00	0.01	181.82	1.29	1.65

Tabla E 14 Fuerzas sísmicas de cada modo, de acuerdo a la ductilidad calculada, en cada dirección.

Nivel	$V_1^2$	$V_2^2$	$V_3^2$	$\Sigma V^2$	$VF = (\Sigma V^2)$
1	7120.87	44.25	0.61	7165.73	84.65
2	5107.63	22.25	1.94	5131.82	71.64
3	1697.31	40.19	1.65	1739.16	41.70

Tabla E 15 Fuerzas sísmicas en la dirección Y.

Entrepiso	$m = \frac{W * L}{g}$	$Y_0$	$\frac{FDI}{w'}$	$V = \frac{F_i}{w'} \downarrow$	K	$\frac{\Delta}{w'} = \frac{V}{K}$	$\frac{Y_1}{w'} \uparrow$	$w' = \frac{Y_1}{\Delta}$	$Y_0'$
3	0.4463	3	1.339	1.339	810.811	0.002	0.007	414.952	2.469
2	0.4502	2	0.900	2.239	845.070	0.003	0.006	358.519	1.905
1	0.4502	1	0.450	2.690	918.367	0.003	0.003	341.456	1.000
3	0.4463	2.469	1.102	1.102	810.811	0.001	0.006	391.781	2.402
2	0.4502	1.905	0.858	1.959	845.070	0.002	0.005	385.410	1.884
1	0.4502	1.000	0.450	2.410	918.367	0.003	0.003	381.133	1.000
3	0.4463	2.402	1.072	1.072	810.811	0.001	0.006	388.947	2.392
2	0.4502	1.884	0.848	1.920	845.070	0.002	0.005	388.175	1.880
1	0.4502	1.000	0.450	2.370	918.367	0.003	0.003	387.479	1.000

$w = 19.68$   
 $T_1 = 0.32 \text{ seg}$

Tabla E 16 Método de Newmark en la dirección X.

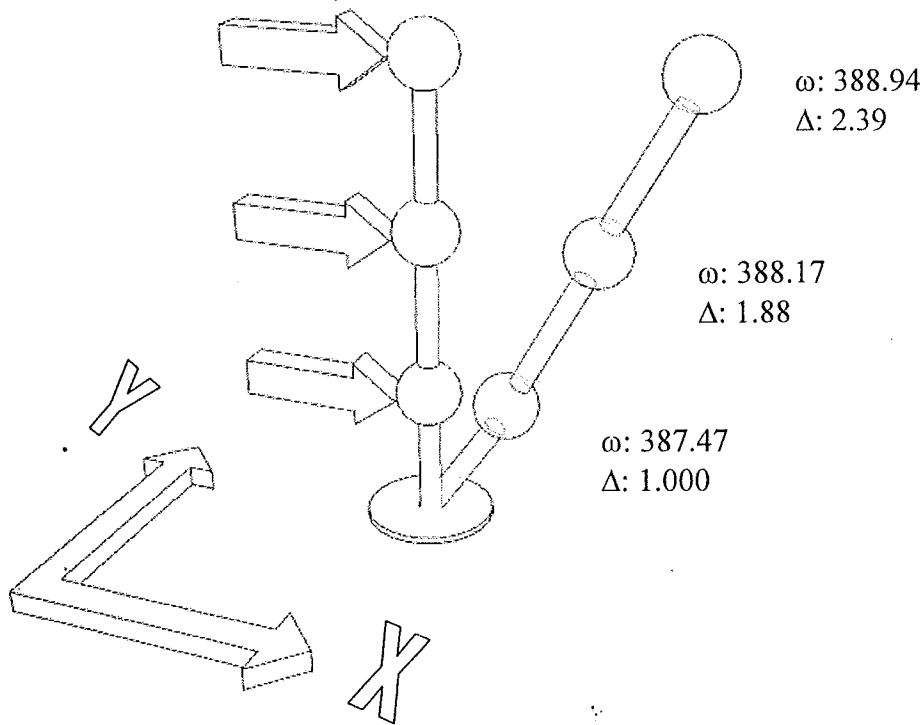


Figura E 6 Modo fundamental dirección X, con el método de Newmark.

w<sub>2</sub>=300  
w=17.321

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.450	0.450	0.446
K	918.37	845.07	810.81
Y	1	1.926901	2.571971
ΔY	1	0.926901	0.64507
FDI	135.0704	260.2674	344.3502
FDR	918.3673	783.2969	523.0296

R=178.679

w<sub>2</sub>=450  
w=21.213

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.450	0.450	0.446
K	918.37	845.07	810.81
Y	1	1.846985	2.268233
ΔY	1	0.846985	0.421248
FDI	202.6056	374.2095	455.5259
FDR	918.3673	715.7617	341.5523

R=-113.974

w<sub>2</sub>=2946.00  
w=54.277

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
M	0.450	0.450	0.446
K	918.37	845.07	810.81
Y	1	0.517171	-0.83209
ΔY	1	-0.48283	-1.34926
FDI	1326.391	685.9718	-1094
FDR	918.3673	-408.024	-1094

R=0.001

Tabla E 17 Segundo modo de Holtzer en la dirección X.

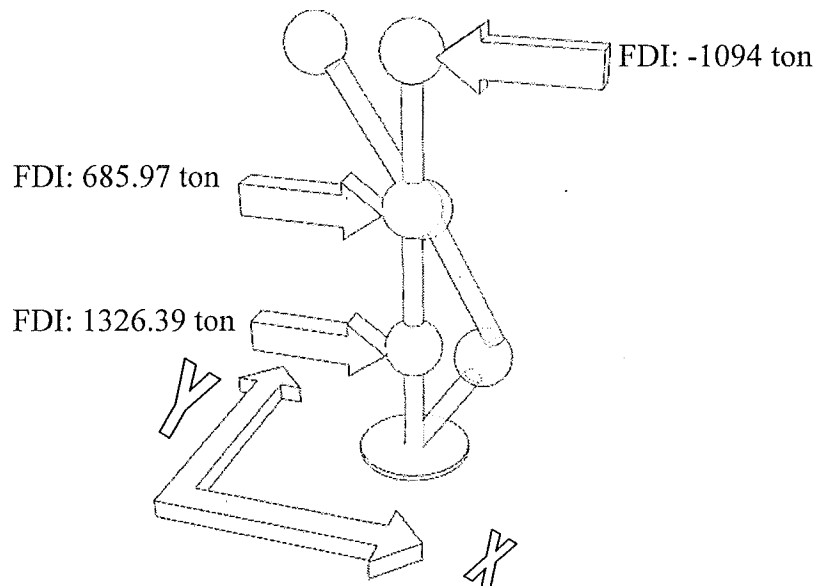


Figura E 7 Método de Holtzer en la dirección X.

w2=800  
w=28.284

M  
K  
Y  
 $\Delta Y$   
FDI  
FDR

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
	0.450	0.450	0.446
	918.37	845.07	810.81
	1	1.660513	1.611282
	1	0.660513	-0.04923
	360.1878	598.0963	575.2737
	918.3673	558.1796	-39.9167

R= -615.19

w2=900  
w=30.000

M  
K  
Y  
 $\Delta Y$   
FDI  
FDR

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
	0.450	0.450	0.446
	918.37	845.07	810.81
	1	1.607235	1.436895
	1	0.607235	-0.17034
	405.2112	651.2696	577.1391
	918.3673	513.1561	-138.113

R= -715.253

w2=6076.787911  
w=77.954

M  
K  
Y  
 $\Delta Y$   
FDI  
FDR

	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3
	0.450	0.450	0.446
	918.37	845.07	810.81
	1	-1.15084	0.49081
	1	-2.15084	1.641652
	2735.981	-3148.68	1331.069
	918.3673	-1817.61	1331.07

R= 0.001

Tabla E 18 Tercer modo de Holtzer, en la dirección X.

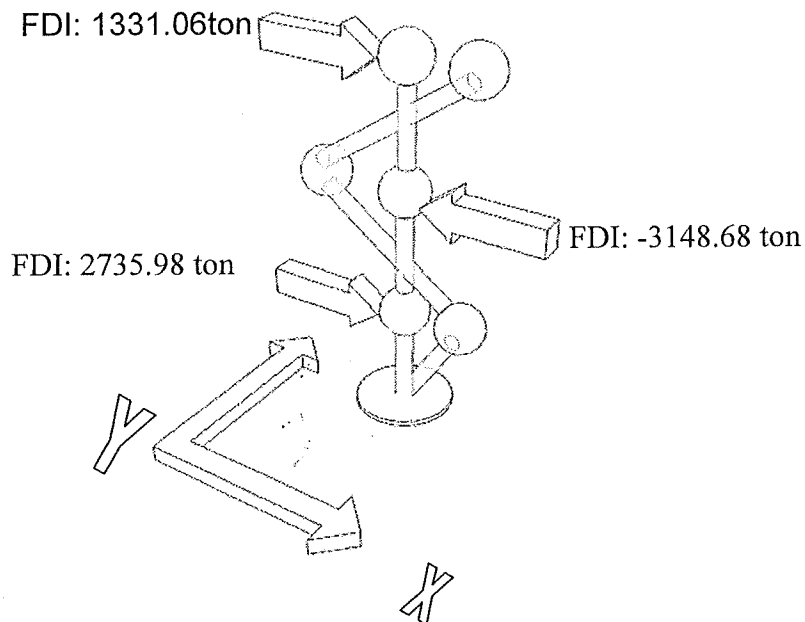


Figura E 8 Método de Holtzer en la dirección X.

Cálculo de las fuerzas en la dirección X:

**Periodos**

Modo 1 =0.32 s  
 Modo 2 =0.12 s  
 Modo 3 =0.08 s

Cs =0.3

r =1

Ta =0.6

Tb =3.9

Para el modo fundamental:

Ta < T1 < Tb

a =0.300

Para el segundo modo

T2 < Ta  
 0.25 < 0.6

a =0.118

Para el tercer modo

Ta < T3 < Tb

a =0.105

A1 =294.30 cm/seg<sup>2</sup>

A2 =116.14 cm/seg<sup>2</sup>

A3 =103.21 cm/seg<sup>2</sup>

w<sup>2</sup> =387.48

	Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
1 modo	1	0.450	1.000	0.450	1.000	0.4502
	2	0.450	1.880	0.847	3.536	1.5918
	3	0.446	2.392	1.068	5.724	2.5545
				2.365		4.5966

CP=0.0013

2 modo

w<sup>2</sup> =2946.00

	Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
2 modo	1	0.450	1.000	0.450	1.000	0.4502
	2	0.450	0.517	0.233	0.267	0.1204
	3	0.446	-0.832	-0.371	0.692	0.3090
				0.312		0.8797

CP=0.0001203

Tabla E 19 Cálculo de los coeficientes de participación, de cada modo de vibración.

3 modo

$$w^2 = 6076.79$$

Nivel	M	YF	MYF	YF <sup>2</sup>	MYF <sup>2</sup>
1	0.450	1.000	0.450	1.000	0.4502
2	0.450	-1.151	-0.518	1.324	0.5963
3	0.446	0.491	0.219	0.241	0.1075
			0.151		1.1541

$$CP = 0.000215$$

Tabla E 20 Cálculo de los coeficientes de participación, de cada modo de vibración.

1 modo

Nivel	A*CP	Y	U1	U1 <sup>2</sup>
1	0.391	1.000	0.39	0.1527
2	0.391	1.880	0.73	0.5397
3	0.391	2.392	0.93	0.8738

2 modo

Nivel	A*CP	Y	U1	U1 <sup>2</sup>
1	0.014	1.000	0.01	0.000
2	0.014	0.517	0.01	0.000
3	0.014	-0.832	-0.01	0.000

3 modo

Nivel	A*CP	Y	U1	U1 <sup>2</sup>
1	0.002	1.000	0.00	0.000005
2	0.002	-1.151	0.00	0.000007
3	0.002	0.491	0.00	0.000001

Tabla E 21 Desplazamientos de cada modo.

MODO	Valores de U <sup>2</sup>		
	nivel 1	nivel 2	nivel 3
1	0.15265	0.53971	0.87379
2	0.00020	0.00005	0.00014
3	0.00000	0.00001	0.00000
$\Sigma U^2$	0.153	0.540	0.874
$(\Sigma U^2)^{0.5}$	0.391	0.735	0.935

Tabla E 22 Desplazamientos máximos.

Modo 1  $Q' = 4$

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta * K / Q'$	$V1^2$
1	0.39	0.39	918.37	89.70	8046.77
2	0.73	0.34	845.07	72.66	5279.96
3	0.93	0.20	810.81	40.56	1645.49

Modo 2  $Q' = 1.579$

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta * K / Q'$	$V2^2$
1	0.01	0.01	918.37	8.13	66.06
2	0.01	-0.01	845.07	-3.61	13.04
3	-0.01	-0.02	810.81	-9.68	93.75

Modo 3  $Q' = 1.403$

Nivel	U1	$\Delta$	K	$V1 = \Delta * K / Q'$	$V3^2$
1	0.00	0.00	918.37	1.46	2.12
2	0.00	0.00	845.07	-2.88	8.31
3	0.00	0.00	810.81	2.11	4.45

Tabla E 23 Cálculo de las fuerzas sísmicas de cada modo.

Nivel	$V_1^2$	$V_2^2$	$V_3^2$	$\Sigma V^2$	$VF = (\Sigma V^2)$
1	8046.77	66.06	2.12	8114.96	90.08
2	5279.96	13.04	8.31	5301.31	72.81
3	1645.49	93.75	4.45	1743.70	41.76

Tabla E 24 Fuerzas sísmicas en la dirección X, del método dinámico.

Comparación de las fuerzas, el método dinámico contra el método estático:

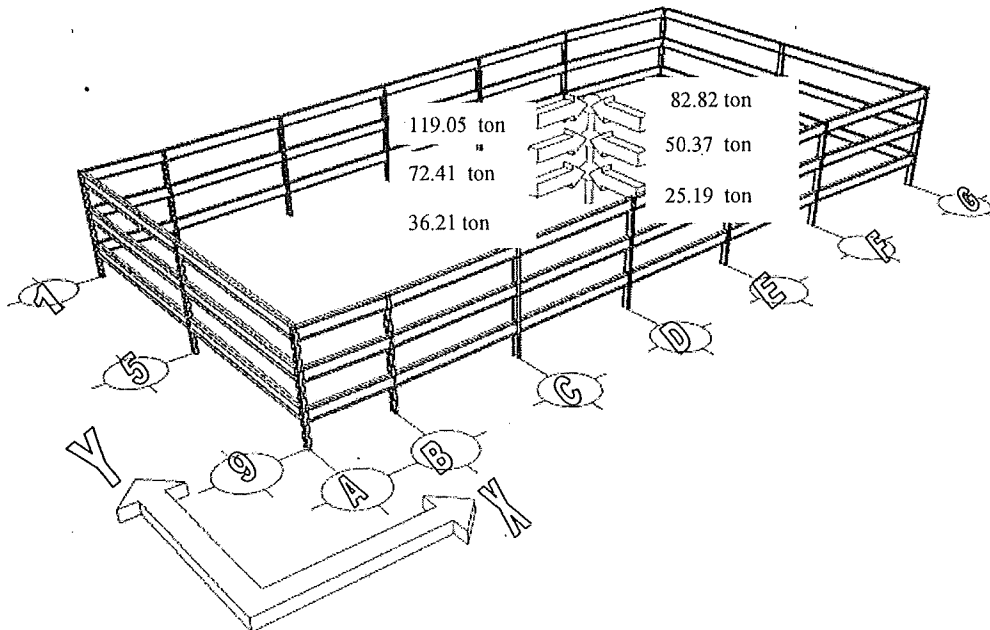


Figura E 9 Resultados del análisis estático utilizando el programa de cálculo estructural SAP2000, considerando el 30% de la otra dirección.

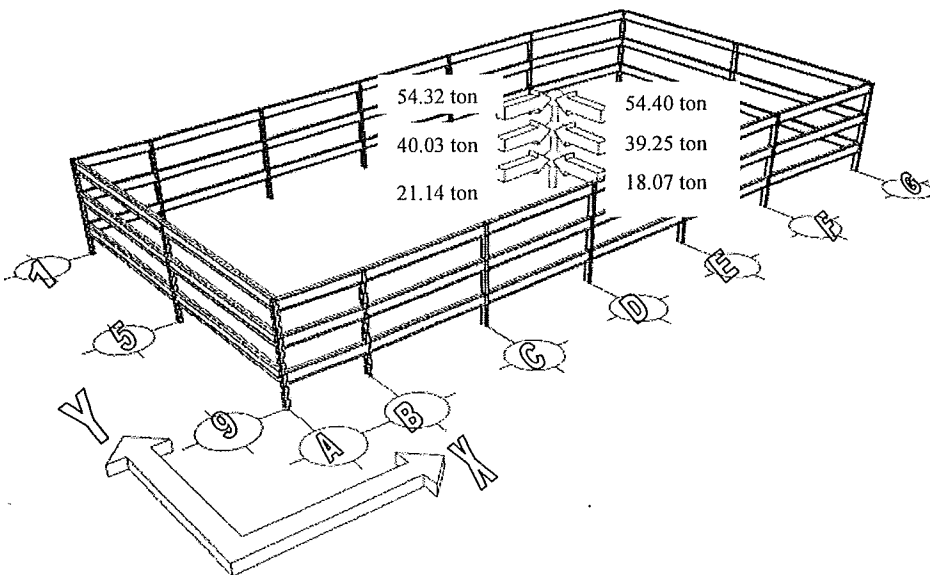
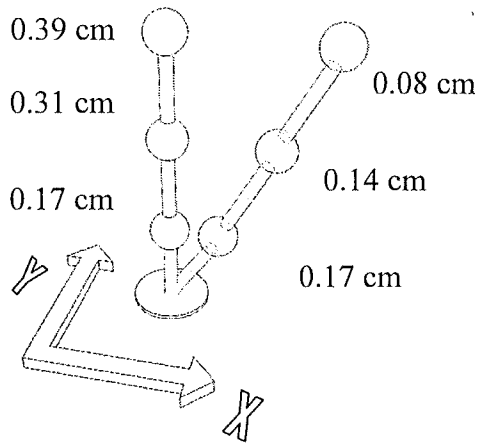


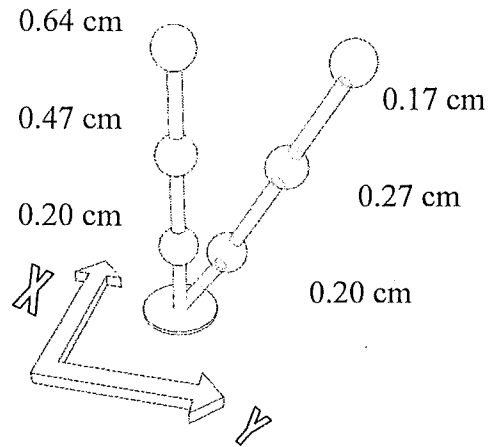
Figura E 26 Resultados del análisis dinámico utilizando el programa de cálculo estructural SAP2000, considerando el 30% de la otra dirección.

Desplazamientos:

Dirección X Q:2



Dirección Y Q:4



	Y	X
Entrepiso 3	0.34 cm	0.32 cm
Entrepiso 2	0.54 cm	0.56 cm
Entrepiso 1	0.4 cm	0.68 cm

Tabla E 27 El máximo permitido por entrepiso es  $(300 \text{ cm})0.008 = 2.4 \text{ cm}$  siendo menor que los obtenidos.

Marco A (ton-m)

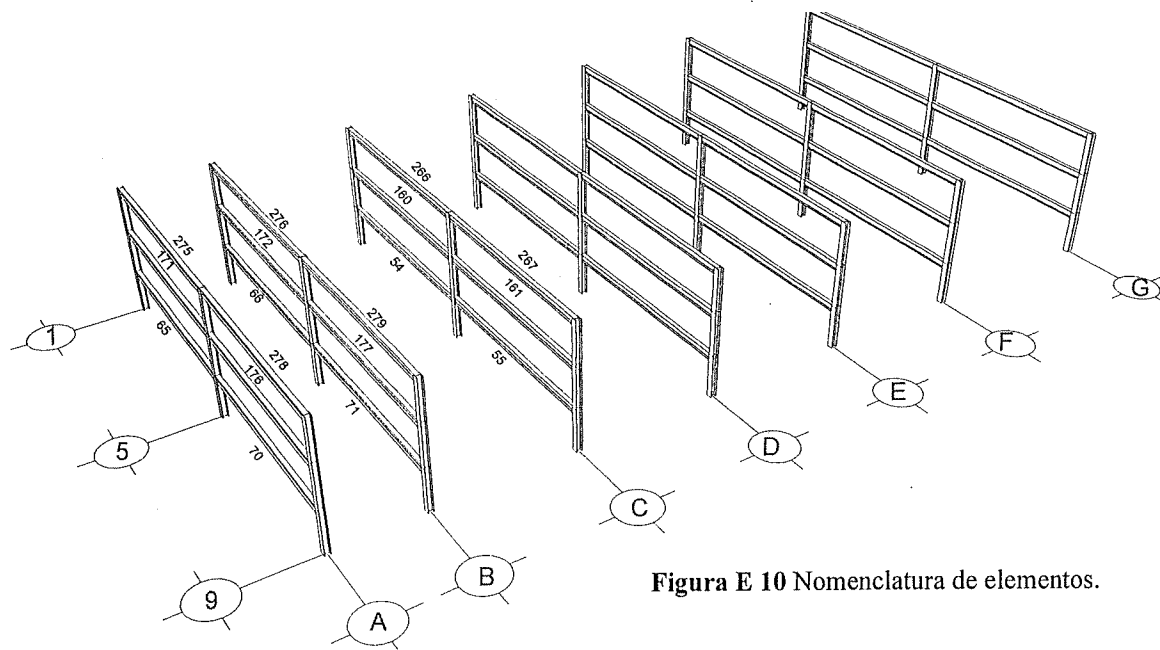
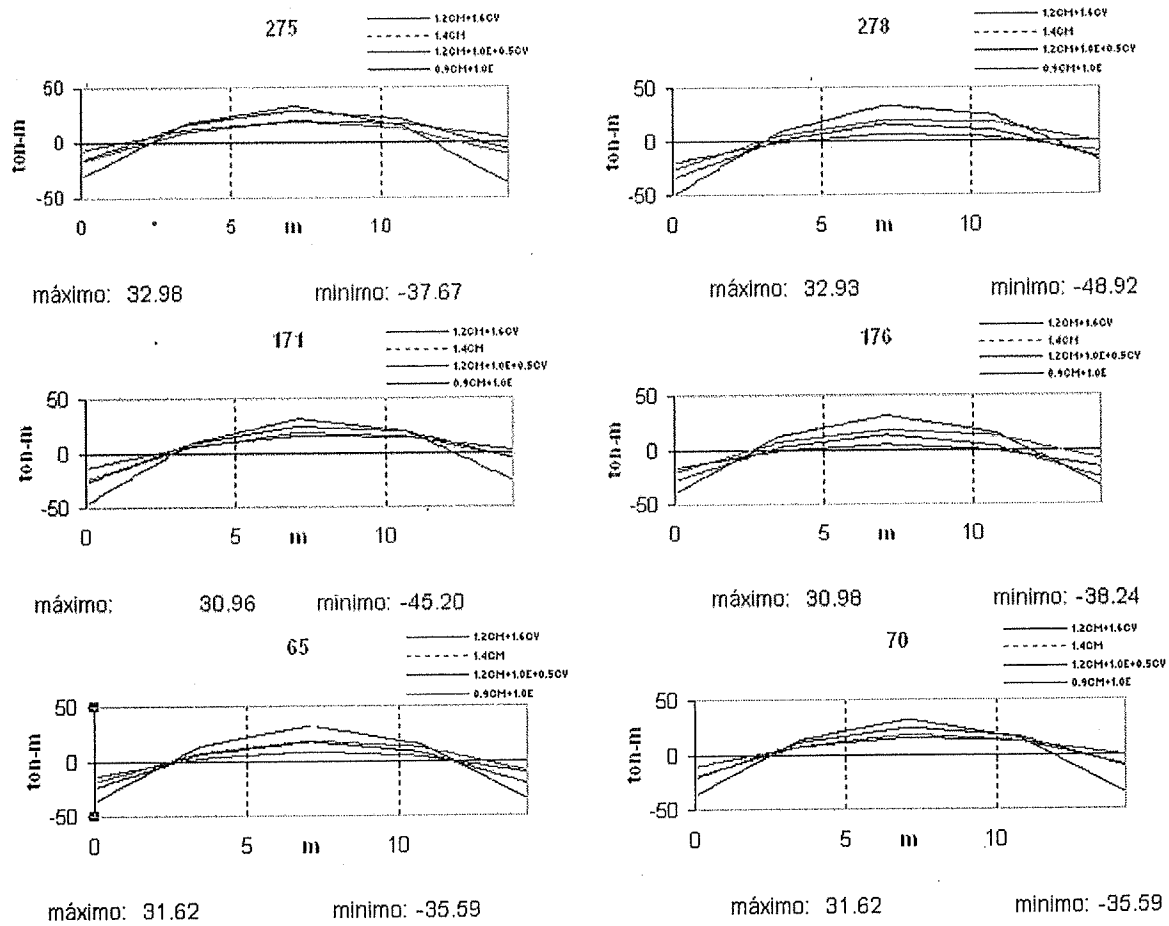
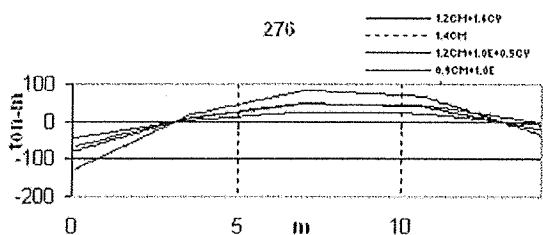
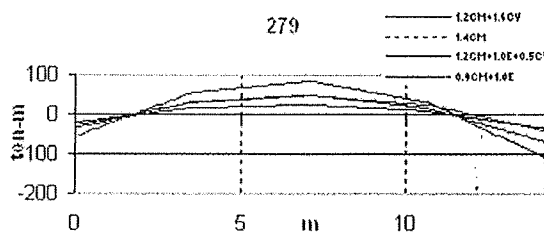


Figura E 10 Nomenclatura de elementos.

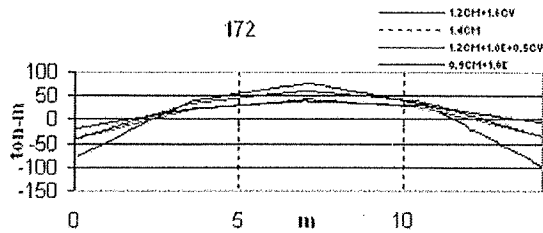
Marco B (ton-m)



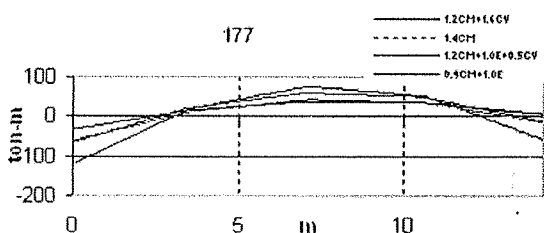
máximo: 83.62      mínimo: -127.48



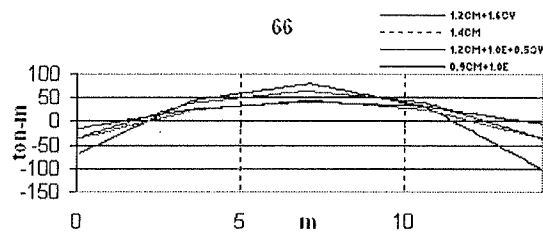
máximo: 83.80      mínimo: -109.30



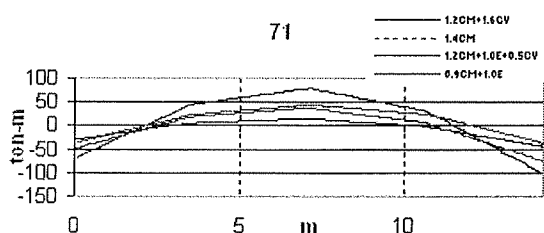
máximo: 77.32      mínimo: -97.47



máximo: 77.22      mínimo: -115.89



máximo: 79.26      mínimo: -102.14



máximo: 79.26      mínimo: -102.14

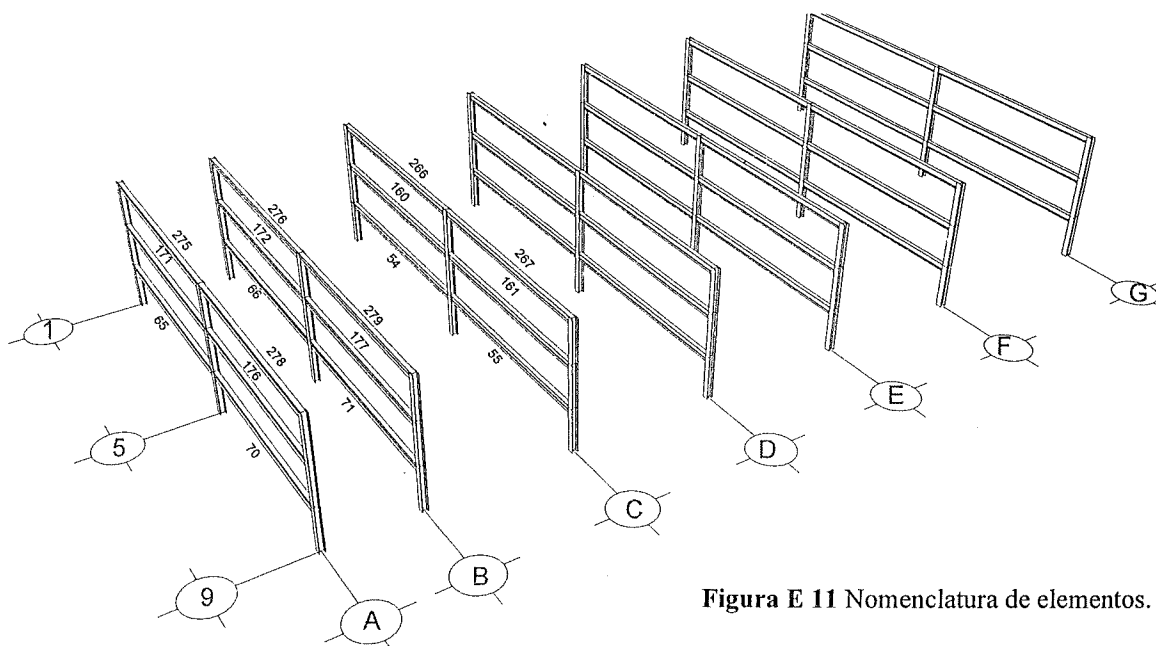


Figura E 11 Nomenclatura de elementos.

Marco C (ton-m)

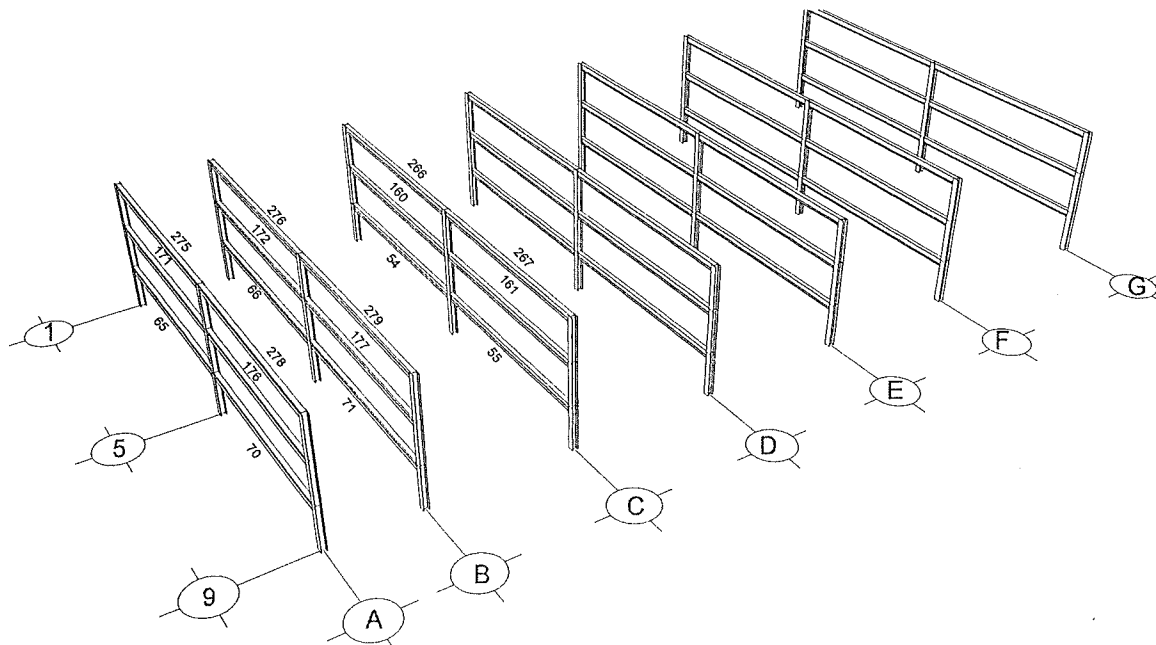
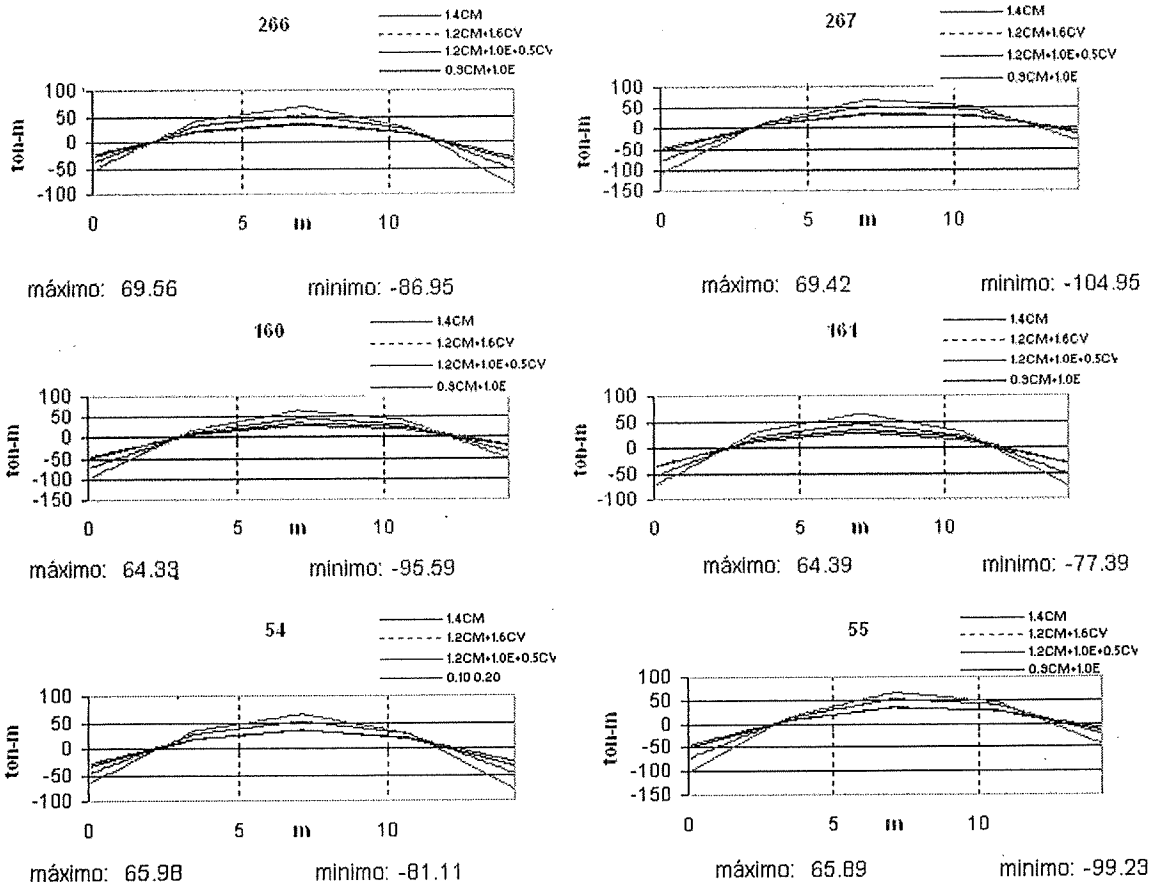


Figura E 12 Nomenclatura de elementos.

Marco D (ton-m)

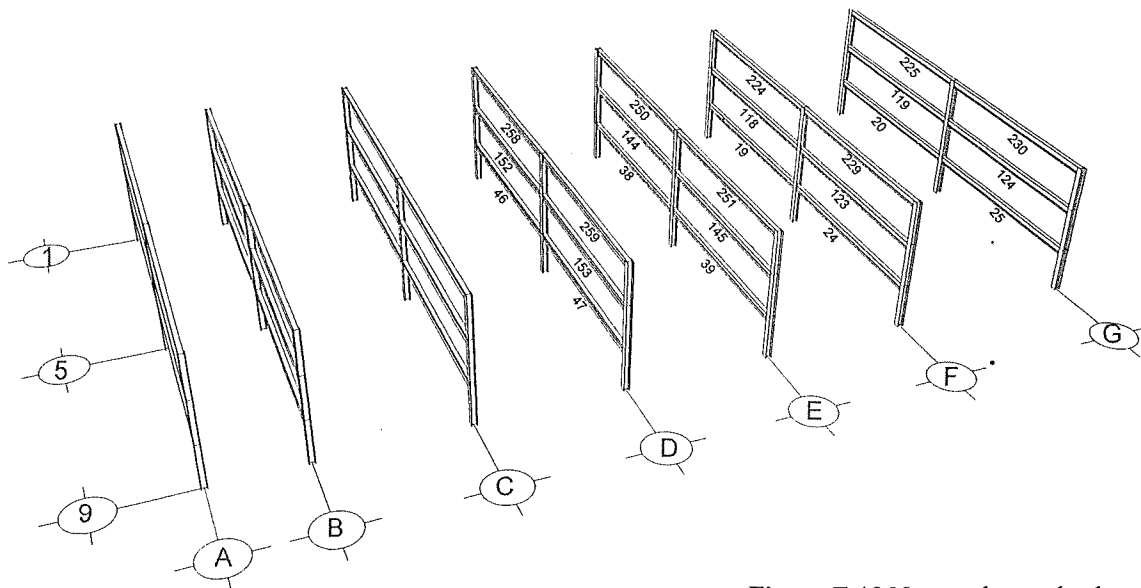
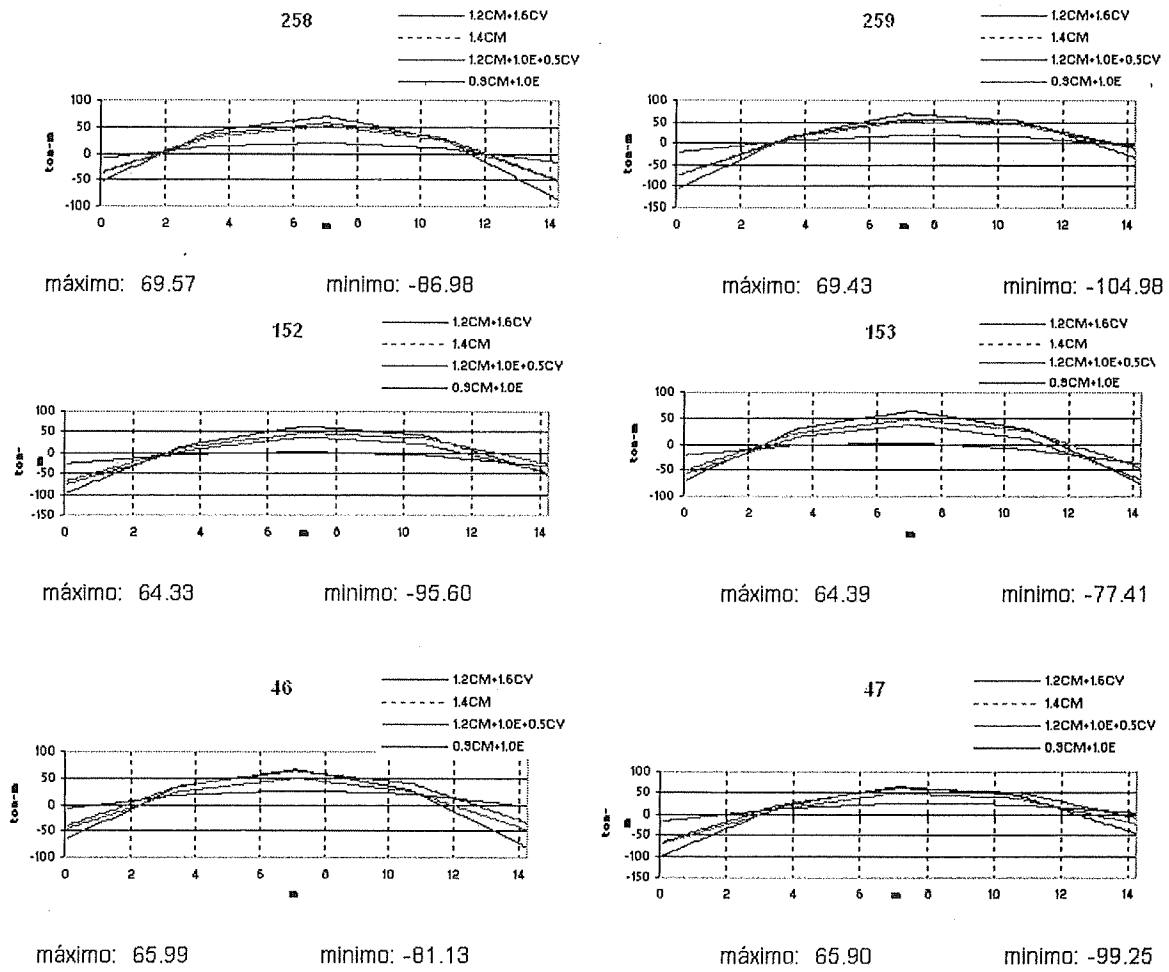


Figura E 13 Nomenclatura de elementos.

Marco E (tón-m)

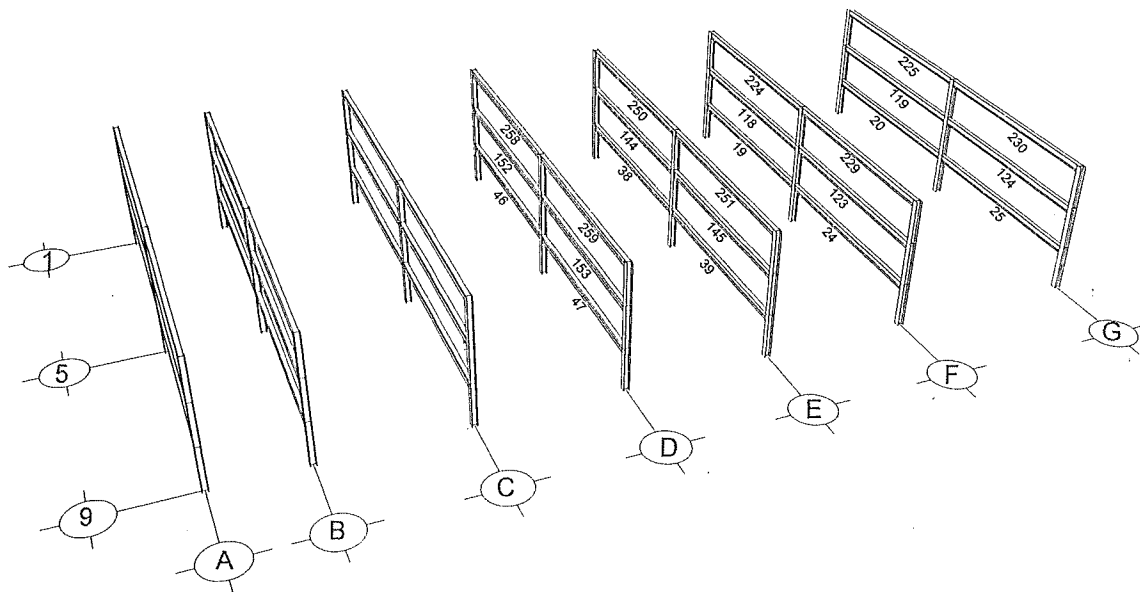
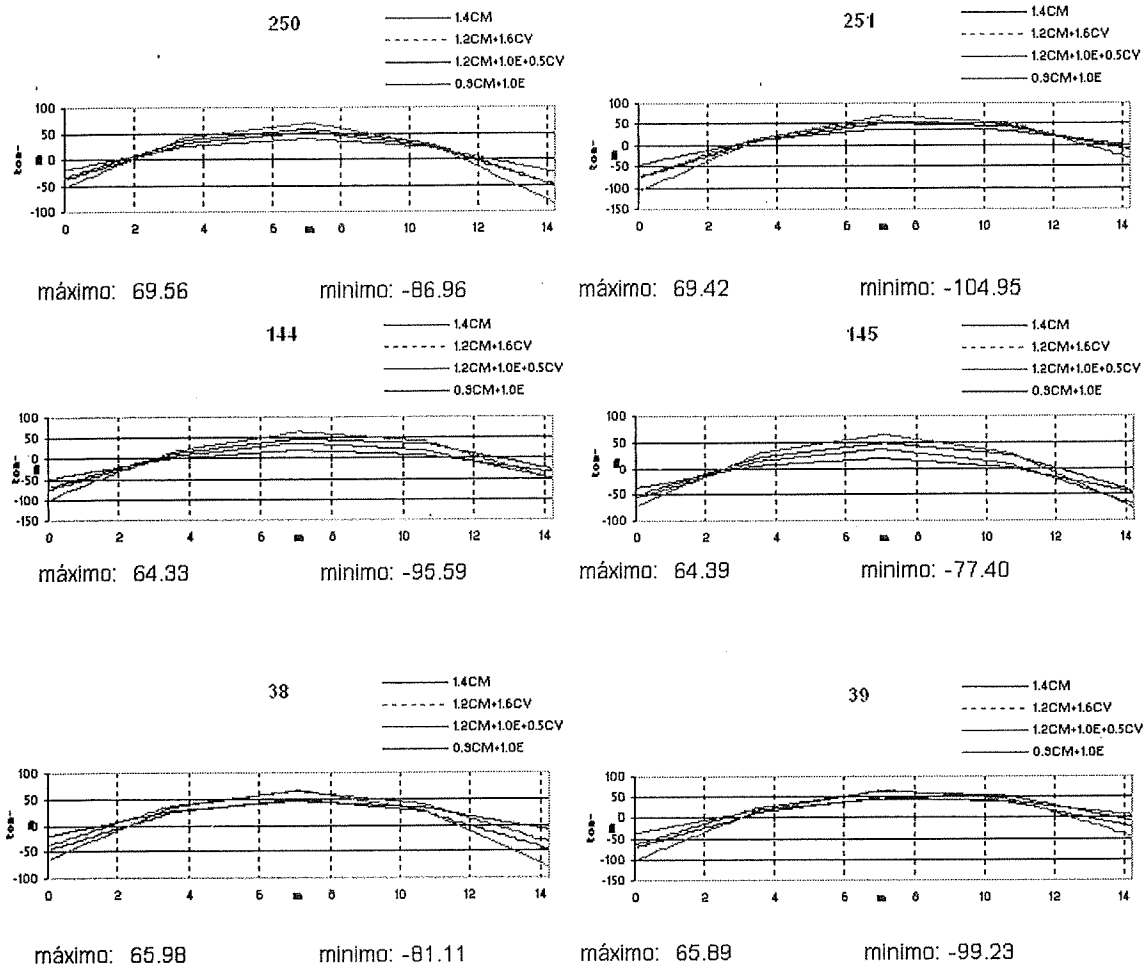


Figura E 14 Nomenclatura de elementos.

Marco F (ton-m)

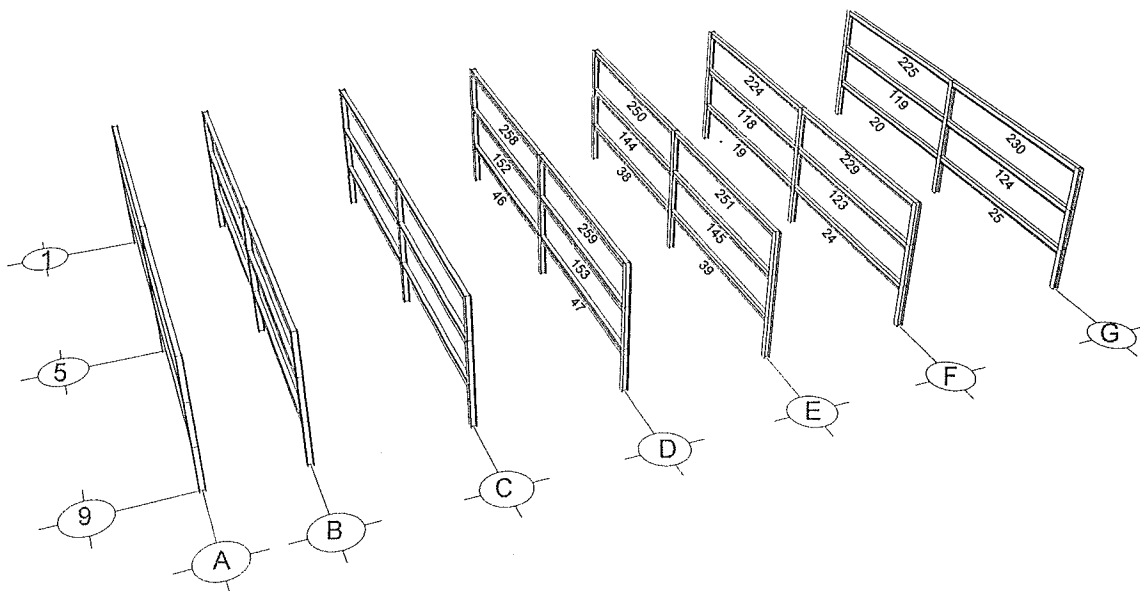
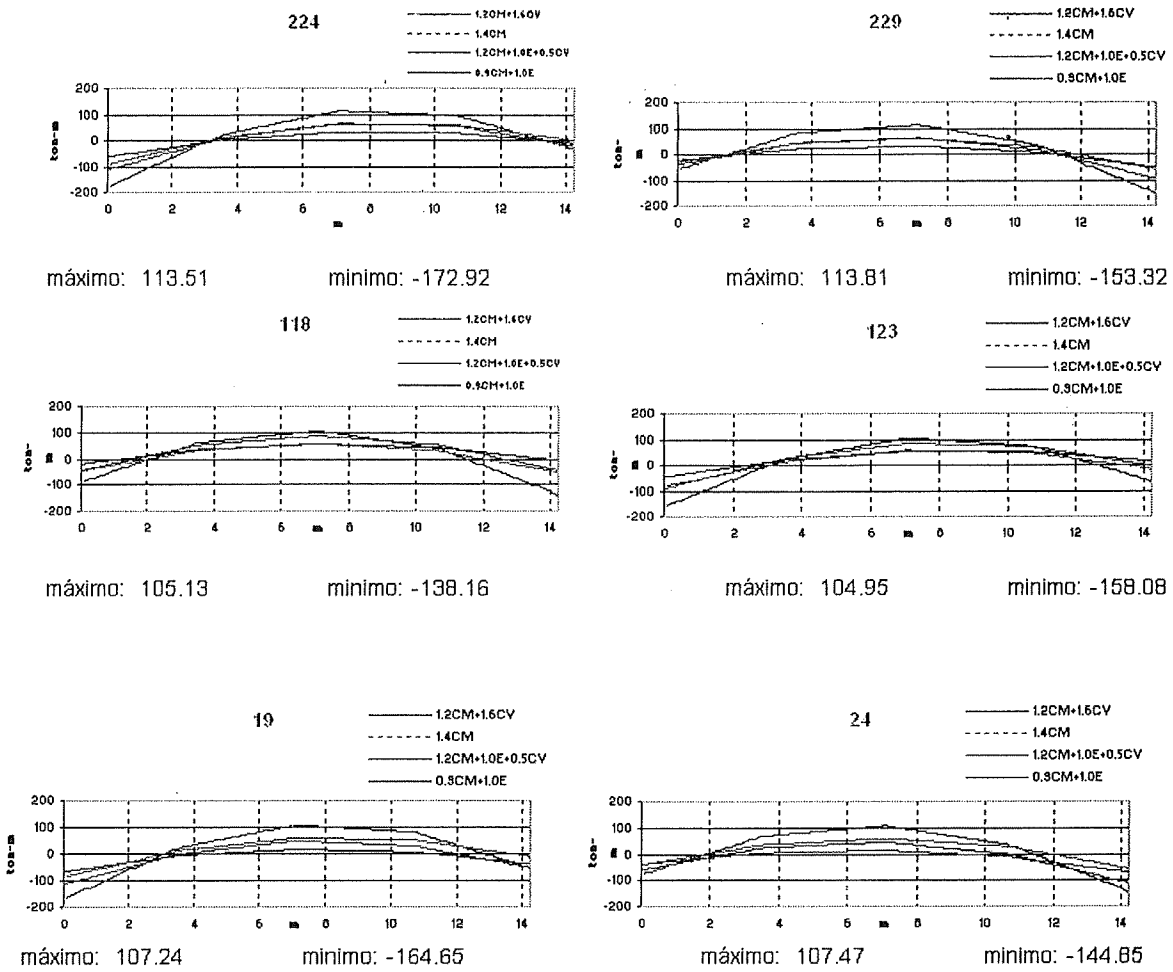


Figura E 15 Nomenclatura de elementos.

Marco G (ton-m)

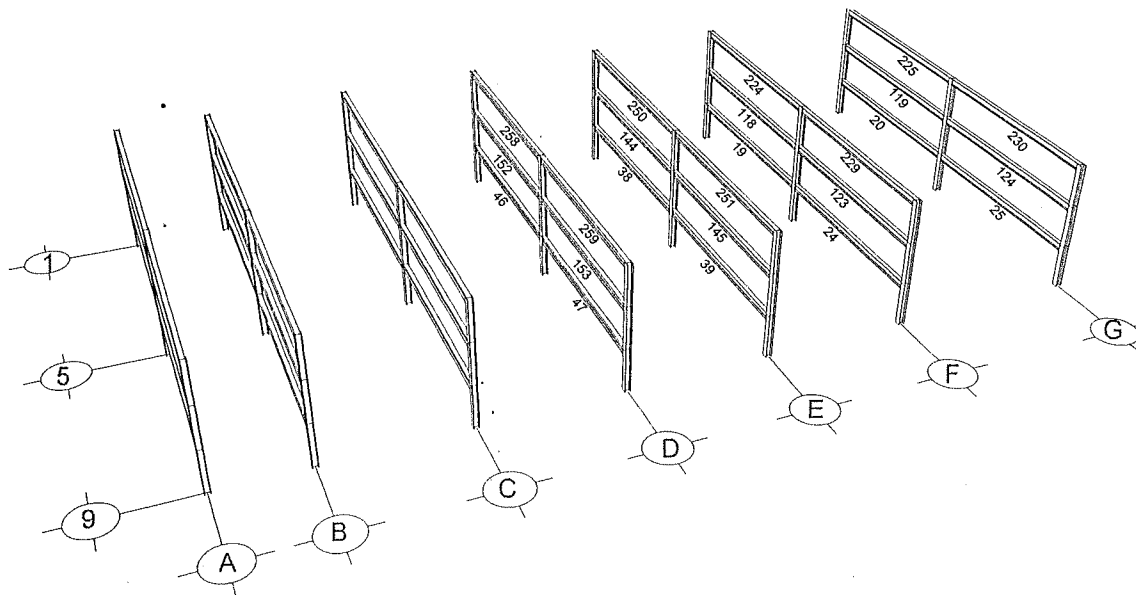
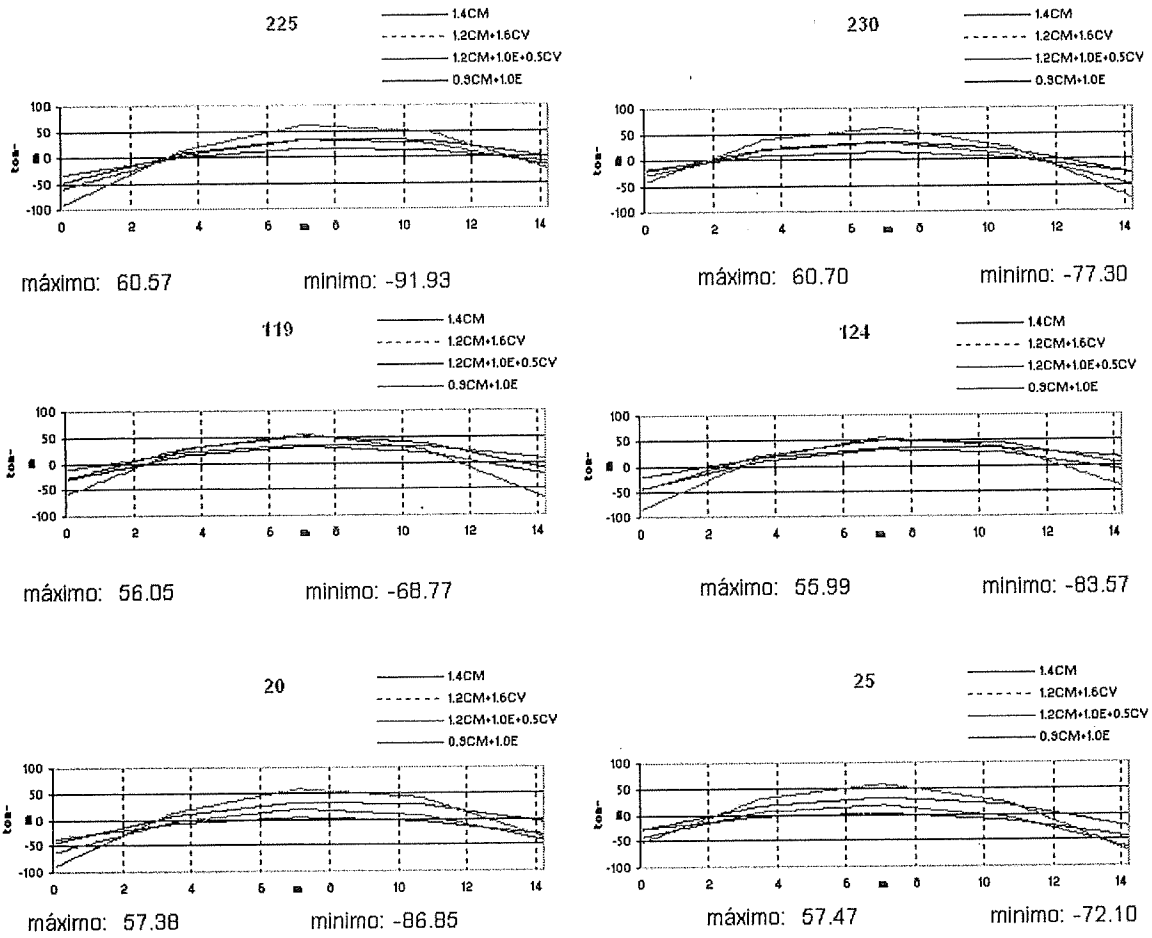


Figura E 16 Nomenclatura de elementos.

Conclusión del tercer análisis:

Como los resultados de desplazamiento, son satisfactorios solamente queda revisar los elementos en el diseño.

*Proceso de diseño de vigas*

### Sección W18x71

$L_p < L_b \leq L_r$ , Habrá pandeo lateral torsionante inelástico.

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_p = 85 \text{ in} = 7.08 \text{ ft}$$

$$L_r = \frac{(r_y \cdot X_1)}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = 293.18 \text{ in} = 24.43 \text{ ft}$$

$$L_b = 3.55 \text{ m} = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_p = 7.08 \text{ ft}$$

$$L_b = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_r = 24.43 \text{ ft}$$

$$M_r = 275.17 \text{ ft-kips}$$

$$M_n = 393.02 \text{ ft-kips}$$

Debe ser menor que  $M_p$

$$M_p = 435.000 \text{ ft-kips}$$

El momento de diseño por lo tanto es:

$$\phi_b M_n = 353.7 \text{ ft-kips}$$

El momento actuante es:

$$M_u = \begin{matrix} 48.92 \text{ ton-m} \\ 353.7 \text{ ft-kips} \end{matrix}$$

*Proceso de diseño de vigas***Sección W24x131***1.- Revisión del pandeo lateral torsionante:*

a).-

$L_b \leq L_p$       No hay pandeo lateral Torsionante y  $M_n = M_p$

Calcule  $L_p$  y  $L_r$ 

$$L_b = 11.64 \quad \text{ft}$$

$$L_p = 12.38 \quad \text{ft} \quad L_p = 148.5 \quad \text{in}$$

$$M_n = 13320 \quad \text{in-kips}$$

$$M_n = 1110.00 \quad \text{ft-kips}$$

$$\phi_b M_n = 999.00 \quad \text{ft-kips}$$

$$M_u = 921.82 \quad \text{ft-kips}$$

Momento de diseño

Momento actuante

**Sección W27x102**

$L_p < L_b \leq L_r$ , Habrá pandeo lateral torsionante inelástico.

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_p = 107.5 \text{ in} = 8.96 \text{ ft}$$

$$L_r = \frac{(r_y \cdot X1)}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X2(F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = 321.62 \text{ in} = 26.80 \text{ ft}$$

$$L_b = 3.55 \text{ m} = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_p = 8.96 \text{ ft}$$

$$L_b = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_r = 26.80 \text{ ft}$$

$$M_r = 578.50 \text{ ft-kips}$$

$$M_n = 864.43 \text{ ft-kips}$$

Debe ser menor que  $M_p$

$$M_p = 915.000 \text{ ft-kips}$$

El momento de diseño por lo tanto es:

$$\phi_b M_n = 777.98 \text{ ft-kips}$$

El momento actuante es:

$$M_u = 759.12 \text{ ft-kips}$$

**Sección W30x148**

$L_p < L_b \leq L_r$ , Habrá pandeo lateral torsionante inelástico.

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_p = 114 \text{ in} = 9.50 \text{ ft}$$

$$L_r = \frac{(r_y \cdot X_1)}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = 366.61 \text{ in} = 30.55 \text{ ft}$$

$$L_b = 3.55 \text{ m} = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_p = 9.50 \text{ ft}$$

$$L_b = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_r = 30.55 \text{ ft}$$

$$M_r = 944.67 \text{ ft-kips}$$

$$M_n = 1443.55 \text{ ft-kips}$$

Debe ser menor que  $M_p$

$$M_p = 1500.000 \text{ ft-kips}$$

El momento de diseño por lo tanto es:

$$\phi_b M_n = 1299.19 \text{ ft-kips}$$

El momento actuante es:

$$M_u = 1250.40 \text{ ft-kips}$$

**Sección W27x102**

$L_p < L_b \leq L_r$ , Habrá pandeo lateral torsionante inelástico.

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_p = 107.5 \text{ in} = 8.96 \text{ ft}$$

$$L_r = \frac{(r_y \cdot X_1)}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = 321.62 \text{ in} = 26.80 \text{ ft}$$

$$L_b = 3.55 \text{ m} = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_p = 8.96 \text{ ft}$$

$$L_b = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_r = 26.80 \text{ ft}$$

$$M_r = 578.50 \text{ ft-kips}$$

$$M_n = 864.43 \text{ ft-kips}$$

Debe ser menor que  $M_p$

$$M_p = 915.000 \text{ ft-kips}$$

El momento de diseño por lo tanto es:

$$\phi_b M_n = 777.98 \text{ ft-kips}$$

El momento actuante es:

$$M_u = 664.75 \text{ ft-kips}$$

**Sección W18x97**

$L_p < L_b \leq L_r$ , Habrá pandeo lateral torsionante inelástico.

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_p = 132.5 \text{ in} = 11.04 \text{ ft}$$

$$L_r = \frac{(r_y \cdot X_1)}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = 456.83 \text{ in} = 38.07 \text{ ft}$$

$$L_b = 3.55 \text{ m} = 11.64 \text{ ft}$$

$$L_p = 11.04 \text{ ft}$$

$$L_b = 31.16 \text{ ft}$$

$$L_r = 38.07 \text{ ft}$$

$$M_r = 407.33 \text{ ft-kips}$$

$$M_n = 465.03 \text{ ft-kips}$$

Debe ser menor que  $M_p$

$$M_p = 633.000 \text{ ft-kips}$$

El momento de diseño por lo tanto es:

$$\phi_b M_n = 418.52 \text{ ft-kips}$$

El momento actuante es:

$$M_u = 319.32 \text{ ft-kips}$$

**Diseño de sección Viga-Columna**

$$P_{u \text{ equivalente}} = P_u + M_{ux} * m + M_{uy} * m * u$$

$$P_{u \text{ equivalente}} = 1,197 \text{ kips}$$

**Ensaye 1**

Dato de entrada: Perfil: W12X152

$$m = 1.7 \quad \text{De la tabla 3-2 en la parte 3 del manual}$$

$$u = 2.15 \quad \text{Tablas de carga soportada de columnas}$$

Especificación del manual, carga de diseño

$$P_{u \text{ eq}} = 1,191 \text{ kips}$$

Actuante

$$\phi_c P_n = 1,270 \text{ kips}$$

Resistente

Perfil potencial, revisar si es el mas ligero

**Ensaye 2**

Dato de entrada: Perfil: W14X145

$$m = 1.5 \quad \text{De la tabla 3-2 en la parte 3 del manual}$$

$$u = 1.93 \quad \text{Tablas de carga soportada de columnas}$$

$$P_{u \text{ eq}} = 1,169 \text{ kips}$$

Actuante

$$\phi_c P_n = 1,250 \text{ kips}$$

Resistente

Perfil potencial, revisar si es el mas ligero

RESUMEN	ACTUANTE	RESISTENTE
Perfil: W12X152 Perfil potencial,	1,191kips	1,270kips
<i>Perfil: W14X145 Perfil potencial</i>	<i>1,169kips</i>	<i>1,250kips</i>
Perfil: W12X58 Perfil no SATISFACTORIO	1,175kips	397kips
Perfil: W14X61 Perfil no SATISFACTORIO	1,175kips	396kips

### Cálculo de los momentos a flexión con respecto al eje X ( eje fuerte)

a).- Cálculo de  $K_x$  W14x145

Columna  $G_B$

$$I_y = 677 \text{ in}^4$$

$$L = 118.11 \text{ in } 3\text{m}$$

$$d_{\text{vigas}} = 18.59 \text{ in}$$

Viga W18x97

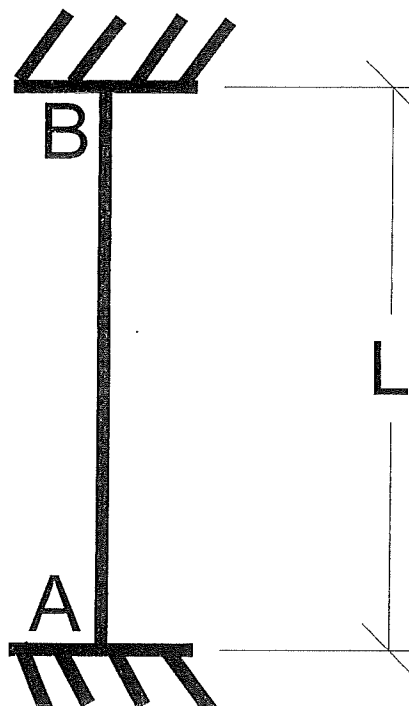
$$I_x = 1750 \text{ in}^4$$

$$L_2 = 472.44 \text{ in } 12\text{m}$$

Viga W18x97

$$I_x = 1750 \text{ in}^4$$

$$L_2 = 374.01 \text{ in } 9.5\text{m}$$



Rigidez relativa en la base: 10 Especificación

(por empotramiento)

$$G_A = 10$$

$$G_B = 1.62$$

$$K = 0.75 \quad \text{Monograma 3-6 (AISC)}$$

$$r_x = 6.33 \text{ in}$$

$$L = 8 \text{ ft}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$A_g = 42.7 \text{ in}^2$$

$$M_1 = 106 \text{ ft-kips} \quad 14.65 \text{ ton-m}$$

$$M_2 = 108 \text{ ft-kips} \quad 14.99 \text{ ton-m}$$

$$S_x = 232 \text{ in}^3$$

$$Z_x = 260 \text{ in}^3$$

De la fórmula de Euler:

$$\frac{KxL}{r_x} = 11.79$$

$$P_{el} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} = 87901 \text{ kips}$$

$$C_m = 0.21 \quad \text{Para el eje X}$$

$$B1 := \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{Pel}} \quad 0.2115 \quad <1 \text{ Use } B1 = 1.0$$

$$B1 = 1.00$$

Momento resistente en el eje X (eje fuerte)

$$\boxed{Mux = 108.39 \text{ kips}}$$

Momento actuante X

Determinaremos ahora la resistencia de diseño:

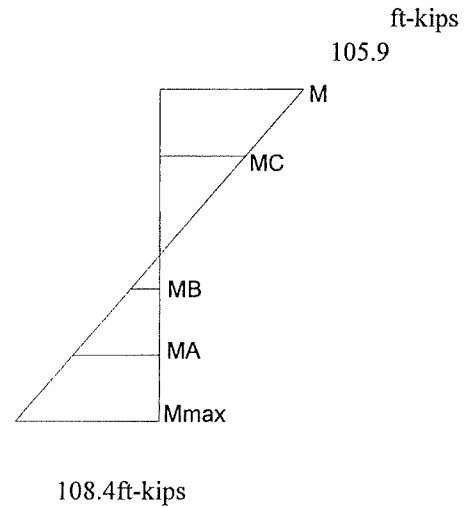
$$Lb = 10 \text{ ft} \quad \text{Dato}$$

\*Calculo Cb:

$$Cb := \frac{(12.5Mmax)}{(2.5Mmax + 3MA + 4MB + 3MC)}$$

Mmax=	108.39	ft-kips	Dato
MA=	27.10	ft-kips	Dato
MB=	13.55	ft-kips	Dato
MC=	26.48	ft-kips	Dato

$$Cb = 2.79$$



Del manual la resistencia de diseño es:

**Momento resistente en el sentido X**

**De las curvas de diseño para vigas:**

$$\left. \begin{array}{l} Cb = 1 \\ Lb = 10 \end{array} \right\} \text{Dato solo para entrar a las curvas de diseño}$$

$$Zx/Sx = 1.121$$

$\phi_b M_p =$	<b>626.4</b>	ft-kips	$f_b M_p =$	7516.8	in-kips
$\phi_b M_n =$	<b>702</b>	ft-kips			Dato
$\phi_b M_n =$	<b>1957.40</b>	ft-kips			
$\phi_b M_p =$	<b>702.00</b>	ft-kips			

Momento resistente en el sentido X es:

$$\boxed{\phi_b M_n = 702 \text{ ft-kips}}$$

Calculamos los momentos de flexión con respecto al eje Y ( eje débil)

a).- Cálculo de  $K_y$

Columna

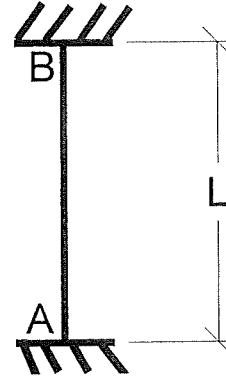
$G_B$		
$I_x =$	1710 in <sup>4</sup>	
$L =$	118.11 in	3m
$d_{vigas} =$	30.67 in	

**Viga**

$I_x =$	1750 in <sup>4</sup>	
$L_2 =$	560.23 in	14.23m

**Viga**

$I_x =$	1750 in <sup>4</sup>	
$L_2 =$	560.23 in	14.23m



Rigidez relativa en la base:  
por empotramiento

10 Especificación

$G_A =$	10	Especificación para empotramiento perfecto
$G_B =$	6.26	
<b><math>K =</math></b>	<b>0.95</b>	<b>Monograma 3-6</b>
$r_y =$	3.98 in	
$L =$	10 ft	
$E =$	29000 ksi	
$A_g =$	42.7 in <sup>2</sup>	
$M_1 =$	0.00	
$M_2 =$	0.00	
$Z_y =$	133 in <sup>3</sup>	
$S_y =$	87.3 in <sup>3</sup>	

De la fórmula de Euler:

$$\frac{K_y \cdot L}{r_y} = 28.64$$

$$P_{el} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 14896 \text{ kips}$$

Cm = 0.2 Para el eje X

$$B1 := \frac{Cm}{1 - \frac{P_u}{P_{el}}} = 0.2145 < \text{Use } B1 = 1.0$$

B1 = 1.00

Momento resistente en el eje X (eje fuerte)

**Mux = 0.00 kips**

Momento actuante X

Determinaremos ahora la resistencia de diseño:

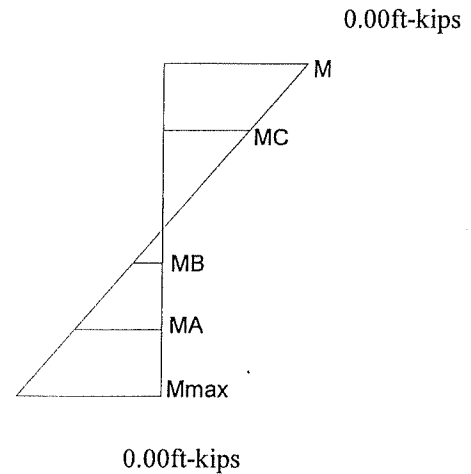
Lb = 10 ft Dato

\*Calculo Cb:

$$C_b := \frac{(12.5M_{max})}{(2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C)}$$

- Mmax= 0.00 ft-kips Dato
- MA= 0.00 ft-kips Dato
- MB= 0.00 ft-kips Dato
- MC= 0.00 ft-kips Dato

Cb = 1.00



Del manual la resistencia de diseño es:

*Momento resistente en el sentido X*  
*De las curvas de diseño para vigas:*

$C_b = 1$       Dato solo para entrar a las curvas de diseño  
 $L_b = 15$       ft  
 $f_b M_p = 354$  ft-kips  
 $f_b M_n = 359.1$  ft-kips      Dato  
 $f_b M_n = 359.10$  ft-kips  
 $f_b M_p = 353.57$  ft-kips      Dato de las tablas de como resistencia a la flexión.

**Momento resistente en el sentido Y es:**

**$f_b M_n = 354$  ft-kips**

Usando la ecuación del AISC:

H1-1a

$P_u = 1006.82$  kips  
 $f_e P_n = 1250.00$  kips  
 $M_{ux} = 108.39$  kips-ft  
 $f_b M_{nx} = 702.00$  kips-ft  
 $M_{uy} = 0.00$  kips-ft  
 $f_b M_{ny} = 353.57$  kips-ft

Usando la formula correspondiente da:

**0.9427 < 1 Sección satisfactoria**

**W14x145**

**Lb = 10 ft**

**Se usará W14x145 como columna**

Revisión, columna fuerte viga débil

Columnas	W14x145	X
Ry =	1.5	Parámetro de acuerdo al tipo de acero, dado por el AISC
Z <sub>c</sub> =	260	in <sup>3</sup>
Fy =	36	ksi
Puc =	1007	kips
Ag =	42.7	in <sup>2</sup>

Vigas	W30x148	flexión columna alrededor del eje X
Mp =	17442	kips-in
Ry =	1.5	Parámetro de acuerdo al tipo de acero, dado por el AISC
Z <sub>b</sub> =	500	in <sup>3</sup>
Fy =	36	kips
d =	30.67	in
dc =	14.78	in
h =	17.613	in
Vp =	32	kips
Mv =	46	kips-ft

<b>Relación da X:</b>	<b>1.3207 &gt;1 Ok</b>
-----------------------	------------------------

Como es mayor que 1 se cumple la condición de viga fuerte viga débil

$$\begin{aligned} M_{pex} &= 3,228 \text{ kips -ft} \\ M_{pey} &= 1,651 \text{ kips -ft} \\ M_{pb_{W30x148}} &= 2,445 \text{ kips -ft} \end{aligned}$$

Columnas	W14x145	Y
Ry =	1.5	Parámetro de acuerdo al tipo de acero, dado por el AISC
Z <sub>c</sub> =	133	in <sup>3</sup>
Fy =	36	ksi
Puc =	1007	kips
Ag =	42.7	in <sup>2</sup>

Vigas	W18x97	Y
Mp =	5580.36	kips-in
Ry =	1.5	Parámetro de acuerdo al tipo de acero, dado por el AISC
Z =	211	in <sup>3</sup>
Fy =	36	kips
d =	18.59	in
bf =	15.5	in
h =	13.947	in
Vp =	0	kips
Mv =	0	kips-ft

<b>Relación de Y:</b>	<b>2.1523 &gt;1 Ok</b>
-----------------------	------------------------

flexión columna alrededor del eje Y  $M_{pb_{W18x97}} = 767 \text{ kips -ft}$

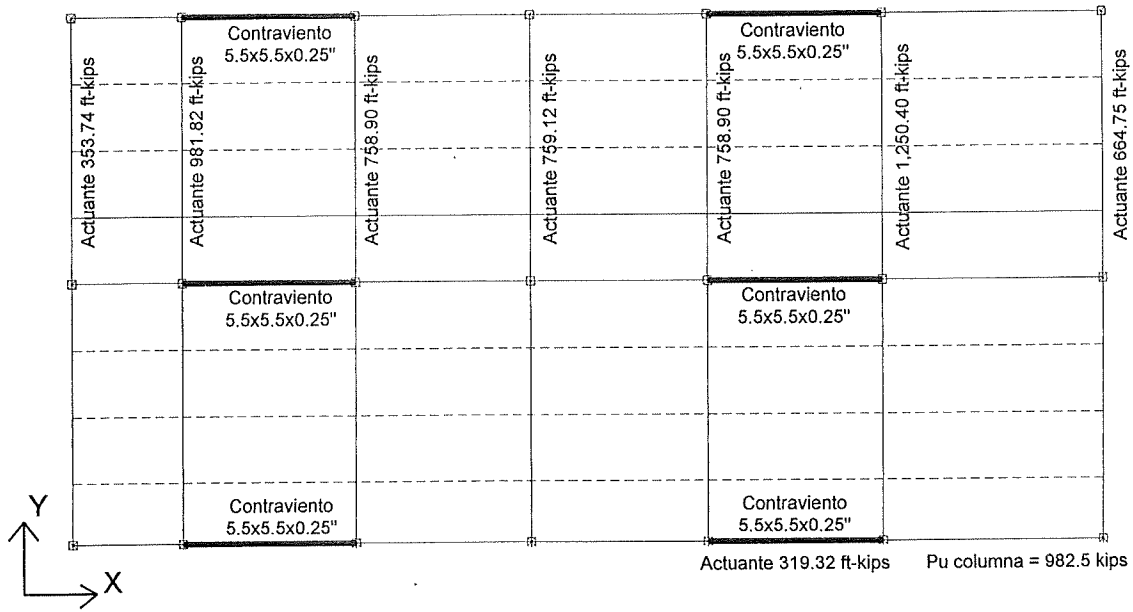


Figura E 17 Valores de momento flexionante máximos o mínimos según sea el caso más desfavorable, obtenidos de las envolventes, de la sección A del edificio.

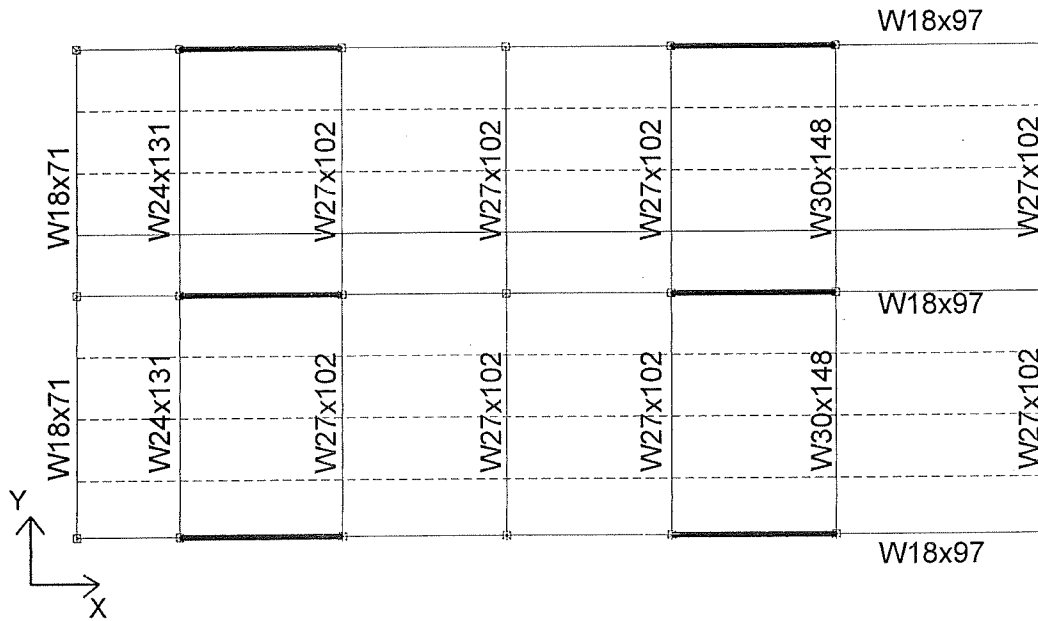


Figura E 18 Secciones obtenidas del diseño de acuerdo a los momentos flexionantes actuantes, sección A del edificio.

*Anexo F*  
*Detallado estructural*

Placa base de columna

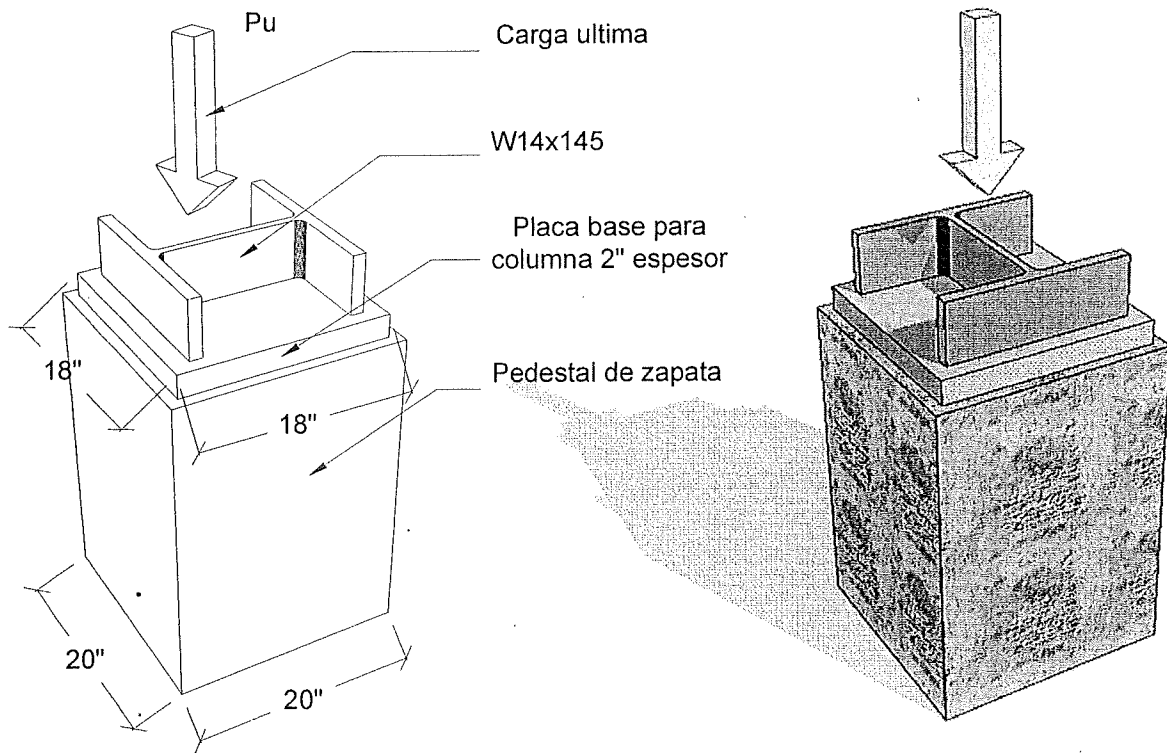


Figura F 1 Placa base de columna crítica, F-5.

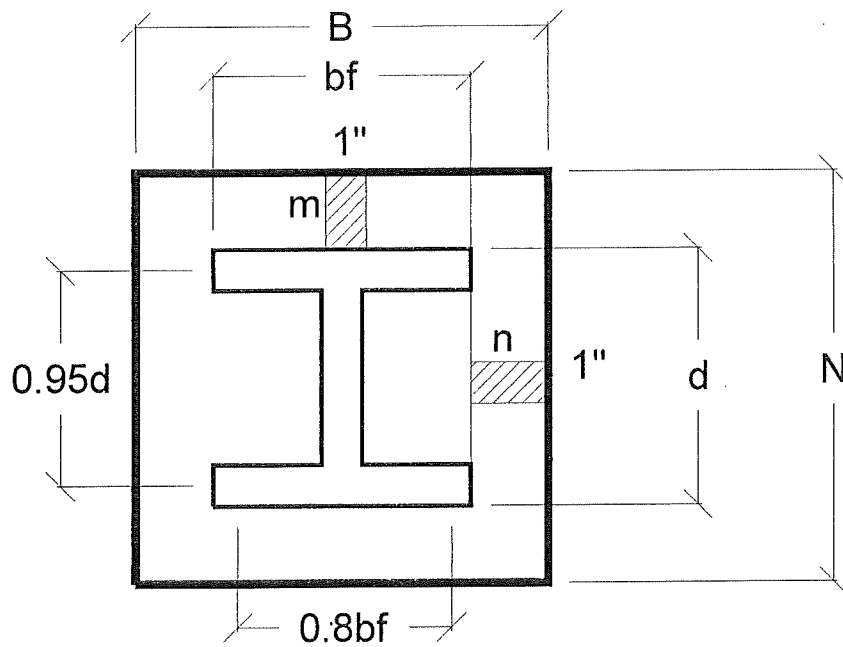


Figura F 2 Análisis de la placa base.

La placa de la columna se diseñó con los siguientes datos:

$$P_u = 456.69 \text{ ton} = 1007 \text{ kips}$$

$$f'_c = 3000 \text{ psi}$$

$$\text{Ancho del pedestal} = 20 \text{ in}$$

$$d = 14.78 \text{ in}$$

$$b_f = 15.5 \text{ in}$$

$$B = 18 \text{ in}$$

$$N = 18 \text{ in}$$

$$\lambda = 1 \text{ (especificación)}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

Cálculo del área requerida de apoyo:

$$\phi_c P_p \geq P_u$$

$$0.6 \cdot (0.85) \cdot 3 \cdot A_1 \sqrt{\frac{18 \cdot 18}{A_1}} \geq 1007$$

$$A_1 = 1083 \text{ in}^2$$

La placa debe ser por lo menos tan grande como la columna, por lo que

$$b_f \cdot d = 17.78 \cdot 15.5 = 229.09 \text{ in}^2 < 1083 \text{ in}^2 \text{ es satisfactorio}$$

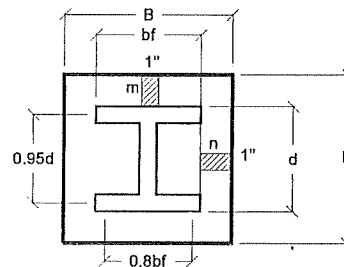
$$m = 1.98 \text{ in}^2$$

$$n = 2.80 \text{ in}^2 \quad n' = \frac{1}{4} \sqrt{d \cdot b_f} = 3.784 \text{ in}^2$$

$$\lambda = 1$$

El espesor de la placa por lo tanto es:

$$t = l \sqrt{\frac{2P_u}{0.9 \cdot B \cdot N \cdot F_y}} = 3.784 \sqrt{\frac{2 \cdot 1007}{0.9 \cdot 18 \cdot 18 \cdot 36}} = 1.66 \text{ in}$$



Se usará una placa base de **PL2x18x18**

Diseño conexión viga columna

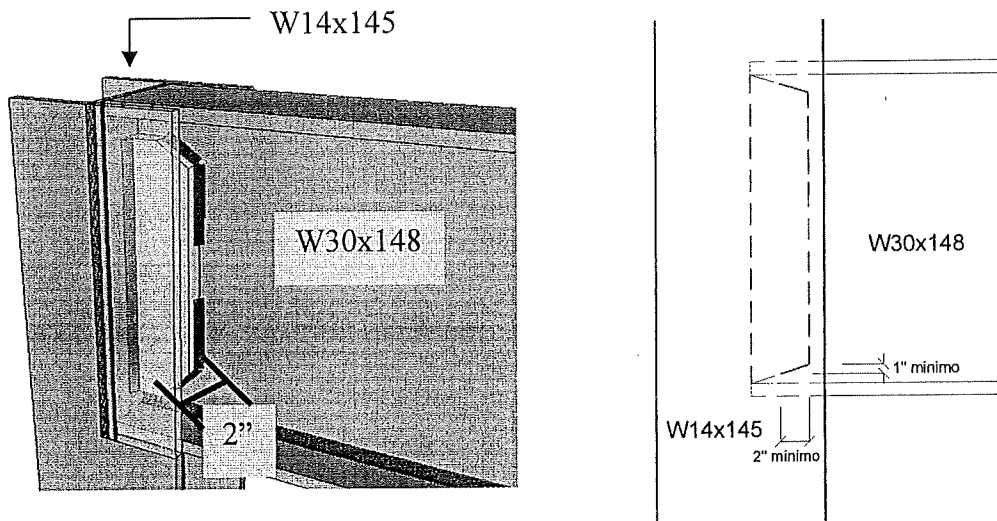


Figura F 3 Análisis del diseño de la longitud de soldadura para unir columna-viga.

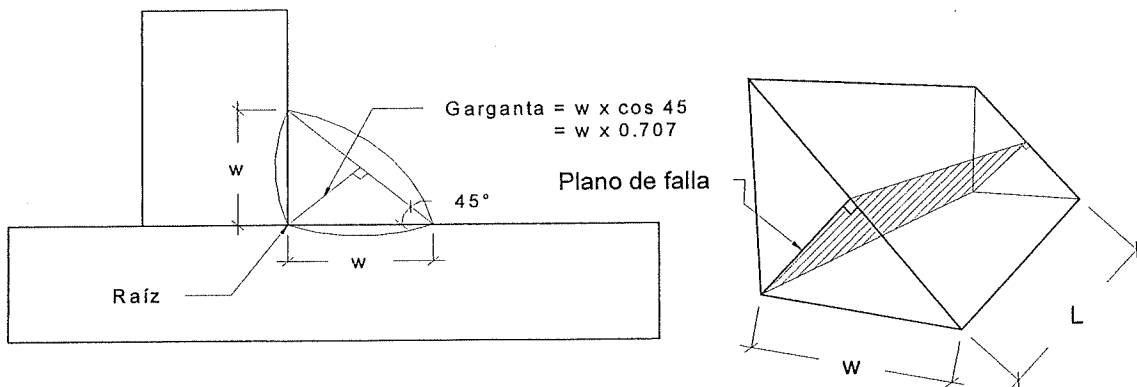


Figura F 4 Nomenclatura usada en el diseño de la soldadura.

La resistencia del metal de la soldadura para electrodos E80XX es:

$$\phi F_w = 36 \text{ ksi}$$

$$W = 3/16''$$

El espesor de la placa de unión es por lo menos igual que el espesor del alma de la viga en cuestión.

$$(t_w)_{\text{viga}} = 0.65 \text{ in}$$

$$(T)_{\text{viga}} = 26.75 \text{ in}, \quad F_y = 36 \text{ ksi}$$

La resistencia del metal de la soldadura es:

$$0.707 \cdot w \cdot \phi F_w = 0.707 \cdot \left(\frac{3}{16}\right) \cdot 36 = 4.8 \text{ kips/in}$$

Revisión del metal base:

$$\phi R_n = \phi F_{BM} \cdot (\text{área sometida a cortante})$$

$$\phi R_n = 0.54 \cdot F_y \cdot t = 0.54 \cdot 36 \cdot 0.65 = 12.64 \text{ kips/in}$$

La resistencia que gobierna es de 4.8 kips/in

La resistencia de la soldadura es de:

$$\phi R_n = 4.8(26.75 + 26.75 - 2 - 4) = 226.68 \text{ kips}$$

Revisión de la longitud de diseño

$$P_u = 54.56 \text{ ton}$$

$$\text{Longitud}_{\text{minima}} = \frac{\left(\frac{54.56 \cdot 1000 \cdot 2.2046}{1000}\right)}{4.8} = 25.20 \text{ in}$$

Como la longitud de diseño es mayor que la longitud propuesta por el manual de diseño de conexiones del AISC (Recommended Seismic Design Criteria For New Steel moment-Frame Building), la conexión es satisfactoria.

Diseño muro de contención

El muro de contención fue resuelto de acuerdo al estudio de mecánica de suelos realizado cerca del área del proyecto por la compañía CONSTRULAB S. A. de C. V.

Geometría			Propiedades del terreno			Propiedades de materiales		
Dim.	m	OPCIONAL	dato	valor	notas	dato	valor	notas
Ht	3.50		qu	3.70	kg/cm <sup>2</sup>	f'c	210	kg/cm <sup>2</sup>
Hz	0.30		fi	32	grados	Fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Pta	1.00	0.273	g	2040	kg/m <sup>3</sup>	g	2400	kg/m <sup>3</sup>
Tal	1.00	1.17	m	0.50	friccion	Es	2100000	
t	0.50	0.17	ka	0.31		Ec	218820	
Bt	2.50		Factores de cargas					
Hm	3.20		Muerta	Empuje				
h'	0.00	0.00	1.4	1.7				
h1	3.50	3.50						
h2	0.00	0.00						

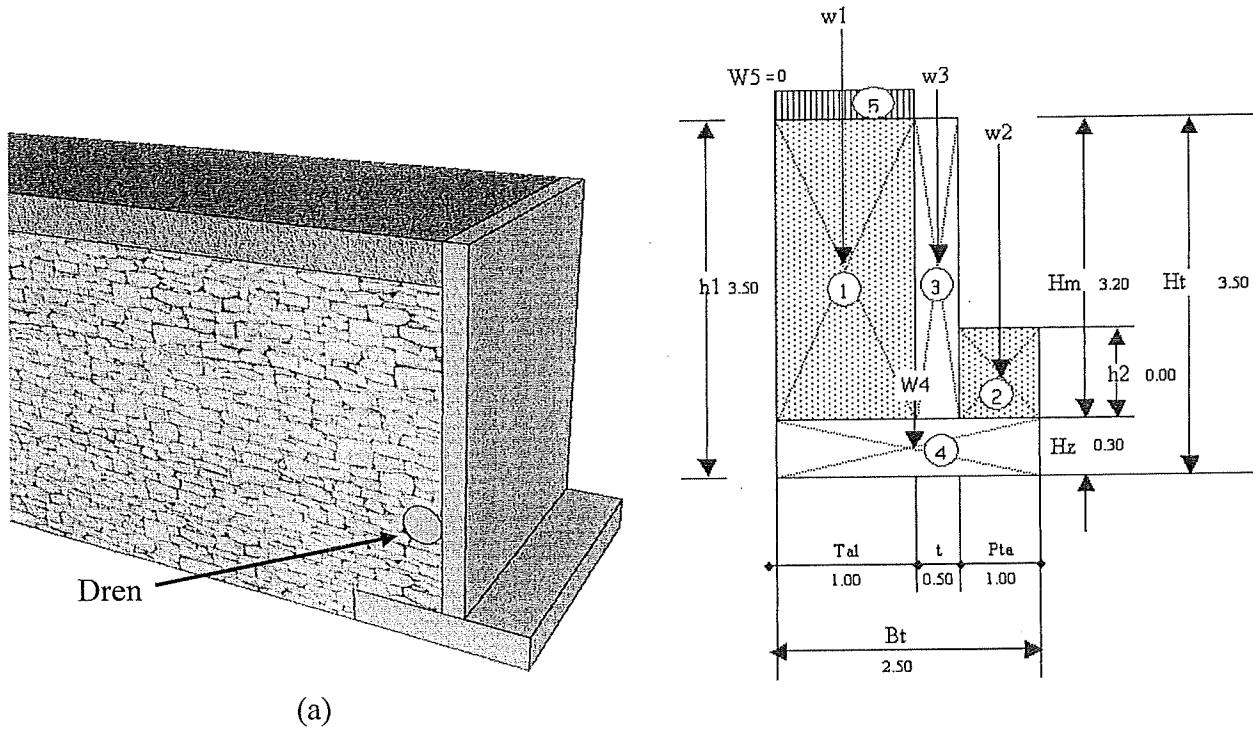


Figura F 5 (a) Perspectiva del muro de contención a analizar, (b) geometría del muro, y cargas consideradas.

" Notas "

**Calculos :**

**1)- Empuje Activo  $Ea(n)$  Kg/m<sup>2</sup> /m**

$Ea1 = 2193.82587$   
 $Ea5 = 0$

**2)- Empuje Pasivo  $Ep(n)$  Kg/m<sup>2</sup> /m**

$Ep2 = 0$

**3)- Momento de Volteo  $Mv$**

Elemento	F (n)	Brazo	Mv
(n)	kg	m	kg-m
1	3839	1.17	4479
2	0	0.00	0
5	0	1.75	0
	<b>3,839</b>		<b>4,479</b>

(n) = Numero de elemento encerrado en el circulo ver croquis.

$Ea =$  Empuje activo.  
 $Ka g (h',h1)$

$Ep =$  Empuje pasivo  
 $Ka g (h2)$

F (n) = Fuerza por empuje del suelo  
 $Ea1 (h1)/2$  para triangular  
 $Ep2 (h2)/2$  para triangular  
 $Ea5 (Ht)$  para sobrecarga

$Mv =$  Momento de volteo  
 $F (n) \times$  Brazo

(+.) = (+) Es activo y (-) es pasivo

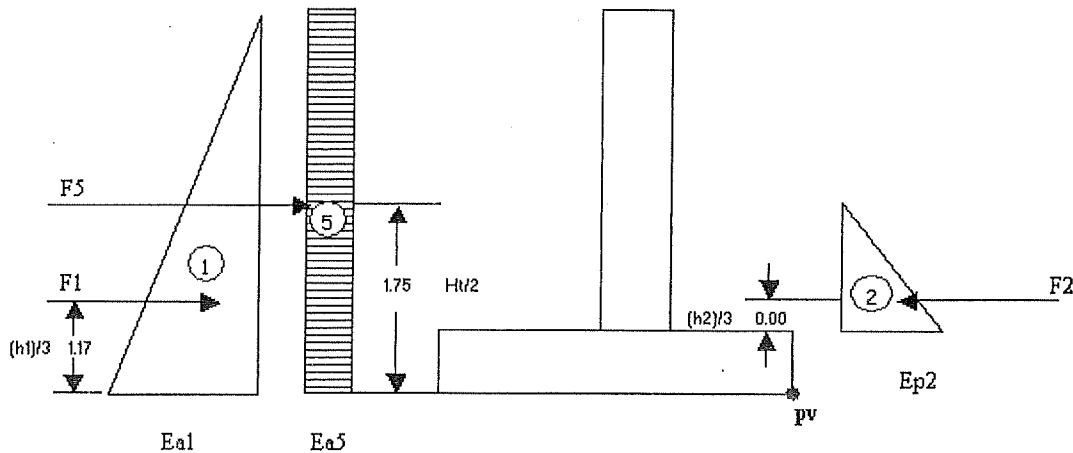


Figura F 6 Cálculo del momento de volteo.

**3)- Momento de Resistente  $Mr$**

Elemento	Vol	Densidad	W peso	centroide al pv	Mr
(n)	m <sup>2</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg	m	kg-m
1	3.20	2040	6528	2	13056
2	0.00	2040	0	0.5	0
3	1.60	2400	3840	1.25	4800
4	0.75	2400	1800	1.25	2250
			<b>12,168</b>		<b>20,106</b>

$Mr =$  Momento resistente

5).- Revisión del volteo

F.S.V. = 1.5 mínimo Artículo 48, Reglamento de Construcciones del Estado de Baja California 1992.

$$F.S.V. = \frac{M_r}{M_v} = \frac{20,106}{4,479} = 4.5 \geq 1.50 \text{ ok}$$

6).- Revisión por deslizamiento

F.S.D. = 1.75 mínimo Reglamento de Construcciones del Estado de Baja California 1992.

$$F.S.D. = \frac{W_{tot}(m)}{F(n)_{tot}} = \frac{12,168}{3,839} = 3.2 \geq 1.75 \text{ ok}$$

7).- Revisión del espesor del muro (t)

ACI-99

**Teoría plástica**

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$M = 4,479 \text{ kg-m}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$k_1 = 0.85$$

$$p_b = 0.02125 \quad p_b = 0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{6000}{6000 + f_y} \cdot \left( \frac{f_c}{f_y} \right)$$

$$p_{max} = 0.0159$$

$$p_{min} = 0.0035$$

$$p = p_{max} = 0.0159$$

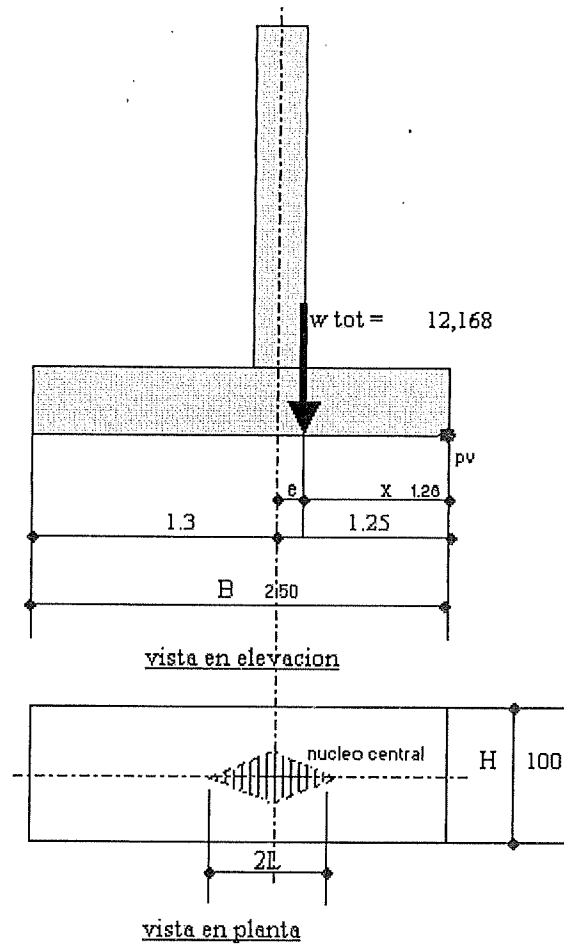
$$f_{Ru} = 48.91 \quad \phi R_u = 0.9 \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left( 1 - 0.59 \frac{f_c}{f_y} \cdot \rho \right)$$

$$d = 9.6 \text{ cm} \quad d = \frac{M_u}{\sqrt{\phi R_u} \cdot b}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$t = 15 \text{ cm} < T = 50 \text{ cm}$$

8).- Revisión de esfuerzos sobre el terreno (s)



a).- ubicación de la resultante vertical (x)

$$x = \frac{Mr - Mv}{W_{tot}} = 1.28$$

b).- exentricidad (e)

$$e = 1.25 - 1.28 = 0.034$$

c).- limite del nucleo cental (L)

$$L = \frac{2.50}{6} = 0.417 \quad \begin{matrix} \geq \\ \geq \end{matrix} \quad \begin{matrix} e \\ 0.034 \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{Por lo tanto :} \\ \text{Usar la formula} \\ P/A \pm 6M/BH^2 \end{matrix}$$

d).- Determinar "a y m" (Aplica cuando  $e > L$ )

b = longitud efectiva de punta apoyada al suelo  
 m = ancho efectivo apoyado al suelo = 1m

$$a = x = 1.28 \quad m = 100$$

e).- Calculo de esfuerzos

P kg	A cm <sup>2</sup>	M kg-cm	a cm	m cm	H cm	B cm
12168	25000	41,694	128	100	250	100
s	0.49	±	0.04	o'	0.63	
s (+)	0.53	kg/cm <sup>2</sup>	<	3.70	ok	
s (-)	0.45	kg/cm <sup>2</sup>	<	3.70	ok	

9).- Momentos y cortantes

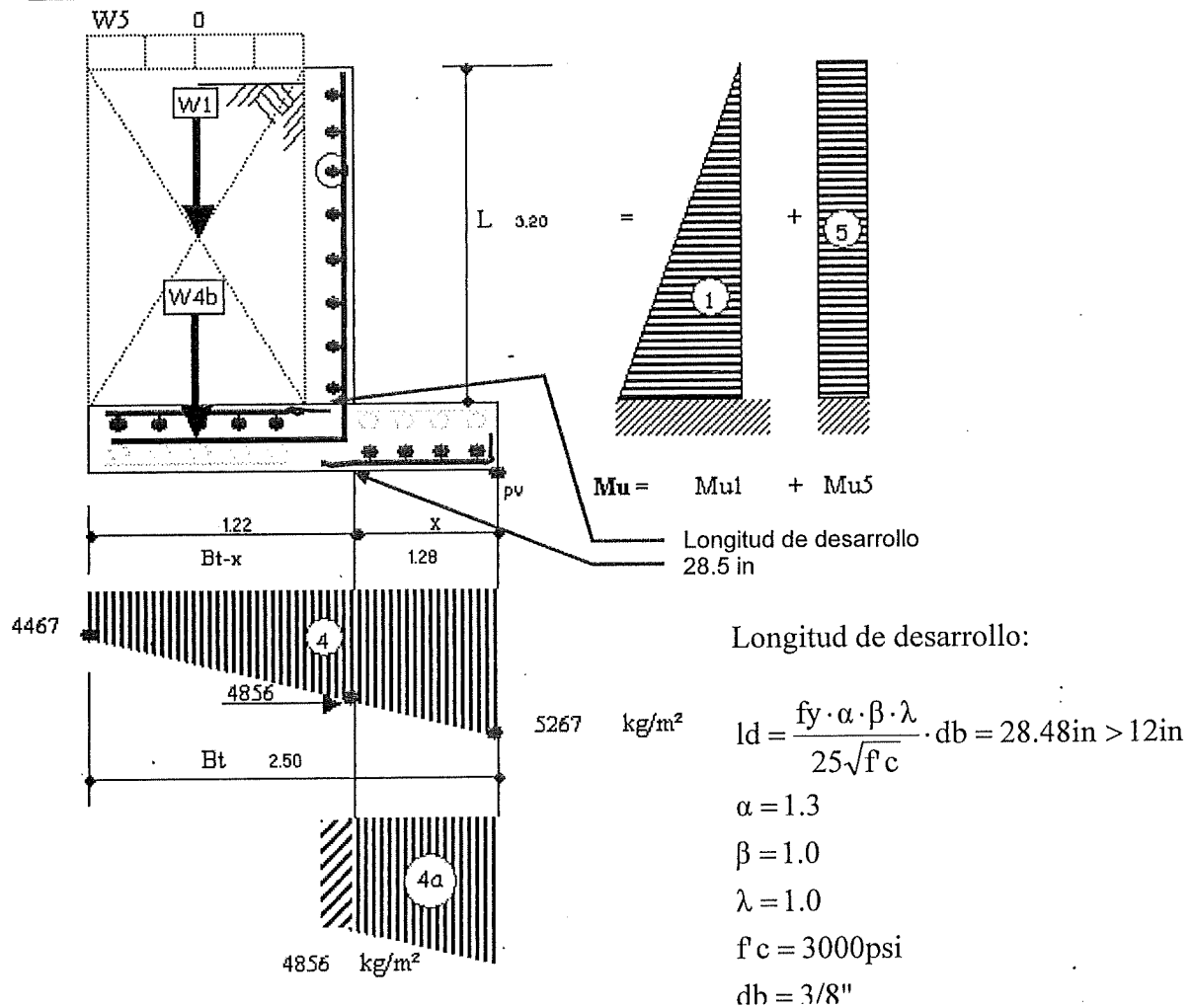


Figura F 7 Fuerzas cortantes y momentos flexionantes actuantes en el muro de contención, Ld : 29 in.

Longitud de desarrollo del gancho

$$l_{hb} = \frac{1200 d_b}{\sqrt{f_c}} = \frac{1200(5/8)}{\sqrt{3000}} = 13.69 \text{ in}$$

Por lo tanto la longitud de desarrollo del gancho es 13.70 in

a)- En pantalla

$$\begin{aligned} W_{u5} &= 1.7Ea2x1m & 0 & \text{kg/m} \\ W_{u1} &= 1.7Ea5 x1m & 3730 & \text{kg/m} \end{aligned}$$

$$M_{u5} = \frac{(W_{u5})(L^2)}{2} \quad 0 \quad \text{kg-m}$$

$$M_{u1} = \frac{(W_{u1})(L^2)}{6} \quad 6365 \quad \text{kg-m}$$

$$M_u = \quad 6,365 \quad \text{kg-m} \quad (\text{pantalla})$$

$$V_{u5} = (W_{u5})(L) \quad 0 \quad \text{kg}$$

$$V_{u1} = (W_{u1})(1m) \quad 3730 \quad \text{kg}$$

$$V_u = \quad 3,730 \quad \text{kg} \quad (\text{pantalla})$$

b)- En Punta

$$\sigma (\text{prom.}) = \quad 6501 \quad \text{kg/m}^2 \quad dz = \text{Hz} - \text{Rec.} = \quad 0.25 \quad \text{m}$$

$$W_{u4a} = 1.7s (\text{prom.}) \quad 11051 \quad \text{kg/m}$$

$$M_{u4a} = \frac{(W_{u4a})(Pta^2)}{2} \quad 5526 \quad \text{kg-m}$$

$$M_u = \quad 5,526 \quad \text{kg-m} \quad (\text{Punta})$$

$$V_{u4a} = (W_{u4a})(1m)(x-dz) \quad 11430 \quad \text{kg}$$

$$V_u = \quad 11,430 \quad \text{kg} \quad (\text{Punta})$$

c).- En Talon

$$\begin{aligned}
 W1 &= 1.4(W1) && 9139.2 \text{ kg/m} \\
 W4b &= 1.4(\text{g concreto})(T al)(1m) && 3360 \text{ kg/m} \\
 W5 &= 1.7(W5)(T al)(1m) && 0 \text{ kg/m} \\
 \hline
 wu4b &= && 12499 \text{ kg/m} \\
 \\
 Mu4b &= (Wu4b)(Bt-x)/2 && 7598 \text{ kg-m} \\
 \\
 \mathbf{Mu} &= && \mathbf{7,598 \text{ kg-m}} && (\text{Talon}) \\
 \\
 Vu4a &= (Wu4b)(1m)(T al) && 12499 \text{ kg} \\
 \\
 \mathbf{Vu} &= && \mathbf{12,499 \text{ kg}} && (\text{Talon})
 \end{aligned}$$

10). Acero de refuerzo

a).- En pantalla

$$\begin{aligned}
 Mu &= 6,365 \text{ kg-m} \\
 \\
 w &= 0.847 - (0.719 - (Mu/0.53Fcbd^2))^{0.5} && 0.0159 \\
 \\
 r &= w (fc/Fy) && 0.00079 \\
 \\
 (\text{Por flexion}) \quad As &= r b d && 3.57 \\
 \\
 \begin{array}{c} \text{vr \#} \\ 5 \end{array} & \begin{array}{c} \text{diam.} \\ 5/8" \end{array} & \begin{array}{c} \text{Area} \\ 1.99 \end{array} & \begin{array}{c} \text{N}^\circ \text{ vr.} \\ 2 \end{array} & \begin{array}{c} \text{A real} \\ 3.98 \end{array} \\
 \\
 \text{user: } & \underline{\quad 5 \quad} & @ & \underline{\quad 50 \quad} \\
 \\
 (\text{Por temperatura}) \quad As &= 0.0018 b d && 4.50 \\
 \\
 \begin{array}{c} \text{vr \#} \\ 4 \end{array} & \begin{array}{c} \text{diam.} \\ 1/2" \end{array} & \begin{array}{c} \text{Area} \\ 1.27 \end{array} & \begin{array}{c} \text{N}^\circ \text{ vr.} \\ 4 \end{array} & \begin{array}{c} \text{A real} \\ 5.08 \end{array} \\
 \\
 \text{user: } & \underline{\quad 4 \quad} & @ & \underline{\quad 25 \quad}
 \end{aligned}$$

b)- En Punta

Mu = 5,526 kg-m

$w = 0.847 \cdot (0.719 \cdot (Mu / 0.53 f_c b d^2))^0.5$  0.0473

$r = w (f_c / F_y)$  0.00236357

(Por flexion)  $A_s = r b d$  5.91

vr #	diam.	Area	N° vr.	A real
4	1/2"	1.27	5	6.35

usar : 4 @ 20

(Por temperatura)  $A_s = 0.0018 b d$  2.70

vr #	diam.	Area	N° vr.	A real
4	1/2"	1.27	3	3.81

usar : 4 @ 33

c)- En Talon

Mu = 7,598 kg-m

$w = 0.847 \cdot (0.719 \cdot (Mu / 0.53 f_c b d^2))^0.5$  0.0661

$r = w (f_c / F_y)$  0.003305905

(Por flexion)  $A_s = r b d$  8.26

vr #	diam.	Area	N° vr.	A real
8	1"	5.07	2	10.14

usar : 8 @ 50

(Por temperatura)  $A_s = 0.0018 b d$  2.70

vr #	diam.	Area	N° vr.	A real
4	1/2"	1.27	3	3.81

usar : 4 @ 33

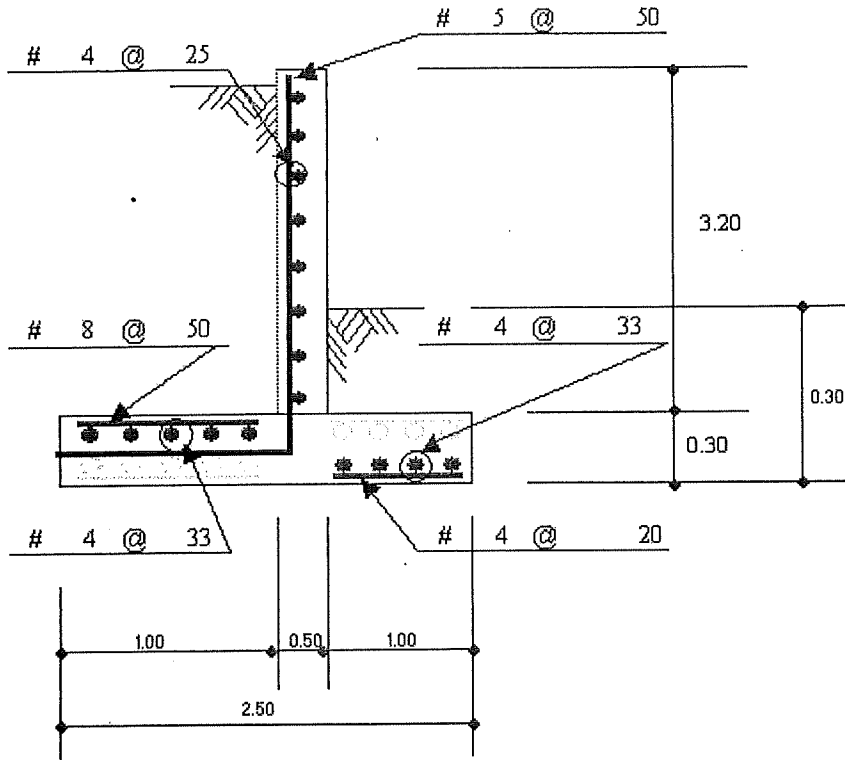


Figura E 8 Armado del muro de contención.

11)- Revisión del corte por flexión

a)- En pantalla

$$fV_c = 0.55(f_c)^{0.5}(b)(d) \quad 39851 \quad \text{kg} \quad \geq \quad 3730 \quad \text{ok}$$

b)- En Punta

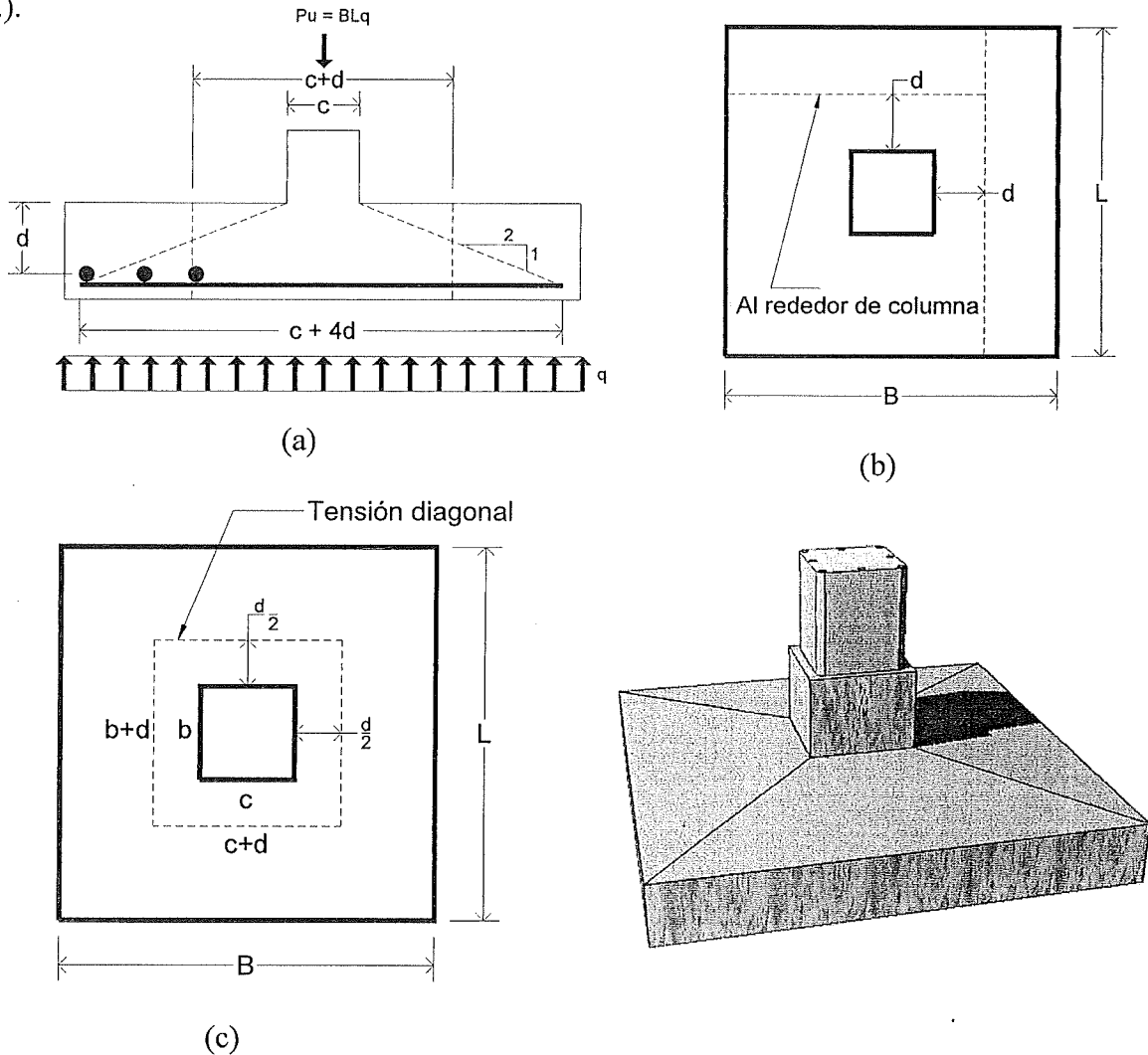
$$fV_c = 0.55(f_c)^{0.5}(b)(d) \quad 19926 \quad \text{kg} \quad \geq \quad 11430 \quad \text{ok}$$

b)- En Talon

$$fV_c = 0.55(f_c)^{0.5}(b)(d) \quad 19926 \quad \text{kg} \quad \geq \quad 12499 \quad \text{ok}$$

### Diseño de zapata

El diseño de la cimentación fue resuelto con los lineamientos del reglamento de construcciones del ACI-99. El estudio de mecánica de suelos fue tomado de un proyecto que se iba a hacer en las colindancia del área del proyecto en estudio el cual cuenta con los datos necesarios para realizar el diseño de la cimentación (CONSTRULAB, S. A. de C. V.).



**Figura F 9** Nomenclatura utilizada en el diseño de la cimentación (zapata). (a) Vista en corte, (b) Penetración de columna, (c) vista en planta tensión diagonal.

*Diseño de zapata*

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$D_f = 1.20 \text{ m (Profundidad de desplante)}$$

$$\gamma_s = 2.04 \text{ ton/m}^3$$

$$\sigma_s = 37.20 \text{ ton/m}^2$$

Pedestal

$$a = 0.5 \text{ m}$$

$$b = 0.5 \text{ m}$$

Cargas actuantes:

$$P_u = 456.6 \text{ ton}$$

$$M_y = 15 \text{ ton-m}$$

$$M_x = 12 \text{ ton-m}$$

$$V_x = 1.0 \text{ ton-m}$$

$$V_y = 1.5 \text{ ton-m}$$

Zapata Propuesta			Unidades en Metros						
B(m)	L(m)	H(m)	Rec	d	Área	Iz	Ix	Cx	Cz
3.90	3.90	0.40	0.05	0.35	15.21	19.28	19.28	1.95	1.95

*Cargas de diseño*

$$P_T = 492.44 \text{ ton}$$

$$M_{TZ} = 14.99 + 1 \times 1.2 = 16.19 \text{ ton-m}$$

$$M_{TX} = 12 + 1.5 \times 1.2 = 13.8 \text{ ton-m}$$

*Excentricidades*

$$e_z = M_{TX}/P_t = 0.028$$

$$e_x = M_{TZ}/P_t = 0.033$$

$$M_{res\ z} = (0.48 + 24.4 + 14.60)1.95 = 77.02 \text{ ton-m}$$

$$F_{sv\ Z} = 4.8 > 1.5 \text{ Ok}$$

$$M_{res\ x} = (0.48 + 24.4 + 14.60)1.95 = 77.02 \text{ ton-m}$$

$$F_{sv\ X} = 5.6 > 1.5 \text{ Ok}$$

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Estados de Baja California 1992, se indica que en el artículo 48, el factor de volteo es de 1.5.

*Tercio medio*

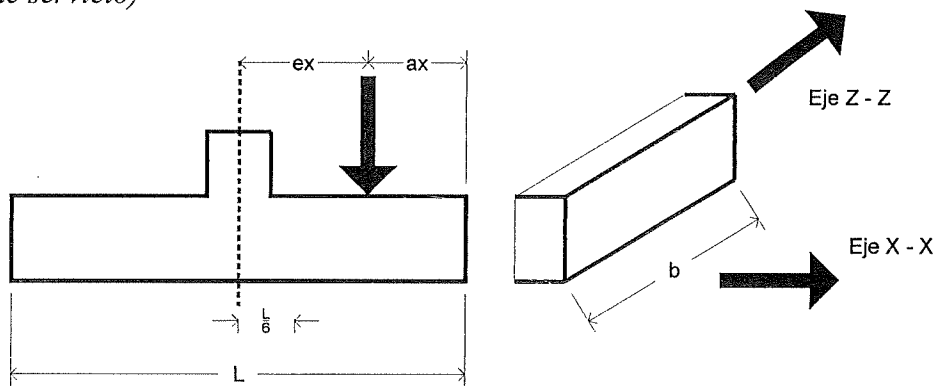
$$L = 3.90 \text{ m} \quad L/6 = 0.65 > e = 0.033$$

$$A = 3.90 \text{ m} \quad A/6 = 0.65 > e = 0.028$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

*Cálculo de esfuerzos en el terreno*

*(Cargas de servicio)*



**Figura F 10** Orientación de la zapata para el cálculo de esfuerzos.

*Esfuerzo con excentricidad dentro del tercio medio*

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{Mtz \cdot cz}{Iz} \pm \frac{Mtx \cdot cx}{Ix}$$

$$\sigma = 32.38 \pm 1.6376 \pm 1.396$$

$$\sigma_1 = 35.41 \text{ ton/m}^2 < 37.2 \quad \text{Ok}$$

$$\sigma_2 = 29.34 \text{ ton/m}^2 < 37.2 \quad \text{Ok}$$

$$\sigma_3 = 32.62 \text{ ton/m}^2 < 37.2 \quad \text{Ok}$$

$$\sigma_4 = 32.13 \text{ ton/m}^2 < 37.2 \quad \text{Ok}$$

*Revisión del corte por penetración*

$$V_1 = 3.9 \times 3.9 \times 1.90 \times 1000 = 28,968 \text{ kg}$$

$$V_2 = 0.85 \times 0.85 \times 1.90 \times 1000 = 1,376 \text{ kg}$$

$$V_{\text{actuante}} = V_1 - V_2 = 27,592 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{V_{\text{actuante}}}{\phi B_o \cdot d} = 2.73 \text{ kg/cm}^2$$

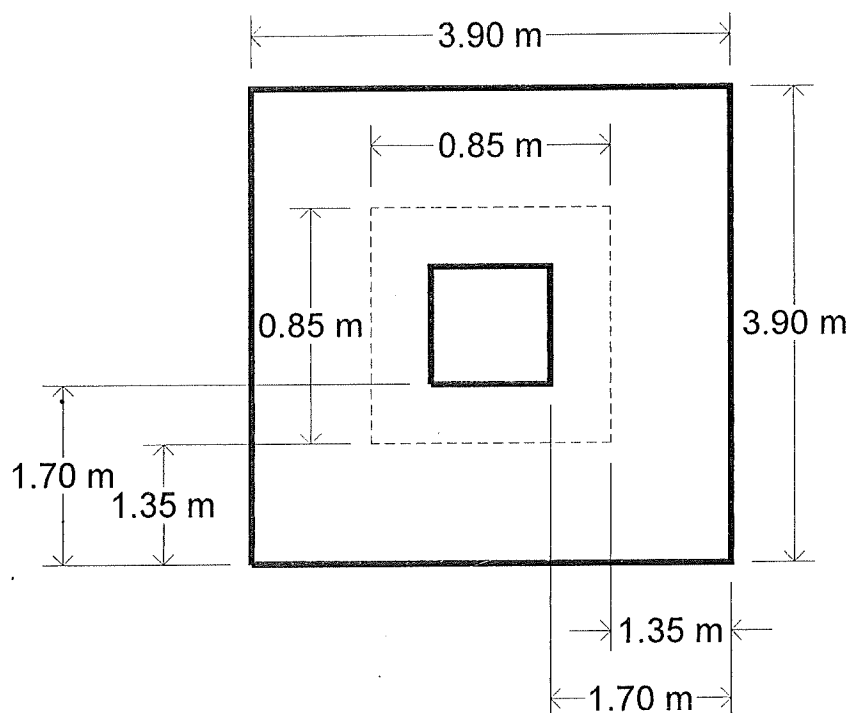
$$B_o = (85 + 85) \times 2 = 340 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.85$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$V_c = 1.1 \sqrt{f_c} = 15.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c > V_u \text{ Ok}$$



**Figura F 11** Cortante por penetración.

*Cortante por deflexión*

$$V_u = 1.35 \times 1.90 \times 1000 = 10,027.38 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = \sqrt{f_c} \times b_w \times d = 108,794.01 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ Ok}$$

*Cálculo del acero de refuerzo*

$$M_D = 1.70 \times 3.90 \times 1.90 \times 0.85 = 10.733 \text{ ton-m}$$

$$W = 0.011$$

$$R_o = 0.0006$$

$$R_o(\text{min}) = 0.0034524$$

$$R_o(\text{max}) = 0.0161$$

$$R_{o\text{efectivo}} = 0.0035 < 0.0161 \text{ Ok}$$

$$A_{S\text{principal}} = R_{o\text{efectivo}} \times b \times d = 47.125 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\text{temperatura}} = (0.0018) \times b \times d = 14 \text{ cm}^2$$

Acero principal Varillas #5 @16 cm (en ambas direcciones)

*Diseño de pedestal*

Dimensiones del pedestal

$$a \text{ (m)} = 0.50 \text{ m}$$

$$b \text{ (m)} = 0.50 \text{ m}$$

varillas principales

$$A_s = R_o \times b \times a$$

$$R_o = 1\% \text{ RCBC 1992}$$

$$A_s = 24.5 \text{ cm}^2, \text{ se usaran varillas 9 varillas \#6}$$

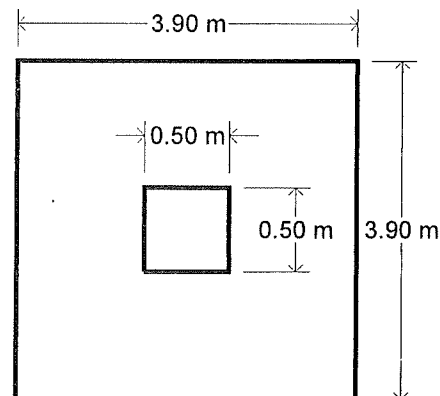


Figura F 12 Pedestal de zapata

Estribos #3 @34 cm

Rige el menor de:

$48\phi$  Estribo = 34 cm

$16\phi$  varillas principal = 46 cm

$b_{min} = 50$  cm

**Estribos #3@34 cm**

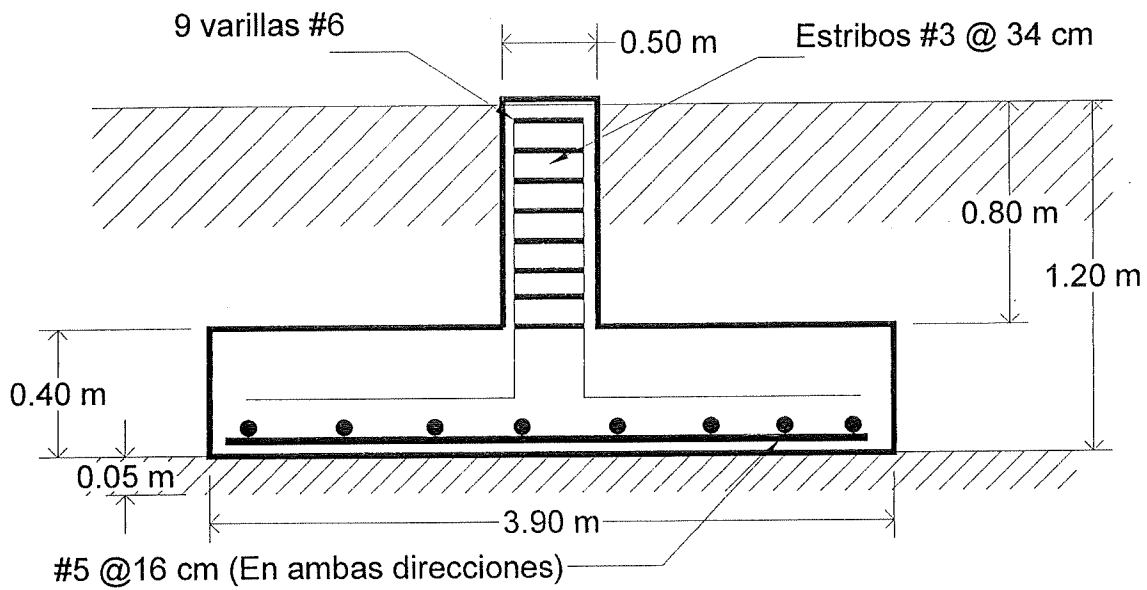
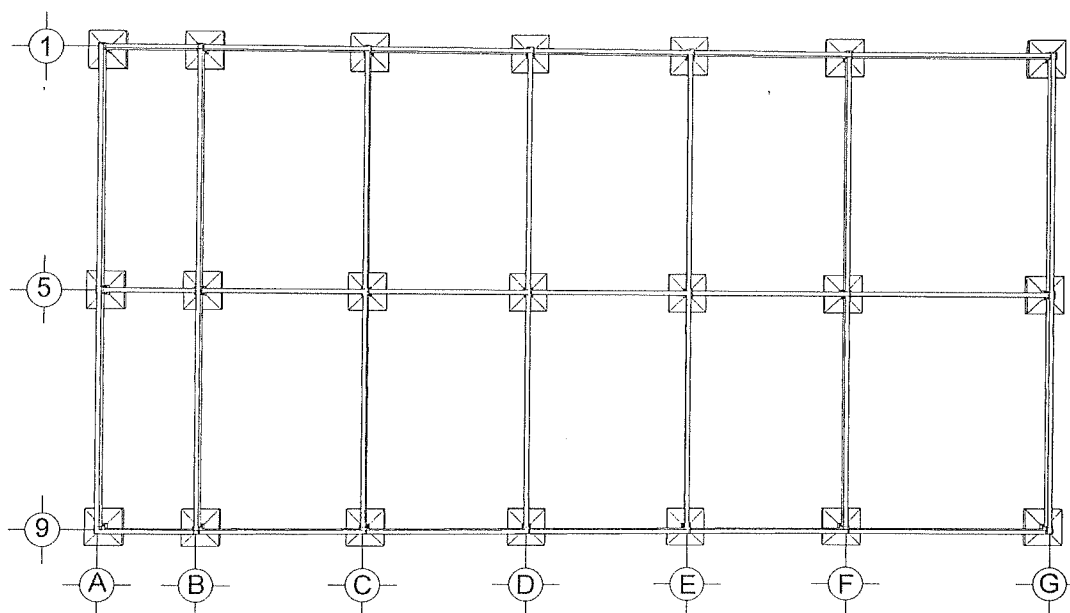


Figura F 13 Armado de zapata, detalles estructurales.

*Diseño de trabe de liga*

**Figura F 14** Diseño de cimentación, con traveses de liga.

El análisis estructural (cargas actuantes en la cimentación) fue resuelto con ayuda del SAP2000 el cual proporcionó datos de momento flexionante y fuerza cortante para diseñar cada una de las traveses de liga. Cada trabe de liga fue diseñada como una viga simplemente armada o doblemente armada dependiendo del análisis como se indica en cada caso.

*Criterio de análisis y diseño para cada trabe de liga (Diseño plástico)*

Los materiales trabajan en el rango de fluencia y se considera que al presentarse una falla, ésta ocurre en el acero de refuerzo (falla de tipo “dúctil”) y no en el concreto, pues en tal caso correspondería a una falla frágil y la falla del elemento ocasionaría mayores daños.

El proceso de diseño de las vigas es un proceso repetitivo para cada elemento por tal motivo, solamente se explica el proceso de diseño de una viga.

## Resultados del análisis estructural

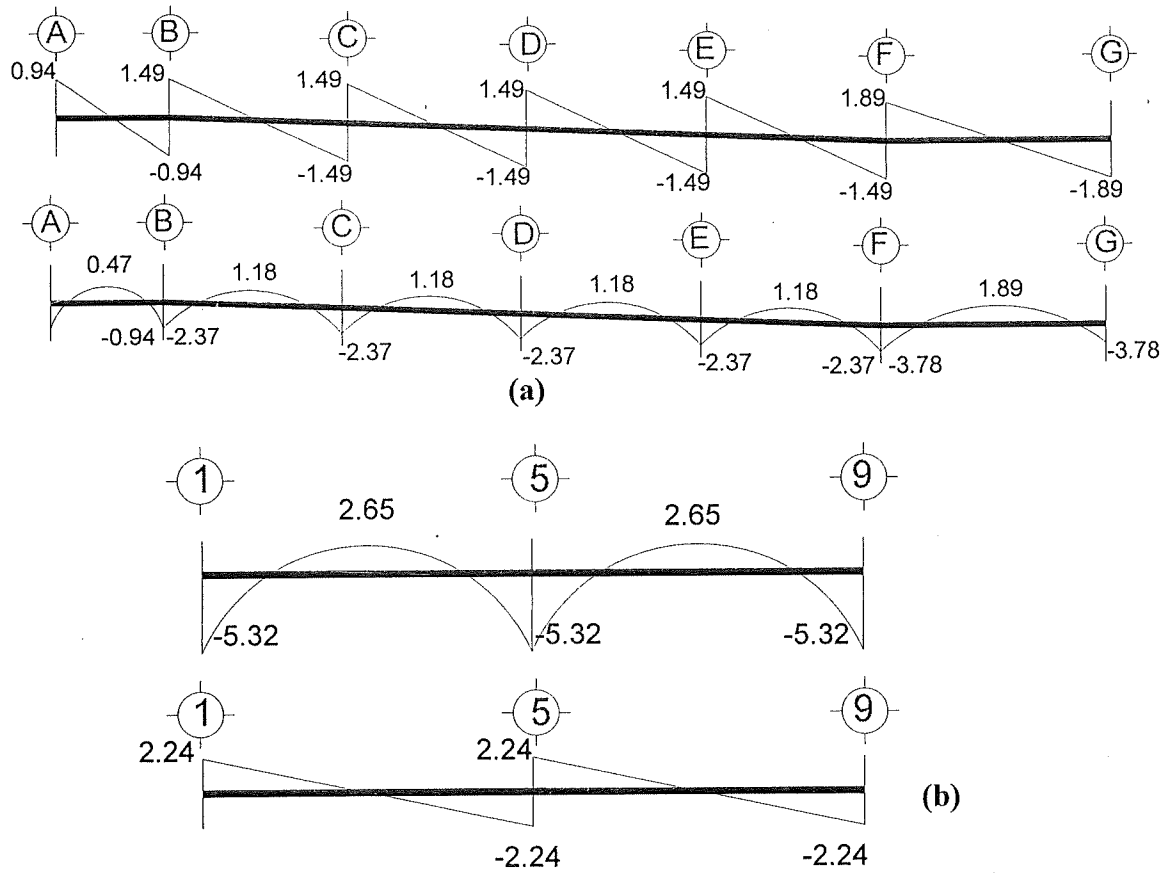


Figura F 15 (a) Envolvente de momento flexionante ton-m, y fuerza cortante ton, en la dirección X. (b) Envolvente de momento flexionante ton-m, y fuerza cortante ton, en la dirección Y.

## Análisis y diseño de traves de liga

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$Mu = 2.65 \text{ ton-m (Del diagrama de envolventes)}$$

$$k1 = 0.85$$

Porcentaje balanceado

$$\rho_b = 0.85 \cdot k_1 \frac{6000}{6000 + f_y} \cdot \left( \frac{f_c}{f_y} \right) = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{6000}{6000 + 4200} \cdot \left( \frac{210}{4200} \right) = 0.02125$$

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

$$\rho_{\max} = 0.75 \cdot 0.02125 = 0.016$$

$$\phi R_u = 0.9 \cdot 0.016 \cdot 4200 \left( 1 - 0.59 \frac{4200}{210} \cdot 0.016 \right) = 49.06$$

Con el valor de  $b = 25 \text{ cm}$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u \cdot b}} = \sqrt{\frac{265,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{49.06 \cdot 25}} = 14.69 \text{ cm}$$

Como la relación  $d/b < 2$  no cumple la relación 2:1 entonces se toma  $d = 50 \text{ cm}$

$$a_{\max} = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} \cdot \rho_{\max} \cdot d = \frac{4200}{0.85 \cdot 210} \cdot 0.016 \cdot 50 = 18.82 \text{ cm}$$

Determinando la cantidad de acero:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{265,000}{0.9 \cdot 4200 \cdot \left( 50 - \frac{18.00}{2} \right)} = 1.70 \text{ cm}^2$$

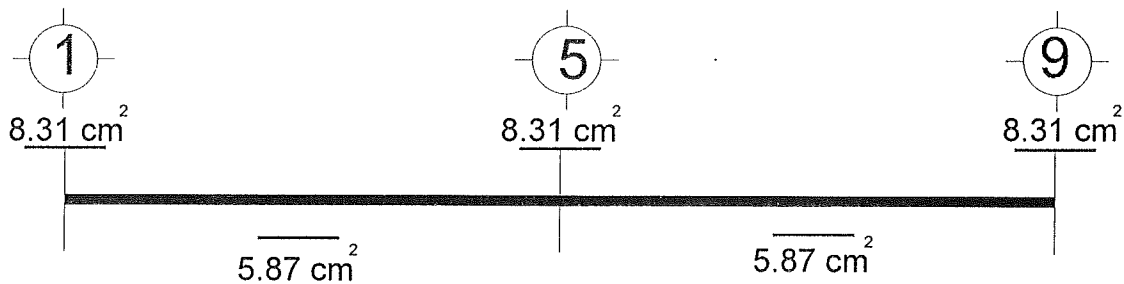


Figura F 16 Áreas de acero de las traves de liga en la dirección Y.

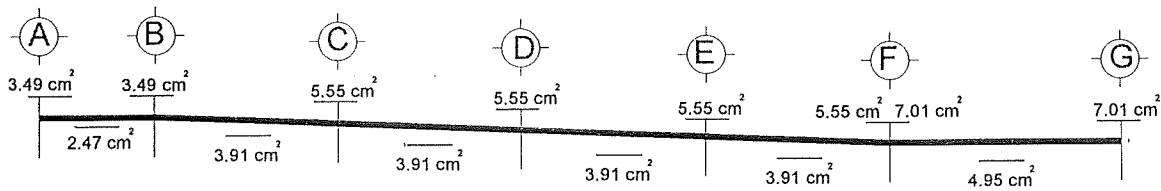


Figura F 17 Áreas de acero de las traves de liga en la dirección X.

Para el acomodo de las varillas se usó el programa (Flexión 1.xls) (Parra, 2004) para acomodar las varillas de acuerdo al área calculada para cada trabe de viga.

Acomodo de las varillas en la sección		Cantidad de varillas#						
		0	1	2	3	4	5	
Cantidad de Varillas #	0							
	1		no simétrica		no simétrica		no simétrica	
	2							
	3		no simétrica		no simétrica		no simétrica	
	4							
	5		no simétrica		no simétrica		no simétrica	
6								

Áreas de varillas combinadas (cm²)		Cantidad de varillas#						1.267
		0	1	2	3	4	5	
Cantidad de Varillas #	0		1.27	2.53	3.80	5.07	6.33	7.60
	1	1.98	*****	4.51	*****	7.05	*****	9.58
	2	3.96	5.23	6.49	7.76	9.03	10.29	11.56
	3	5.94	*****	8.47	*****	11.01	*****	13.54
	4	7.92	9.18	10.45	11.72	12.98	14.25	15.52
	5	9.90	*****	12.43	*****	14.96	*****	17.50
1.979	6	11.88	13.14	14.41	15.68	16.94	18.21	19.48

& = ancho insuficiente (el espacio entre varillas no cumple con el mínimo necesario)

Tabla F 1 Tabla para acomodar las varillas, (Parra, 2004).



Esfuerzo cortante actuante a una distancia “d”

$$v_{ucr} = \frac{V_{ucr}}{\phi \cdot b_w \cdot d} = \frac{1,890 \text{ kg}}{0.85 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}} = 3.55 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del concreto (en donde no se requieren estribos)

$$v_c = 0.5 \sqrt{f_c} = 0.5 \sqrt{210} = 7.24 \text{ kg/cm}^2$$

Puesto que  $v_{ucr} < v_c/2$  no se requieren estribos. Solo de armado.

$$d/2 = 25 \text{ cm}/2 = 12.5 \text{ cm}$$

Estribos del #3 @ 12 cm solo por armado.

*Cálculo de longitud de desarrollo y anclaje*

*Acero de refuerzo por momento negativo*

De acuerdo al ACI-99 se deben considerar las siguientes variables para calcular la longitud de desarrollo.

$$\alpha = 1.3$$

$$\beta = 1.0$$

$$\gamma = 0.8$$

$$\lambda = 1.0$$

$$d_b = \#5 = 5/8 = 0.625 \text{ in}$$

$$l_d = \frac{f_y \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \lambda}{25 \sqrt{f_c}} d_b = \frac{40000 \cdot 1.3 \cdot 1.0 \cdot 1.0}{25 \sqrt{3000}} \cdot 0.625 = 23.73 > 12 \text{ in}$$

La longitud de desarrollo adicional después del punto de inflexión en el diagrama de momentos (figura F 15 (a)).

Longitud de anclaje "la" mas allá del punto de inflexión (el mayor de los siguientes valores):

$$d = 50 \text{ cm} = 19.68 \text{ in}$$

$$12db = 7.5 \text{ in}$$

$$\text{Claro entre columnas} = 6 \text{ m} = 236.22 \text{ in}/16 = 14.76 \text{ in}$$

Por lo tanto la longitud de desarrollo tomada es de 19.68 in

Puesto que la longitud de desarrollo requerida es mayor que la longitud de desarrollo disponible en el apoyo del eje F-G, se utilizarán ganchos en el apoyo.

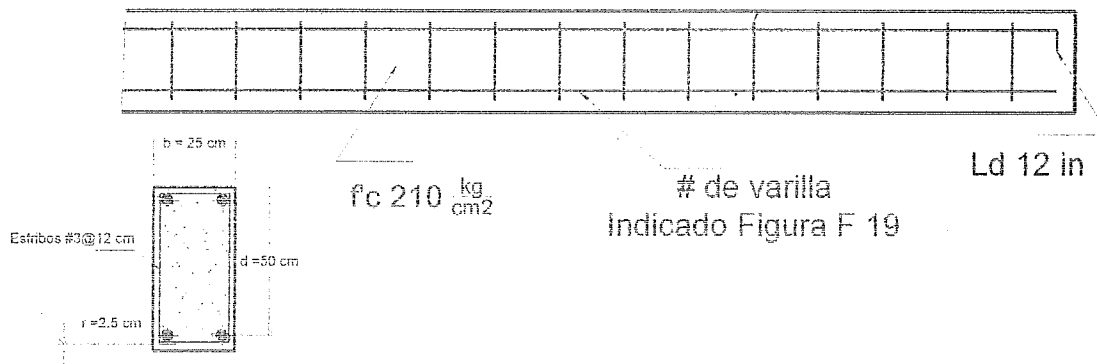
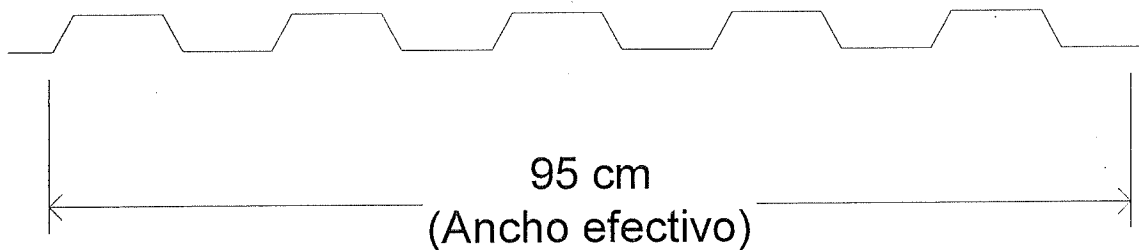


Figura F 21 Trabe de liga del eje F al G en la dirección X.

### Revisión estructural de losa

Al diseñar la losa con un sistema compuesto es necesario considerar que los valles más amplios que las crestas dan mayor resistencia a las cargas al aumentar el brazo de palanca entre el acero (tensión) y el concreto (compresión). Mayor ancho efectivo del patín a compresión en el concreto en el apoyo, incrementa la resistencia al momento negativo. Mayor distancia entre apuntalamientos incrementa el módulo de sección negativo de la lámina. A mayor área de concreto envolviendo los conectores de cortante trabaja como viga compuesta. Embozado más ancho y profundo, lo que da un mayor superficie de contacto y trabazón entre lámina y concreto, efecto crítico entre sistemas de construcción compuesto. Embozado en crestas, en donde el cortante es mayor, además de estar en la zona en que no se produce agrietamiento, permitiendo cargas mayores y que no disminuyen con el tiempo.



**Figura F 22** Lámina de acero utilizada como material estructural trabajando en conjunto con el concreto, calibre 18, con 5 cm de espesor de concreto y un módulo de sección compuesta de  $150.31 \text{ cm}^3/\text{m}$ .

El proveedor de láminas para losas, especifica que el acero utilizado para la fabricación del perfil es grado 37 ( $F_y = 37 \text{ ksi} = 2320 \text{ kg/cm}^2$ ) y está acorde a ASTM-653 para Zintro. El esfuerzo de trabajo es de  $0.6F_y$ .

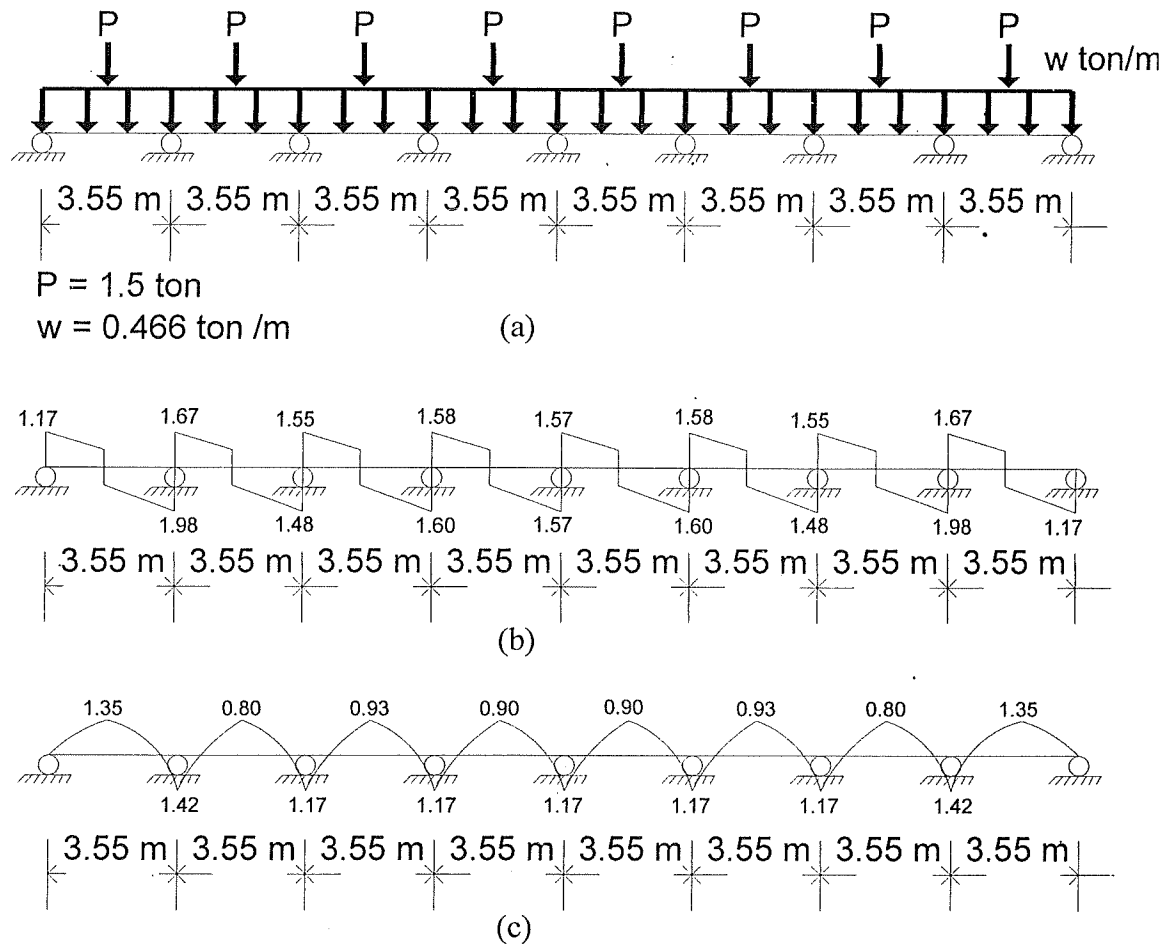
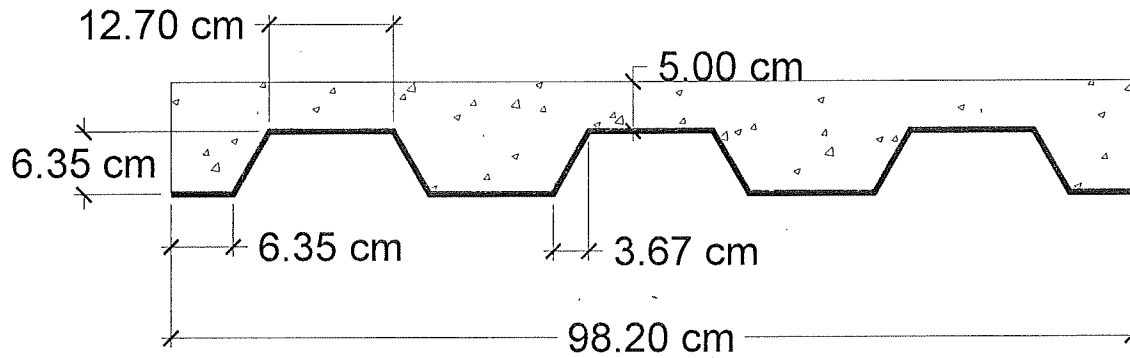


Figura F 23 (a) Cargas últimas actuantes en un 1 m de losa, (b) diagrama de fuerza cortante, (c) diagrama de momento flexionante.

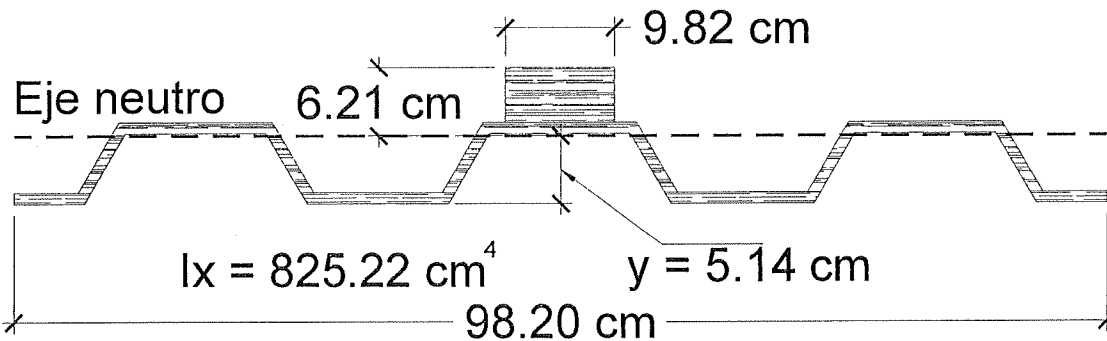
$$S = \frac{M}{\sigma} = \frac{142,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0.6 \cdot 2320 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 102 \text{ cm}^3$$

Revisando el módulo de sección mínimo requerido, se verifica que el diseño de la losa es correcto  $102 \text{ cm}^3 < 150.31 \text{ cm}^3$ .



Sección transformada, equivalente en acero

$$n = \frac{E_{\text{concreto}}}{E_{\text{lamina}}} = \frac{3000 \text{ ksi}}{30,000 \text{ ksi}} = 10$$



$$S_x = \frac{825.22 \text{ cm}^4}{5.14 \text{ cm}} = 160.49 \text{ cm}^3$$

De acuerdo con la expresión para determinar los esfuerzos por flexión, éstos dependen de la distancia de la fibra al eje neutro.

$$\sigma = -\frac{M \cdot y_t}{I_t}$$

$$\sigma = -\frac{(142000 \text{ kg} \cdot \text{cm}) \cdot (5.14 \text{ cm})}{825.22 \text{ cm}^4} = -884.46 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Los materiales por especificación desarrollan:

$$\sigma = 2320 \text{ kg/cm}^2 = (0.6)(2320 \text{ kg/cm}^2) = 1392 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo actuante es menor que el esfuerzo resistente por lo tanto es satisfactoria la losa.

### *Teoría Elástica*

El diseño de la losa fue resuelto usando la teoría elástica, por que para comprobar el diseño que el fabricante propone se calculo el módulo de sección elástico ( $S_x$ ) el cual se determino de acuerdo a la geometría de la sección. Entonces fue necesario diseñar de acuerdo a la teoría elástica.

$$f_s = 0.6f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{f_s}{f_c} = \frac{2520}{200} = 12.6$$

$$k = \frac{n}{n+1} = \frac{10}{10+12.6} = 0.442$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.442}{3} = 0.85$$

$$K = 0.5 \cdot f_c \cdot k \cdot j = 0.5 \cdot 200 \cdot 0.442 \cdot 0.85 = 37.57$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{1442000}{37.57 \cdot 100}} = 6.14 \approx 6.5 \text{ cm}$$

$$\omega = 0.847 - \left( 0.719 - \sqrt{\frac{M}{0.53 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}} \right) =$$

$$\omega = 0.847 - \left( 0.719 - \sqrt{\frac{142000}{0.53 \cdot 200 \cdot 100 \cdot 6.5^2}} \right) = 0.18$$

$$\rho = 0.18 \frac{200}{4200} = 0.00857$$

$$A_s = 0.00857 \cdot 6.5 \cdot 100$$

$$A_s = 5.57 \text{ cm}^2$$

Nota: Con peralte (d) calculado de la losa, se determina que el peralte propuesto por el fabricante es satisfactorio.

*Revisión de esfuerzo en el concreto*

$$\sigma = \frac{142,000 \cdot 6.21 \text{cm}}{825.22 \text{cm}^4} \left( \frac{1}{10} \right) = 106.85 \text{kg/cm}^2$$

En conclusión es necesario un concreto de  $150 \text{ kg/cm}^2$

Y un acero solo de temperatura el cual es:

$$A_s = (0.0018)(100)(6.5) = 1.17 \text{ cm}^2$$

Con una malla de  $6 \times 6 \frac{1}{2}$  solo por temperatura

La propuesta hecha por el fabricante es satisfactoria para las condiciones de carga y apoyo que se analizaron.

---

---

$C_b$	Factor de gradiente de momento para la resistencia por pandeo lateral torcional.	$g$	Aceleración de la gravedad en $\text{cm/s}^2$ .
$CM$	Carga muerta	$G$	Módulo de elasticidad en cortante 11,200 ksi para el acero estructural.
$CP$	Coefficiente de participación.	$h_i$	Altura del nivel $i$ .
$C_s$	Coefficiente sísmico.	$I_y$	Momento de inercia respecto al eje Y.
$CV$	Carga viva	$J$	Rigidez nodal = $\Sigma K * Yt^2 + \Sigma KY * Xt^2$
$C_w$	Constante de alabeo.	$j$	Constante de torsión, momento polar de inercia.
$\Delta_{relativo}$	Desplazamiento relativo de entrepiso centímetros.	$K_i$	Rigidez del marco que se analiza toneladas / centímetros.
$E$	Módulo de elasticidad (29,000 ksi para el acero estructural).	$L_p$	Máxima longitud no soportada de una viga para la cual el pandeo lateral torsional no se presentara.
$e_s$	Excentricidad torsional.	$L_r$	Longitud no soportada de una viga para la cual el pandeo lateral torsional elástico ocurrirá, efecto de la carga viva de techo de servicio para usarse en el cálculo de las combinaciones de la carga factorizada.
$\phi_b M_n$	Momento de diseño.		
$\phi_c P_n$	Resistencia de diseño por compresión.		
$F_i$	Fuerza de inercia al nivel $i$ calculada como se indica en el artículo LXXXVI.1 del RCBC.		

---

---

<p><math>M</math> Masa del entrepiso que se analiza (W/g)</p> <p><math>m</math> Constante, parte 3 del manual del AISC.</p> <p><math>M_n</math> Resistencia nominal por flexión.</p> <p><math>M_p</math> Momento plástico.</p> <p><math>M_r</math> Momento de fluencia tomando en cuenta los esfuerzos residuales = <math>(F_y - F_r)S</math></p> <p><math>M_u</math> Momento flexionante factorizado.</p> <p><math>M_{ux}</math> Momento factorizado respecto al eje <math>x</math>. (ft-kips)</p> <p><math>M_{uy}</math> Momento factorizado respecto al eje <math>y</math>. (ft-kips)</p> <p><math>n</math> Número de niveles.</p> <p><math>P_u</math> Carga de compresión factorizada.</p> <p><math>Q</math> Ductilidad estructural del proyecto en cada una de las direcciones del análisis (factor de reducción por</p>	<p>comportamiento sísmico, tabla 75, RCBC).</p> <p><math>Q'</math> Factor reducido por ductilidad.</p> <p><math>S</math> Carga sísmica</p> <p><math>T</math> Periodo, segundos.</p> <p><math>u</math> Constante, parte 3 del manual del AISC.</p> <p><math>V</math> Cortante basal.</p> <p><math>\omega</math> Frecuencia (Hz).</p> <p><math>W_i</math> Peso del nivel <math>i</math> en toneladas.</p> <p><math>W_t</math> Peso total del edificio.</p> <p><math>X_i</math> Desplazamiento del nivel <math>i</math> debido a la fuerza <math>F_i</math> en centímetros.</p> <p><math>Y_t, X_t</math> Distancia al centro de torsión medidas normalmente a la dirección en planta de cada marco.</p> <p><math>RCBC</math> Reglamento de Construcciones del Estado de Baja California, 1992.</p>
---	---

---

---

Proyecto financiado con apoyo de mis padres

Marzo 2005

---