

20
2 ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ACATLÁN

DISEÑO DE LA TORRE DE ENFRIAMIENTO
CT-503 DE PEMEX EN TULA, HIDALGO



T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

JULIAN PATIÑO ORTIZ



MEXICO, D. F.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1991



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

INDICE

CAPITULO I : DESCRIPCION CARACTERISTICAS Y FUNCIONAMIENTO DE UNA TORRE DE ENFRIAMIENTO

I.1	DESCRIPCION	2
I.2	CARACTERISTICAS	5
I.3	FUNCIONAMIENTO	8

CAPITULO II : ESPECIFICACIONES

II.1	INTRODUCCION	14
II.2	DISEÑO	15
II.2	CONDICIONES DE CONTRATACION	22

CAPITULO III : SUCESIONES

III.1	INTRODUCCION	25
III.2	CARGAS VERTICALES	26
III.3	CARGAS ACCIDENTALES	40
III.4	VIBRACIONES	42

CAPITULO IV : ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA BAJO LAS SUCESIONES CONSIDERADAS

IV.1	INTRODUCCION	46
IV.2	ANALISIS DE CARGA VERTICAL	47
IV.3	ANALISIS DE VIENTO	56
IV.4	ANALISIS SISMOLO	63
IV.5	ANALISIS DE LAS COMBINACIONES DE CARGA	80
IV.6	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	103

CAPITULO V : REMEDIACION DE LA TORRE

CONCLUSIONES	162
BIBLIOGRAFIA	165
ANEXOS	169

(C) (A) EP II III (U) IL (O)

III

DESCRIPCION, CARACTERISTICAS Y FUNCIONAMIENTO DE UNA TORRE DE ENFRIAMIENTO

OBJETIVO:

Dar a conocer los principales componentes de este tipo de estructuras, así como las características mas importantes que hacen a dicha estructura muy especial y diferente a las estructuras comunes.

Tambien se hara una descripcion muy general de su funcionamiento.

1.1 DESCRIPCIÓN.

Definición: Torre de enfriamiento de agua.- equipo en el cual se enfría agua por medio de contacto directo con el aire. Es usual abreviar este término diciendo solamente: "torre de enfriamiento", haciendo en ambos casos referencia a lo mismo.

Una torre de enfriamiento es un sistema empleado para disminuir la temperatura del agua de enfriamiento en los equipos y maquinaria usados en refineries, siderurgicas y en plantas termoelectricas principalmente. En las torres de enfriamiento se emplean varios mecanismos de refrigeración, pero el más importante es el que utiliza la evaporación de parte del agua para enfriar el resto; la evaporación de un kilogramo de agua substraee aproximadamente 580 calorías (a las temperaturas en las que trabajan normalmente las torres) este principio tiene antecedentes de empleo muy antiguos, pero es sólo en este siglo que ha tenido un uso en gran escala.

Durante los últimos 40 años los progresos en el empleo del enfriamiento por evaporación han llevado a los siguientes desarrollos:

- 1.- Estanques de enfriamiento.
- 2.- Estanques con aspersores.
- 3.- Torres con ventilación por viento.
- 4.- Torres de tiro natural.
- 5.- Torres de tiro mecánico.

Este último tipo es del que se ocupa la tesis.

Aunque realmente nos interesan las torres con tiro mecánico, a continuación presentamos una breve descripción de todos.

- 1.- Estanques de enfriamiento.

Es el más simple de los métodos de enfriar agua por evaporación, pero a su vez es el menos eficiente (Fig. 1.1), su principal ventaja estriba en poderse construir fácil y económicamente levantando un dique de tierra de 1.0 a 1.5m., pero tiene la desventaja de requerir una superficie muy grande que, a igualdad de carga térmica, puede ser 20 veces mayor que la de un estanque con aspersores ó de 500 a 1000 veces la de una torre con tiro mecánico.

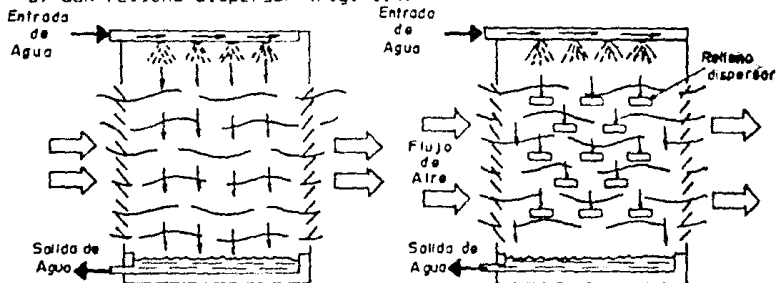
3.- Torres con ventilación por viento.

Como su nombre lo indica son aquellas en que la circulación del aire depende principalmente del viento, en estas torres el flujo de aire es cruzado con respecto al flujo de agua ya que esta última cae verticalmente por gravedad, mientras que el movimiento del aire es producido por vientos que generalmente corren horizontalmente.

Se distinguen dos modalidades de torres de este tipo:

a) Sin relleno dispersor o llenas de lluvia (Fig. 1.3).

b) Con relleno dispersor (Fig. 1.4)



FIGURAS 1.3 y 1.4 Respectivamente

4.- Torres de tiro natural.

Son torres en las que el flujo de aire es inducido por una chimenea de grandes dimensiones colocada arriba del relleno de la torre (Fig. 1.5) el tiro resulta de varios efectos combinados siendo el principal la diferencia de densidades entre el aire saturado de humedad saliendo de la torre y el aire entrando a la torre ya que mientras más humedad tiene el aire, menor es su densidad.

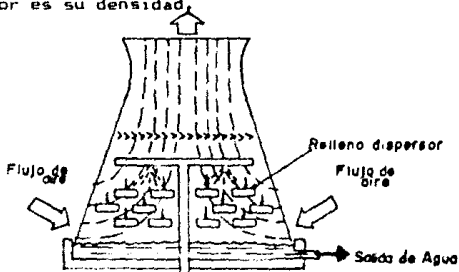


FIGURA 1.5

5.- Torres de tiro mecánico.

Son aquellas que utilizan ventiladores para mover el aire a través de la torre, esto da al diseñador un control absoluto sobre la cantidad de aire pudiendo escoger la cantidad y velocidad del aire sin restricciones.

LA DESCRIPCION.

Definición: Torre de enfriamiento de agua.- equipo en el cual se enfría agua por medio de contacto directo con el aire. Es usual abreviar este termino diciendo solamente: "Torre de enfriamiento", haciendo en ambos casos referencia a lo mismo.

Una torre de enfriamiento es un sistema empleado para disminuir la temperatura del agua de enfriamiento en los equipos y maquinaria usados en refineries, siderurgicas y en plantas termoelectricas principalmente. En las torres de enfriamiento se emplean varios mecanismos de refrigeración, pero el mas importante es el que utiliza la evaporación de parte del agua para enfriar el resto; la evaporación de un kilogramo de agua sustrae aproximadamente 580 calorías (a las temperaturas en las que trabajan normalmente las torres) este principio tiene antecedentes de empleo muy antiguos, pero es solo en este siglo que ha tenido un uso en gran escala.

Durante los ultimos 40 años los progresos en el empleo del enfriamiento por evaporación han llevado a los siguientes desarrollos:

- 1.- Estanques de enfriamiento.
- 2.- Estanques con aspersores.
- 3.- Torres con ventilación por viento.
- 4.- Torres de tiro natural.
- 5.- Torres de tiro mecánico.

Este ultimo tipo es del que se ocupa la tesis.

Aunque realmente nos interesan las torres con tiro mecánico, a continuación presentamos una breve descripción de todos.

1.- Estanques de enfriamiento.

Es el mas simple de los metodos de enfriar agua por evaporación, pero a su vez es el menos eficiente (Fig. 1.1), su principal ventaja estriba en poderse construir fácil y económicamente levantando un dique de tierra de 1.0 a 1.5m., pero tiene la desventaja de requerir una superficie muy grande que, a igualdad de carga térmica, puede ser 20 veces mayor que la de un estanque con aspersores ó de 500 a 1000 veces la de una torre con tiro mecánico.

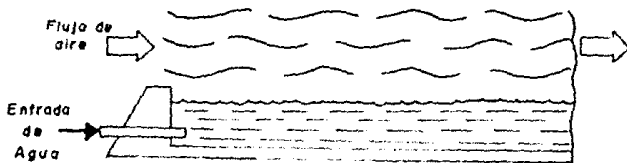


FIGURA 1.1

2.- Estanques con aspersores.

Un estanque con aspersores es un estanque al que se le han colocado a metro ó metro y medio sobre la superficie del agua un sistema de toberas ó aspersores cuyo objeto es producir una especie de lluvia (Fig. 1.2) que aumenta notablemente la superficie de contacto entre el aire y el agua, en algunos casos puede agregarse al estanque una barda con persianas para reducir la pérdida de agua por arrastre del viento.

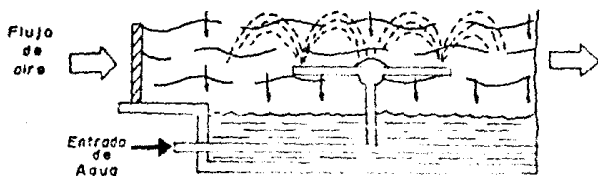


FIGURA 1.2

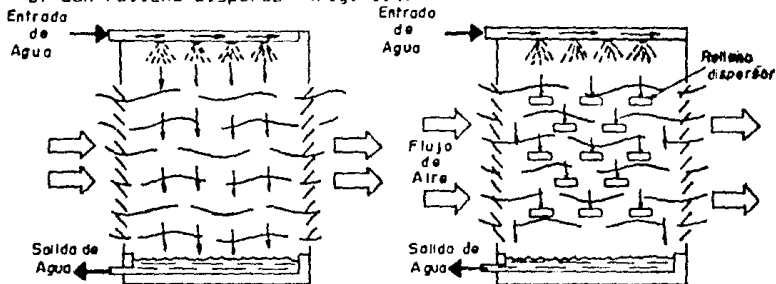
3.- Torres con ventilación por viento.

Como su nombre lo indica son aquellas en que la circulación del aire depende principalmente del viento, en estas torres el flujo de aire es cruzado con respecto al flujo de agua ya que esta última cae verticalmente por gravedad, mientras que el movimiento del aire es producido por vientos que generalmente corren horizontalmente.

Se distinguen dos modalidades de torres de este tipo:

a) Sin relleno dispersor o llenas de lluvia (Fig. 1.3).

b) Con relleno dispersor (Fig. 1.4)



FIGURAS 1.3 y 1.4 Respectivamente

4.- Torres de tiro natural.

Son torres en las que el flujo de aire es inducido por una chimenea de grandes dimensiones colocada arriba del relleno de la torre (Fig. 1.5) el tiro resulta de varios efectos combinados siendo el principal la diferencia de densidades entre el aire saturado de humedad saliendo de la torre y el aire entrando a la torre ya que mientras más humedad tiene el aire, menor es su densidad.

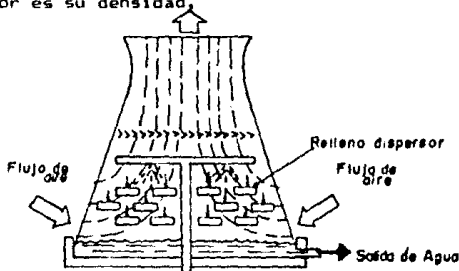


FIGURA 1.5

5.- Torres de tiro mecánico.

Son aquellas que utilizan ventiladores para mover el aire a través de la torre, esto da al diseñador un control absoluto sobre la cantidad de aire pudiendo escoger la cantidad y velocidad del aire sin restricciones.

Entre estas distinguimos dos tipos:

- a) Las de tiro forzado.
- b) Las de tiro inducido. (A su vez estas pueden ser de contraflujo o flujo cruzado).

Como ya habiamos dicho este ultimo tipo es el que nos interesa para nuestro trabajo, y es sobre este en el que vamos a basar el enfoque del estudio.

A continuacion se presenta una descripcion general del proyecto asi como los elementos principales que lo componen.

Se trata de una estructura formada por tres niveles estructurados a base de vigas de concreto reforzado, que se apoyan en columnas del mismo material.

En el nivel superior se cuenta con un sistema de piso en el cual se apoyan los motores de los ventiladores y encima del cual sobresalen los difusores (como se muestra en el plano No. 17). Ahí mismo se puede apreciar los accesos con que se debe de contar, tambien se muestran las dimensiones y el arreglo general que se pretende para la torre de enfriamiento.

La torre de enfriamiento esta clasificada como:

De tipo mecánico, tiro inducido y flujo cruzado, con una capacidad de 2271 m³/h (1000 gpm.).

La torre cuenta con 12 celdas que trabajan en forma individual y un cárcamo de bombeo que hace recircular el agua a través de la refinaria y hacia la torre.

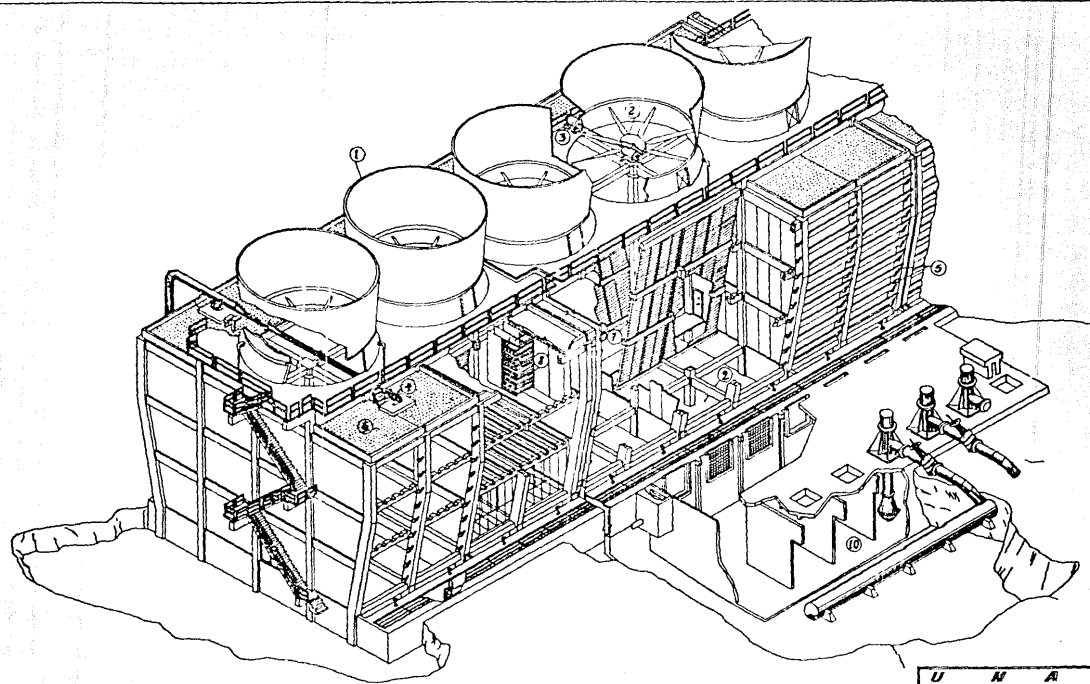
Por la importancia que tiene esta estructura tanto de seguridad como de funcionalidad, se trata de una estructura especial, en la cual se debe emplear un alto grado de seguridad en su diseño y construcción, considerando todas las solicitaciones posibles y más críticas que se puedan presentar en la vida de la torre y además cuidando los detalles durante su construcción.

LE CARACTERISTICAS

Para aclarar las características que poseen las torres de tiro mecánico veamos las ventajas que presentan, así como sus desventajas.

Sus ventajas son:

- 1.- Buen control de la temperatura de agua fría.
- 2.- Requieren una superficie relativamente pequeña.
- 3.- Generalmente tienen una carga de bombeo bastante baja.



PLANO N.º 1
 PROYECTO TORRE DE
 ENFRIAMIENTO

Número de elemento:

1. Difusor
 2. Ventilador
 3. Motor

4. Sistema de distribución
 de agua caliente
 5. Perlas

6. Basín de agua caliente
 7. Elevador de riego
 8. Empaque

9. Estanque de almacenamiento
 de agua fría
 10. Carcasa de rebombos

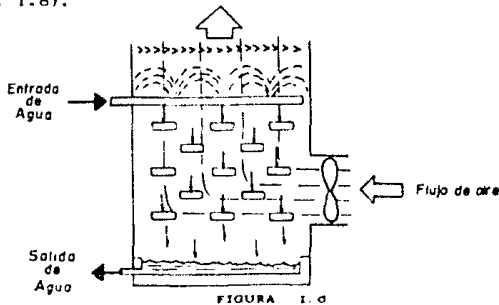
U N A M
 ENEP A CATLAN
 TESIS PROFESIONAL
 PLANO N.º 1
 ISOMETRICO DEL ARREGLO
 GENERAL
 JULIAN PATINO ORTIZ
 INGENIERIA CIVIL
 ESCALA: 3/8 ACOT.

- 4.- La ubicación de la torre no tiene restricciones.
- 5.- Costo inicial inferior al de torres de tiro natural.

Sus desventajas son:

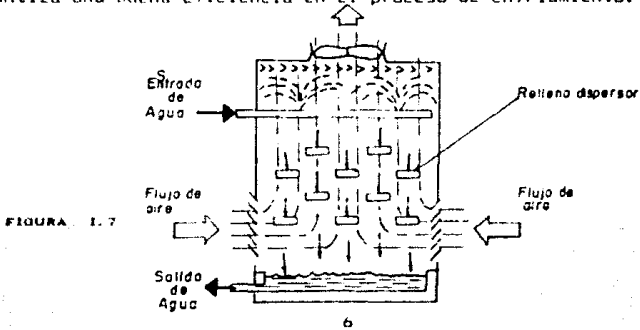
- 1.- El costo de operación es elevado debido a la energía requerida para hacer funcionar los ventiladores.
- 2.- Estan sujetas a fallas mecánicas.
- 3.- Los costos de mantenimiento son elevados.
- 4.- Debido a su poca altura y a la succión creada por los ventiladores en muchos casos se tiene recirculación del aire húmedo descargado por la torre.

Como ya habíamos mencionado, las torres de tiro mecánico pueden clasificarse en torres de tiro forzado y torres de tiro inducido. Las torres de tiro forzado tienen uno ó varios ventiladores localizados en la entrada del aire, que lo impulsan a través de la misma (Fig. 1.6).



Las torres de tiro inducido tienen en cambio los ventiladores colocados a la salida del aire de la torre, estas pueden ser de contraflujo o flujo cruzado.

Las de contraflujo son aquellas en las que el flujo del aire es vertical (Fig. 1.7), su principal ventaja estriba en que el agua más fría es la que está en contacto con el aire más húmedo, lo que garantiza una buena eficiencia en el proceso de enfriamiento.



En las torres de flujo cruzado el aire viaja en forma horizontal mientras que el agua cae verticalmente como se muestra en la Figura 1.6

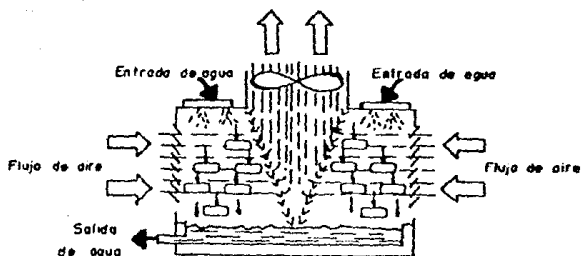


FIGURA 1.6

Este sistema que es el que nos interesa, presenta las siguientes ventajas:

- 1.- Carga de bombas reducida.
- 2.- Permite un arreglo conveniente del sistema de distribución de agua, ya que solo requiere un tirante de 15 a 20 cm. de agua en la parte superior de la torre.
- 3.- Es posible limpiar el sistema de distribución con la torre en servicio.
- 4.- La altura del relleno es prácticamente igual a la de la torre misma.
- 5.- Se pueden usar ventiladores de gran diámetro por lo que se requieren menos celdas para una determinada carga.

Las desventajas en las torres de tipo inducido y flujo cruzado son:

- 1.- La poca presión en el distribuidor de agua hace que los orificios se tapen fácilmente con desperdicios acarreados por el viento ó por algas, por lo que requieren un mantenimiento más frecuente.
- 2.- Una superficie muy grande está expuesta al aire y al sol por lo que hay una gran tendencia al crecimiento de algas.
- 3.- La eficiencia del enfriamiento es menor en el caso de contraluz por lo que en ciertos casos, las torres con flujo cruzado pueden requerir más superficie y consumir más potencia de ventilación que las de contraluz.

Cada uno de los dispositivos mencionados encuentra aplicaciones en la práctica.

En cada caso particular es necesario hacer una evaluación económica que considere los costos de instalación, operación y mantenimiento para determinar cual es la solución más conveniente.

Para finalizar diremos que las torres de tipo mecánico y flujo cruzado se emplean donde se tienen cargas térmicas muy elevadas, se dispone de poco terreno y no se cuenta con agua en abundancia, lo que obliga a utilizar prácticamente la misma agua recirculándola.

Sin duda influyen también en el empleo de este tipo de torres de enfriamiento, las condiciones locales, económicas y climatológicas. Sin embargo cabe resaltar que la torre de enfriamiento es parte de un sistema muy complejo de refinación, por lo cual siempre debe estar en condiciones de operación eficiente, ya que si esta llegara a fallar las consecuencias serían muy graves, es por esto que quizás la característica más importante de la torre de enfriamiento es que se debe diseñar para un funcionamiento ininterrumpido, aunque no a su capacidad total, es decir, que no necesariamente deben de estar operando todas las celdas al mismo tiempo.

LE FUNCIONAMIENTO

Para poder describir el funcionamiento de una torre de enfriamiento, es necesario conocer los principales componentes que la constituyen, así como la función específica de cada uno de estos. Los componentes principales de una torre de enfriamiento son:

- 1.- Sistema de distribución de agua.
- 2.- Relleno (Empaque).
- 3.- Ventiladores.
- 4.- Persianas de entrada.
- 5.- Eliminadores de rocío.
- 6.- Tanque de almacenamiento de agua.

- 1.- Sistema de distribución de agua.

El objeto del sistema de distribución de agua es repartir uniformemente en la parte superior de la torre el agua caliente que requiere ser enfriada, hay varios tipos desarrollados por los varios fabricantes de torres, pero todos caen dentro de los tipos de gravedad y a presión.

Para nuestro caso se emplea el sistema de gravedad (Fig. 1.9) que consiste en un tanque abierto de poca profundidad colocado en la parte superior de la torre y que tiene en su fondo una serie de orificios por donde fluye el agua, la cual al caer choca contra una placa difusora y se reparte uniformemente sobre el relleno. Un sistema similar emplea canales en lugar del tanque, pero el resultado es prácticamente el mismo.

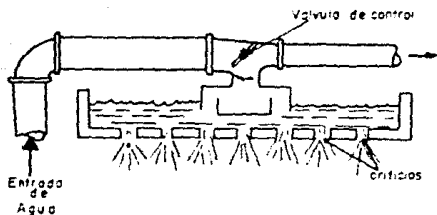


FIGURA 1.9

Los sistemas de presión se utilizan, por ejemplo, en las torres con ventilación de viento y sin relleno dispersor (Fig. 1.10) en ese caso por un sistema de tuberías se hace llegar el agua a unas toberas que producen una lluvia que llena la torre.

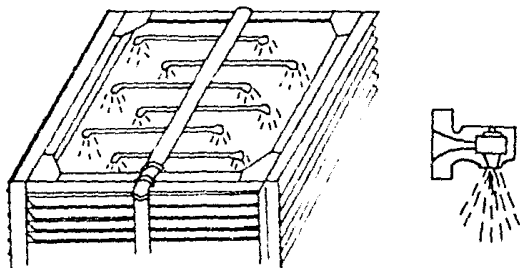


FIGURA 1.10

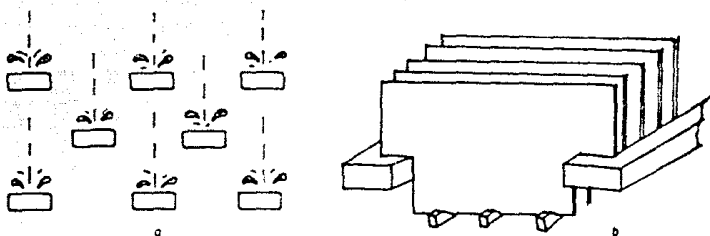
2.- Relleno.

El relleno es la parte más importante de la torre, tiene por objeto aumentar el tiempo y superficie de contacto entre el aire y el agua, además debe mantener una buena distribución tanto del agua como del aire. Por su función existen dos tipos principales: de salpiqueo y de película de agua.

En los rellenos de salpiqueo se busca que el agua al ir cayendo choque contra el relleno y se rompa en pequeñas gotas, este arreglo permite tener buenos resultados con torres de poca altura y por lo tanto de reducida carga de bombeo.

En el relleno de película se divide el flujo de agua en un gran número de capas delgadas que fluyen sobre el relleno exponiendo una gran superficie al aire y evitándose en lo posible la formación de gotas. La ausencia de gotas reduce la caída de presión del aire a través de la torre permitiendo que se aumente la velocidad y volumen de aire manejado.

Para esta torre se empleo el relleno de tipo de salpiqueo.
 La figura I.11 muestra algunos tipos de relleno, en: a) se muestra el tipo de salpiqueo y en b) de película.



FIGURAS I 11 a y b

Por lo que se refiere al material del relleno, podemos decir que lo más usado ha sido la madera, pero recientemente se están utilizando también los plásticos y en el caso de relleno de película, el asbesto cemento, estos materiales tienen sobre la madera la ventaja de ser más durables, por lo que reducen el mantenimiento, pero a su vez son también más costosos.

3.- Ventiladores.

Los ventiladores deben de mover volúmenes considerables de aire a velocidades relativamente bajas (600 m/seg o menos) y con una caída de presión mínima. En general se utilizan ventiladores del tipo de hélice, sin embargo, en torres de tiro forzado se utilizan también ventiladores centrífugos del tipo de jaula de ardilla.

Las aspas se hacen de materiales resistentes a la corrosión como aluminio, plástico reforzado con fibra de vidrio, madera laminada, acero inoxidable y metal monel.

4.- Persianas de entrada.

Las persianas de entrada tienen por objeto dirigir el aire entrando a la torre y al mismo tiempo, impedir la pérdida de agua, en general su construcción es muy sencilla consistiendo en una serie de tablas inclinadas de tal manera, que el agua que las llegue a mojar escurra hacia el interior de la torre.

5.- Eliminadores de rocío.

Los eliminadores de rocío tienen por objeto reducir a un mínimo el agua arrastrada por el aire que se perdería sin ser utilizada y, lo que es en muchos casos más importante, que se precipitaria posteriormente en forma de lluvia causando molestias al vecindario y a la refinería misma.

Los eliminadores de rocío constan en general de una o varias persianas que obligan al aire a cambiar de dirección bruscamente y que por fuerza centrífuga hace que se separen las gotas de agua.

6.- Tanque de almacenamiento de agua.

El tanque inferior sirve para recibir el agua fría producto de la torre, en general tratándose de torres grandes el tanque se construye de concreto ó a veces de madera; en caso de torres pequeñas construidas en los techos de fabricas ó de edificios, se acostumbra tener tanques metálicos.

Una vez que se han descrito cada uno de los principales componentes de una torre de enfriamiento, resulta más fácil entender su funcionamiento, ya que en términos generales se puede decir que el funcionamiento de la torre es la integración de cada uno de sus componentes.

A continuación se presenta una descripción general del funcionamiento de una torre de enfriamiento:

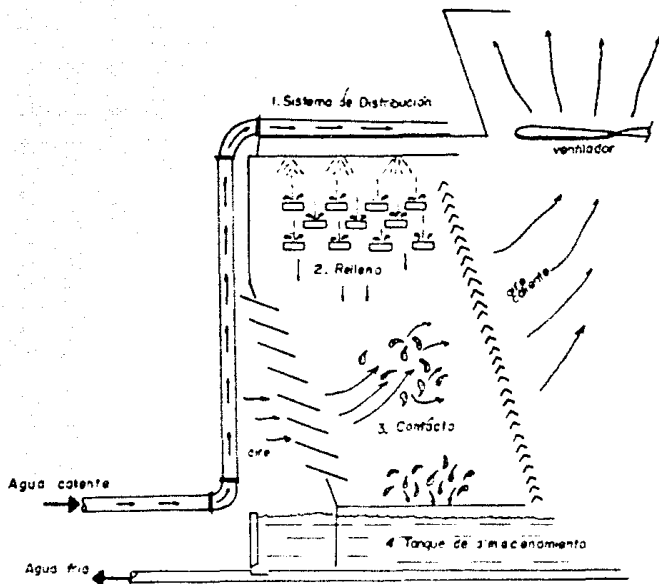
El agua que circula por los equipos y maquinaria para enfriarla tiene un recorrido a través de la refinera, durante el cual va elevando su temperatura por la acción del contacto indirecto con equipos y maquinaria que tienen temperaturas elevadas; su recorrido termina cuando a través de una tubería el agua caliente es depositada en el sistema de distribución de agua en el cual se reparte uniformemente para iniciar su recorrido hacia el interior de la torre.

Durante el recorrido que efectúa el agua a través de la torre y provocado por la acción de la gravedad esta choca con el relleno que se encuentra en el interior de la torre provocando una especie de brisa en el interior de esta; el aire que circula y que es dirigido al interior por las persianas entra en contacto con el agua y provoca que ésta se vaya enfriando durante su caída, la disposición del empaque debe ser la adecuada para aumentar el tiempo y superficie de contacto entre el aire y el agua, el agua que es arrastrada por el aire se recupera en su mayoría por la función de los eliminadores de rocío y las persianas, que mantienen un acomodo tal que el agua que tenga contacto con estas, escurre hacia el interior de la torre, evitando así en su mayoría las pérdidas.

Los ventiladores que se encuentran en la parte superior de la torre, tienen la función de movilizar el aire caliente producto del contacto de éste con el agua, hacia el exterior de la torre, permitiendo la entrada de nuevo aire a la torre, por supuesto con menor temperatura que el aire que sale de la torre.

Finalmente el agua que por contacto directo con el aire se ha enfriado llega a la base de la torre de enfriamiento y es depositada en el tanque inferior que se encuentra bajo la base de la torre, donde está dispuesta para que a través de un cárcamo de rebombeo se vuelva a enviar a iniciar un nuevo ciclo de enfriamiento en los equipos y maquinaria que lo requieran.

El esquema 1.1 muestra la función del ciclo.



ESQUEMA 1.1 Esquema de funcionamiento de una Torre de Enfriamiento

Cabe mencionar que el funcionamiento descrito anteriormente corresponde al de una celda de la torre y que cada celda es independiente en su funcionamiento de las demás, y que el número de celdas que se encuentran trabajando es función de las necesidades de enfriamiento en la planta de refinación. El número de celdas (12) tiene por objeto tener de reserva dos celdas cuando la torre trabaje a su máxima capacidad (10 Celdas) para poder brindar trabajos de mantenimiento y reparación a cualquier celda que lo requiera, substituyendo la labor de la celda afectada por la de la celda de reserva.

(C) (A) EP³ III TEE UJ LL (O)

IIII

ESPECIFICACIONES

OBJETIVO:

Definir y analizar las condiciones que fijan las normas de construcción, bajo las cuales ha de llevarse acabo el analisis y diseño de la Torre de Enfriamiento

0.0 INTRODUCCION

El presente capítulo consta de una serie de normas y requisitos que se deben cumplir en el diseño y construcción en torres de enfriamiento. Las condiciones bajo las cuales quedan sujetas las especificaciones (Normas) dependen del lugar de construcción, de las condiciones ambientales y en general de los requisitos mínimos que fijan los Reglamentos de Construcción que rigen en la zona de erección de la obra.

No obstante los reglamentos sirven para ayudar en el diseño de la estructura, éstos no se deben tomar como si fueran requisitos que hay que cumplir al pie de la letra y sobre los cuales apegar estrictamente el diseño.

Sin embargo en muchas ocasiones se recurre a los reglamentos para simplificar los cálculos y análisis de elementos que no tienen gran importancia en una estructura; tal sería el caso de consideración de cargas adicionales por efectos del mal estado de la cimbra, lo que ocasiona que se generen elementos con algunos bordes o endaduras que afectan el volumen supuesto.

ALCANCE: Esta norma establece los requisitos mínimos que se deben cumplir para el diseño, inspección y prueba de Torres de Enfriamiento de tiro inducido y flujo cruzado construidas en concreto, con una capacidad de 2271 m³/h y requieran erección en campo.

SISTEMA DE UNIDADES: Las unidades utilizadas en esta norma estarán en el Sistema Internacional de Unidades.

DE DISEÑO

II.21 CONDICIONES DE DISEÑO

- 1.- El diseño de la Torre de Enfriamiento debe estar de acuerdo a las condiciones de operación establecidas.
- 2.- El diseño y construcción de la torre debe ser el adecuado para soportar una velocidad de viento de 240 km/hr, actuando en cualquier dirección de la superficie expuesta sin que cause movimientos de partes o sobreesfuerzos en los componentes de la torre.

II.22 ARREGLO.

- 1.- La Torre consistirá de celdas de igual capacidad, con paredes y particiones internas comunes, no debiendo existir flujo de aire entre estas.
- 2.- Las celdas deben ser colocadas en paralelo y nunca en número mayor de 10 unidades, con una dimensión máxima de 100 metros.
- 3.- Las celdas deben diseñarse de tal manera que los ajustes y reparaciones por mantenimiento puedan hacerse sin incurrir a un paro total de la Torre, deben proveerse dos accesos al interior de cada celda, uno en cada extremo para efectuar trabajos de inspección y/o mantenimiento.
- 4.- La celda de una torre de tiro inducido y flujo cruzado que este formada por dos secciones, cada una de ellas debe operar en forma independiente, excepto por el ventilador el cual será común a ambas secciones.
- 5.- Torres con dos o más celdas deben tener paredes divisorias, que se extiendan desde el nivel normal del agua hasta la plataforma del ventilador, con el fin de que cada celda pueda ponerse fuera de operación sin que afecte a las otras celdas.
- 6.- Las torres deben proveerse con un sistema distribuidor de agua caliente y un basin (tanque de almacenamiento de agua fría, descrito en el capítulo I) de agua fría por celda, con el objeto de poder efectuar trabajos de mantenimiento en forma individual.

II.2.3 ESTRUCTURA.

- 1.- En el diseño de la estructura de la Torre deben tomarse en consideración los requisitos térmicos, aerodinámicos y de montaje, siendo ésta capaz de soportar no sólo el peso propio de sus elementos estructurales y componentes internos, sino también a la carga por viento, el peso del agua circulante, las cargas vivas y cargas sísmicas.
- 2.- Los materiales de la estructura deben ser: concreto reforzado.
- 3.- La estructura de torres de concreto reforzado constituida por columnas, losas, vigas y muros podrá utilizar elementos fabricados en forma monolítica, colado en sitio o bien elementos prefabricados y ensamblados en sitio.
- 4.- Las partes estructurales de acero que estén sumergidas en agua deben ser recubiertas para evitar su deterioro por corrosión. El recubrimiento utilizado será por medio de algún impermeabilizante o bien por medio de pintura anticorrosiva.

II.2.4 MUROS.

- 1.- Los muros de Torres con estructura de concreto deben ser de concreto reforzado.
- 2.- El muro de concreto reforzado podrá estar formado por elementos prefabricados o elementos colados en sitio, en forma monolítica; en el primer caso deben estar previstos de elementos que permitan fijarlos a la estructura. El sellado entre elementos prefabricados se debe hacer utilizando mortero de cemento.
- 3.- El espesor de los muros prefabricados no debe ser mayor a los 10 cm.
- 4.- La instalación de los elementos prefabricados; muros, traveses, conexiones, etc., debe estar de acuerdo con lo señalado en los planos.

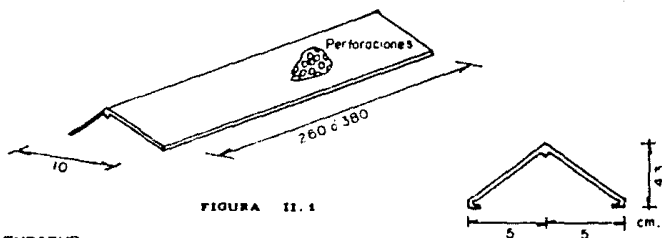
II.2.5 PERSIANAS.

- 1.- Las Torres de Enfriamiento deben estar previstas de persianas para orientar la entrada del aire y prevenir las pérdidas de agua. El material de construcción de las persianas debe ser de asbesto cemento, concreto armado, políéster reforzado con fibra de vidrio, madera, etc., acorde a las condiciones de trabajo a las que va a estar sujeto el elemento.

- 2.- Las persianas de madera y de concreto armado deben ser removibles.
- 3.- El ángulo de colocación de las persianas debe ser de 45° con respecto a la horizontal.
- 4.- El ensamble y soporte de las persianas debe garantizar la rigidez y fijación permanente de las mismas.

II.26 EMPAQUE.

- 1.- La función del empaque es la de proporcionar un contacto eficiente entre el agua y el aire, ya sea por la formación de película de agua contra corriente con el flujo de aire; por la formación de pequeñas partículas de agua o por un efecto combinado de película y salpiqueo.
- 2.- El ensamble del empaque debe ser removible.
- 3.- Los materiales del empaque deben ser: madera tratada o tabletas perforadas en "V" de cloruro de polivinilo (PVC), según diseño mostrado en la Figura II.1



SOPORTE DEL EMPAQUE.

- 1.- El soporte del empaque debe ser de construcción resistente y durable, debiendo mantener el empaque firme, evitando todo tipo de movimiento excepto la dilatación normal prevista.
- 2.- El material de soporte del empaque debe ser malla de acero inoxidable, tipo A-304 o un grado equivalente.
- 3.- En la estructura de Torres de tiro inducido y flujo cruzado deben proporcionarse ganchos que soporten y tensen la malla, dichos ganchos deben ser de acero galvanizado.

11.27 ELIMINADORES DE ROCIO.

1.- La torre debe proveerse de eliminadores de rocío, con el objeto de eliminar las gotas de agua arrastradas por la corriente de aire. El diseño de los eliminadores debe ser tal que presente una mínima resistencia al flujo de aire, debiendo a su vez mantener una presión uniforme en el espacio comprendido entre los eliminadores y el ventilador.

2.- El material utilizado en la construcción de los eliminadores será de cloruro de polivinilo (PVC).

3.- Los eliminadores de rocío deben conformarse en secciones que sean fácilmente removibles a través y hacia afuera de la Torre, para permitir su mantenimiento.

4.- El diseño de los eliminadores debe ser tal, que el espacio comprendido entre el empaque y los eliminadores permita el flujo de agua, con el fin de abatir el impulso de agua en los eliminadores.

5.- Los eliminadores en torres de tiro inducido y flujo cruzado deben tener una inclinación para facilitar el drenado del agua arrastrada. El ángulo para esta inclinación debe ser menor a los 12.3° con respecto a la horizontal de la trabe (viga) soporte de los eliminadores.

6.- Los eliminadores de rocío deben ser tabletas de PVC, sujetas por soportes de polietileno y se arreglarán en forma de "V", según Figura 11.2

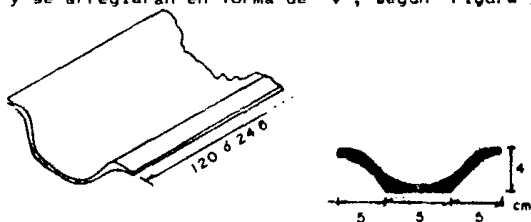


FIGURA 11.2

11.28 BASIN DE AGUA CALIENTE.

1.- El tiempo de residencia del basín de agua caliente y del cargajo de bombeo, debe ser en total mayor o igual a 10 minutos tomando como base al flujo de agua circulante y al nivel normal de operación.

2.- Cada basín debe ser susceptible de estar fuera de operación para mantenimiento, sin que se interrumpa la operación de las otras celdas de la torre.

3.- Cada basín y el carcamo de bombeo deben estar provistos de un dren para que se pueda extraer totalmente el agua.

4.- En la instalación de bombas horizontales de circulación, la parte superior de la carcasa de la bomba, debe de instalarse como mínimo a 15.24 cm. por debajo del nivel de piso, estas deben colocarse en un pozo de concreto con la protección suficiente para evitar la inundación por fugas de agua de la torre, o por lluvia.

5.- El arreglo e instalación de bombas y su tubería, debe permitir el acceso para su mantenimiento; así como la remoción de alguna de ellas sin interferir con las otras bombas, o con las persianas de la Torre.

SISTEMA DE DISTRIBUCION DE AGUA CALIENTE.

1.- Cada celda dispondrá de un sistema de distribución independiente, con una o dos conexiones externas de agua por cada sistema de distribución.

2.- En torres de tiro mecánico, tiro inducido y flujo cruzado el sistema de distribución de agua caliente será por gravedad, por medio de válvulas de control manual y capas de salpiqueo, y estará constituido por cabezales tubulares de distribución, y por un basín con el fondo perforado.

3.- Las perforaciones deben tener un arreglo tal que la distribución de agua se efectúe en forma uniforme a través de todo el empaque. Con el objeto de mejorar la distribución deben estar dotados de un rompedor de gotas que propicie una cortina de agua y evite con ello el golpe directo del chorro sobre el empaque.

II.2.9 PLATAFORMA DEL VENTILADOR

1.- La plataforma del ventilador debe diseñarse para una carga viva mínima de 293 kg/m^2 , además de considerar cualquier carga distribuida o concentrada que resulte de la construcción (tal como ventiladores, motores, equipo de mantenimiento, etc.,) y/u operación de la torre.

2.- Para torres de concreto, la plataforma debe ser de concreto colado y armado en sitio.

II.2.10 CHIMENEA DEL VENTILADOR (DIFUSOR)

1.- El difusor debe ser del tipo venturi de recuperación de velocidad, debiendo ser diseñado para minimizar las pérdidas de

entrada, formación de corrientes parásitas, la circulación de aire caliente y la interacción entre celdas.

2.- La altura del difusor debe cumplir con los requerimientos mínimos de seguridad. Como la altura del difusor es mayor a 2m., debe proporcionarse una puerta metálica abatible y con mirilla, apoyada al nivel de la plataforma del ventilador.

3.- Para torres con difusores de 4 a 6m. de altura, la puerta de acceso tendrá las siguientes dimensiones: 120*100 cm., debiendo fabricarse de lámina galvanizada de calibre 12 mínimo.

4.- Los materiales del difusor podrán ser madera tratada, poliéster reforzado con fibra de vidrio o concreto reforzado.

5.- El difusor debe ser concreto colado y armado en sitio o bien puede estar formado por elementos precolados.

6.- Las dimensiones generales del difusor deben estar en función del diámetro del ventilador (D) apegándose a lo siguientes:

a) Base del difusor:	1.1132 D
b) Separación entre ventilador y difusor:	1.0148 D
c) Salida del difusor:	1.1249 D
d) Altura del difusor:	0.6445 D
e) Radio de curvatura del pie:	0.1406 D

11.2.11 ACCESOS.

1.- Debe proporcionarse un sistema de acceso que permita efectuar los labores de inspección, mantenimiento y reposición de partes y equipo. El sistema estará formado por escaleras, andadores y puertas que permitan el paso desde el nivel de piso al interior y exterior de la Torre, a los eliminadores de rocío, al sistema de distribución de agua, a la plataforma del ventilador y al equipo mecánico.

2.- La Torre de Enfriamiento debe estar provista con una escalera en cada extremo de la Torre, con un descanso intermedio como mínimo. El descanso debe tener una longitud de 1.70m. en la dirección de la escalera.

3.- El diseño de las escaleras debe apegarse a lo siguiente:

- Fendiente de 35 a 39 grados.
- Faso mínimo de escalera 80 cm.
- Ancho mínimo del escalón 24.26cm. y máximo de 25.27cm
- Altura mínima del contrapeldaño de 17.5 a 19 cm.
- Capaz de soportar una carga viva mínima de 700 kg/m²

4.- El basín de agua caliente debe contar como mínimo con escaleras de mano tipo marino o de preferencia escaleras precoladas, con el objeto de facilitar la inspección y mantenimiento.

5.- La plataforma del ventilador debe estar provista de andadores que intercomunicuen las escaleras laterales con cada uno de los difusores del ventilador y su equipo aledaño.

6.- El acceso a ventiladores, reductores de velocidad y sus acoplamientos será a través del difusor del ventilador por medio de una puerta y andadores, los cuales deben tener el espacio suficiente para el mantenimiento y reaccio de dicho equipo.

7.- Los andadores deben tener un paso mínimo efectivo de 76cm. y deben soportar una carga viva mínima de 700 kg/m².

8.- Las escaleras y andadores deben tener pasamanos y la interconexión de sus elementos debe ser a base de tornillos cuando sean construidas de madera o acero. Los elementos constituidos por tubería de acero deben tener sellado con soldadura todas sus aberturas para evitar corrosión interna.

II.2.12 EQUIPO MECANICO

1.- El equipo mecánico estará constituido por: ventilador, motor eléctrico, reductor de velocidad, flecha de transmisión de potencia e interruptor de vibraciones.

2.- Con el fin de mantener la alineación y minimizar las vibraciones, el equipo mecánico debe estar montado sobre soportes metálicos diseñados para soportar el peso y la carga del motor eléctrico, el reductor de velocidad, la flecha y el ventilador. Esta estructura estará constituida por viguetas de fundición de hierro galvanizado por inmersión en caliente. El soporte metálico debe estar montado sobre la estructura principal de la torre.

3.- La torre debe estar provista de una plataforma metálica para dar el mantenimiento adecuado al ventilador, al reductor. Además debe instalarse en forma permanente una guía fija o malacate que permita bajar de la plataforma del ventilador al nivel de piso de los elementos mecánicos y de servicio.

4.- El equipo mecánico debe ser de diseño específico para el servicio en Torres de Enfriamiento.

5.- Cuando la instalación y ensamble del equipo mecánico se haya terminado, éste debe balancearse estática y dinámicamente.

11.2 CONDICIONES DE CONTRATACION

11.3.1 INSPECCION Y PRUEBA.

Los materiales, fabricación y prueba de la Torre de Enfriamiento quedaran sujetos a inspección. La inspección y aprobación no releva al fabricante de su responsabilidad respecto a la calidad y funcionamiento de equipo amparado.

11.3.2 GARANTIAS.

1.- El fabricante debe garantizar el comportamiento de la Torre conforme a las condiciones indicadas, por un periodo mínimo de un año a partir de su puesta en operación.

2.- La Torre de Enfriamiento así como sus accesorios deben trabajar satisfactoriamente en operación continua, sin que se presenten vibraciones, ruido excesivo o daño a los materiales empleados.

3.- Es responsabilidad del fabricante el reparar y/o reemplazar libre de todo cargo, todo material defectuoso o mano de obra, encontrada durante el periodo de garantía. El cliente se reserva el derecho de decir cuál ó cuáles partes o materiales serán reparados o reemplazados.

11.3.3 EMBARQUE.

1.- La Torre de Enfriamiento y todos los equipos auxiliares deben embarcarse al lugar de la obra totalmente desarmada según lo requiera el tamaño de sus componentes, y empacarse (incluyendo las partes de repuesto) de la forma más adecuada para resistir un almacenamiento a la intemperie durante un año.

2.- Con el fin de facilitar su almacenamiento y ensamble, cada lote del embarque debe estar plenamente documentado en cuanto a su contenido e identificado con las referencias del embarque (destino,

fabricante, número de orden de compra, clave de equipo, etc.,). Dicha información debe estar grabada a golpe en una placa de acero inoxidable, que debe estar adherida al embalaje y protegida para resistir el almacenamiento a la intemperie durante un año.

II.34 INFORMACION PROPORCIONADA POR EL FABRICANTE.

- 1.- Dibujos con dimensiones generales con proposito de localización.
- 2.- Detalles generales de todos los componentes de la Torre.
- 3.- Arreglo general de la Torre (Plantas y Elevación).
- 4.- Dimensiones y detalles generales del basin de agua fria y carcamo de bombeo.
- 5.- Espaciamiento longitudinal y transversal entre columnas.
- 6.- Materiales de construcción de la Torre, el Anillo y el Difusor del ventilador.
- 7.- Drenajes y derivaciones.
- 8.- Dibujos de construcción y montaje.
- 9.- Diagrama de cargas, localización de anclas e información nesesaria para el diseño y construcción del basin de recolección, drenajes y derivaciones.
- 10.- Dibujos de detalle y materiales de construcción de todos los componentes de la Torre de Enfriamiento.

(C) (A) EP' III TIT (U) EL. (O)

IIIII

SOLICITACIONES

OBJETIVO:

Considerar las diversas solicitudes que pueden presentarse durante la vida útil de la Torre, a fin de tomar en cuenta todas las posibles variaciones y combinaciones de acciones más desfavorables que se puedan presentar.

III-1 INTRODUCCION

En este capítulo se pretende dar a conocer las sollicitaciones que van a intervenir en el proceso de análisis y diseño de la Torre de Enfriamiento de acuerdo al tipo, intensidades y combinaciones más desfavorables que especifican las normas vigentes.

Para el desarrollo del capítulo dividimos las sollicitaciones en tres:

- A) CARGAS VERTICALES.
- B) CARGAS ACCIDENTALES.
- C) CARGAS DINAMICAS (VIBRACIONES).

El tipo de sollicitaciones, las intensidades más desfavorables y las combinaciones posibles más críticas que se puedan presentar, se establecen de acuerdo a las normas o el reglamento vigentes, de los cuales se presenta un resumen de interés en el apéndice A.

Posteriormente se procederá a realizar las combinaciones más desfavorables que puedan presentarse, tomando para tal efecto los valores de mayor intensidad que se tengan, esto es con el fin de considerar los casos más críticos, lo que nos pone del lado de la seguridad.

III.2 CARGAS VERTICALES

Bajo el nombre de cargas verticales, consideramos todas las cargas gravitacionales para realizar el análisis y diseño; dichas cargas quedan comprendidas en dos grupos:

- 1) CARGAS MUERTAS.
- 2) CARGAS VIVAS.

III.2.1 CARGAS MUERTAS.

Los valores que se toman para las cargas muertas son básicamente los pesos de los diferentes elementos estructurales que se tienen en la Torre de Enfriamiento y que tienen carácter permanente, es decir, que forman parte del sistema y su posición es definitiva.

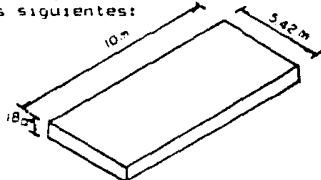
Para considerar los errores en el dimensionamiento de los elementos, se adoptan valores adicionales de carga que compensen de alguna forma dichos errores. Las condiciones anteriores y algunos valores de pesos volumétricos de varios materiales se presentan en el apéndice A. Para determinar el valor de las cargas muertas es necesario conocer los elementos que constituyen la Torre de Enfriamiento, para lo cual se recurre al plano No.1 (Capítulo 1) en donde se destacan los elementos que la componen :

- a) Losa del basín de agua caliente.
- b) Losa de la plataforma del ventilador.
- c) Difusor.
- d) Anillo soporte del difusor.
- e) Motor eléctrico.
- f) Ventilador.
- g) Barandales.
- h) Empaque.
- i) Eliminador de rocío.
- j) Persianas.
- k) Adicionalmente consideramos el peso de columnas y de traveses pertenecientes a cada entrepiso .

Una vez determinados los elementos que constituyen la Torre de Enfriamiento procedemos a calcular las cargas que presentan para la estructura, cabe aclarar que las dimensiones que se presentan en todos los elementos son supuestas para el análisis (y que resultaron ser las óptimas después de realizar varias iteraciones).

a) Losa del basín de agua caliente.

Para determinar su carga (Peso) se necesita conocer sus dimensiones, las cuales son las siguientes:



El peso esta proporcionado por el volumen que tiene, multiplicado por el peso volumetrico del material.

El volumen es:

$$V = (10m) \cdot (5.42m) \cdot (0.18m)$$
$$V = 9.756 \text{ m}^3$$

Considerando que el material es concreto reforzado y que su peso volumétrico es 2.4 Ton/m^3 tenemos que el peso del basín de agua caliente es:

$$W_a = (9.756 \text{ m}^3) \cdot (2.4 \text{ Ton/m}^3) = 23.42 \text{ Ton}$$

También podemos expresar el peso por metro cuadrado, esto es, dividiendo el peso total entre el área lo que nos da:

$$W_{a1} = (23.42 \text{ ton}) / (10m \cdot 5.42m) = 0.4321 \text{ ton/m}^2$$

Considerando los requisitos del reglamento vemos que al valor anterior le debemos agregar una carga unitaria de 20 kg/m^2 , lo que nos da:

$$W_{a1} = 0.4321 \text{ ton/m}^2 + 0.020 \text{ ton/m}^2 = 0.4521 \text{ ton/m}^2$$

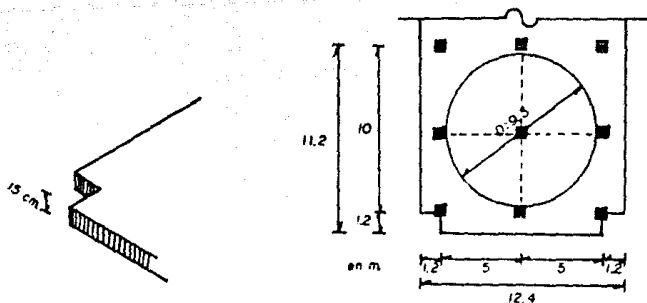
$$W_a = (0.4521 \text{ ton/m}^2) \cdot (10m \cdot 5.42m) = 24.504 \text{ ton}$$

Como se tienen dos basines por celda, entonces el valor total es:

$$W_{aT} = 24.504 \text{ ton} \cdot 2 = 49.008 \text{ ton.}$$

b) Losa de la plataforma del ventilador.

Un esquema de este elemento así como sus dimensiones es el siguiente:



Determinamos primero el peso unitario de la losa, es decir, por metro cuadrado, entonces tenemos:

$$W_b = \text{Volumen} \cdot \text{Peso vol. del concreto}$$

$$W_{Ub} = (1\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 0.15\text{m} \cdot (2.4 \text{ ton/m}^3)) = 0.36 \text{ ton/m}^2$$

Para saber el peso total de la losa, necesitamos conocer su área, entonces procedemos como sigue:

$$A_T = (11.2\text{m} \cdot 12.4\text{m}) = 138.88\text{m}^2$$

a esta área le tenemos que restar las áreas del círculo y la de los dos cuadrados de las esquinas; sabiendo que el diámetro del círculo es 9.2m tenemos que el área del círculo vale:

$$A_{Cv} = (\pi \cdot D^2) / 4 = (3.1416 \cdot (9.2)^2) / 4 = 67.93 \text{ m}^2$$

sabiendo también que el lado de un cuadrado vale 1.2m entonces su área será:

$$A_{Cu1} = L \cdot L = 1.2\text{m} \cdot 1.2\text{m} = 1.44 \text{ m}^2$$

como son dos cuadrados, entonces

$$A_{TCu2} = 1.44 \text{ m}^2 \cdot 2 = 2.88 \text{ m}^2$$

El área neta de la losa es:

$$A = A_T - A_{Cv} - A_{TCu2} = 138.88\text{m}^2 - 67.93\text{m}^2 - 2.88\text{m}^2$$

$$A_b = 68.07 \text{ m}^2$$

finalmente el peso de la losa vale el peso unitario por el área:

$$W_{Tb} = W_b \cdot A_{Tb} = (0.36 \text{ ton/m}^2) \cdot (68.07 \text{ m}^2) = 24.506 \text{ ton}$$

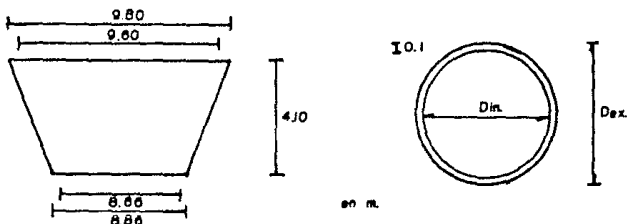
En este caso también hay que considerar una carga adicional de 20 kg/m^2 como establece el reglamento, lo que nos da:

$$W_b = 0.36 \text{ ton/m}^2 + 0.020 \text{ ton/m}^2 = 0.38 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{bT} = (0.38 \text{ ton/m}^2) \cdot (68.07 \text{ m}^2) = 25.87 \text{ ton.}$$

c) Difusor.

El esquema del difusor y sus dimensiones son las siguientes:



Para calcular su peso hay que conocer primero su volumen para lo cual nos valemos de la fórmula para determinar volumen en un tronco de cono:



$$V = \frac{\pi h (R^2 + r^2 + Rr)}{3}$$

Entonces el proceso es sacar el volumen con los radios exteriores y restarle el volumen obtenido con los radios interiores, con lo cual se obtiene el volumen del difusor.

Volumen con los radios exteriores:

$$R = 4.9 \text{ m}$$

$$r = 4.43 \text{ m}$$

$$V = \frac{\pi \cdot (4.1) \left[(4.90)^2 + (4.43)^2 + (4.90 \cdot 4.43) \right]}{3}$$

$$V = 280.55 \text{ m}^3$$

Volumen con los radios interiores:

$$R=4.8\text{m}$$

$$r=4.33\text{m}$$

$$V = \frac{\pi * (4.1) \left[(4.80)^2 + (4.33)^2 + (4.80 * 4.33) \right]}{3}$$

$$V = 268.66 \text{ m}^3$$

volumen del difusor:

$$V_c = V_{\text{ext}} - V_{\text{int}} = 280.55\text{m}^3 - 268.66\text{m}^3 = 11.9 \text{ m}^3$$

el peso se obtiene multiplicando el volumen por el peso volumetrico del concreto:

$$W_{\text{ct}} = 11.9\text{m}^3 * 2.4\text{ton/m}^3 = 28.56 \text{ ton.}$$

Para considerar un peso unitario, determinamos un perimetro intermedio entre el exterior y el interior y dividimos el peso entre dicho perimetro.

$$D_{\text{int}} = (8.86+8.66)/2 = 8.76\text{m}$$

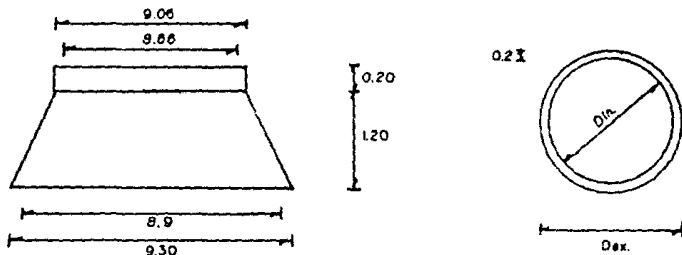
$$\text{Perimetro: } P = \pi * D = 3.1416 * 8.76\text{m} = 27.52 \text{ m}$$

$$W_{\text{uc}} = (28.56\text{ton}) / (27.52\text{m}) = 1.0378 \text{ ton/mper}$$

asi queda expresado el peso en toneladas por metro de perimetro del difusor.

d) Anillo soporte del difusor.

El esquema se muestra a continuacion:



El proceso para determinar el peso es similar al anterior, solo que esta vez dividimos el anillo en dos cuerpos, uno es el tronco de cono y otro la corona superior.

1) Corona superior: Volumen con el diámetro exterior ($D=9.06m$)

$$V_1 = \pi R^2 \cdot h = (3.1416) \cdot (4.53m)^2 \cdot (0.2m) = 12.9 m^3$$

Volumen con el diámetro interior ($D=8.06m$)

$$V_2 = \pi r^2 \cdot h = (3.1416) \cdot (4.03m)^2 \cdot (0.2m) = 11.76 m^3$$

$$\text{Volumen de la corona} = V_1 - V_2 = 12.9 m^3 - 11.76 m^3 = 1.12 m^3$$

2) Tronco de cono: Volumen con los radios exteriores ($R=4.65m$ y $r=4.53m$).

$$V_1 = \frac{\pi \cdot h (R^2 + r^2 + Rr)}{3} = \frac{(3.1416) \cdot (1.2) \cdot [(4.65)^2 + (4.53)^2 + (4.65 \cdot 4.53)]}{3}$$

$$V_1 = 79.43 m^3$$

Volumen con los radios interiores ($R=4.45m$ y $r=4.33m$)

$$V_2 = \frac{\pi \cdot h (R^2 + r^2 + Rr)}{3} = \frac{(3.1416) \cdot (1.2) \cdot [(4.45)^2 + (4.33)^2 + (4.45 \cdot 4.33)]}{3}$$

$$V_2 = 72.66 m^3$$

$$\text{Volumen del tronco} = V_1 - V_2 = 79.43 m^3 - 72.66 m^3 = 6.77 m^3$$

volumen total del anillo:

$$V_d = \text{Vol de corona} + \text{Vol del tronco}$$

$$V_d = 1.12 m^3 + 6.77 m^3$$

$$V_d = 7.89 m^3$$

El peso total lo obtenemos multiplicando el volumen total del anillo por el peso volumetrico del concreto, lo que nos da:

$$W_{\text{tot}} = (7.89 m^3) \cdot (2.4 \text{ ton}/m^3) = 18.94 \text{ ton.}$$

para el peso unitario por metro de perimetro procedemos como en el caso anterior:

$$D_{\text{int}} = (8.9+9.3)/2 = 9.1\text{m}$$

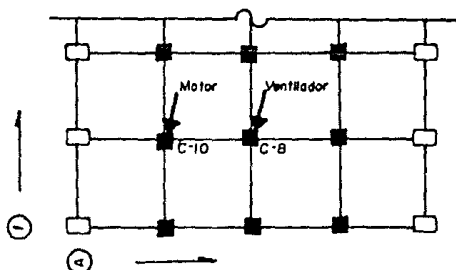
$$\text{Perímetro: } P = \pi * D = (3.1416) * (9.1\text{m}) = 28.58\text{ m}$$

$$W_{\text{ud}} = (18.94\text{ ton}) / (28.58\text{m}) = 0.663\text{ ton/mper}$$

e) Motor eléctrico.

El motor tiene su peso propio que se considera concentrado y ubicado en la columna que se indica en el croquis siguiente:

el peso del motor
es = 1 ton.
(supuesto)



f) El ventilador.

Al igual que el motor, el ventilador se considera como peso concentrado sólo que ubicado exactamente en la columna central de la planta y cuyo peso junto con su reductor de velocidad es:

Peso del ventilador = 1 ton (supuesto)

g) Barandales.

Se considera una carga de 30 kg/m por concepto de barandales ubicados en la losa plataforma del difusor.

Longitud de barandales es:

$$L = 10+10+10+(1.2*4)$$

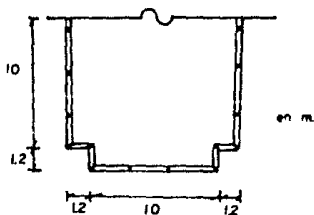
$$L = 34.8\text{ m}$$

El peso resulta:

$$W_g = 34.8\text{ m} * 0.030\text{ ton/m}$$

g

$$W_{gt} = 1.044\text{ ton.}$$



h) Empaque interior (Relleno).

Para el empaque interior tenemos que los pesos son:

TIPO	PESO(kg)
Empaque E-1	2163
Empaque E-2	735

$$W_{HT} = 2.898 \text{ ton}$$

i) Eliminador de rocío.

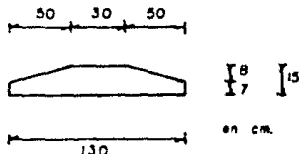
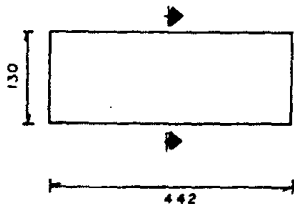
El eliminador de rocío esta compuesto por una serie de soportes y tabletas cuyo peso es:

TIPO	PESO(kg)
Tabletas T-1	3454
Soporte S-1	70
Soporte S-2	36
Soporte S-3	51
Tabletas T-4	99
Rompechorro R-1	72

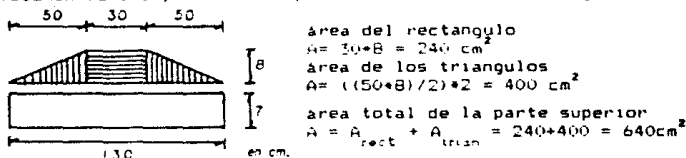
$$W_{IT} = 3.782 \text{ ton.}$$

j) Persianas (Prefabricadas).

Como se aprecia en el plano No.1 cada celda cuenta con dos hileras de 9 persianas cada una por ambos lados, es decir, cada celda tiene: $9 \cdot 2 \cdot 2 = 36$ persianas, las cuales tienen la forma y dimensiones siguientes:



El volumen de una persiana lo podemos determinar como sigue:



Entonces la altura equivalente de la parte superior es:
el área total entre la longitud.

$$A/L = 640 \text{ cm}^2 / 130 \text{ cm} = 4.923 \text{ cm}$$

finalmente la dimensión transversal de una persiana vale:

$$7 \text{ cm} + 4.923 \text{ cm} = 11.923 \text{ cm}$$

así su volumen es:

$$V = 0.11923 \cdot 1.30 \text{ m} \cdot 4.42 \text{ m} = 0.685 \text{ m}^3$$

Entonces su peso vale el volumen por el peso volumétrico del concreto,

$$W = 0.685 \text{ m}^3 \cdot 2.4 \text{ ton/m}^3 = 1.644 \text{ ton c/persiana}$$

El peso total de 36 persianas es:

$$W_{JT} = 1.644 \text{ ton} \cdot 36 = 59.184 \text{ ton.}$$

k) El peso de columnas y traveses queda determinado en función de sus dimensiones transversales, ya que no tienen todos las mismas dimensiones, entonces para determinar el peso de traveses o columnas por metro lineal tenemos la expresión siguiente:

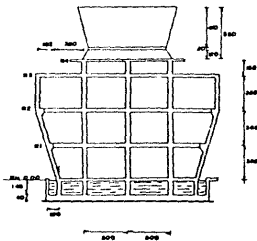
$$W = (1 \cdot b \cdot d) \cdot 2.4 \text{ ton/m}^3 = 2.4 \text{ bd en ton/m}$$

donde: b = ancho de la sección en metros
 d = peralte de la sección en metros

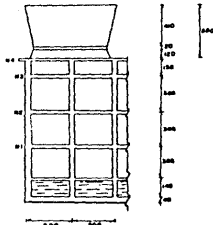


En la tabla III.1 se presentan los valores de las secciones supuestas, así como sus longitudes y pesos; la ubicación de cada uno de los elementos se presentan en el plano No.2, donde se proponen las columnas y traveses en cada planta de cada nivel y también se presentan elevaciones de la estructura.

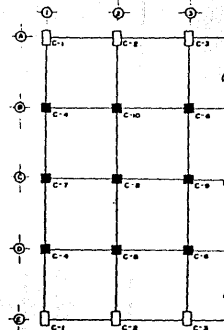
VISTA ESTRUCTURAL TRANSVERSAL



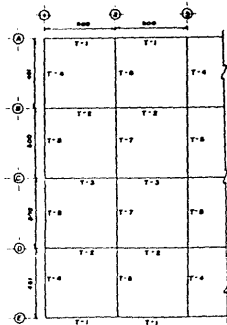
VISTA ESTRUCTURAL LONGITUDINAL



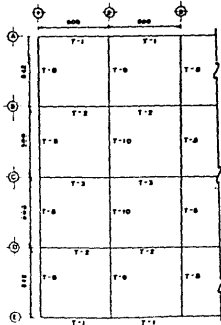
UBICACION DE COLUMNAS



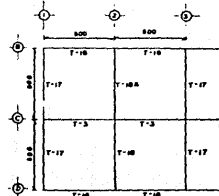
NIVEL 1



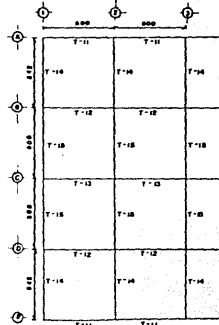
NIVEL 2



NIVEL 4



NIVEL 3



U		AC		A		M	
ENEP		ACATLAN		TESIS		PROFESIONAL	
JULIAN		PATIRO		ORTIZ			
INGENIERIA		CIVIL					
PLANO No 2							
LOCALIZACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES							
ESCALA:		S / E		ACDT:		centímetros.	

TABLA III.1 DIMENSIONES Y PESOS DE TRABES.

NIVEL	TRABE No.	DIMENSIONES (b x d en m.)	LONGITUD m.	PESO Lon.	CANTID.	PESO TOTAL (Tons.)
1	T-1	.30*.40	5.00	1.44	4	5.76
	T-2	.30*.40	5.00	1.44	4	5.76
	T-3	.30*.40	5.00	1.44	2	2.88
	T-4	.40*.60	4.61	2.66	4	10.64
	T-5	.40*.60	5.00	2.88	4	11.52
	T-6	.30*.40	4.61	1.33	2	2.66
	T-7	.30*.40	5.00	1.44	2	2.88
2	T-1	.30*.40	5.00	1.44	4	5.76
	T-2	.30*.40	5.00	1.44	4	5.76
	T-3	.30*.40	5.00	1.44	2	2.88
	T-8	.40*.60	5.42	3.13	4	12.52
	T-5	.40*.60	5.00	2.88	4	11.52
	T-9	.30*.40	5.42	1.57	2	3.14
	T-10	.30*.40	5.00	1.44	2	2.88
3	T-11	.40*.60	5.00	2.88	4	11.52
	T-12	.40*.60	5.00	2.88	4	11.52
	T-13	.30*.50	5.00	1.80	2	3.6
	T-14	.40*.60	5.42	3.13	6	18.78
	T-15	.40*.60	5.00	2.88	6	17.28
4	T-16	.40*.60	5.00	2.88	4	11.52
	T-17	.40*.60	5.00	2.88	4	11.52
	T-18	.30*.40	5.00	1.44	1	1.44
	T-7	.30*.40	5.00	1.44	2	2.88
	T-18A	.30*.40	5.00	1.44	1	1.44

Resumiendo las cargas de las trabes por nivel tenemos:

NIVEL	W (TON)
1	42.1
2	44.46
3	62.7
4	28.8

$$W_{IT} = 178.06 \text{ tons.}$$

COLUMNAS

NIVEL	COLUM.	DIMENSI.	ALTURA	PESO	CANT.	PESO TOT.
		(bed) en M.	M.	kg/m		Tons.
1-2 3	C-1	.50*.70	3.65	3.07	2	6.14
	C-2	.50*.70	3.65	3.07	2	6.14
	C-3	.50*.70	3.65	3.07	2	6.14
	C-4	.40*.50	3.65	1.75	2	3.50
	C-5	.40*.50	3.65	1.75	1	1.75
	C-6	.40*.50	3.65	1.75	2	3.50
	C-7	.40*.50	3.65	1.75	1	1.75
	C-8	.40*.50	3.65	1.75	1	1.75
	C-9	.40*.50	3.65	1.75	1	1.75
	C-10	.40*.50	3.65	1.75	1	1.75
4	C-4	.40*.50	1.58	0.76	2	1.52
	C-5	.40*.50	1.58	0.76	1	0.76
	C-6	.40*.50	1.58	0.76	2	1.52
	C-7	.40*.50	1.58	0.76	1	0.76
	C-8	.40*.50	1.58	0.76	1	0.76
	C-9	.40*.50	1.58	0.76	1	0.76
	C-10	.40*.50	1.58	0.76	1	0.76

Resumiendo el peso de las columnas por nivel tenemos:

NIVEL	PESO W (ton.)
1	34.188
2	34.188
3	34.188
4	6.8265

$$W_{1c} = 109.40 \text{ ton.}$$

1) Muros de concreto.

Los muros de concreto se encuentran en los marcos de los ejes 1 y 3 a todo lo alto de dichos marcos y en todo el perímetro del entropiso 4. Los muros son de concreto reforzado y tienen un espesor de 0.10 m. El peso de los muros se determina en la tabla siguiente:

ENTREPISO	AREA (M ²)	ESPESOR	VOLUMEN	$\rho = 2.4 \text{ ton/m}^3$	PESO (TONS.)
4	63.2	0.10m	6.32	2.4	15.168
3	152.132	0.10m	15.21	2.4	36.52
2	148.00	0.10m	14.80	2.4	35.52
1	128.48	0.10m	12.85	2.4	30.84

$$W_T = 118.084 \text{ ton}$$

III.2.2 CARGAS VIVAS.

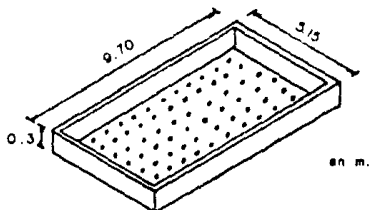
Ahora debemos describir y valorar las cargas vivas que actúan en la estructura, cabe mencionar que la más importante que se presenta de dichas cargas es el agua que se recibe en el basín de agua caliente. Para valorar esta carga, tomamos la situación más desfavorable que se pueda presentar, es decir, cuando el basín se pudiera encontrar lleno totalmente, esto por supuesto es del lado de la seguridad. Considerando las dimensiones que se tienen para el basín de agua caliente y el peso volumétrico del agua (1 ton/m^3) se valora la carga que se tiene por éste concepto:

a) volumen del basín:

$$V_b = (9.7\text{m}) * (5.15\text{m}) * (0.3\text{m}) \\ = 14.987 \text{ m}^3$$

peso del volumen de agua

$$W_b = 14.987 \text{ m}^3 * 1 \text{ ton/m}^3 \\ = 14.987 \text{ ton}$$



Como una celda dispone de dos basines, uno a cada lado del difusor, entonces:

$$W_T = 14.987 * 2 = 29.973 \text{ ton} \\ W_{UT} = 0.3 \text{ ton/m}^2$$

b) La carga viva establecida para la plataforma del ventilador, que es el único lugar donde se puede tener la presencia de cargas vivas queda determinada de acuerdo a las normas para Torres de Enfriamiento como un valor establecido de:

$$293 \text{ kg/m}^2$$

RESUMEN DE CARGAS VERTICALES PARA UNA CELDA.

En las tablas siguientes se resumen las cargas verticales que actúan en la torre por nivel, considerando que:

Los elementos que se encuentran entre dos niveles se considera que la carga se reparte equitativamente a cada nivel.

Se hacen suposiciones de repartición de carga en los niveles de manera que se caiga del lado de la seguridad, esto es, se consideran las reparticiones más críticas que se puedan presentar durante la vida de la Torre de Enfriamiento.

NIVEL 4

CARGA	ELEMENTO	INTENSIDAD	
		TOTAL (TON)	UNIT. (TON/M ²)
MUERTA	Losa de la plataforma del ventilador	25.87	0.38
	Difusor	28.56	1.04
	Anillo sop.de difusor	18.94	0.67
	Motor eléctrico	1.50	
	Ventilador	1.50	
	Barandales	1.05	0.03
	Trabes (1/2) de columnas	3.41	
	Muros(1/2 del entrep.4)	7.58	
VIVA	Consideración de las normas (293 kg/m ²)	19.95	0.30

TOTAL = 137.2 ton.

NIVEL 3

CARGA	ELEMENTO	INTENSIDAD	
		TOTAL (TON)	UNIT. (TON/M ²)
MUERTA	Losa del basín de agua cal. (2 por celda)	49.01	0.45
	Trabes	62.70	
	Columnas: 1/2 entrepiso 4	3.41	
	1/2 entrepiso 3	17.09	
	Persianas (1/2 entrepiso 3)	9.87	
	Eliminador de rocío (1/2 entrepiso 3)	0.64	
	Empaque (1/2 entrepiso 3)	0.48	
	Muros: 1/2 de entrepiso 4	5.59	
1/2 de entrepiso 3	18.26		
VIVA	Agua considerada en el basín de agua caliente (2)	29.97	0.30
	Considerando 1/6 del agua en recorrido	4.99	

TOTAL = 204.015 ton.

CARGA	ELEMENTO	NIVEL 2		NIVEL 1	
		INTENSIDAD TOTAL (TON)		INTENSIDAD TOTAL (TON)	
MUERTA	Trabes	44.46		42.1	
	Columnas	1/2 Entr. 3	17.09	1/2 Entr. 2	17.09
		1/2 Entr. 2	17.09	1/2 Entr. 1	17.09
	Persianas	1/2 Entr. 3	9.87	1/2 Entr. 2	9.87
		1/2 Entr. 2	9.87	1/2 Entr. 1	9.87
	Eliminador de rocío	1/3 Wtotal	1.27	1/3 Wtotal	1.27
	Empaque	1/3 Wtotal	0.97	1/3 Wtotal	0.97
	Muros	1/2 Entr. 3	18.26	1/2 Entr. 2	17.76
	1/2 Entr. 2	17.76	1/2 Entr. 1	15.42	
VIVA	Considerando 1/3 del basín de agua caliente en recorrido	9.99		9.99	
TOTAL		146.623 ton.		141.43 ton.	

III.2 CARGAS ACCIDENTALES

Las solicitaciones a que están sujetas las estructuras por causa de las cargas accidentales no se conocen con exactitud antes de que ocurran, por lo cual no se sabe su magnitud, ni el instante en que van a ocurrir, por lo que se adopta en el diseño algunos márgenes de seguridad establecidos en los reglamentos.

Fundamentalmente se presentan como cargas accidentales el viento y los sismos, cuyos efectos sobre las estructuras dependen de varios factores, sobre los que podemos mencionar: el tipo de estructura, forma geométrica de la estructura, lugar de ubicación, etc.

Los reglamentos suelen tener clasificaciones de las estructuras para viento y sismo de acuerdo a su importancia y al tipo de construcción, una síntesis de éste se presenta en el apéndice B, tanto para viento como para sismo.

III.3.1 VIENTO.

El viento, al ser aire en movimiento, provoca sobre las construcciones en que incide una fuerza desfavorable para la estabilidad, dicha fuerza puede ser de empuje o succión y se le suele denominar "efectos causados por viento".

El parámetro fundamental que interviene en la magnitud de la fuerza que provoca el viento es la velocidad, expresada en kilómetros por hora (km/h).

En nuestro caso, como ya se había mencionado (CAP. II) para el diseño por viento se considerará una velocidad de 240 km/h, actuando en cualquier dirección de la superficie expuesta.

El valor anterior parece elevado, pero se justifica con la importancia de la estructura, así como con la seguridad que ésta debe presentar.

Recurriendo al Manual de diseño de obras civiles de la C.F.E. nos encontramos que en función de las características de la estructura ante la clasificación que se tiene para viento en dicho reglamento, la estructura queda clasificada como:

GRUPO:	A	
TIPO:	1	
Velocidad del viento		240 km/h

El reglamento establece que para determinar el valor de la fuerza de empuje o succión se recurre a la siguiente expresión:

$$F = 0.0048 H \cdot C_e (V)^2 \dots\dots\dots (3.1)$$

donde: P = presión o succión causadas por el viento en (kg/m^2)
 C = coeficiente de empuje, positivo cuando se trata de presión y negativo cuando se trata de succión. La figura III.1 muestra los valores de este coeficiente. Como el reglamento no contempla estructuras del tipo de la nuestra, tomamos los valores de la que más se parece.
 V = velocidad de viento en km/h , considerada como ya se dijo, en cualquier punto de incidencia igual a $240 \text{ km}/\text{h}$.
 H = factor de reducción de densidad de la atmosfera a la altura h_0 en km , sobre el nivel del mar.

$$H = (B+h_0) / (B+2h_0)$$

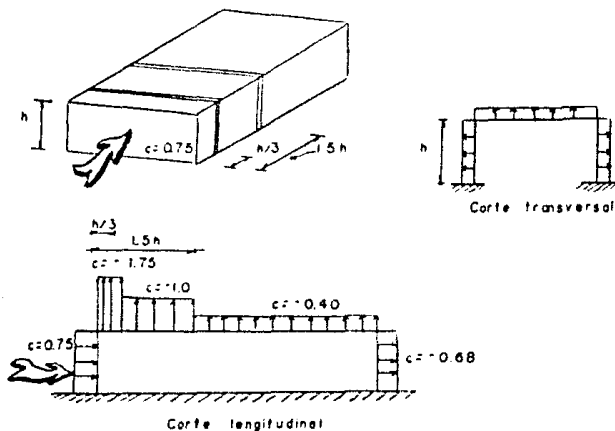


FIGURA III.1 Coeficientes de empuje

La fórmula anterior (3.1) se simplifica si consideramos que la Ciudad de Tula se encuentra a 2066m (2.066 km) de altitud sobre el nivel del mar, con lo que el factor de reducción H resulta:

$$H = (B+h_0) / (B+2h_0) = (B+2.066) / (B+(2 \times 2.066)) = 0.83$$

y sabiendo que la velocidad del viento vale $240 \text{ km}/\text{h}$ tenemos:

$$P = 0.0048 H \cdot C \cdot (V)^2 = 0.0048 \cdot (0.83) \cdot C \cdot (240)^2$$

$$P = 229.48 \cdot C$$

Quedando la expresión final del valor de la presión solo en función del coeficiente de empuje C .

III.3.2 SISMO.

Como es sabido, ante sismos las estructuras también suelen tener una clasificación de acuerdo a su tipo de estructuración, ubicación y destino, remitiendonos también para esto a reglamentos.

Las solicitaciones a que se ve sujeta una estructura ante sismos, son fundamentalmente fuerzas horizontales que tienden a provocar deformaciones en la estructura, las cuales son considerables o aceptables dependiendo de su magnitud.

Para poder tener un buen comportamiento ante acciones sísmicas, se debe hacer uso de las características de la estructura como son la rigidez y el peso que tiene, combinando estos dos factores podemos variar los periodos de vibración de la estructura, hasta quedar fuera del rango del periodo dominante del terreno, con lo que se evita que se tenga resonancia ante la acción de un sismo, pero no solo eso, sino también hay que tener especial atención en los detalles constructivos, que muchas veces son la causa de las fallas en las estructuras.

En nuestro caso, las solicitaciones sísmicas se considerarán las que resulten más desfavorables de evaluar como primera opción un análisis sísmico estático y como segunda opción un análisis sísmico modal.

Para efecto de evaluar la magnitud de las solicitaciones se debe conocer, la ubicación de la estructura, su peso, su rigidez y su clasificación sísmica.

De acuerdo al Reglamento del D.F. y atendiendo a la regionalización sísmica del país (apéndice B), de la tabla de coeficientes sísmicos tenemos que:

Tula Hidalgo pertenece a la zona sísmica:	B
Estructura del grupo:	A
Tipo de suelo:	I

Para tipo de suelo I (Terreno Firme) tenemos los siguientes valores del espectro de diseño:

Grupo B

$$c = 0.16$$

$$a_0 = 0.03$$

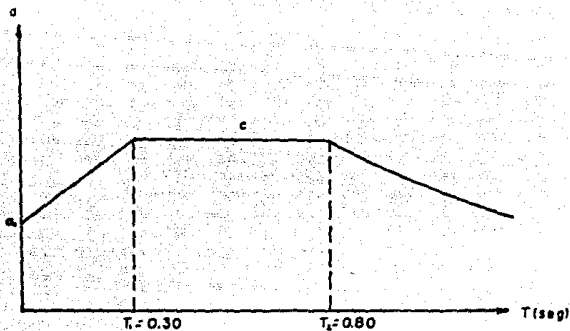
$$T_1 = 0.30$$

$$T_2 = 0.80$$

$$r = 1/2 = 0.5$$

* Para las estructuras del grupo A los valores de "c" y "a₀" se multiplican por 1.3

el espectro de diseño queda como sigue:



$$c = 0.16 * 1.3 = 0.208$$

$$a_0 = 0.03 * 1.3 = 0.039$$

III.4 VIBRACIONES

ACCIONES DINAMICAS DEBIDAS A MAQUINARIA Y EQUIPO.

El efecto de vibraciones se nos presenta al estar funcionando el motor del ventilador, lo que nos provoca una acción dinámica, que de acuerdo al reglamento podemos considerar una fuerza estática equivalente, multiplicando el peso de la maquinaria por un factor (Apéndice D).

En nuestro caso, con el fin de mantener la alineación y minimizar las vibraciones, el equipo mecánico debe estar montado sobre soportes metálicos diseñados para soportar el peso de dicha maquinaria. El soporte metálico debe estar montado sobre la estructura principal de la Torre.

Tomando en consideración lo anterior y determinando del Apéndice C un factor de 1.5 vemos que las cargas equivalentes por vibraciones son:

Motor = 1 ton = 1.5 = 1.5 ton.
Ventilador = 1 ton = 1.5 = 1.5 ton.

Ubicados donde ya se señalo. Columna C-10 y Columna C-8 respectivamente.

(C) (A) EP' III TII (U) IL. (O)

III(U)

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA BAJO LAS SOLICITACIONES CONSIDERADAS

OBJETIVO:

Realizar los análisis bajo los métodos y las normas empleadas de acuerdo al tipo de combinaciones de carga más desfavorables a que se vea sujeta la estructura; posteriormente diseñar los elementos estructurales de acuerdo a los resultados del análisis.

IV. INTEGRACION

CONSIDERACIONES.

- 1.- Se considerará que la estructura es muy rígida y como tal debe de actuar, por lo que la masa del nivel 4 se le carga al nivel 3; quedando constituida así la estructura por solo tres niveles.
- 2.- Las fuerzas cortantes provocadas por viento y sismo que pudieran afectar al nivel 4, se concentraran en el nivel 3.
- 3.- Las dimensiones de los elementos son las antes adoptadas (Cap.III).
- 4.- Se determinara en primer lugar las fuerzas cortantes (horizontales) debidas a sismo y posteriormente las debidas a viento, diseñando para las más desfavorables.
- 5.- La magnitud de las cargas verticales es la correspondiente a las áreas tributarias de los marcos analizados en función de los valores de los elementos que soportan.
- 6.- Para determinar las resistencias, se emplearan la características siguientes de los materiales:

Concreto: $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$E = 8000\sqrt{f'c} = 8000\sqrt{200} = 113137 \text{ kg/cm}^2$$

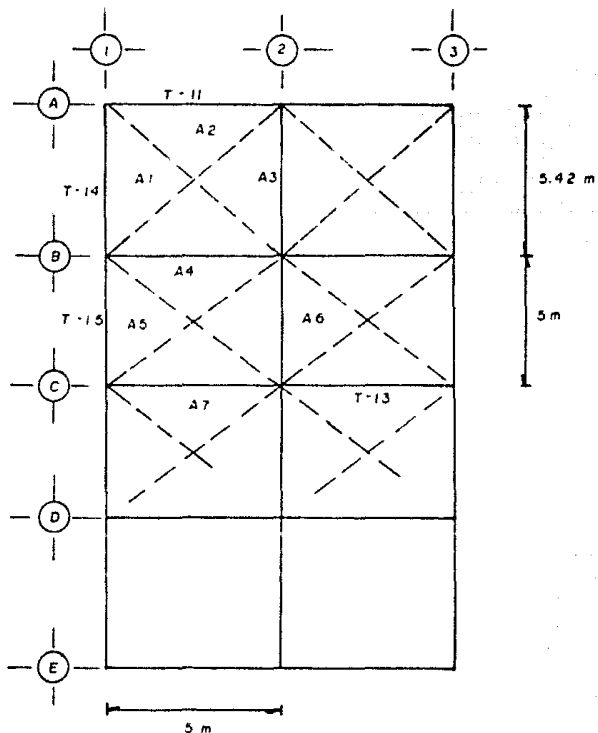
Acero: de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

para estribos: $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

IV.2 ANÁLISIS DE CARGA VERTICAL

Para este análisis hay que distribuir las cargas actuantes de acuerdo a las áreas tributarias. Frácticamente las cargas se concentran en el tercer nivel y en los otros dos (segundo y primero), básicamente es el peso propio de los elementos. En los marcos de los ejes 1 y 3 existen muros, por lo que las trabes se verán obligadas a tomar la carga provocada por estos.

Como la estructura es simétrica, las Áreas tributarias serán:



Describiendo los elementos que se encuentran sobre las áreas tributarias mencionadas tenemos:

No.	Area(m ²)	Elemento que genera carga.
A1	6.775	Losa del basin de agua caliente y agua caliente.
A2	6.775	Losa del basin de agua caliente y agua caliente.
A3	13.550	Losa del basin de agua caliente y agua caliente.
A4	13.025	Losa del basin de agua caliente, agua caliente, parte del difusor, plataforma y losa.
A5	6.250	Parte del difusor, losa de plataforma y muros.
A6	12.50	Parte del difusor, losa de plataforma y muros.
A7	12.50	Parte del difusor, losa de plataforma y muros.

Desglosando las cargas de cada uno de los elementos tenemos: (Los valores de las cargas se analizaron en el capítulo III).

AREA A1

Carga por:

$$\text{Basin de agua caliente} = 0.4521 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{carga total} = 0.4521 \text{ ton/m}^2 * 6.775 \text{ m}^2 = 3.063 \text{ Ton}$$

$$\text{Agua caliente} = 0.3 \text{ ton/m}^2 * 6.775 \text{ m}^2 = 2.033 \text{ ton}$$

$$\text{Peso total} = 2.033 \text{ ton} + 3.063 \text{ ton} = 5.096 \text{ ton}$$

Dividiendo entre la longitud de la trabe T-14 tenemos:

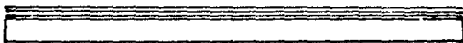
$$5.096 \text{ ton} / 5.42 \text{ m} = 0.94 \text{ ton/m} \quad (\text{peso de cargas externas})$$

Peso propio de la trabe (sección de 60*40cm.)

$$0.4 * 0.6 * 2.4 * 1 = 0.576 \text{ ton/m}$$

$$\text{La trabe carga} : 0.94 \text{ ton/m} + 0.576 \text{ ton/m} = 1.516 \text{ ton/m}$$

$$w = 1.516 \text{ ton/m}$$



T-14

AREA A2

El área A2 es igual en cargas y superficie al área A1. La trabe que soporta dicha carga es la T-11.

$$w = 1.516 \text{ ton/m}$$



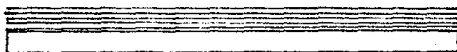
T-11

AREA A3

Como es exactamente el doble del área A1 entonces tenemos:

$$w = (0.94 \times 2) + 0.576 = 2.456 \text{ ton/m}$$

$$w = 2.456 \text{ ton/m}$$



T-14

AREA A4

Carga por:

$$\text{Basin de agua caliente: } 0.4521 \text{ ton/m}^2 \times 6.775 \text{ m}^2 = 3.063 \text{ ton}$$

$$\text{Agua caliente: } 0.3 \text{ ton/m}^2 \times 6.775 \text{ m}^2 = 2.033 \text{ ton}$$

$$\text{Difusor (1/8 del peso total)} = 3.57 \text{ ton}$$

$$\text{Muros (1/8 del peso total del nivel 4)} = 1.896 \text{ ton}$$

$$\text{Plataforma (1/8 del peso total)} = 3.234 \text{ ton}$$

$$\text{Barandales (1/8 del peso total)} = 0.131 \text{ ton}$$

$$\text{Carga viva (1/8 del peso total)} = 2.494 \text{ ton}$$

La carga total del área A4 es la suma de las anteriores = 16.421 ton dividiéndola entre la longitud de la trabe tenemos:

$$16.421 \text{ ton} / 5.0 \text{ m} = 3.284 \text{ ton/m}$$

$$\text{peso propio (dimensiones } 40 \times 60 \text{ cm)} = 0.576 \text{ ton/m}$$

$$\text{El peso que carga la trabe es: } 3.284 \text{ ton/m} + 0.576 \text{ ton/m} = 3.86 \text{ ton/m}$$

$$w = 3.86 \text{ ton/m}$$



T-12

AREA A₃

Igual al Área A₂ sin el basín de agua caliente y sin el agua.

$$W = 16.421 \text{ ton} - 3.063 - 2.033 = 11.325 \text{ ton}$$

dividiendo entre la longitud de la trabe:

$$11.325 \text{ ton} / 5.0 \text{ m} = 2.265 \text{ ton/m}$$

peso propio (dimensiones de 40*60cm) = 0.576 ton/m

entonces el peso que carga la trabe T-15 es:

$$2.265 \text{ ton/m} + 0.576 \text{ ton/m} = 2.841 \text{ ton/m}$$

$$w = 2.841 \text{ ton/m}$$



T-15

AREA A₄

Sólo se tiene el peso propio de la trabe que tiene dimensiones de 40*60 cm.

$$W = 0.576 \text{ ton/m}$$

$$w = 0.576 \text{ ton/m}$$



T-15

AREA A:

Tambien se tiene sólo el peso propio de la trabe cuyas dimensiones son 30x50 cm.

$$W = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w = 0.36 \text{ ton/m}$$



T-13

Para el Nivel 2 y el Nivel 1, se considera el peso propio de las trabes, además como existen 7 trabes colindantes entre cada basín de agua caliente (Ejes A - B y D - E), el peso del agua considerada en recorrido por cada nivel se divide entre siete, así como el eliminador de rocío y el empaque, así tenemos que para el Nivel 2 aparte del peso propio se considerará:

Agua en recorrido = 9.991 ton

Eliminador de rocío = 1.27 ton

Empaque = 0.965 ton

TOTAL 12.227 ton

$$\text{Wad} = 12.227 \text{ ton} / 7 = 1.747 \text{ ton}$$

Al peso propio de las trabes T-1, T-2, T-8 y T-9 se sumará el valor de la carga adicional Wad dividido entre la longitud de la trabe correspondiente.

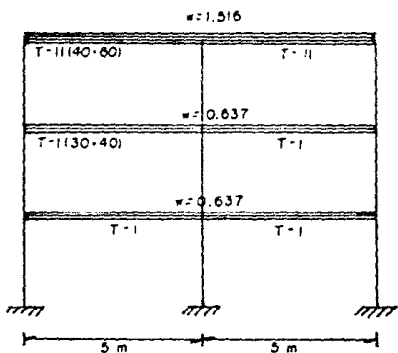
Para el Nivel 1 es lo mismo, sólo que ahora se le adiciona al peso propio de las trabes T-1, T-2, T-4 y T-6.

El valor del peso propio de las trabes por metro lineal es función de sus dimensiones (que ya se habían establecido) en metros, por el peso volumétrico del concreto reforzado igual a 2.4 ton/m³.

Así, los marcos quedan cargados verticalmente como sigue:

SENTIDO LONGITUDINAL

MARCO EN EL EJE A IGUAL AL MARCO DEL EJE E.



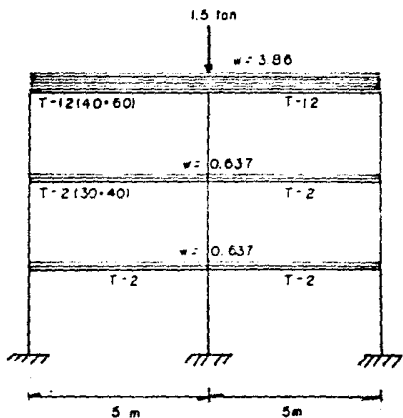
Para T-1

$$1.747/5m = 0.349$$

$$p.p. = 0.3 + 0.4 * 2.4 * 1 = 0.288$$

$$w = 0.637 \text{ ton/m}$$

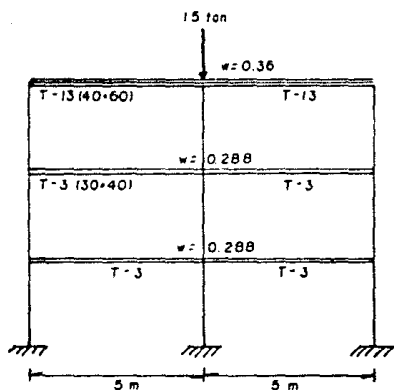
MARCO EN EL EJE B IGUAL AL MARCO DEL EJE D.



$$T-2 = T-1$$

$$w = 0.637 \text{ ton/m}$$

MARCO EN EL EJE C.



T-3, únicamente el peso propio

$$p.p. = 0.3 * 0.4 * 2.4 * 1$$

$$= 0.288 \text{ ton/m}$$

SENTIDO TRANSVERSAL

MARCO DEL EJE 1 IGUAL AL MARCO DEL EJE 3.

$$\text{Peso de muros} = 0.876$$

$$T-8 = 1-4 = 1.747/5.42 = 0.322$$

$$p.p. = 0.4 * 0.6 * 2.4 * 1 = 0.576$$

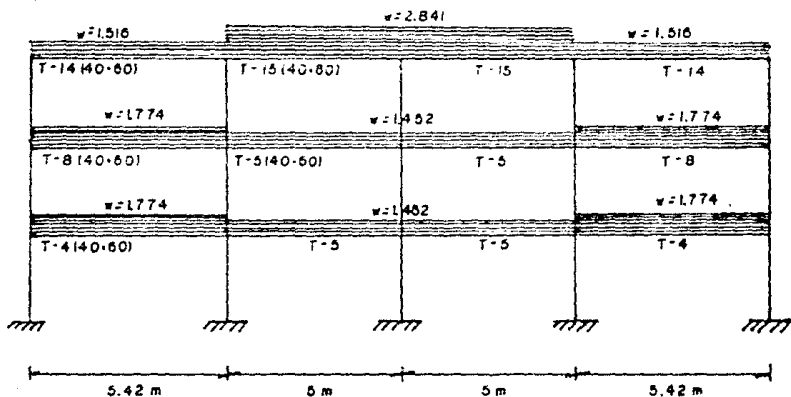
$$\text{Peso en trabe T-8} = T-4 = w = 0.876 + 0.322 + 0.576 = 1.774 \text{ ton/m}$$

T-5

$$p.p. = 0.4 * 0.6 * 2.4 * 1 = 0.576$$

$$\text{Peso de muros} = 0.876$$

$$\text{Peso en trabe T-5} = w = 0.576 + 0.876 = 1.452 \text{ ton/m}$$



MARCO EN EL EJE 2-

$$T-9 = T-6$$

$$1.747/5.42 = 0.322$$

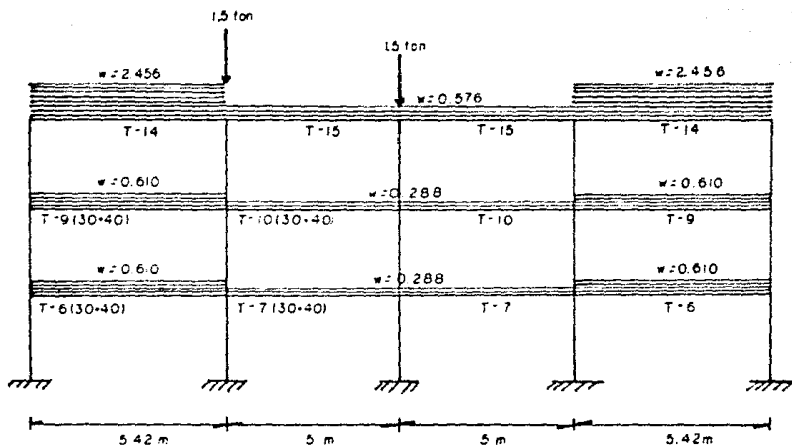
$$p.p. = 0.3 \times 0.4 \times 2.4 \times 1 = 0.288$$

$$\text{Peso en trabe } T-9 = T-6 = 0.322 + 0.288 = w = 0.610 \text{ ton/m}$$

$$T-10 = T-7$$

Sólo el peso propio

$$p.p. = 0.3 \times 0.4 \times 2.4 \times 1 = 0.288 \text{ ton/m}$$



En el sentido transversal, en los marcos de los ejes 1 y 3, se consideran en los Niveles 1 y 2 las cargas producidas por los muros divisorios, los cuales tienen un espesor de 10 centímetros y son de concreto reforzado.

El peso que esto provoca se le adiciona a las traveses que los soportan. El peso será el producto del área de muro multiplicada por su espesor (0.1m) y por su peso volumétrico (2.4 ton/m³), todo esto dividido entre la longitud de la trabe.

Así tenemos que la trabe T-8 = T-4 soporta una carga de:

$$1.747/5.42 = 0.322 \text{ ton}$$

$$\text{p.p.} = 0.4 + 0.6 * 2.4 + 1 = 0.576 \text{ ton}$$

$$\text{peso de muros} = (5.42 * 3.65 * 0.1 * 2.4)/5.42 = 0.876 \text{ ton}$$

$$\text{sumando tenemos: } 0.322 + 0.576 + 0.876 = 1.774 \text{ ton/m}$$

Del mismo modo, para la trabe T-5 tenemos:

$$\text{p.p.} = 0.4 + 0.6 * 2.4 + 1 = 0.576 \text{ ton/m}$$

$$\text{peso de muros} = (5 * 3.65 * 0.1 * 2.4)/5 = 0.876 \text{ ton/m}$$

$$\text{sumando tenemos: } 0.576 + 0.876 = 1.452 \text{ ton/m}$$

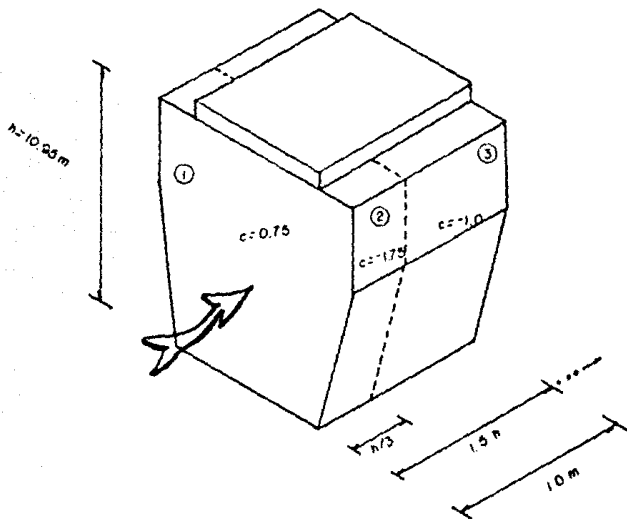
IV.3 ANALISIS DE VIENTO

Recordando del capítulo III la expresión que da la fuerza de presión o succión del viento, la cual es:

$$P = 229.48 * C \quad \text{en (kg/m}^2\text{)}$$

Entonces la fuerza que actúa en cada marco queda determinada en función del área tributaria correspondiente a dicho marco, quedando esta acotada por la distancia media entre dos marcos consecutivos y al coeficiente de empuje que le corresponde.

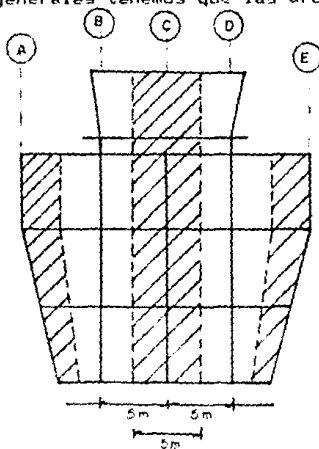
IV.3.1 VIENTO ACTUANDO LONGITUDINALMENTE.



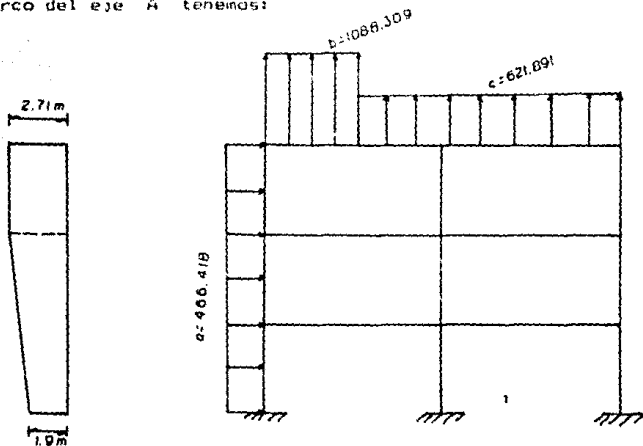
Para las zonas marcadas tenemos:

- 1 $P = 229.48 * (0.75) = 172.110$ (Presión)
 2 $P = 229.48 * (-1.75) = -401.590$ (Succión)
 3 $P = 229.48 * (-1.0) = -229.48$ (Succión)

De las dimensiones generales tenemos que las áreas tributarias son:



Para el marco del eje A tenemos:



Zona:

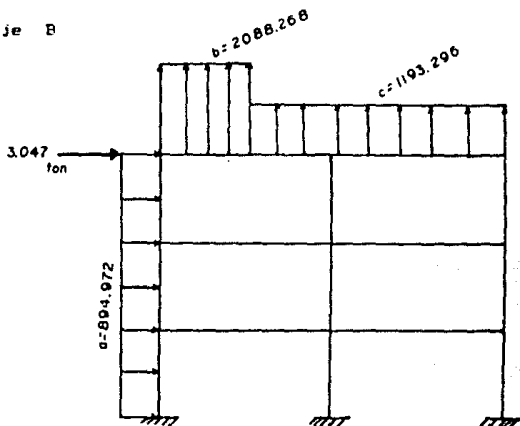
$$a = 2.71m * s = 2.71m * 172.110 = 466.418 \text{ kg/m} \quad (\text{Presión})$$

$$b = 2.71m * z = 2.71m * -401.590 = -1088.309 \text{ kg/m} \quad (\text{Succión})$$

$$c = 2.71m * s = 2.71m * -229.48 = -621.891 \text{ kg/m} \quad (\text{Succión})$$

Para los marcos de los ejes B y C además les cargamos el Área correspondiente a la parte de la plataforma superior y el difusor, como una fuerza concentrada.

Para el marco del eje B

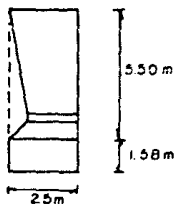


$$a = 5.2m * s = 5.2m * 172.110 = 894.972 \text{ Kg/m} \quad (\text{Presión})$$

$$b = 5.2m * z = 5.2m * -401.590 = -2088.268 \text{ kg/m} \quad (\text{Succión})$$

$$c = 5.2m * s = 5.2m * -229.48 = -1193.296 \text{ kg/m} \quad (\text{Succión})$$

Para la fuerza concentrada, calculamos el Área tributaria:

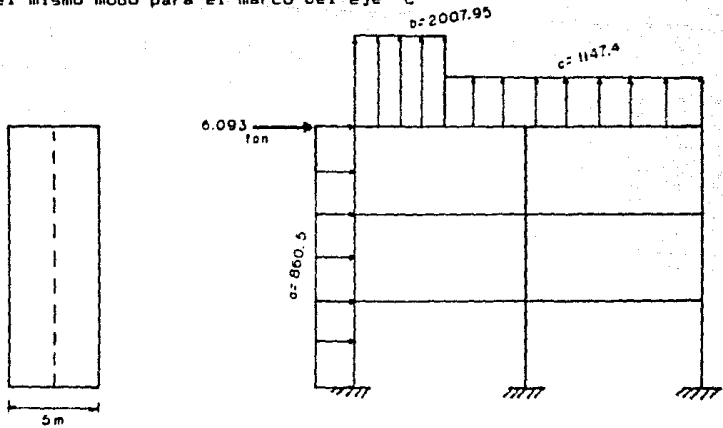


Considerándolo como un rectángulo de $2.5m * 7.08m$, entonces el Área es:

$$A = 2.5m * (5.50m + 1.58m) = 17.7m^2$$

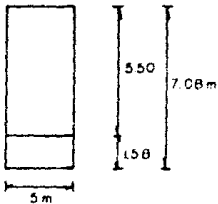
$$P = 17.7m^2 * s = 17.7 * 172.11 = 3046.347 \text{ kg} = 3.047 \text{ Ton.}$$

Del mismo modo para el marco del eje C



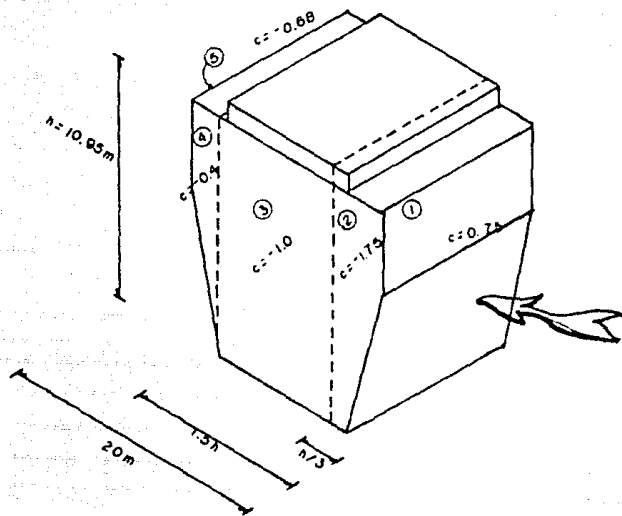
$$\begin{aligned}
 a &= 5m \cdot 1 = 5m \cdot 172.16 = 860.5 \text{ kg/m} && \text{(Presión)} \\
 b &= 5m \cdot 2 = 5m \cdot -401.590 = -2007.95 \text{ kg/m} && \text{(Succión)} \\
 c &= 5m \cdot 3 = 5m \cdot -229.48 = -1147.4 \text{ kg/m} && \text{(Succión)}
 \end{aligned}$$

Para la fuerza concentrada:



$$\begin{aligned}
 A &= 7.08m \cdot 5m = 35.4 \text{ m}^2 \\
 F &= 35.4 \text{ m}^2 \cdot 172.16 = 35.4 \cdot 172.16 \\
 &= 6092.34 \text{ kg} = 6.093 \text{ Ton.}
 \end{aligned}$$

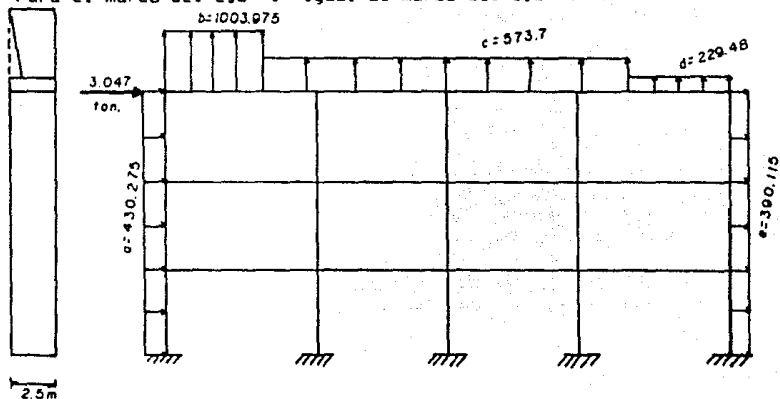
IV.32 VIENTO ACTUANDO TRANSVERSALMENTE



Para las zonas marcadas tenemos:

1	$P = 229.48 * (0.75) = 172.110$	(Presión)
2	$P = 229.48 * (-1.75) = -401.590$	(Succión)
3	$P = 229.48 * (-1.0) = -229.48$	(Succión)
4	$P = 229.48 * (-0.4) = -91.792$	(Succión)
5	$P = 229.48 * (-0.68) = -156.046$	(Succión)

Para el marco del eje 1 igual al marco del eje 3 .



$$a = 2.5 \cdot 1 = 2.5 \cdot 172.110 = 430.275 \text{ kg/m} \quad (\text{Presión})$$

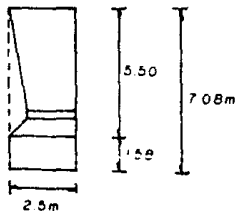
$$b = 2.5 \cdot 2 = 2.5 \cdot -401.590 = -1003.975 \text{ kg/m} \quad (\text{Succión})$$

$$c = 2.5 \cdot 3 = 2.5 \cdot -229.48 = -573.7 \text{ kg/m} \quad (\text{Succión})$$

$$d = 2.5 \cdot 4 = 2.5 \cdot -91.792 = -229.48 \text{ kg/m} \quad (\text{Succión})$$

$$e = 2.5 \cdot 5 = 2.5 \cdot -156.046 = -390.115 \text{ kg/m} \quad (\text{Succión})$$

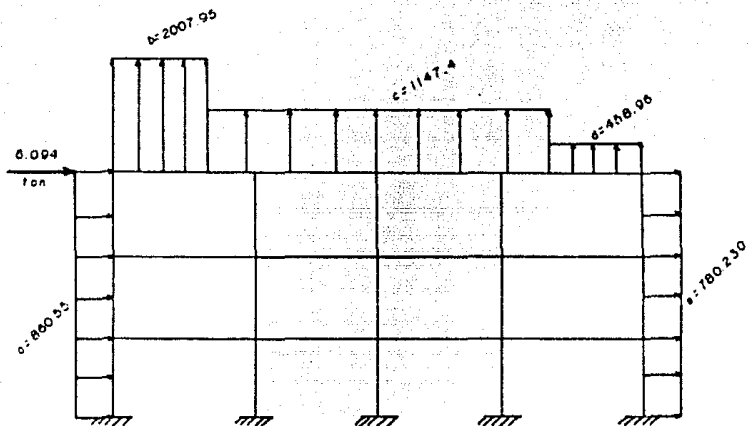
Para la carga concentrada se tiene una area tributaria de:



$$A = 7.08 \cdot 2.5 = 17.7 \text{ m}^2$$

$$P = 17.7 \text{ m}^2 \cdot 1 = 17.7 \cdot 172.110 = 3046.347 \text{ kg} = 3.047 \text{ Ton.}$$

En función de las áreas tributarias, vemos que el marco del eje 2 es exactamente el doble del marco anterior, o sea el del eje 1. por lo tanto los valores de las cargas se incrementan al doble, lo cual queda como sigue:



IV.4 ANALISIS SISMICO

Para realizar el analisis sismico es importante conocer el peso de cada uno de los tres niveles de la estructura como se realizo en el capitulo anterior y que se resumen en la siguiente tabla:

NIVEL	PESO (W) ton.	MASA (W/g) : g=981
3=N4+N3	137.2+204.015=341.215	0.3478
2	146.623	0.1500
1	141.430	0.1442

TOTAL = 629.268 ton.

además de la tabla anterior, es necesario determinar otros valores como: coeficiente sismico "c", factor de ductilidad "Q" y rigidez de la estructura.

En el capitulo anterior determinamos los siguientes valores:

$$c = 0.208 \qquad a_0 = 0.039 \qquad r = 1/2$$

$$T_1 = 0.30 \qquad T_2 = 0.80$$

El valor que se adopta en función de la estructuración para el factor de ductilidad $Q = 2$.

La rigidez de entrepiso se determina con las formulas de WILBUR de acuerdo a las dimensiones de los elementos estructurales y se presenta a continuación:

NIVEL	TRABE	DIMENS (cm)	I_{cm^4}	LONGIT. (CM)	K # I/L
	T-1	30 * 40	160000	500	320
	T-2	30 * 40	160000	500	320
	T-3	30 * 40	160000	500	320
1	T-4	40 * 60	720000	461	1561.8
	T-5	40 * 60	720000	500	1440
	T-6	30 * 40	160000	461	347
	T-7	30 * 40	160000	500	320

continua.....

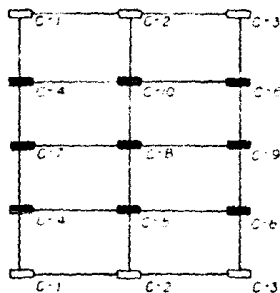
2	T-1	30 * 40	160000	500	320
	T-2	30 * 40	160000	500	320
	T-3	30 * 40	160000	500	320
	T-8	40 * 60	720000	542	1328.4
	T-5	40 * 60	720000	500	1440
	T-9	30 * 40	160000	542	295.2
3	T-10	30 * 40	160000	500	320
	T-11	40 * 60	720000	500	1440
	T-12	40 * 60	720000	500	1440
	T-13	30 * 50	312500	500	625
	T-14	40 * 60	720000	542	1328.4
T-15	40 * 60	720000	500	1440	

RIGIDEZ EN TRABES

COLUMNA	DIMENSION	I _{trabes} ⁴	I _{columna} ⁴	ENTREPISO 1 a 3 de 305 cm	
				K _x = I/L	K _y = I/L
C-1	50 * 70	1429166.7	729166.7	3915.5	1997.7
C-2	50 * 70	1429166.7	729166.7	3915.5	1997.7
C-3	50 * 70	1429166.7	729166.7	3915.5	1997.7
C-4	40 * 50	416666.7	266666.7	1141.5	730.5
C-5	40 * 50	416666.7	266666.7	1141.5	730.5
C-6	40 * 50	416666.7	266666.7	1141.5	730.5
C-7	40 * 50	416666.7	266666.7	1141.5	730.5
C-8	40 * 50	416666.7	266666.7	1141.5	730.5
C-9	40 * 50	416666.7	266666.7	1141.5	730.5
C-10	40 * 50	416666.7	266666.7	1141.5	730.5

RIGIDEZ EN COLUMNAS

La localización de las columnas se presenta en el siguiente esquema:



Rigidez total en sentido X

$$6 * 3915.5 = 23493$$

$$6 * 1141.5 = 6849$$

$$K_x = 33766.5$$

Rigidez total en sentido

Y

$$6 \cdot 1997.7 = 11986.2$$

$$9 \cdot 730.5 = 6574.5$$

$$k_y = 18560.7$$

Ahora procederemos a determinar la rigidez de las trabes por cada nivel.

NIVEL 1

T-4	T-1	T-6	T-1	T-4
	T-2		T-2	
T-5		T-7		T-5
	T-3		T-3	
T-5		T-7		T-5
	T-2		T-2	
T-4		T-6		T-4
	T-1		T-1	

Rigidez en trabes:

$$4 \cdot I_1 = 4 \cdot (320) = 1280$$

$$4 \cdot I_2 = 4 \cdot (320) = 1280$$

$$2 \cdot I_3 = 2 \cdot (320) = 640$$

$$4 \cdot I_4 = 4 \cdot (1561.8) = 6247.2$$

$$4 \cdot I_5 = 4 \cdot (1440) = 5760$$

$$2 \cdot I_6 = 2 \cdot (347) = 694$$

$$2 \cdot I_7 = 2 \cdot (320) = 640$$

$$K_{T1} = 16541.2$$

NIVEL 2

T-8	T-1	T-9	T-1	T-8
	T-2		T-2	
T-5		T-10		T-5
	T-3		T-3	
T-5		T-10		T-5
	T-2		T-2	
T-8		T-9		T-8
	T-1		T-1	

Rigidez en trabes:

$$4 \cdot I_1 = 4 \cdot (320) = 1280$$

$$4 \cdot I_2 = 4 \cdot (320) = 1280$$

$$2 \cdot I_3 = 2 \cdot (320) = 640$$

$$4 \cdot I_5 = 4 \cdot (1440) = 5760$$

$$4 \cdot I_8 = 4 \cdot (1328.4) = 5313.6$$

$$2 \cdot I_9 = 2 \cdot (295.2) = 590.4$$

$$2 \cdot I_{10} = 2 \cdot (320) = 640$$

$$K_{T2} = 15504$$

NIVEL 3

T-14	T-11	T-14	T-11	T-14
T-15	T-12	T-15	T-12	T-15
T-15	T-13	T-15	T-13	T-15
T-14	T-12	T-14	T-12	T-14

Rígidez en trabes:

$$\begin{aligned}
 4 \cdot T_{11} &= 4 \cdot (1440) = 5760 \\
 4 \cdot T_{12} &= 4 \cdot (1440) = 5760 \\
 6 \cdot T_{14} &= 6 \cdot (1328.4) = 7970.4 \\
 6 \cdot T_{15} &= 6 \cdot (1440) = 8640
 \end{aligned}$$

$$K_{TB} = 29380.4$$

Aplicando las fórmulas de WILBUR y considerando que las columnas en la base están empotradas tenemos:

PRIMER ENTREPISO:

$$R_i = \frac{48 E}{h_i \left[\frac{4h_i}{\sum k_{ci}} + \frac{h_i + h_2}{\sum k_{ti} + \frac{\sum k_{ci}}{12}} \right]}$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$R_{ix} = \frac{48 \cdot (133137)}{365 \left[\frac{(4 \cdot 365)}{33766.5} + \frac{(365 + 365)}{16541.2 + \frac{33766.5}{12}} \right]} = 216275 \text{ kg/cm}$$

$$R_{1v} = \frac{48 * (133137)}{365 \left[\frac{(4*365)}{18560.7} + \frac{(365+365)}{16541.2 + \frac{18560.7}{12}} \right]} = 147105 \text{ kg/cm}$$

SEGUNDO ENTREPISO:

$$R_z = \frac{48 * E}{h_z \left[\frac{4h_z}{\Sigma K_{cz}} + \frac{h_1 + h_2}{\left(K_{T1} + \frac{\Sigma K_{c1}}{12} \right)} + \frac{h_z + h_B}{\Sigma K_{T2}} \right]}$$

$$R_{2x} = \frac{48 * (133137)}{365 \left[\frac{4*365}{33766.5} + \frac{365+365}{\left(16541.2 + \frac{33766.5}{12} \right)} + \frac{365+365}{15504} \right]} = 136743 \text{ kg/cm}$$

$$R_{2v} = \frac{48 * (133137)}{365 \left[\frac{4*365}{18560.7} + \frac{365+365}{\left(16541.2 + \frac{18560.7}{12} \right)} + \frac{365+365}{15504} \right]} = 105406 \text{ kg/cm}$$

TERCER ENTREFISO:

$$R_3 = \frac{48 \cdot E}{h_3 \left[\frac{4h_3}{\Sigma K_{c3}} + \frac{2h_2 + h_3}{\Sigma K_{T2}} + \frac{h_3}{\Sigma K_{T3}} \right]}$$

Sustituyendo valores:

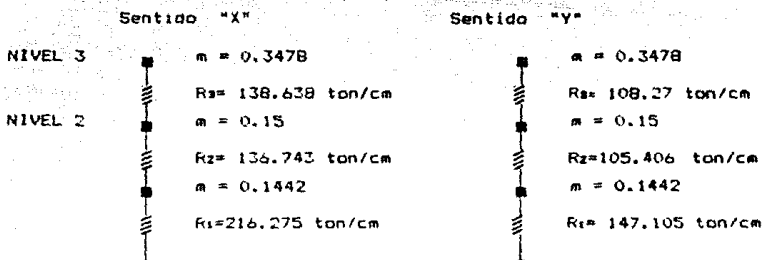
$$R_{3x} = \frac{48 \cdot (133137)}{365 \left[\frac{4 \cdot 365}{33766.5} + \frac{(2 \cdot 365) + 365}{15504} + \frac{365}{29380.4} \right]} = 138638 \text{ kg/cm}$$

$$R_{3y} = \frac{48 \cdot (133137)}{365 \left[\frac{4 \cdot 365}{18560.7} + \frac{(2 \cdot 365) + 365}{15504} + \frac{365}{29380.4} \right]} = 108270 \text{ kg/cm}$$

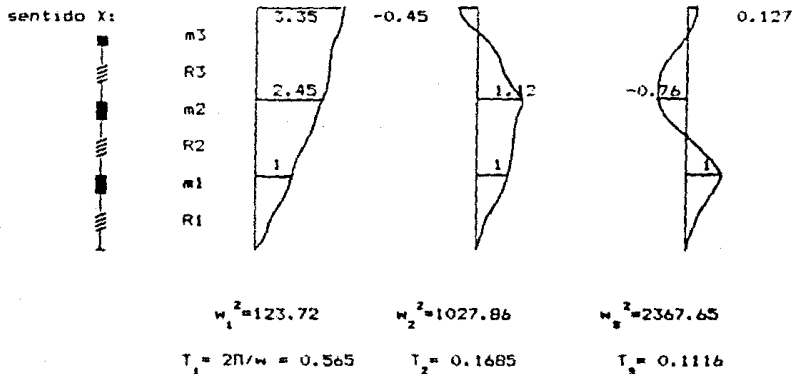
Resumiendo las rigideces de los tres niveles en los dos sentidos tenemos:

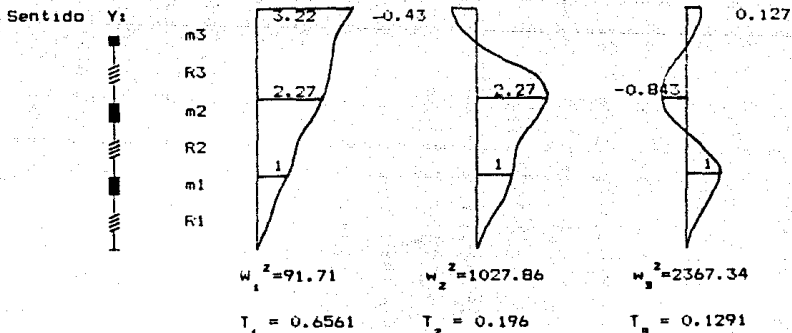
NIVEL	RIGIDEZ SENTIDO "X" Kx (ton/cm)	RIGIDEZ SENTIDO "Y" Ky (ton/cm)
1	216.275	147.105
2	136.743	105.406
3	138.638	108.270

Representando las condiciones de la estructura para el análisis modal espectral tenemos:



Empleando el método de HOLZER determinamos los modos de vibrar y frecuencias de la estructura:





Una vez obtenidos los modos de vibrar determinamos las fuerzas cortantes y desplazamientos debidos a la acción sísmica:

Sentido "X" :

Segun los datos del espectro de diseño:

$$a_0 = 0.039$$

$$c = 0.208$$

$$r = 1/2$$

$$T_a = 0.30$$

$$T_b = 0.80$$

El primer modo esta comprendido entre T_a y T_b , por lo tanto no se puede hacer reducción.

$$a_1 = c = 0.208$$

$$Q_1 = 2$$

Los otros dos periodos son menores que T_1 ; entonces:

$$a_2 = a_0 + (c - a_0) (T_2 / T_1) = 0.039 + (0.208 - 0.039) * (0.1685 / 0.3) = 0.134$$

$$Q_2 = 1 + (Q_1 - 1) (T_2 / T_1) = 1 + (2 - 1) * (0.1685 / 0.3) = 1.56$$

$$a_3 = a_0 + (c - a_0) (T_3 / T_1) = 0.039 + (0.208 - 0.039) * (0.1116 / 0.3) = 0.102$$

$$Q_3 = 1 + (Q_1 - 1) (T_3 / T_1) = 1 + (2 - 1) * (0.1116 / 0.3) = 1.372$$

Como los valores de la aceleración a_i estan expresados como fracción de la gravedad g (981 cm/s^2); las aceleraciones espectrales de diseño A_i estan dadas por:

$$A_i = a_i * (g/Q)$$

$$A_1 = 0.208 * (981/2) = 102.024 \text{ cm/s}^2$$

$$A_2 = 0.134 * (981/1.56) = 84.270 \text{ "}$$

$$A_3 = 0.102 * (981/1.372) = 73.000 \text{ "}$$

Los coeficientes de participación están dados por la ecuación:

$$C_n = \frac{\sum (m_i \cdot Z_{i,n})}{\sum (m_i \cdot Z_{i,n}^2)}$$

$$C_1 = \frac{(0.1442 \cdot 1) + (0.15 \cdot 2.45) + (0.3478 \cdot 3.55)}{(0.1442 \cdot 1^2) + (0.15 \cdot 2.45^2) + (0.3478 \cdot 3.55^2)} = 0.3217$$

$$C_2 = \frac{(0.1442 \cdot 1) + (0.15 \cdot 1.12) - (0.3478 \cdot 0.45)}{(0.1442 \cdot 1^2) + (0.15 \cdot 1.12^2) - (0.3478 \cdot 0.45^2)} = 0.3865$$

$$C_3 = \frac{(0.1442 \cdot 1) - (0.15 \cdot 0.76) + (0.3478 \cdot 0.11)}{(0.1442 \cdot 1^2) - (0.15 \cdot 0.76^2) + (0.3478 \cdot 0.11^2)} = 0.292$$

Los desplazamientos máximos de las masas en el modo j , " U_j " y los desplazamientos de entrepiso correspondientes " δ " resultan de la ecuación siguiente:

$$U_{j,max} = (A_j \cdot C_j \cdot Z_{ij}) / W_j^2$$

$$U_1 = \frac{A_1 \cdot C_1}{W_1^2} \cdot Z_{1j} = \frac{(102.024 \cdot 0.3217)}{123.72} \begin{bmatrix} 3.55 \\ 2.45 \\ 1.00 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.942 \\ 0.65 \\ 0.2653 \end{bmatrix} \Rightarrow \delta = \begin{bmatrix} 0.292 \\ 0.3847 \\ 0.2653 \end{bmatrix}$$

$$U_2 = \frac{A_2 \cdot C_2}{W_2^2} \cdot Z_{2j} = \frac{(84.27 \cdot 0.3865)}{1390.24} \begin{bmatrix} -0.45 \\ 1.12 \\ 1.00 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.0105 \\ 0.0263 \\ 0.2343 \end{bmatrix} \Rightarrow \delta = \begin{bmatrix} -0.0367 \\ 0.0028 \\ 0.0234 \end{bmatrix}$$

$$U_3 = \frac{A_3 \cdot C_3}{W_3^2} \cdot Z_{3j} = \frac{(73 \cdot 0.292)}{3168.65} \begin{bmatrix} 0.11 \\ -0.76 \\ 1.00 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00074 \\ -0.00512 \\ 0.00673 \end{bmatrix} \Rightarrow \delta = \begin{bmatrix} 0.00586 \\ -0.01185 \\ 0.00673 \end{bmatrix}$$

Los valores anteriores están dados en cm.

La fuerza cortante V_{ij} en el entrepiso "i" medida al modo "j", se calcula multiplicando el desplazamiento de entrepiso "i" por la rigidez respectiva " R_i ".

$$\begin{aligned} V_{31} &= 138.638 \cdot 0.292 = 40.482 \text{ ton} \\ V_{21} &= 136.743 \cdot 0.3847 = 52.605 \text{ " } \\ V_{11} &= 216.275 \cdot 0.2653 = 57.378 \text{ " } \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{32} &= 138.638 \cdot -0.03674 = -5.094 \text{ ton} \\ V_{22} &= 136.743 \cdot 0.00281 = 0.384 \text{ " } \\ V_{12} &= 216.275 \cdot 0.02343 = 5.067 \text{ " } \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{33} &= 138.638 \cdot 0.00586 = 0.812 \text{ ton} \\ V_{23} &= 136.743 \cdot -0.01185 = -1.620 \text{ " } \\ V_{13} &= 216.275 \cdot 0.00673 = 1.456 \text{ " } \end{aligned}$$

La respuesta debida a la combinacion de todos los modos se determina con la siguiente ecuacion:

$$R = \sqrt{\sum_j (R_j^2)}$$

Esta misma se emplea para determinar cortantes, desplazamientos maximos y desplazamientos relativos (de entrepiso).

CORTANTES DE DISEÑO.

$$V_3 = \sqrt{[(40.482)^2 + (5.094)^2 + (0.812)^2]} = 40.809 \text{ ton}$$

$$V_2 = \sqrt{[(52.605)^2 + (0.384)^2 + (1.620)^2]} = 52.631 \text{ ton}$$

$$V_1 = \sqrt{[(57.378)^2 + (5.067)^2 + (1.456)^2]} = 57.620 \text{ ton}$$

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS.

$$U_3 = \sqrt{[(0.942)^2 + (0.0105)^2 + (0.00074)^2]} = 0.942 \text{ cm}$$

$$U_2 = \sqrt{[(0.65)^2 + (0.02624)^2 + (0.00512)^2]} = 0.651 \text{ cm}$$

$$U_1 = \sqrt{[(0.2853)^2 + (0.02343)^2 + (0.00673)^2]} = 0.286 \text{ cm}$$

DEL MODO ANTERIOR CALCULAMOS EN EL SENTIDO "Y":

$T_2 < T_1 < T_0 \rightarrow$ no se permite reducción.

$$a_1 = c = 0.208 \quad Q = 2$$

$T_2 < T_0$ entonces:

$$a_2 = a_1 + (c - a_1)(T_2/T_0) = 0.039 + (0.208 - 0.039) \cdot (0.196/0.3) = 0.149$$

$$Q_2 = 1 + (Q - 1)(T_2/T_0) = 1 + (2 - 1) \cdot (0.196/0.3) = 1.653$$

$T_2 < T_0$ entonces:

$$a_3 = a_1 + (c - a_1)(T_2/T_0) = 0.039 + (0.208 - 0.039) \cdot (0.1291/0.3) = 0.112$$

$$Q_3 = 1 + (Q - 1)(T_2/T_0) = 1 + (2 - 1) \cdot (0.1291/0.3) = 1.430$$

Aceleraciones espectrales de diseño:

$$A_1 = 0.208 \cdot (981/2) = 102.024 \text{ cm/s}^2$$

$$A_2 = 0.149 \cdot (981/1.653) = 88.426 \text{ "}$$

$$A_3 = 0.112 \cdot (981/1.430) = 76.834 \text{ "}$$

Coefficientes de participación:

$$C_1 = \frac{(0.1442 \cdot 1) + (0.15 \cdot 2.27) + (0.3478 \cdot 3.22)}{(0.1442 \cdot 1^2) + (0.15 \cdot 2.27^2) + (0.3478 \cdot 3.22^2)} = 0.3547$$

$$C_2 = \frac{(0.1442 \cdot 1) + (0.15 \cdot 0.989) - (0.3478 \cdot 0.43)}{(0.1442 \cdot 1^2) + (0.15 \cdot 0.989^2) - (0.3478 \cdot 0.43^2)} = 0.4025$$

$$C_3 = \frac{(0.1442 \cdot 1) - (0.15 \cdot 0.943) + (0.3478 \cdot 0.127)}{(0.1442 \cdot 1^2) - (0.15 \cdot 0.943^2) + (0.3478 \cdot 0.127^2)} = 0.2415$$

Los desplazamientos son:

$$U_1 = \frac{A_1 \cdot C_1}{\omega_1^2} Z_0 = \frac{(102.024 \cdot 0.3547)}{91.71} \begin{bmatrix} 1.22 \\ 2.27 \\ 1.00 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.2706 \\ 0.8957 \\ 0.3946 \end{bmatrix} \rightarrow \delta = \begin{bmatrix} 0.3749 \\ 0.5011 \\ 0.3946 \end{bmatrix}$$

$$U_2 = \frac{A_2 + C_2}{W_2^2} Z_{1j} = \frac{(88.426 + 0.4025)}{1027.86} \begin{bmatrix} -0.43 \\ 0.989 \\ 1.00 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.0149 \\ 0.0342 \\ 0.0346 \end{bmatrix} \Rightarrow \delta = \begin{bmatrix} -0.0491 \\ -0.0004 \\ 0.0346 \end{bmatrix}$$

$$U_3 = \frac{A_3 + C_3}{W_3^2} Z_{1j} = \frac{(76.834 + 0.2415)}{2367.34} \begin{bmatrix} 0.127 \\ -0.843 \\ 1.00 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0010 \\ -0.0066 \\ 0.0078 \end{bmatrix} \Rightarrow \delta = \begin{bmatrix} 0.0076 \\ -0.0144 \\ 0.0078 \end{bmatrix}$$

Cortantes:

$$V_{31} = 108.27 + 0.3749 = 40.590 \text{ ton}$$

$$V_{21} = 105.406 + 0.5011 = 52.819 \text{ "}$$

$$V_{11} = 147.105 + 0.3946 = 58.048 \text{ "}$$

$$V_{32} = 108.27 + -0.0491 = -5.316 \text{ ton}$$

$$V_{22} = 105.406 + -0.0004 = -0.042 \text{ "}$$

$$V_{12} = 147.105 + 0.0346 = 5.090 \text{ "}$$

$$V_{33} = 108.27 + 0.0076 = 0.823 \text{ ton}$$

$$V_{23} = 105.406 + -0.0144 = -1.518 \text{ "}$$

$$V_{13} = 147.105 + 0.0078 = 1.147 \text{ "}$$

CORTANTES DE DISEÑO.

$$V_3 = \sqrt{(40.590)^2 + (5.316)^2 + (0.823)^2} = 40.945 \text{ ton}$$

$$V_2 = \sqrt{(52.819)^2 + (0.042)^2 + (1.518)^2} = 52.841 \text{ ton}$$

$$V_1 = \sqrt{(58.048)^2 + (5.090)^2 + (1.147)^2} = 58.282 \text{ ton}$$

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS.

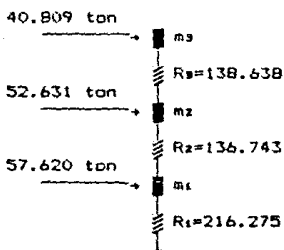
$$U_3 = \sqrt{(1.2706)^2 + (0.0149)^2 + (0.0010)^2} = 1.271 \text{ cm}$$

$$U_2 = \sqrt{(0.8957)^2 + (0.0342)^2 + (0.0066)^2} = 0.896 \text{ cm}$$

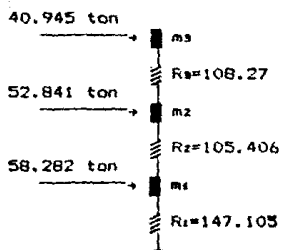
$$U_1 = \sqrt{(0.3946)^2 + (0.0346)^2 + (0.0078)^2} = 0.396 \text{ cm}$$

Resumiendo las cargas por análisis modal en los sentidos "X" y "Y" tenemos:

SENTIDO "X"



SENTIDO "Y"



(Rigidez en ton/cm)

RESOLVIENDO PARA EL METODO ESTATICO.

Calculando las fuerzas sismicas sin estimar el periodo fundamental de vibración:

NIVEL	w_i	h_i	$w_i \cdot h_i$	P_i	V_i
3	341.215	10.950	3776.304	01.875	91.875
2	146.623	7.300	1070.348	26.320	118.195
1	141.430	3.650	516.220	12.629	130.824
	629.268		5322.872		

En la tabla anterior, los valores de "P_i" estan dados por la siguiente expresion:

$$P_i = \frac{w_i \cdot h_i}{\sum w_i \cdot h_i} C_s \cdot \sum w_i$$

donde: $C_s = 0.208$

Estimando el periodo de vibración tenemos:

NIV	V_x (ton)	P_{ly} (ton)	V_y (ton)	K_{lx} ton/cm	K_{ly} ton/cm	(V_x/K_{lx}) cm	(V_y/K_{ly}) cm
3	341.215	91.875	91.875	138.638	108.27	0.663	0.849
2	146.623	26.320	118.195	136.743	105.406	0.864	1.121CONT.
1	141.430	12.629	130.824	216.275	147.105	0.605	0.889

X_{lx} cm	X_{ly} cm	$V_x \cdot (X_{lx})^2$	$P_{ly} \cdot (X_{lx})$	$V_y \cdot (X_{ly})^2$	$P_{lx} \cdot (X_{ly})$
2.132	2.859	1550.967	195.878	2789.051	262.671
1.469	2.010	316.407	38.664	592.372	52.903
0.605	0.889	51.767	7.641	111.775	11.227
		1919.141	242.183	3493.198	326.801

En la tabla anterior, los valores de "X" se obtienen a partir de la fórmula:

$$X_i = \frac{\sum P_{ly} \cdot X_i}{V_{ly}}$$

El periodo fundamental se obtiene empleando la siguiente expresión:

$$T = (6.3) \cdot \frac{\sqrt{\sum (W_i \cdot X_i^2)}}{g \cdot \sum (P_i \cdot X_i)} \quad g = 981 \text{ cm/s}^2$$

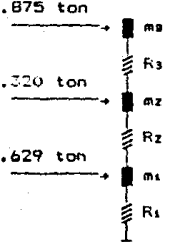
$$T_x = 0.566 \text{ seg}$$

$$T_y = 0.658 \text{ seg}$$

Como se ve, los periodos fundamentales tanto en "X" como en "Y" se encuentran entre T_x y T_y , por lo cual no se permite reducción.

Las fuerzas horizontales debidas a sismo son iguales para ambas direcciones de la estructura, las masas tambien y lo unico que cambia son las rigideces.

Resumiendo las fuerzas actuantes en la estructura para el método simplificado de análisis tenemos:

<p>91.875 ton</p> <p>26.320 ton</p> <p>12.629 ton</p>	 <p>m_3</p> <p>$R_3 =$</p> <p>m_2</p> <p>$R_2 =$</p> <p>m_1</p> <p>$R_1 =$</p>	<p><u>SENTIDO "X"</u></p> <p>138.638</p> <p>136.743</p> <p>216.275</p>	<p><u>SENTIDO "Y"</u></p> <p>108.270</p> <p>105.406</p> <p>147.105</p>
-------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------

(Rigidez en ton/cm)

Observando los resultados anteriores vemos que la situación más desfavorable se tiene empleando el Método del Análisis Modal Espectral, por lo que procedemos a distribuir las fuerzas resultantes de este análisis.

DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS

La distribución de las fuerzas resultantes del análisis sísmico que actúan en cada nivel se lleva a cabo de acuerdo a la rigidez de cada marco respecto a los demás.

Para distribuir dichas fuerzas se determina la contribución de cada marco para resistir la fuerza correspondiente.

Las fuerzas que deberán resistir los marcos serán:

PARA EL NIVEL 3 (V = 41 Ton.)

Del análisis previo de rigidez de cada trabe, determinamos su momento de inercia (I), el cual era para:

Trabes de sección transversal = 30 * 40 → I = 160000 cm⁴ = 1
Trabes de sección transversal = 30 * 50 → I = 312500 " = 2.304
Trabes de sección transversal = 40 * 60 → I = 720000 " = 4.5

Sentido X

En el eje A tenemos = 2 * 4.5 = 9
En el eje B tenemos = 2 * 4.5 = 9
En el eje C tenemos = 2 * 2.304 = 4.608
En el eje D tenemos = 2 * 4.5 = 9
En el eje E tenemos = 2 * 4.5 = 9

Rigidez total en sentido X = (9 * 4) + (4.608) = 40.608

Para el Marco del eje A la proporción será = 9/40.608 = 0.2216 %

Entonces la fuerza para el Marco A en sentido X = 0.2216 * 41 ton

F = 9.1 ton (También para los Marcos de los ejes B, D y E)

Para el Marco del eje C la proporción será = 4.608/40.608 = 0.1136 %

La fuerza para el Marco C en sentido X es = 0.1136 * 41 ton = 4.7 ton

Del mismo modo para los Marcos en el sentido Y tenemos que:

Fuerza en el Marco del eje 1 sentido Y = 13.7 ton

Fuerza en el Marco del eje 2 sentido Y = 13.7 ton

Fuerza en el Marco del eje 3 sentido Y = 13.7 ton

NIVEL 2 (V = 53 Ton.)

Sentido X

Fuerza en el Marco del eje A, B, C, D y E = 10.6 ton

Sentido Y

Fuerza en el Marco del eje 1 y 3 = 23.85 ton

Fuerza en el Marco del eje 2 = 5.3 ton

NIVEL 1 (V = 58.5 Ton.)

Sentido X

Fuerza en el Marco del eje A, B, C, D y E = 11.7 ton

Sentido Y

Fuerza en el Marco del eje 1 y 3 = 26.325 ton

Fuerza en el Marco del eje 2 = 5.85 ton

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

IV.E ANALISIS DE LAS COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga que se pueden presentar son dos, la primera es Carga Vertical (incluidas Carga Muerta y Carga Viva) más viento; la segunda posible combinación es Carga Vertical más Sismo.

De los incisos anteriores para cada una de estas condiciones, es muy claro que los efectos que más pueden influir en la estructura son los que involucran a la acción sísmica, por lo que se considerará como situación más desfavorable el efecto combinado de Carga Vertical más Sismo.

Cabe resaltar que en esta parte de la tesis para el análisis de los marcos sujetos a fuerzas gravitacionales y horizontales se empleó el programa de computadora para analizar marcos planos sujetos a cargas gravitacionales y horizontales denominado 'STRUC', con el cual también es posible diseñar elementos de concreto reforzado.

En las siguientes páginas (de la 81 a la 102), se presenta el listado de los valores obtenidos para los marcos de los ejes A, B, C, 1 y 2, en el cual se hace énfasis en los valores críticos que afectan a cada una de las 15 trabes que intervienen en la composición de los marcos, así como de las 10 columnas.

En la tabla de resultados las columnas indican lo siguiente:

NM	o	NV	Momento al Norte del nudo o cortante al Norte del nudo
SM	o	SV	Momento al Sur del nudo o cortante al Sur del nudo
EM	o	EV	Momento al Este del nudo o cortante al Este del nudo
WM	o	WV	Momento al Oeste del nudo o cortante al Oeste del nudo

Para los nudos tenemos las juntas (I , J) donde:

I se refiere a los niveles del marco

J se refiere a los claros del marco

En los marcos, se analiza primero la condición de Carga Vertical y posteriormente la condición de Carga Horizontal y después se hace la combinación de ambas por medio de los diagramas de envolventes de todas las acciones que intervienen las cuales son :

- 1 Carga Vertical (Gravitacional)
- 2 Sismo(1) considerado en una dirección
- 3 Sismo(2) considerado en la otra dirección

TITULO : MARCO DEL EJE A

(NODOS DESPLAZABLES)

NUMERO DE CLAVOS : 1
NUMERO DE ENTREFISOS : 3

CONDICION APOYOS

1= Empotrado 2= Articulado

APOYO 1 -- 1
APOYO 2 -- 1
APOYO 3 --> 1

ALTURA ENTREFISOS (metros)

entre I= 1 y I= 2 = 3.65
entre I= 2 y I= 3 = 3.65
entre I= 3 y I= 4 = 3.65

SEPARACION COLUMNAS (metros)

entre J= 1 y J= 2 = 5
entre J= 2 y J= 3 = 5

MOMENTOS INERCIA (cm⁴)

I = R A B E S

I= 1 entre J= 1 y J= 2 = 720000
I= 1 entre J= 2 y J= 3 = 720000
I= 2 entre J= 1 y J= 2 = 160000
I= 2 entre J= 2 y J= 3 = 160000
I= 3 entre J= 1 y J= 2 = 160000
I= 3 entre J= 2 y J= 3 = 160000

C O L U M N A S

J= 1 entre I= 1 y I= 2 = 729166.7
J= 2 entre I= 1 y I= 2 = 729166.7
J= 3 entre I= 1 y I= 2 = 729166.7
J= 1 entre I= 2 y I= 3 = 729166.7
J= 2 entre I= 2 y I= 3 = 729166.7
J= 3 entre I= 2 y I= 3 = 729166.7
J= 1 entre I= 3 y I= 4 = 729166.7
J= 2 entre I= 3 y I= 4 = 729166.7
J= 3 entre I= 3 y I= 4 = 729166.7

CARGAS GRAVITACIONALES

CARGA REPARTIDA (ton/m²)

I= 1 entre J= 1 y J= 2 = 1.516
I= 1 entre J= 2 y J= 3 = 1.516

TAISA
ANALISIS ESTRUCTURAL

I= 2 entre J= 1 y J= 2 = .637
 I= 2 entre J= 2 y J= 3 = .637
 I= 3 entre J= 1 y J= 2 = .637
 I= 3 entre J= 2 y J= 3 = .637

MOMENTOS EN TON-M

	I	J	NM	SM	EM	WM
JUNTA	1	1	+0.000	-1.848 C-3I	+1.845	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	+0.000	+3.815	-3.815 T-II
JUNTA	1	3	+0.000	+1.848 C-II	+0.000	-1.845
JUNTA	2	1	-0.963 C-3I	-0.355	+1.318	+0.000
JUNTA	2	2	+0.000	+0.000 C-2I	+1.331	-1.331
JUNTA	2	3	+0.963 C-II	+0.355	+0.000	-1.318
JUNTA	3	1	-0.630	-0.603	+1.231	+0.000
JUNTA	3	2	+0.000	+0.000	+1.375	-1.375 T-I
JUNTA	3	3	+0.630	+0.603	+0.000	-1.231
JUNTA	4	1	-0.000	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000

CORTANTES EN TON

	I	J	NV	SV	EV	WV
JUNTA	1	1	+0.000	-0.770	+3.396	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	+0.000	+4.184	-4.184
JUNTA	1	3	+0.000	+0.770	+0.000	-3.396
JUNTA	2	1	-0.770	-0.270	+1.590	+0.000
JUNTA	2	2	+0.000	+0.000	+1.595	-1.595
JUNTA	2	3	+0.770	+0.270	+0.000	-1.590
JUNTA	3	1	-0.270	-0.248	+1.564	+0.000
JUNTA	3	2	+0.000	+0.000	+1.621	-1.621
JUNTA	3	3	+0.270	+0.248	+0.000	-1.564
JUNTA	4	1	-0.248	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	+0.248	+0.000	+0.000	+0.000

CARGA COLUMNAS EN TON

Nota: figurar peso propio cols.

J= 1 entre I= 1 e I= 2 = 3.396
 J= 1 entre I= 2 e I= 3 = 4.980
 J= 1 entre I= 3 e I= 4 = 6.55

J= 2 entre I= 1 e I= 2 = 8.368
 J= 2 entre I= 2 e I= 3 = 11.508
 J= 2 entre I= 3 e I= 4 = 14.641

TAISA
ANALISIS ESTRUCTURAL

J= 3 entre I= 1 e I= 2 = 3.396
 J= 3 entre I= 2 e I= 3 = 4.986
 J= 3 entre I= 3 e I= 4 = 6.55

TOTAL CARGA 55.802 ton

TAISA
ANALISIS ESTRUCTURAL

TITULO I

(NUDOS DESPLAZABLES)

CARGAS HORIZONTALES (ton)

H(1) = 9.100001
 H(2) = 10.6
 H(3) = 11.7

MOMENTOS EN TON-M

	I	J	NM	SM	EM	WM
JUNTA	1	1	+0.000	-10.799	+10.762	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	-17.505	+8.674	+8.674
JUNTA	1	3	+0.000	-10.799	+0.000	+10.762
JUNTA	2	1	+3.554	-13.055	+9.545	+0.000
JUNTA	2	2	-1.222	-17.541	+9.399	+9.399
JUNTA	2	3	+3.554	-13.055	+0.000	+9.545
JUNTA	3	1	-7.511	-4.916	+11.933	+0.000
JUNTA	3	2	-13.229	-9.755	+11.639	+11.639
JUNTA	3	3	-7.511	-4.916	+0.000	+11.933
JUNTA	4	1	-10.826	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	-10.826	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	-10.826	+0.000	+0.000	+0.000

COEFICIENTES EN TON

	I	J	NV	SV	EV	WV
JUNTA	1	1	+0.000	-1.735	+0.000	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	-5.131	+0.000	+0.000
JUNTA	1	3	+0.000	-1.735	+0.000	+0.000
JUNTA	2	1	-1.487	-5.677	+0.789	+0.000
JUNTA	2	2	-5.131	-6.459	+0.789	+0.789
JUNTA	2	3	-1.487	-5.677	+0.000	+0.789
JUNTA	3	1	-5.677	-9.797	+4.714	+0.000
JUNTA	3	2	-5.677	-11.514	+4.714	+4.714

JUNTA	4	1	-7.793	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	-11.814	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	-8.793	+0.000	+0.000	+0.000

84

CARGA COLUMNAS EN TON

Nota: Agregar peso propio cols.

J= 1 entre I= 1 e I= 2 = 3.887

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

J= 1 entre I= 2 e I= 3 = 7.676
 J= 1 entre I= 3 e I= 4 = 12.739
 J= 2 entre I= 1 e I= 2 = 0
 J= 2 entre I= 2 e I= 3 = 0
 J= 2 entre I= 3 e I= 4 = 0
 J= 3 entre I= 1 e I= 2 = -3.887
 J= 3 entre I= 2 e I= 3 = -7.676
 J= 3 entre I= 3 e I= 4 = -12.39

TOTAL CARGA 0 ton

TITULO : MARCO DEL EJE B

NODOS DESPLAZADOS

NUMERO DE NODOS : 1
 NUMERO DE ELEMENTOS : 2

CONDICION APoyo

1= Empujado 2= Articulado

APoyo 1 -- 1
 APoyo 2 -- 1
 APoyo 3 -- 1

ALTURA ENTREPISOS (metros)

entre Ia 1 y Ia 2 = 3.65
 entre Ia 2 y Ia 3 = 3.65
 entre Ia 3 y Ia 4 = 3.65

SEPARACION COLUMNAS (metros)

entre Ia 1 y Ia 2 = 2
 entre Ia 2 y Ia 3 = 5

SEPARACION TREFUM (cm)

T R E F U M

Ia 1 entre Ia 1 y Ia 2 = 10000
 Ia 1 entre Ia 2 y Ia 3 = 10000
 Ia 2 entre Ia 1 y Ia 2 = 100000
 Ia 2 entre Ia 2 y Ia 3 = 100000
 Ia 3 entre Ia 1 y Ia 2 = 100000
 Ia 3 entre Ia 2 y Ia 3 = 100000

C O L U M N A S

Ia 1 entre Ia 1 y Ia 2 = 10000.7
 Ia 1 entre Ia 1 y Ia 3 = 100000.7
 Ia 2 entre Ia 1 y Ia 3 = 10000.7
 Ia 2 entre Ia 2 y Ia 3 = 100000.7
 Ia 3 entre Ia 2 y Ia 3 = 10000.7
 Ia 3 entre Ia 2 y Ia 4 = 100000.7
 Ia 3 entre Ia 3 y Ia 4 = 10000.7

DEFORMACIONES

CONDICION DE LOS NODOS

Ia 1 entre Ia 1 y Ia 2 = 0.000
 Ia 1 entre Ia 2 y Ia 3 = 0.000

TAISA
ANALISIS ESTRUCTURAL

I= 1	entre	J= 1	y	J= 1	=	.637
I= 2	entre	J= 2	y	J= 3	=	.637
I= 3	entre	J= 1	y	J= 2	=	.637
I= 3	entre	J= 2	y	J= 3	=	.637

MOMENTOS EN TOR-⁰

	I	J	NM	SM	EM	NM
JUNTA	1	1	+0.000	-2.664 C-01	+2.669	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	+0.000	+10.728	-10.729 T-12
JUNTA	1	3	+0.000	+2.665 C-01	+0.000	-2.670
JUNTA	2	1	-1.233 C-01	-0.153	+1.385	+0.000
JUNTA	2	2	+0.000 C-101	+0.001 C-101	+1.298	-1.298
JUNTA	2	3	+1.233 C-01	+0.154	+0.000	-1.386
JUNTA	3	1	-0.503	-0.570	+1.076	+0.000
JUNTA	3	2	+0.001	+0.001	+1.452	-1.454 T-2
JUNTA	3	3	+0.504	+0.570	+0.000	-1.077
JUNTA	4	1	-0.285	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	+0.001	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	+0.286	+0.000	+0.000	+0.000

CORTANTES EN TON

	I	J	NV	SV	EV	NV
JUNTA	1	1	+0.000	-1.068	+8.038	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	+0.000	+11.262	-11.262
JUNTA	1	3	+0.000	+1.068	+0.000	-8.038
JUNTA	2	1	-1.068	-0.180	+1.610	+0.000
JUNTA	2	2	+0.000	+0.001	+1.575	-1.575
JUNTA	2	3	+1.068 C-10	+0.180	+0.000	-1.610
JUNTA	3	1	-0.180	-0.234	+1.517	+0.000
JUNTA	3	2	+0.001	+0.001	+1.668	-1.668
JUNTA	3	3	+0.180	+0.275	+0.000	-1.517
JUNTA	4	1	-0.234	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	+0.001	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	+0.235	+0.000	+0.000	+0.000

CARGA COLUMNS EN TON

Nota: Sumar peso propio cols.

I= 1	entre	I= 1	e	I= 2	=	8.078
I= 1	entre	I= 2	e	I= 3	=	9.648
I= 1	entre	I= 3	e	I= 4	=	11.169
I= 2	entre	I= 1	e	I= 3	=	22.514
I= 2	entre	I= 1	e	I= 3	=	25.674
I= 3	entre	I= 1	e	I= 4	=	28.01

TAISA
ANALISIS ESTRUCTURAL

87

TITULO :

(NODOS DESPLAZABLES)

NUMERO DE CLAROS : 3

NUMERO DE ENTREPISOS : 3

CONDICION APOYOS

1= Empotrado 2= Articulado

APOYO 1 --> 1
APOYO 2 --> 1
APOYO 3 --> 1

ALTURA ENTREPISOS (metros)

entre I= 1 y I= 2 = 3.65
entre I= 2 y I= 3 = 3.65
entre I= 3 y I= 4 = 3.65

SEPARACION COLUMNAS (metros)

entre J= 1 y J= 2 = 5
entre J= 2 y J= 3 = 5

MOMENTOS INERCIA (cm⁴)

T R A B E S

I= 1 entre J= 1 y J= 2 = 700000
I= 1 entre J= 2 y J= 3 = 700000
I= 2 entre J= 1 y J= 2 = 160000
I= 2 entre J= 2 y J= 3 = 160000
I= 3 entre J= 1 y J= 2 = 160000
I= 3 entre J= 2 y J= 3 = 160000

C O L U M N A S

I= 1 entre I= 1 y I= 2 = 266666.7
J= 2 entre I= 1 y I= 2 = 266666.7
I= 2 entre I= 1 y I= 2 = 266666.7
J= 1 entre I= 2 y I= 3 = 266666.7
I= 3 entre I= 2 y I= 3 = 266666.7
J= 3 entre I= 3 y I= 4 = 266666.7
I= 1 entre I= 3 y I= 4 = 266666.7
J= 2 entre I= 3 y I= 4 = 266666.7
J= 3 entre I= 3 y I= 4 = 266666.7

CARGAS HORIZONTALES (ton)

H(1) = 8.100000
H(2) = 10.0
H(3) = 11.7

TAISA
ANALISIS ESTRUCTURAL

MOMENTOS EN TON-M

	I	J	NM	SM	EM	AM
JUNTA	1	1	+0.000	-8.175	+8.116	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	-11.992	+5.994	+5.994
JUNTA	1	3	+0.000	-8.126	+0.000	+8.126
JUNTA	2	1	-0.285	-11.979 C-61	+12.095	+0.000
JUNTA	2	2	-4.432	-18.241 C-101	+11.462	+11.462
JUNTA	2	3	-0.207	-11.940 C-41	+0.000	+12.154
JUNTA	3	1	-7.177	-16.222	+17.514	+0.000
JUNTA	3	2	-15.399	-16.823	+16.133	+16.133
JUNTA	3	3	-7.173	-16.261	+0.000	+17.514
JUNTA	4	1	-24.694 C-61	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	-27.878 C-101	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	-24.733 C-41	+0.000	+0.000	+0.000

CURTANTES EN TON

	I	J	NV	SV	EV	AV
JUNTA	1	1	+0.000	-2.719	+2.822	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	-4.497	+2.822	+2.822
JUNTA	1	3	+0.000	-2.286	+0.000	+2.822
JUNTA	2	1	-2.316	-5.247	+4.703	+0.000
JUNTA	2	2	-4.497	-9.216	+4.719	+4.703
JUNTA	2	3	-2.286	-5.236	+0.000	+4.719
JUNTA	3	1	-5.247	-9.566	+6.729	+0.000
JUNTA	3	2	-9.216	12.247 C-10	+6.729	+6.729
JUNTA	3	3	-5.236	-9.587	+0.000	+6.729
JUNTA	4	1	-9.566	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	-12.247	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	-9.587	+0.000	+0.000	+0.000

CARGA COLUMNAS EN TON

Nota: Añejan peso propio cols.

J= 1	entre I= 1	e I= 2	=	2.822
J= 1	entre I= 2	e I= 3	=	5.925
J= 1	entre I= 3	e I= 4	=	14.254
J= 2	entre I= 1	e I= 2	=	0
J= 2	entre I= 2	e I= 3	=	4.016
J= 2	entre I= 3	e I= 4	=	4.016
J= 3	entre I= 1	e I= 2	=	-12.522
J= 3	entre I= 2	e I= 3	=	-7.541
J= 3	entre I= 3	e I= 4	=	-14.27

TALLER
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

TÍTULO : MARCO DEL EJE C

NÚMERO DESPLAZABLES :

NÚMERO DE COLUMNAS : 4

NÚMERO DE ENTREPIESOS : 3

CONDICIÓN APOYOS

1= Empotrado 2= Articulado

APoyo 1 -- 1

APoyo 2 -- 1

APoyo 3 -- 1

ALTURA ENTREPIESOS (metros)

entre 1= 1 y 1= 2 = 3.55

entre 1= 2 y 1= 3 = 3.55

entre 1= 3 y 1= 4 = 3.55

SEPARACIÓN COLUMNAS (metros)

entre J= 1 y J= 2 = 5

entre J= 2 y J= 3 = 5

MOMENTOS INERCIAS (cm⁴)

T A L L E R

Ia 1 entre J= 1 y J= 2 = 212500

Ia 1 entre J= 2 y J= 3 = 212500

Ia 2 entre J= 1 y J= 2 = 150000

Ia 2 entre J= 2 y J= 3 = 150000

Ia 3 entre J= 1 y J= 2 = 150000

Ia 3 entre J= 2 y J= 3 = 150000

C O L U M N A S

J= 1 entre 1= 1 y 1= 2 = 255555.7

J= 1 entre 1= 1 y 1= 3 = 255555.7

J= 1 entre 1= 1 y 1= 4 = 255555.7

J= 2 entre 1= 1 y 1= 3 = 255555.7

J= 2 entre 1= 2 y 1= 3 = 255555.7

J= 2 entre 1= 2 y 1= 4 = 255555.7

J= 3 entre 1= 3 y 1= 4 = 255555.7

J= 3 entre 1= 3 y 1= 4 = 255555.7

J= 3 entre 1= 3 y 1= 4 = 255555.7

CONDICIÓN DE APOYOS

CONDICIÓN DE APOYOS

1= 1 entre 1= 1 y J= 1 = 1.0

1= 1 entre 1= 2 y J= 1 = 1.0

99

TAISA
ANALISIS ESTRUCTURAL

I= 2 entre J= 1 y J= 2 = .28E
 I= 2 entre J= 2 y J= 3 = .28E
 I= 3 entre J= 1 y J= 2 = .28E
 I= 3 entre J= 2 y J= 3 = .28E

MOMENTOS EN TON-M

	I	J	NM	SM	EM	NM
JUNTA	1	1	+0.000	-0.435 C-91	+0.430	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	+0.000	+0.910	-0.910 T-13
JUNTA	1	3	+0.000	+0.435 C-71	+0.000	-0.430
JUNTA	2	1	-0.311 C-91	-0.236	+0.546	+0.000
JUNTA	2	2	+0.000 C-81	+0.000 C-91	+0.627	-0.627
JUNTA	2	3	+0.310 C-71	+0.235	+0.000	-0.546
JUNTA	3	1	-0.284	-0.223	+0.502	+0.000
JUNTA	3	2	+0.000	+0.000	+0.649	-0.649 T-3
JUNTA	3	3	+0.284	+0.223	+0.000	-0.502
JUNTA	4	1	-0.112	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	+0.112	+0.000	+0.000	+0.000

CORTANTES EN TON

	I	J	NV	SV	EV	NV
JUNTA	1	1	+0.000	-0.204	+0.804	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	+0.000	+0.996	-0.996
JUNTA	1	3	+0.000	+0.204	+0.000	-0.804
JUNTA	2	1	-0.204	-0.142	+0.704	+0.000
JUNTA	2	2	+0.000	+0.000	+0.736	-0.736
JUNTA	2	3	+0.204	+0.142	+0.000	+0.704
JUNTA	3	1	-0.142	-0.092	+0.691	+0.000
JUNTA	3	2	+0.000	+0.000	+0.749	-0.749
JUNTA	3	3	+0.142	+0.092	+0.000	+0.691
JUNTA	4	1	-0.092	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	+0.092	+0.000	+0.000	+0.000

CARGA COLUMNAS EN TON

Nota: no considerar peso propio cols.

I= 1 entre I= 1 e I= 2 = 1.804
 I= 1 entre I= 1 e I= 3 = 1.508
 I= 1 entre I= 1 e I= 4 = 1.199
 I= 2 entre I= 1 e I= 2 = 1.992
 I= 2 entre I= 2 e I= 3 = 3.464
 I= 2 entre I= 2 e I= 4 = 4.957

TAISA
ANALISIS ESTRUCTURAL

J= 3 entre I= 1 e I= 2 = .804
 J= 3 entre I= 2 e I= 3 = 1.508
 J= 3 entre I= 3 e I= 4 = 0.199

TOTAL CARGA 18.722 ton

TAISA
ANALISIS ESTRUCTURAL

TITULO :

(NUDOS DESPLAZABLES)

CARGAS HORIZONTALES (ton)

H₁ = 4.7
 H₂ = 10.6
 H₃ = 11.7

MOMENTOS EN TON-M

	I	J	NI	SM	EM	OM
JUNTA	1	1	+0.000	-4.456	+4.430	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	-7.404	+3.700	+3.700
JUNTA	1	3	+0.000	-4.456	+0.000	+4.456
JUNTA	2	1	+0.738	+9.667	+9.057	+0.000
JUNTA	2	2	-2.327	-14.557	+8.506	+8.506
JUNTA	2	3	+0.738	-9.690	+0.000	+9.057
JUNTA	3	1	-5.120	-9.141	+14.337	+0.000
JUNTA	3	2	-11.662	-14.601	+13.164	+13.164
JUNTA	3	3	-5.152	-9.117	+0.000	+14.337
JUNTA	4	1	-20.964	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	-23.670	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	-20.964	+0.000	+0.000	+0.000

CORTANTES EN TON

	I	J	NV	SV	EV	OV
JUNTA	1	1	+0.000	-1.017	+1.626	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	-2.666	+1.626	+1.626
JUNTA	1	3	+0.000	-1.017	+0.000	+1.626
JUNTA	2	1	-1.017	-4.050	+3.519	+0.000
JUNTA	2	2	-2.666	-7.164	+3.519	+3.519
JUNTA	2	3	-1.017	-4.050	+0.000	+3.519
JUNTA	3	1	-4.050	-8.148	+3.519	+0.000
JUNTA	3	2	-7.164	-11.447	+4.500	+0.000

JUNTA	4	1	4.000	-8.266	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	-8.246	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	-10.487	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	-8.266	+0.000	+0.000	+0.000

92

CARGA COLUMNAS EN TON

Nota: Agregar peso propio cols.

J= 1 entre I= 1 e I= 2 = 1.626

TAISA
ANALISIS ESTRUCTURALJ= 1 entre I= 2 e I= 3 = 5.145
J= 1 entre I= 3 e I= 4 = 10.645J= 2 entre I= 1 e I= 2 = 0
J= 2 entre I= 2 e I= 3 = 0
J= 2 entre I= 3 e I= 4 = 0J= 3 entre I= 1 e I= 2 = -1.626
J= 3 entre I= 2 e I= 3 = -5.145
J= 3 entre I= 3 e I= 4 = -10.645

TOTAL CARGA 0 ton.

INISA
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

TITULO : MARCO DEL EJE

(MUEBOS DESPLAZABLES)

NUMERO DE CUADROS : 4

NUMERO DE ENTREPIESOS : 2

CONDICION APOYOS

1= Empotrado 2= Articulado

APOYO 1 --> 1
APOYO 2 --> 1
APOYO 3 --> 1
APOYO 4 --> 1
APOYO 5 --> 1

ALTIMA ENTREPIESOS (metros)

entre I= 1 y I= 2 = 3.65
entre I= 1 y I= 3 = 3.65
entre I= 3 y I= 4 = 3.65

SEPARACION COLUMNAS (metros)

entre J= 1 y J= 2 = 5.42
entre J= 2 y J= 3 = 5
entre J= 3 y J= 4 = 5
entre J= 4 y J= 5 = 5.42

MOMENTOS INERCIA (cm⁴)

I E A B E S

I= 1 entre J= 1 y J= 2 = 720000
I= 1 entre J= 2 y J= 3 = 720000
I= 1 entre J= 3 y J= 4 = 720000
I= 1 entre J= 4 y J= 5 = 720000
I= 2 entre J= 1 y J= 1 = 200000
I= 2 entre J= 2 y J= 1 = 720000
I= 3 entre J= 3 y J= 4 = 720000
I= 2 entre J= 4 y J= 5 = 720000
I= 1 entre J= 1 y J= 1 = 200000
I= 1 entre J= 2 y J= 3 = 720000
I= 3 entre J= 1 y J= 4 = 720000
I= 3 entre J= 4 y J= 5 = 720000

C O L U M N A S

J= 1 entre I= 1 y I= 2 = 1051500
J= 1 entre I= 1 y I= 3 = 1051500
J= 3 entre I= 1 y I= 2 = 2668500
J= 4 entre I= 1 y I= 2 = 2668500
J= 5 entre I= 1 y I= 3 = 7211500
J= 1 entre I= 2 y I= 3 = 7211500

T-15A
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

J= 2 entre I= 2 y I= 3 = 266666.7
 J= 3 entre I= 2 y I= 3 = 266666.7
 J= 4 entre I= 2 y I= 3 = 266666.7
 J= 5 entre I= 2 y I= 3 = 729166.7
 J= 1 entre I= 3 y I= 4 = 729166.7
 J= 2 entre I= 3 y I= 4 = 266666.7
 J= 3 entre I= 3 y I= 4 = 266666.7
 J= 4 entre I= 3 y I= 4 = 266666.7
 J= 5 entre I= 3 y I= 4 = 729166.7

CARGAS GRAVITACIONALES

CARGA REPARTIDA (ton/m)

I= 1 entre J= 1 y J= 2 = 1.516
 I= 1 entre J= 2 y J= 3 = 2.841
 I= 1 entre J= 3 y J= 4 = 2.841
 I= 1 entre J= 4 y J= 5 = 1.516
 I= 2 entre J= 1 y J= 2 = 1.774
 I= 2 entre J= 2 y J= 3 = 1.452
 I= 2 entre J= 3 y J= 4 = 1.452
 I= 2 entre J= 4 y J= 5 = 1.774
 I= 3 entre J= 1 y J= 2 = 1.774
 I= 3 entre J= 2 y J= 3 = 1.452
 I= 3 entre J= 3 y J= 4 = 1.452
 I= 3 entre J= 4 y J= 5 = 1.774

MOMENTOS EN TON-M

	I	J	MI	SM	EM	WM
JUNTA	1	1	+0.000	-2.251 <i>c-1</i>	+2.251	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	-0.726	+5.174	-4.454
JUNTA	1	3	+0.000	+0.000	+6.288	-6.289 <i>T-18</i>
JUNTA	1	4	+0.000	+0.225	+4.953	-5.180
JUNTA	1	5	+0.000	+2.251 <i>c-1</i>	+0.000	-2.248
JUNTA	2	1	-1.974	-1.886	+3.862	+0.000
JUNTA	2	2	+0.111	+0.445	+7.617	-4.174 <i>T-8 ±</i>
JUNTA	2	3	+0.000 <i>c-71</i>	+0.000 <i>c-71</i>	+2.751	-2.750
JUNTA	2	4	-0.111	-0.445 <i>c-41</i>	+4.169	-3.611 <i>T-8 ±</i>
JUNTA	2	5	+1.974	+1.886	+0.000	-2.852
JUNTA	3	1	-2.000 <i>c-1</i>	-1.511	+7.594	+0.000
JUNTA	3	2	+0.177 <i>c-41</i>	+0.177	+2.591	-4.324 <i>T-4 ±</i>
JUNTA	3	3	+0.000	+0.000	+2.741	-2.741
JUNTA	3	4	-0.177 <i>c-41</i>	-0.177	+4.321	-3.564
JUNTA	3	5	+2.000 <i>c-11</i>	+1.511	+0.000	-1.595
JUNTA	4	1	-0.757	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	+0.144	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	4	-0.144	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	5	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000

TAISA
ANALISIS ESTRUCTURAL

CORTANTES EN TON

	I	J	NV	SV	EV	WV
JUNTA	1	1	+0.000	-1.158	+3.810	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	+0.000	+8.851	-4.807
JUNTA	1	3	+0.000	+0.000	+1.324	-7.324
JUNTA	1	4	+0.000	+0.000	+4.807	-8.851
JUNTA	1	5	+0.000	+1.157	+0.000	-3.809
JUNTA	2	1	-1.156	-1.087	+4.750	+0.000
JUNTA	2	2	+0.000	+0.000	+3.807	-4.865
JUNTA	2	3	+0.000	+0.000	+3.454	-3.453
JUNTA	2	4	+0.000	+0.000	+4.857	-3.806
JUNTA	2	5	+1.157	+1.085	+0.000	-4.741
JUNTA	3	1	-1.087	-0.622	+4.673	+0.000
JUNTA	3	2	+0.242	+0.118	+3.800	-4.942
JUNTA	3	3	+0.000	+0.000	+3.459	-3.450
JUNTA	3	4	-0.242	-0.117	+4.942	-3.801
JUNTA	3	5	+1.085	+0.622	+0.000	-4.673
JUNTA	4	1	-0.622	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	+0.118	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	4	-0.118	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	5	+0.622	+0.000	+0.000	+0.000

CARGA COLUMNAS EN TON

Nota: Agregar peso propio cols.

J= 1	entre I= 1	e I= 2	=	3.61
J= 1	entre I= 2	e I= 3	=	6.36
J= 1	entre I= 3	e I= 4	=	10.033
J= 2	entre I= 1	e I= 2	=	11.487
J= 2	entre I= 2	e I= 3	=	20.16
J= 2	entre I= 3	e I= 4	=	28.900
J= 3	entre I= 1	e I= 2	=	14.244
J= 3	entre I= 2	e I= 3	=	21.558
J= 3	entre I= 3	e I= 4	=	29.475
J= 4	entre I= 1	e I= 2	=	11.485
J= 4	entre I= 2	e I= 3	=	21.151
J= 4	entre I= 3	e I= 4	=	28.897
J= 5	entre I= 1	e I= 2	=	3.609
J= 5	entre I= 2	e I= 3	=	6.359
J= 5	entre I= 3	e I= 4	=	10.027

TOTAL CARGA 124.852 ton

TITULO :

(MUEBOS DESPLAZABLES)

CARGAS HORIZONTALES (ton)

H: 1) = 13.7
 H: 2) = 23.85
 H: 3) = 29.125

MOMENTOS EN TON-M

	J	NM	SM	EM	WM
JUNTA 1 1	1	+0.000	-8.448	+8.200	+0.000
JUNTA 1 2	2	+0.000	-8.917	+2.714	+3.243
JUNTA 1 3	3	+0.000	-6.242	+3.063	+3.863
JUNTA 1 4	4	+0.000	-6.917	+4.240	+2.714
JUNTA 1 5	5	+0.000	-8.448	+0.000	+6.200
JUNTA 2 1	1	-0.100	-16.282	+16.482	+0.000
JUNTA 2 2	2	-5.863	-15.635	+9.244	+12.310
JUNTA 2 3	3	-5.048	-14.180	+9.821	+9.821
JUNTA 2 4	4	-5.863	-15.635	+12.192	+9.244
JUNTA 2 5	5	-1.159	-15.342	+0.000	+16.482
JUNTA 3 1	1	-7.666	-21.197	+28.930	+9.000
JUNTA 3 2	2	-15.197	-17.822	+13.159	+19.786
JUNTA 3 3	3	-13.275	-16.182	+14.714	+14.635
JUNTA 3 4	4	-16.138	-17.765	+19.786	+13.159
JUNTA 3 5	5	-7.666	-21.197	+0.000	+28.930
JUNTA 4 1	1	-40.267	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA 4 2	2	-19.721	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA 4 3	3	-18.901	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA 4 4	4	-19.721	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA 4 5	5	-40.266	+0.000	+0.000	+0.000

CORTANTES EN TON

	J	NV	SV	EV	RV
JUNTA 1 1	1	+0.000	-1.794	+1.927	+0.000
JUNTA 1 2	2	+0.000	-3.501	+1.155	+1.927
JUNTA 1 3	3	+0.000	-3.097	+1.155	+1.155
JUNTA 1 4	4	+0.000	-3.501	+1.927	+1.155
JUNTA 1 5	5	+0.000	-1.810	+0.000	+1.927
JUNTA 2 1	1	-1.794	-8.567	+5.312	+0.000
JUNTA 2 2	2	-3.501	-8.447	+5.813	+5.312
JUNTA 2 3	3	-3.097	-7.522	+5.813	+5.813
JUNTA 2 4	4	-3.501	-8.421	+5.290	+5.813
JUNTA 2 5	5	-1.810	-6.584	+0.000	+5.290
JUNTA 3 1	1	-6.567	-16.845	+8.970	+0.000
JUNTA 3 2	2	-8.447	-10.295	+5.563	+8.970
JUNTA 3 3	3	-7.522	-9.812	+5.575	+5.563

TAISA
 ANALISIS ESTRUCTURAL

JUNTA	2	4	-6.431	-10.000	+5.570	+5.575
JUNTA	3	5	-6.564	-10.000	+0.000	+2.970
JUNTA	4	1	-10.945	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	-10.180	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	-4.812	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	4	-10.270	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	5	-10.801	+0.000	+0.000	+0.000

CARGA COLOMBIA EN TON

Nota: Agregar peso propio cols.

J= 1	entre	I= 1	e	I= 2	=	1.927
J= 1	entre	I= 2	e	I= 3	=	1.319
J= 1	entre	I= 3	e	I= 4	=	10.209
J= 2	entre	I= 1	e	I= 2	=	-1.771
J= 2	entre	I= 2	e	I= 3	=	-2.227
J= 2	entre	I= 3	e	I= 4	=	-3.677
J= 3	entre	I= 1	e	I= 2	=	0
J= 3	entre	I= 2	e	I= 3	=	0
J= 3	entre	I= 3	e	I= 4	=	1.012
J= 4	entre	I= 1	e	I= 2	=	1.771
J= 4	entre	I= 2	e	I= 3	=	2.248
J= 4	entre	I= 3	e	I= 4	=	3.643
J= 5	entre	I= 1	e	I= 2	=	-1.927
J= 5	entre	I= 2	e	I= 3	=	-7.217
J= 5	entre	I= 3	e	I= 4	=	-10.187

TOTAL CARGA = 3.814697E-06 ton

TAISA
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

TÍTULO : MARCO DEL EJE 2

(NUDOS DESPLAZABLES)

NÚMERO DE CLAVES : 4
NÚMERO DE ENTREPISOS : 3

CONDICION APOYOS

1= Empotrado 2= Articulado

APOYO 1	-->	1
APOYO 2	-->	1
APOYO 3	-->	1
APOYO 4	-->	1
APOYO 5	-->	1

ACTURA ENTREPISOS (metros)

entre 1= 1 y 1= 2	=	3.65
entre 1= 2 y 1= 3	=	3.65
entre 1= 3 y 1= 4	=	3.65

SEPARACION COLUMNAS (metros)

entre J= 1 y J= 2	=	5.42
entre J= 2 y J= 3	=	5
entre J= 3 y J= 4	=	5
entre J= 4 y J= 5	=	5.42

MOMENTOS INERCIA (cm⁴)

I F A B E S

I= 1	entre J= 1 y J= 2	=	720000
I= 1	entre J= 2 y J= 3	=	720000
I= 1	entre J= 3 y J= 4	=	720000
I= 1	entre J= 4 y J= 5	=	720000
I= 2	entre J= 1 y J= 2	=	160000
I= 2	entre J= 2 y J= 3	=	160000
I= 2	entre J= 3 y J= 4	=	160000
I= 2	entre J= 4 y J= 5	=	160000
I= 3	entre J= 1 y J= 2	=	160000
I= 3	entre J= 2 y J= 3	=	160000
I= 3	entre J= 3 y J= 4	=	160000
I= 3	entre J= 4 y J= 5	=	160000

C O L U M N A S

J= 1	entre I= 1 y I= 2	=	729166.7
J= 2	entre I= 1 y I= 2	=	706666.7
J= 3	entre I= 1 y I= 2	=	266666.7
J= 4	entre I= 1 y I= 2	=	266666.7
J= 5	entre I= 1 y I= 2	=	729166.7
J= 1	entre I= 1 y I= 2	=	729166.7

TAISA
ANÁLISIS ESTRUCTURAL

J= 2	entre I= 2	y I= 3	=	266666.7
J= 3	entre I= 2	y I= 3	=	266666.7
J= 4	entre I= 2	y I= 3	=	266666.7
J= 1	entre I= 3	y I= 4	=	129166.7
J= 2	entre I= 3	y I= 4	=	266666.7
J= 3	entre I= 3	y I= 4	=	266666.7
J= 4	entre I= 3	y I= 4	=	266666.7
J= 5	entre I= 3	y I= 4	=	129166.7

CARGAS GRAVITACIONALES

CARGA REPARTIDA (ton/m²)

I= 1	entre J= 1	y J= 2	=	2.456
I= 1	entre J= 2	y J= 3	=	1.576
I= 1	entre J= 3	y J= 4	=	1.576
I= 1	entre J= 4	y J= 5	=	2.456
I= 1	entre J= 1	y J= 2	=	.61
I= 2	entre J= 2	y J= 3	=	1.168
I= 2	entre J= 3	y J= 4	=	1.168
I= 2	entre J= 4	y J= 5	=	.61
I= 3	entre J= 1	y J= 2	=	.61
I= 3	entre J= 2	y J= 3	=	1.288
I= 3	entre J= 3	y J= 4	=	1.288
I= 3	entre J= 4	y J= 5	=	.61

MOMENTOS EN TON-M

	I	J	MM	SM	EM	WM
JUNTA	1	1	+0.000	-4.223 C-2	+4.223	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	+1.321 C-101	+3.791	-5.117 T-14 z
JUNTA	1	3	+0.000	+0.000	-0.095	+0.095
JUNTA	1	4	+0.000	-1.321 C-61	+5.115	-3.792
JUNTA	1	5	+0.000	+4.223 C-21	+0.000	-4.223
JUNTA	2	1	-1.701 C-2	+0.129	+1.577 T-9 z	+0.000
JUNTA	2	2	+0.668 C-101	+0.177	+0.605	-1.448
JUNTA	2	3	+0.000 C-81	+0.000 C-81	+0.591	-0.591
JUNTA	2	4	-0.668 C-81	-0.177	+1.448	-0.605 T-10 z
JUNTA	2	5	+1.701 C-21	+0.129	+0.000	-1.577
JUNTA	3	1	-0.560	-0.653	+1.434 T-6 z	+0.000
JUNTA	3	2	+0.166	+0.166	+0.241	-1.321
JUNTA	3	3	+0.000	+0.000	+0.000	-0.000
JUNTA	3	4	-0.166	-0.166	+1.432	-0.241 T-7 z
JUNTA	3	5	+0.560	+0.653	+0.000	-1.434
JUNTA	4	1	-0.427	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	+0.166	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	4	-0.166	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	5	+0.427	+0.000	-0.000	+0.000

THISA
ANALISIS ESTRUCTURAL

100

CORTANTES EN TON

	I	J	NV	SV	EV	NO
JUNTA	1	1	+0.000	-1.623	+5.491	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	+0.545	+2.217	-8.820
JUNTA	1	3	+0.000	+0.000	+0.552	-0.650
JUNTA	1	4	+0.000	+0.545	+2.620	-2.217
JUNTA	1	5	+0.000	+1.623	+0.000	-5.491
JUNTA	2	1	-1.623	-0.126	+1.677	+0.000
JUNTA	2	2	+0.545	+0.141	+0.721	-1.629
JUNTA	2	3	+0.000	+0.000	+0.719	-0.719
JUNTA	2	4	-0.545	-0.141	+1.629	-0.721
JUNTA	2	5	+1.623	+0.126	+0.000	-1.677
JUNTA	3	1	-0.126	-0.351	+1.655	+0.000
JUNTA	3	2	+0.141	+0.137	+0.764	-1.651
JUNTA	3	3	+0.000	+0.000	+0.676	-0.676
JUNTA	3	4	-0.141	-0.137	+1.651	-0.764
JUNTA	3	5	+0.126	+0.351	+0.000	-1.655
JUNTA	4	1	-0.351	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	+0.137	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	4	-0.137	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	5	+0.351	+0.000	+0.000	+0.000

CARGA COLUMNAS EN TON

Nota: Agregar peso propio cols.

J= 1	entre I= 1 e I= 2	=	5.491
J= 1	entre I= 2 e I= 3	=	5.168
J= 1	entre I= 3 e I= 4	=	4.820
J= 2	entre I= 1 e I= 2	=	9.038
J= 2	entre I= 2 e I= 3	=	11.284
J= 2	entre I= 3 e I= 4	=	13.804
J= 3	entre I= 1 e I= 2	=	1.325
J= 3	entre I= 2 e I= 3	=	2.762
J= 3	entre I= 3 e I= 4	=	4.114
J= 4	entre I= 1 e I= 2	=	9.038
J= 4	entre I= 2 e I= 3	=	11.289
J= 4	entre I= 3 e I= 4	=	13.804
J= 5	entre I= 1 e I= 2	=	6.491
J= 5	entre I= 2 e I= 3	=	8.158
J= 5	entre I= 3 e I= 4	=	9.820

TOTAL CARGA 102.710 ton

TITULO :

TUBOS DESPLAZABLES

CARGAS HORIZONTALES (TON)

- H(1) = 13.7
- H(2) = 5.3
- H(3) = 5.85

MOMENTOS EN TON-M

	I	J	NM	EM	EM	WM
JUNTA	1	1	+0.000	-8.457 c-2l	+8.327	+0.000
JUNTA	1	2	+0.000	-8.041 c-10l	+2.879 T-14	-5.845
JUNTA	1	3	+0.000	-7.257	+3.626 T-15	-3.826
JUNTA	1	4	+0.000	-8.041	+5.045	-0.826
JUNTA	1	5	+0.000	-8.657	+0.000	+3.327
JUNTA	2	1	+1.178	-7.637	+6.332	+0.000
JUNTA	2	2	-3.972	-7.493	+5.781 T-9	-5.824
JUNTA	2	3	-3.764	-7.558 c-8l	+5.713	+5.713
JUNTA	2	4	-3.972	-7.493	+5.834 T-10	+5.781
JUNTA	2	5	+1.178	-7.257	+0.000	+5.713
JUNTA	3	1	-4.949	-2.979	+7.124 T-6	+0.000
JUNTA	3	2	-7.225	-5.029	+6.054	-5.216
JUNTA	3	3	-7.187	-4.896	+6.216 T-7	-6.208
JUNTA	3	4	-7.225	-5.029	+6.332	-6.094
JUNTA	3	5	-4.949	-2.979	+0.000	-7.124
JUNTA	4	1	-20.831 c-2l	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	-9.653 c-10l	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	-9.653 c-8l	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	4	-9.657	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	5	-20.831	+0.000	+0.000	+0.000

CORTANTES EN TON

	I	J	NV	SV	EV	WV
JUNTA	1	1	+0.000	-2.049	+2.467	-0.000
JUNTA	1	2	+0.000	-3.291	+1.291	-2.467
JUNTA	1	3	+0.000	-3.019	+1.291	-1.291
JUNTA	1	4	+0.000	-3.291	+2.467	-1.291
JUNTA	1	5	+0.000	-2.049	+0.000	+2.467
JUNTA	2	1	-1.049	-3.448	+1.245	+0.000
JUNTA	2	2	-3.291	-4.011	+2.299	-2.467
JUNTA	2	3	-3.019	-4.028	+2.299	-2.299
JUNTA	2	4	-3.291	-4.011	+2.245	-2.299
JUNTA	2	5	-2.049	-3.448	+0.000	+2.245
JUNTA	3	1	-3.448	-6.414	+2.521	+0.000
JUNTA	3	2	-4.011	-4.011	+1.467	-2.521
JUNTA	3	3	-4.028	-4.011	+1.467	-2.469

JUNTA	3	4	-4.022	-4.022	+2.521	+2.469
JUNTA	3	5	-3.448	-6.414	+0.000	+2.521
JUNTA	4	1	-6.414	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	2	-4.022	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	3	-3.975	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	4	-4.022	+0.000	+0.000	+0.000
JUNTA	4	5	-6.414	+0.000	+0.000	+0.000

102

CARGA COLUMNAS EN TON

Nota: Agregar peso propio cols.

J= 1	entre	I= 1	e	I= 2	=	2.467
J= 1	entre	I= 2	e	I= 3	=	4.712
J= 1	entre	I= 3	e	I= 4	=	7.233
J= 2	entre	I= 1	e	I= 2	=	-1.176
J= 2	entre	I= 2	e	I= 3	=	-1.122
J= 2	entre	I= 3	e	I= 4	=	-1.183
J= 3	entre	I= 1	e	I= 2	=	0
J= 3	entre	I= 2	e	I= 3	=	0
J= 3	entre	I= 3	e	I= 4	=	0
J= 4	entre	I= 1	e	I= 2	=	1.175
J= 4	entre	I= 2	e	I= 3	=	1.122
J= 4	entre	I= 3	e	I= 4	=	1.183
J= 5	entre	I= 1	e	I= 2	=	-2.467
J= 5	entre	I= 2	e	I= 3	=	-4.712
J= 5	entre	I= 3	e	I= 4	=	-7.233

TOTAL CARGA 0 ton

IV.6 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El diseño de los elementos estructurales comprende las Trabes, las Columnas y la Losa de la plataforma del ventilador.

Para realizar el diseño de los elementos estructurales mencionados, se determinaron primero los parámetros que involucran las condiciones que fijan las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, tales como: dimensiones, fuerzas actuantes, efectos de esbeltez, requisitos de refuerzo, etc. Posteriormente se usó el programa 'STRUC' para diseñar los elementos.

Para el diseño de las Trabes se determinan primero los valores críticos que se obtuvieron del análisis de carga vertical y sísmico, realizando posteriormente el diagrama de envolventes correspondiente. Con los valores de este diagrama se determinan las cantidades de acero requerido por las trabes para flexión.

Se presentan primero los diagramas de las trabes y en seguida el diseño de la trabe T-1, de la forma como se diseñó la trabe mencionada se diseñaron todas, presentándose en una tabla los resultados obtenidos.

Las columnas se diseñan bajo los efectos de los valores obtenidos de los análisis correspondientes, diseñando para las más desfavorables. Se considera que las columnas a diseñar básicamente son dos, ya que sólo se tienen dos secciones transversales diferentes de las columnas que componen la estructura.

La losa de la Plataforma del Ventilador se diseña con el programa ya mencionado 'STRUC', especificándose solamente las Cargas a que se encuentra sujeta la losa, las cuales ya habíamos determinado como un valor de 293 kg/m^2 . Pero como un valor adicional de seguridad incrementamos esta carga a 1000 kg/m^2 con la cual diseñamos la losa. El incremento anterior en la carga de la losa es debido a que normalmente sobre ésta se almacenan materiales de construcción o equipo que se utilizará en la construcción de los elementos que se encuentran sobre la plataforma de dicha losa; aunado al peso que ocasiona el personal que labora en la construcción.

Cabe mencionar que el programa 'STRUC' toma en cuenta todos los requisitos de diseño para elementos de concreto armado establecidos en base a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Por lo que es repetitivo especificar todos los requisitos de dicho reglamento, además de que eso no es el fin de esta tesis, sino simplemente tomarlos en cuenta en el diseño, y como es sabido el empleo de programas de computadora facilita la labor que lleva acabo el diseñador ahorrando tiempo y evitando los errores de cálculo.

IV.6.1 DISEÑO DE TRABES.

Del diagrama de envolventes para trabe T-1.
(Los diagramas se presentan más adelante)

TENEMOS QUE PARA FLEXION:

$$\begin{aligned} M_u(+) &= 12.00 \text{ ton-m} \\ M_u(-) &= 16.00 \text{ ton-m} \\ v_u &= 8.00 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f'c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

El reglamento del D.F. nos marca que los porcentajes de acero deben de apegarse a lo siguiente:

$$\rho_{min} = [0.7 * \sqrt{f'c}] / f_y = 0.7 * \sqrt{200} / 4200 = 0.002$$

$$\rho_{max} = (f'c/f_y) * [4800 / (6000 + f_y)] = [136/4200] * [4800 / (6000 + 4200)] = 0.015$$

donde : $f''c = 0.68 * f'c = 0.68 * 200 \text{ kg/cm}^2 = 136 \text{ kg/cm}^2$

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{F_a * b * d^2 * f''c}} \right]$$

sustituyendo valores tenemos :

$$\rho(+) = 0.00897$$

$$\rho(-) = 0.0134$$

El Area de acero necesaria esta dada por :

$$A_s(+) = \rho * d * b = 0.00897 * 30 * 37 = 9.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s(-) = \rho * d * b = 0.0134 * 30 * 37 = 14.88 \text{ cm}^2$$

PARA CORTANTE :

$$\text{Si } \rho < 0.01 \rightarrow V_{cr} = F_v * b * d * (0.2 + 30\rho) * \sqrt{f'c}$$

$$\text{Si } \rho > 0.01 \rightarrow V_{cr} = 0.5 * F_v * b * d * \sqrt{f'c}$$

donde : $f'c = 0.8 * f'c = 0.8 * 200 \text{ kg/cm}^2 = 160 \text{ kg/cm}^2$
 $\rho =$ porcentaje de acero en la sección considerada

$$\rho = 0.00897 + 0.0134 = 0.02237 > 0.01$$

$$Vca = 0.5Frbdd\sqrt{f'c} = 0.5 * 0.8 * 30 * 37 * \sqrt{160} = 5616 \text{ kg}$$

$$Vu = 8000 \text{ kg} > Vca = 5616 \text{ kg}$$

Como la fuerza cortante que actua es mayor que la que puede resistir la trabe, se requiere refuerzo vertical (estribos).

Usando estribos del numero 3 (3/8") tenemos :

$$s = \frac{Fb * Av * fy * d}{Vu - Vca} = \frac{0.8 * 1.42 * 2530 * 37}{8000 - 5616} = 44 \text{ cm}$$

donde : $Av =$ Area transversal del estribo (0.71 cm^2)
 $fy = 2530 \text{ kg/cm}^2$ para estribos
 $d =$ peralte efectivo de la trabe (considerando un recubrimiento de 3 cm).

También se debe cumplir que :

$$s = d / 2 = 40 / 2 = 20 \text{ cm} \quad (\text{rige})$$

Tomando los valores del diagrama de momentos que se obtuvo, y considerando el área de acero requerida tanto para el lecho inferior(+), como para el lecho superior(-), colocamos 2 varillas del numero 8 (1") con una área transversal de 5.07 cm^2 cada una.

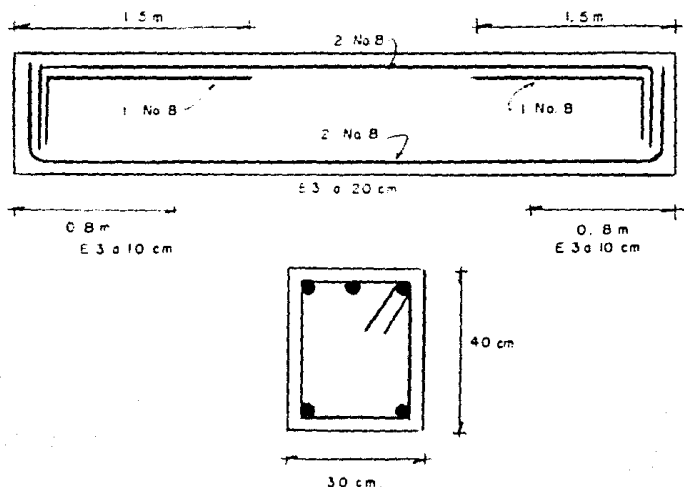
$$As = 5.07 * 2 = 10.14 \text{ cm}^2$$

Esta área cubre el refuerzo que se requiere para momento positivo. Para el área de acero de los momentos negativos, tenemos :

$$As(-) = 14.88 - 10.14 = 4.74 \text{ cm}^2$$

se requiere aparte de las varillas de armado, otra del número 8 con área de 5.07 cm^2 .

El armado longitudinal de la trabe queda como sigue :



El refuerzo vertical (estribos) se debe colocar de acuerdo con lo siguiente :

A dos peraltes de la columna, los estribos deben de cumplir lo siguiente :

$$s = 425 \cdot d_b / \sqrt{f_y} = 425 \cdot 2.54 / \sqrt{4200} = 16.65 \text{ cm}$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

$$s = d / 4 = 40 / 4 = 10 \text{ cm}$$

$$s = 24 d_v = 24 \cdot 0.95 = 22.8 \text{ cm}$$

Se colocan los estribos a cada 10 cm hasta una distancia de $2d$
 $2d = 2 \cdot 40 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$ en los extremos de la trabe.

La longitud de anclaje requerida es:

$$l_a = 0.06 \cdot f_y \cdot d_b / \sqrt{f'_c} = 0.06 \cdot 4200 \cdot 2.54 / \sqrt{200} = 45.26 \text{ cm}$$

Las varillas que se colocaron para resistir el momento negativo se pueden interrumpir hasta donde las varillas de armado resisten el momento que se presenta según el diagrama.

El momento resistente de las varillas de armado es el siguiente :

$$M_R = F_R \cdot A_s \cdot f_y \cdot d \cdot (1 - 0.5q)$$

$$q = \rho \cdot f_y / f'_c$$

$$\rho = A_s / bd = 10.14 / (30 \cdot 40) = 0.00845$$

$$q = 0.00845 \cdot 4200 / 136 = 0.26$$

$$M_R = 0.9 \cdot 10.14 \cdot 4200 \cdot 37 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.26) = 12.5 \text{ ton-m}$$

Del diagrama de momentos, se observa que despues de la a partir del paño de la columna, el momento es menor que el que resisten las 2 varillas del armado en el lecho superior, lo cual indica que podemos interrumpirlas a partir de esa distancia y dandoles su longitud de anclaje requerida que es 45.26 cm.

Las varillas del lecho superior utilizadas para bastones, se colocan hasta 1.5 m a partir del paño de la columna.

En la siguiente tabla se resumen los resultados obtenidos para las trabes correspondientes a cada marco de la estructura.

Solo se presentan las áreas de acero requeridas segun los momentos de diseño.

Para todas las trabes se empleo en los estribos un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ y las varillas utilizadas son del numero 3 (3/8" de diámetro y área transversal de 0.49 cm^2).

Las áreas de acero mencionadas en la tabla se refieren a :

Área de acero positiva se requiere por flexión de acuerdo al análisis en el lecho inferior de la trabe y el área de acero negativa se requiere de acuerdo al análisis en el lecho superior o parte de compresión de la trabe.

TRABE	M _A y M _B (+) (-) tons.		M _{cl} tons	A _s (+) (cm ²)	A _s (-) (cm ²)	V tons.	Estr. s(cm)	Obs.
T-1	12.00	16.00	0.50	9.96	14.88	8.00	20	
T-2	20.00	22.00	2.00	13.56	15.24	10.32	20	(1)
T-3	17.20	17.20	1.00	13.34	13.34	7.75	20	(2)
T-4	28.00	41.00	1.50	15.06	23.65	20.00	15	
T-5	14.13	21.19	1.00	7.16	11.05	11.42	25	
T-6	7.04	10.55	0.00	5.45	8.56	5.50	20	
T-7	6.50	8.50	0.00	4.99	6.70	3.84	20	
T-8	15.00	24.00	3.50	7.62	12.67	13.07	25	
T-9	6.08	9.12	1.50	4.65	7.25	4.79	20	
T-10	6.70	8.00	0.50	5.16	6.27	3.66	20	
T-11	8.00	18.00	1.70	5.19	9.26	9.71	25	
T-12	0.00	23.00	3.50	5.19	12.09	15.49	25	
T-13	4.25	6.38	0.40	5.19	5.19	3.21	20	
T-14	4.50	16.18	7.00	5.19	8.26	11.67	25	
T-15	0.00	12.00	4.20	5.19	6.03	10.26	25	

Las secciones de las trabes son las siguientes :

Sección de 30 * 40 cm : T-1 , T-2 , T-3 , T-6 , T-7 , T-9
T-10 , T-13

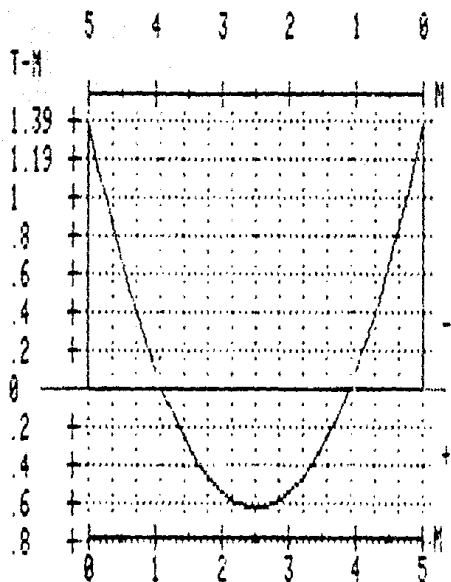
Sección de 40 * 60 cm : T-4 , T-5 , T-8 , T-11 , T-12
T-14 , T-15

Observaciones :

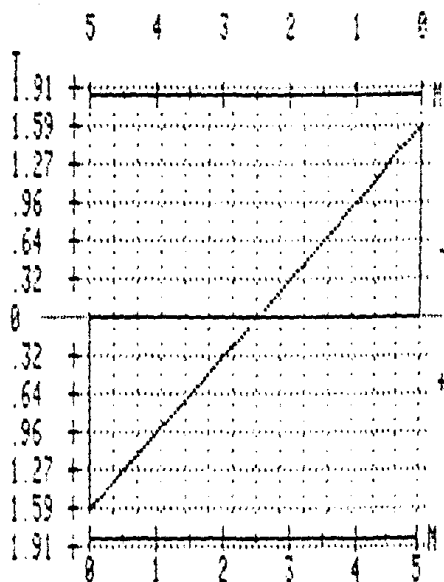
(1) Modificar sección a 35 * 50 cm

(2) Modificar sección a 35 * 45 cm

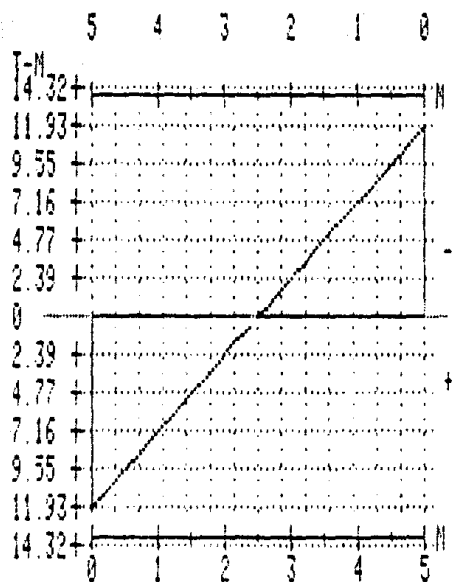
Los momentos M_A y M_B son de un extremo de la trabe, en el otro extremo se presentan los mismos valores.



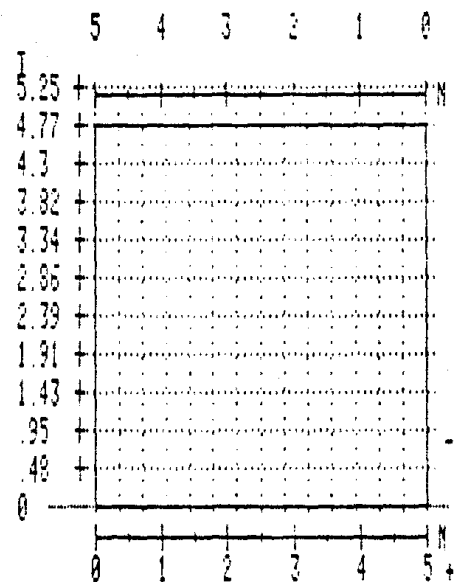
MOMENTOS (ton-mto)
 TRABE T-1 --> (1) CARGA VERTICAL



CORTANTES (ton)



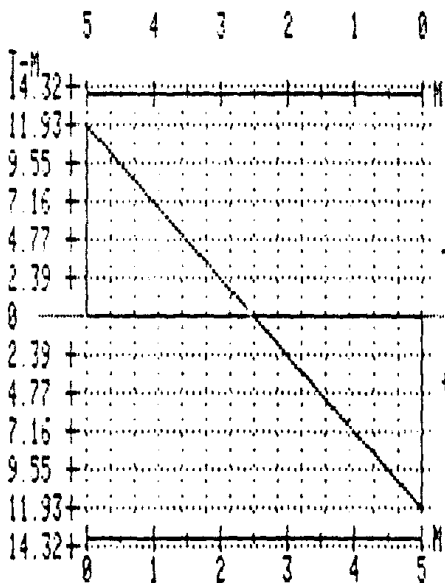
MOMENTOS (ton-mto)
 TRABE T-1 --> (1) CARGA VERTICAL



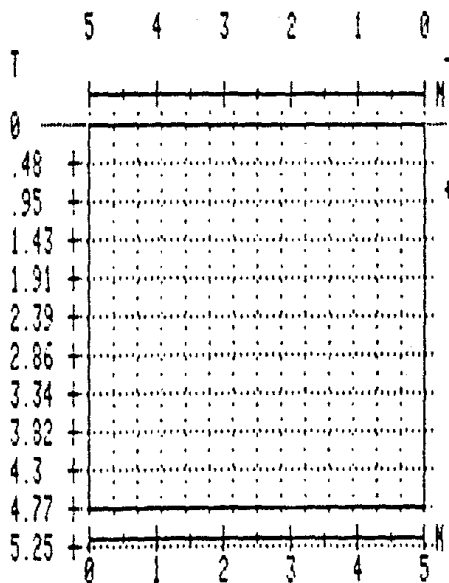
CORTANTES (ton)

110

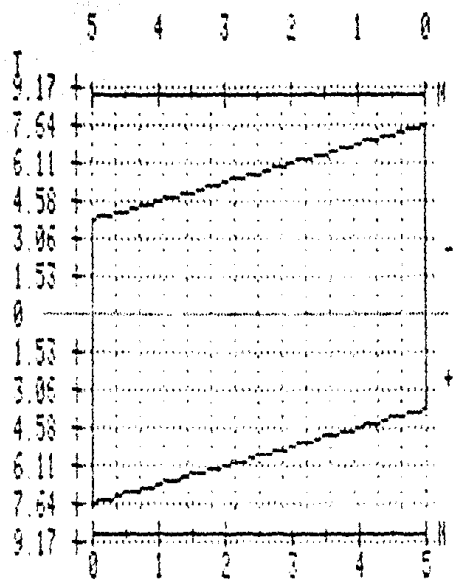
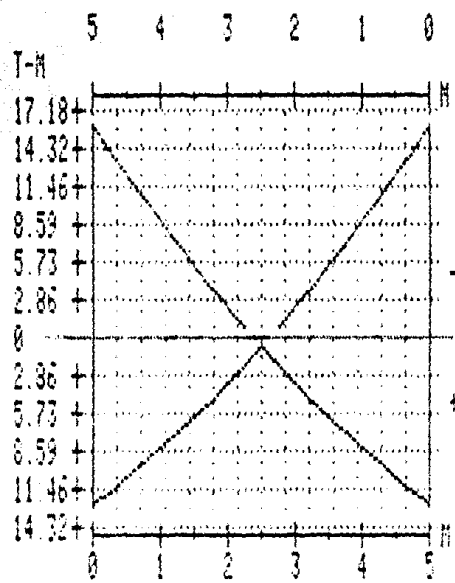




MOMENTOS (ton-mto)
 TRABE T-1 --> (1) CARGA VERTICAL

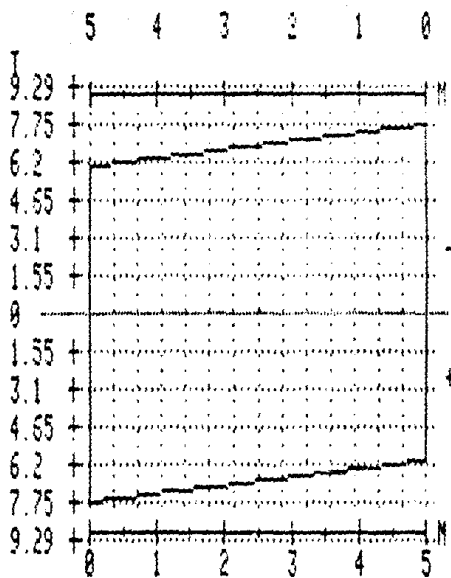
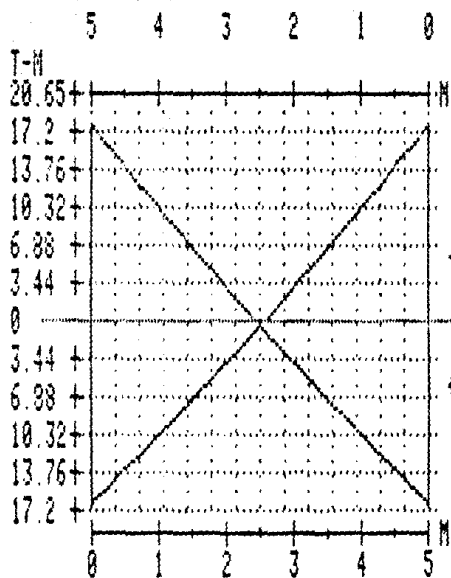


CORTANTES (ton)

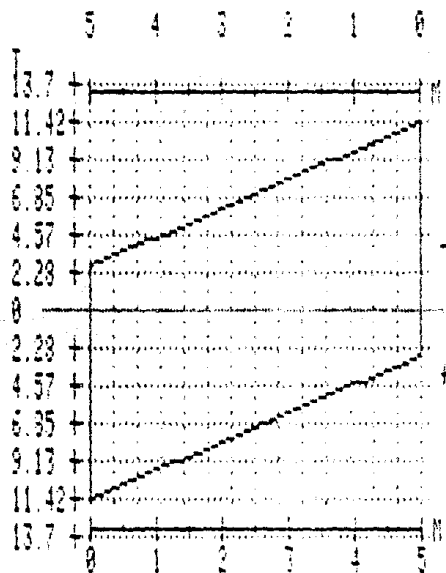
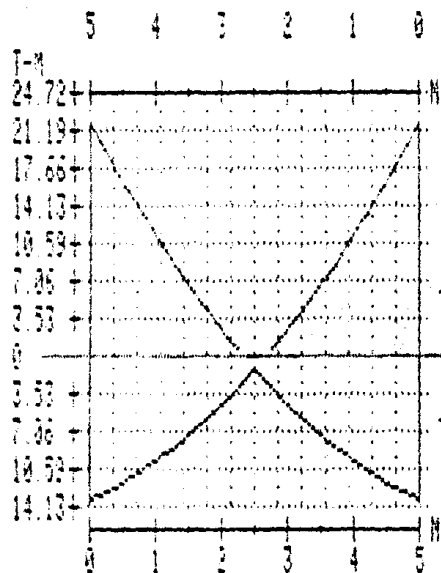


MOMENTOS (ton-mto) CORTANTES (ton)
 TRABE T-1 --> (1.2)CARGA VERTICAL (1.2)SISMO-1 (1.2)SISMO-2

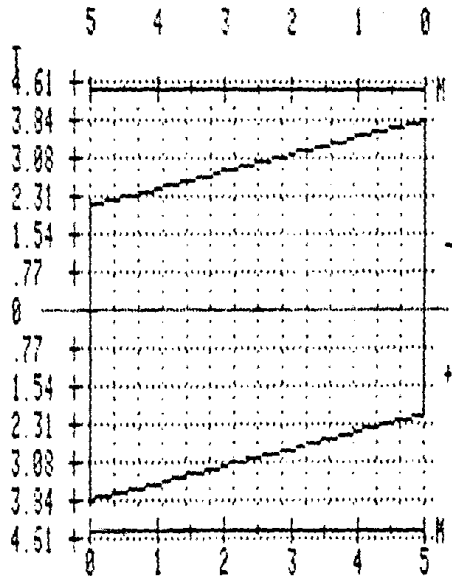
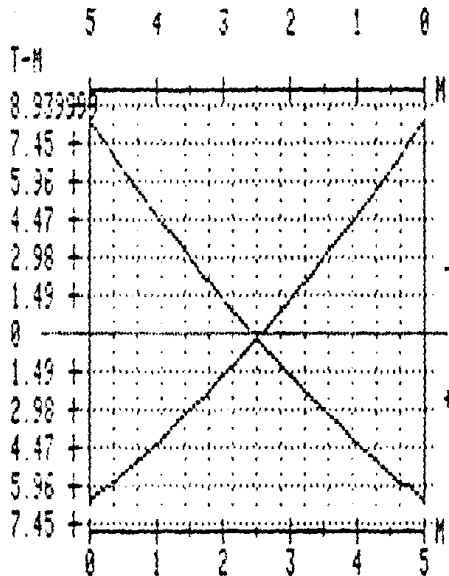
112



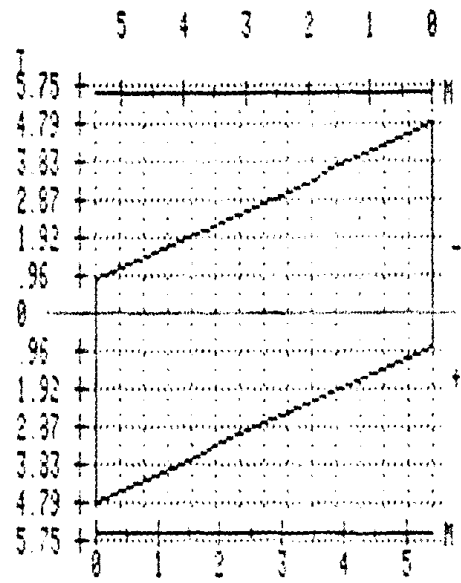
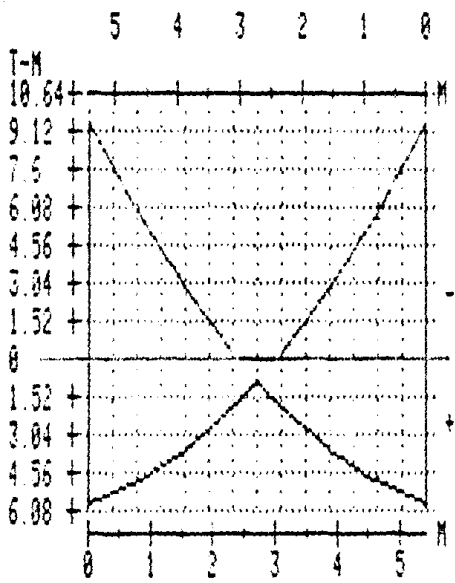
MOMENTOS (ton-mto) CORTANTES (ton)
 TRABE T-3 --> (1.2)CARGA VERTICAL (1.2)SISMO-1 (1.2)SISMO-2



MOMENTOS (ton-mto) CORTANTES (ton)
 TRABE T-5 --> (1.2)CARGA VERTICAL (1.2)SISMO-1 (1.2)SISMO-2

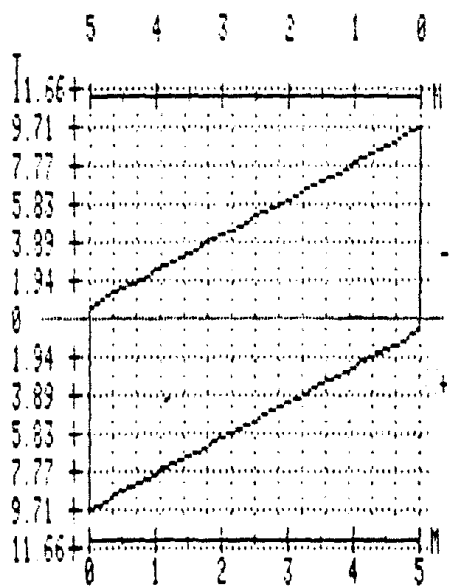
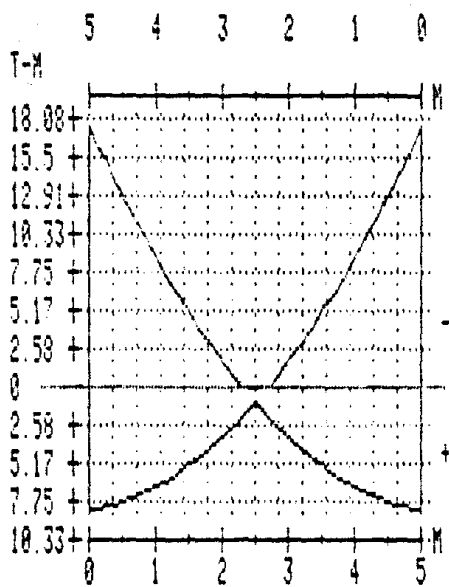


MOMENTOS (ton-mto) CORTANTES (ton)
 TRABE T-7 --> (1.2)CARGA VERTICAL (1.2)SISMO-1 (1.2)SISMO-2



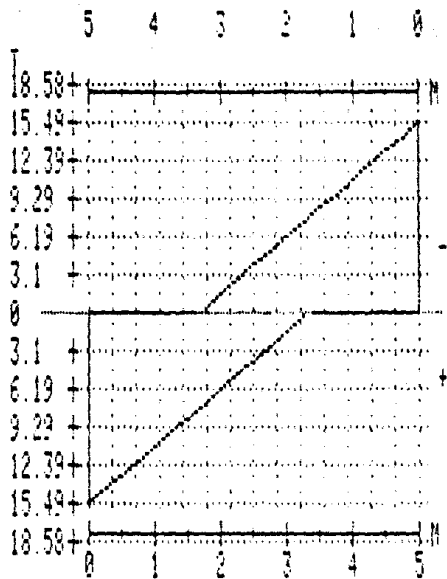
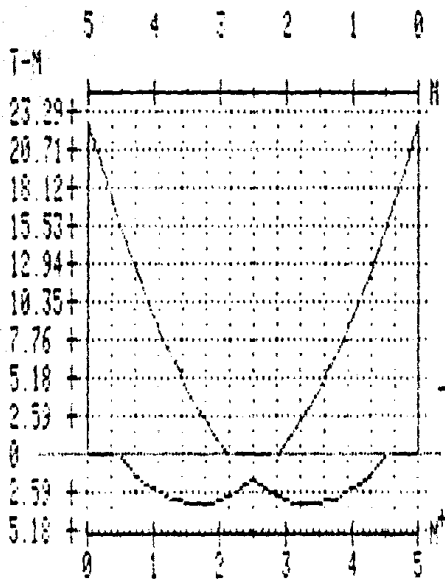
MOMENTOS (ton-mts) CORTANTES (ton)
 TRABE T-9 --> (1.2)CARGA VERTICAL (1.2)SISMO-1 (1.2)SISMO-2





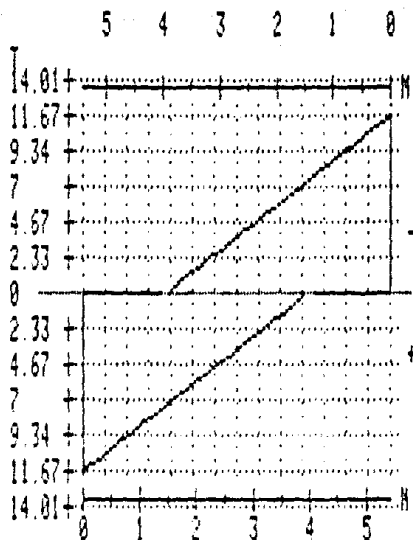
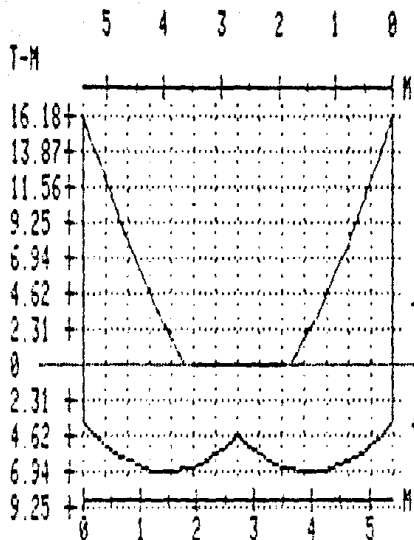
MOMENTOS (ton-mto) CORTANTES (ton)
 TRABE T-11 --> (1.2)CARGA VERTICAL (1.2)SISMO-1 (1.2)SISMO-2





MOMENTOS (ton-mto) CORTANTES (ton)
 TRABE T-12 --> (1.2)CARGA VERTICAL (1.2)SISMO-1 (1.2)SISMO-2





MOMENTOS (ton-mts) CORTANTES (ton)
 TRABE T-14 --> (1.2)CARGA VERTICAL (1.2)SISMO-1 (1.2)SISMO-2

IV.62 DISEÑO DE COLUMNAS.

Las acciones a que están sujetas las columnas (momentos y fuerzas), son las correspondientes a los resultados obtenidos de los análisis respectivos; dichos valores considerados son los más críticos que tienen que soportar las columnas.

Las columnas se encuentran sujetas a flexocompresión, donde los valores de las cargas por columna se presentan a continuación:

Para la columna	C-1	P = 39.700 ton	(50cm * 70cm)
Para la columna	C-2	P = 47.928 ton	(50cm * 70cm)
Para la columna	C-3	P = 39.700 ton	(50cm * 70cm)
Para la columna	C-4	P = 50.753 ton	(40cm * 50cm)
Para la columna	C-5	P = 45.786 ton	(40cm * 50cm)
Para la columna	C-6	P = 50.753 ton	(40cm * 50cm)
Para la columna	C-7	P = 40.701 ton	(40cm * 50cm)
Para la columna	C-8	P = 17.200 ton	(40cm * 50cm)
Para la columna	C-9	P = 40.701 ton	(40cm * 50cm)
Para la columna	C-10	P = 45.286 ton	(40cm * 50cm)

Como se ve en la tabla anterior, las secciones adoptadas para las columnas son dos, la de 40*50cm y la de 50*70cm.

El diseño se realizará para cada una de las dos secciones más desfavorables en cuanto a carga axial y momentos, combinando en su caso las acciones que intervengan en diferentes columnas; en otras palabras, las columnas deben diseñarse para resistir la carga mayor y los momentos máximos aunque no actúen en la misma columna.

Recordando del análisis los valores más desfavorables, tenemos:

Para la sección de 40cm * 50cm: C-10

Momento máximo sentido de análisis (M_x) = 29.878 ton-m
Carga máxima para esta sección = 50.753 ton
Momento máximo en el otro sentido = 22 ton-m
Cortante (valor más crítico) = 14 ton

Para la sección de 50cm * 70cm: C-1

Momento máximo sentido de análisis (M_y) = 45.287 ton-m
Carga máxima para esta sección = 47.928 ton-m
Momento máximo en el otro sentido = 33.825 ton-m
Cortante (valor más crítico) = 18.5 ton

Los valores anteriores los debemos incrementar en 1.5 para la carga y ϕ (factor de amplificación 1.0) para los momentos por efectos de esbeltez.

DISEÑANDO PARA LA COLUMNA C-10 (40cm * 50cm)

→ esta columna concurren en el nudo del nivel 1. dos traveses (T-2) y dos columnas (C-10).

$$T-2 \rightarrow K = I/L = 320$$

$$C-10 \rightarrow K = 730.5$$

Rigideces:

$$\text{Nudo A: } \gamma_A = 0 \quad \text{por ser empotramiento}$$

$$\text{Nudo B: } \gamma_B = I_{col} / K_{trab} = (2 \cdot 730.5) / (2 \cdot 320) = 2.3$$

de los nomogramas para longitudes efectivas de pandeo y con los valores anteriores, obtenemos que: $\lambda = 1.3$

$$\text{entonces: } kl/r = (1.3 \cdot 365) / (0.3 \cdot 40) = 474.5 / 12 = 39.6$$

r = radio de giro = 0.3 por la menor dimensión de la columna

El reglamento establece que para marcos con desplazamiento lateral si la relación kl/r es mayor que 22 se deben considerar efectos de esbeltez en la columna.

La esbeltez provoca un incremento en los valores de los momentos, dichos momentos se deben afectar por un factor de amplificación dado por:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_r}{P_c}}$$

donde:

$$C_m = 1 \quad (\text{porque la estructura puede desplazarse})$$

$$P_r = \text{Carga que actúa en la columna} = 50.753 \cdot 1.5 = 76.3 \text{ ton}$$

$$P_c = (\pi^2 EI) / (Kl)^2$$

$$EI = (E_c \cdot I_g) / [2.5 \cdot (1 + \beta_d)]$$

$$\beta_d = 0 \quad \text{por ser el momento sísmico mucho mayor que el de carga vertical}$$

$$E_c = 8000 \sqrt{f'c} = 8000 \sqrt{200} = 113137 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = 266666.7 \text{ cm}^4$$

sustituyendo valores tenemos:

$$EI = (113137 \cdot 266666.7) / 2.5 = 1.2068 \cdot 10^{10} \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = (1.2068 \cdot 10^{10} \cdot 3.14^2) / (474.5)^2 = 528.4 \text{ ton}$$

Factor de amplificación:

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{70.13}{528.4}} = 1.15$$

Los momentos amplificados son:

$$M_x = 29.878 * 1.15 = 34.36 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 22 * 1.15 = 25.30 \text{ ton-m}$$

DISEÑO DE LA COLUMNA C-1 (50cm * 70cm)

Operando igual que el caso anterior, tenemos que:

$$P_r = 47.928 * 1.5 = 71.892 \text{ ton}$$

$$\delta = 1.054$$

Los momentos amplificados son:

$$M_x = 33.826 * 1.054 = 35.65 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 45.287 * 1.054 = 47.73 \text{ ton-m}$$

En el diseño se considera la totalidad de los momentos más críticos que actúan en ambas direcciones según el análisis. Se considera un factor de 1.5 como factor de cargas para la carga vertical y un factor δ para incremento de momentos actuantes por efectos de esbeltez.

A continuación se presentan los resultados obtenidos empleando el programa "SIFUC", donde se emplearon las siguientes características:

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

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

Varillas del número 10 (Diametro de 31.8 mm)

COLUMNAS RECTANGULARES SUJETAS A FLEXOCOMPRESION

B (cm) = 40

T (cm) = 50

recubrimiento (cm) = 4

varilla No.10

$f'c$ (kg/cm²) = 200

f_y (kg/cm²) = 4200

Carga axial (ton) = 76.3

Momento en X (ton-m) = 34.36

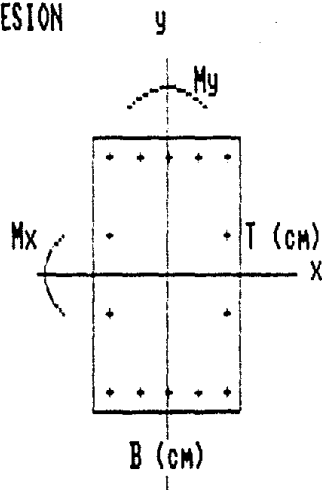
Momento en Y (ton-m) = 25.3

ARMADO :

14 VARILLAS NO. 10

5 VARS REPARTIDAS A CADA LADO DE B

4 VARS REPARTIDAS A CADA LADO DE T



COLUMNAS RECTANGULARES SUJETAS A FLEXOCOMPRESION

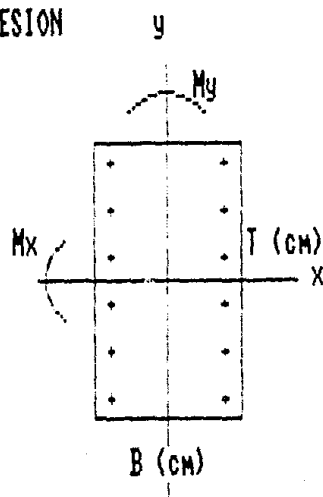
$B \text{ (cm)} = 50$
 $T \text{ (cm)} = 70$
 recubrimiento (cm) = 4
 varilla No.10

$f'c \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 200$
 $f_y \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 4200$

Carga axial (ton) = 71.892
 Momento en X (ton-m) = 35.65
 Momento en Y (ton-m) = 47.73

ARMADO :

12 VARILLAS NO. 10
 2 VARS REPARTIDAS A CADA LADO DE B
 6 VARS REPARTIDAS A CADA LADO DE T



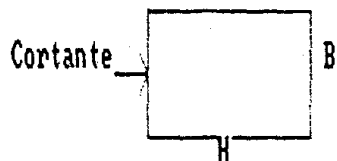
CORTANTE EN COLUMNAS

H (cm) = 50

B (cm) = 40

$f'c$ (kg/cm²) = 200

recubrimiento (cm) = 4



ACERO
LONGITUDINAL

- f_y (kg/cm²) = 4200

- Area total del acero de refuerzo (cm²) = 111.16

- Area del acero de la capa mas proxima a la cara de tension
o compresion minima (cm²) = 31.76

- Area de la varilla mas delgada = 7.94

- Area de la varilla o paquete de varillas mayor (cm²) = 7.94

ESTRIBOS

- f_y (kg/cm²) = 2530

- Utilizar estribos del No.3

- Cantidad de barras por estribo que resisten el cortante = 6

Carga axial de diseno (ton) = 76.3

CORTANTE DE DISEÑO (ton) = 14

Columna sujeta a Flexocompresion o Flexotension ? C/T C

SEPARACION ESTRIBOS = 23 CM

CORTANTE EN COLUMNAS

H (cm) = 70
B (cm) = 50

$f'c$ (kg/cm²) = 200
recubrimiento (cm) = 4



ACERO LONGITUDINAL

- f_y (kg/cm²) = 4200
- Area total del acero de refuerzo (cm²) = 95.28
- Area del acero de la capa mas proxima a la cara de tension o compresion minima (cm²) = 15.88
- Area de la varilla mas delgada = 7.94
- Area de la varilla o paquete de varillas mayor (cm²) = 7.94

ESTRIBOS

- f_y (kg/cm²) = 2530
- Utilizar estribos del No. 3
- Cantidad de barras por estribo que resisten el cortante = 6

Carga axial de diseno (ton) = 71.892

CORTANTE DE DISENO (ton) = 18.5

Columna sujeta a Flexocompresion o Flexotension ? C/T C

SEPARACION ESTRIBOS = 33 CM

De los resultados que se obtuvieron en el diseño de las columnas con el programa 'STRUC', cabe mencionar que el reglamento también recomienda lo siguiente :

Para los estribos se debe tomar la menor distancia que resulte de considerar los siguientes casos :

A una distancia l_c en los extremos de la columna dada por :

$$\begin{aligned} l_c &> L/6 = 3.65\text{m} / 6 = 0.61 \text{ cm} && \text{(rige)} \\ l_c &> 60 \text{ cm} \\ l_c &> C_x \text{ o } C_z = 50 \text{ cm} \text{ o } 40 \text{ cm} \end{aligned}$$

los estribos deben tener una separación S_i , la cual es la menor de las siguientes :

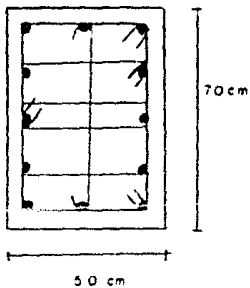
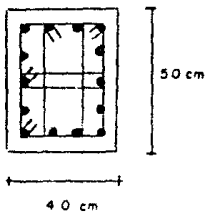
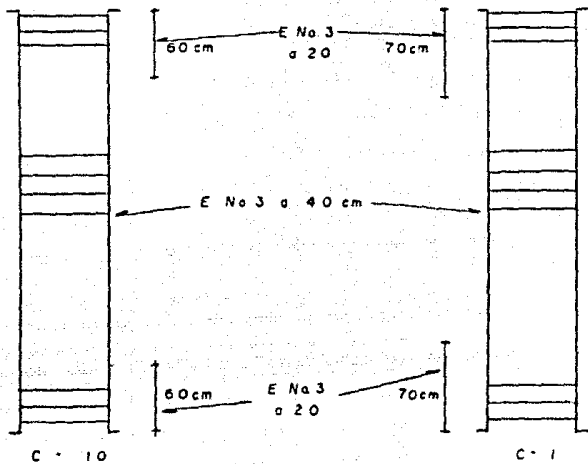
$$\begin{aligned} S_i &< C_x/2 = 50\text{cm} / 2 = 25 \text{ cm} \\ S_i &< C_z/2 = 40\text{cm} / 2 = 20 \text{ cm} \\ S_i &< 20 \text{ cm} \\ S_i &< 425d_b / (f_y)^{0.5} = 425 \cdot 3.18 / (4200)^{0.5} = 20.85 \text{ cm} \end{aligned}$$

En el resto de la columna (Parte central), los estribos deben tener una separación S_z , la cual debe ser la menor de las siguientes :

$$\begin{aligned} S_z &< 48 d_v = 48 \cdot (0.95) = 45.6 \text{ cm} && \text{(considerando estribos del \#3)} \\ S_z &< C_x, C_z = 50\text{cm} \text{ o } 40 \text{ cm} \\ S_z &< 850d_b / (f_y)^{0.5} = 850 \cdot 3.18 / (4200)^{0.5} = 41.7 \text{ cm} \end{aligned}$$

Como se ve las separaciones que rigen la colocación de los estribos en las columnas son : 20cm en los extremos hasta una distancia de 60 cm (para la columna de sección 40*50 y a 70 cm para la columna de sección 50*70) y 40 cm en el resto de la columna.

Las columnas quedan armadas de acuerdo a la siguiente figura :



VARILLAS No. 10
 1 1/4" = 31.8 mm.

IV.63 DISEÑO DE LA LOSA DE PLATAFORMA DEL VENTILADOR.

En el diseño de la losa se emplea el programa de computadora ya mencionado 'STRUC'.

Solamente tenemos que definir las características de la losa y las cargas a que estará sujeta.

La losa está compuesta de cuatro tableros cuadrados perimetralmente apoyados y cuyas dimensiones son de 5m. por lado cada uno. La carga que se considera actuando sobre la losa es de 1000 kg/m^2 (1.0 ton/m^2), adicionalmente le agregamos a esta carga el peso propio de la losa, el cual es: (el espesor de la losa es de 15cm.)

$$p.p. (1\text{m}^2) = 1\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 0.15\text{m} \cdot 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.36 \text{ ton/m}^2$$

entonces el peso que se tiene repartido uniformemente sobre la losa será:

$$W = 1.0 \text{ ton/m}^2 + 0.36 \text{ ton/m}^2 = 1.36 \text{ ton/m}^2$$

Las características de los materiales que se emplean para la losa son las siguientes:

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

Acero: de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

varilla No. = 4 (12.7 mm de diametro = 1/2")

El programa toma en cuenta los requisitos de diseño que establece el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal, y los resultados que se obtienen son para franjas centrales donde son más críticos los efectos; para las franjas de borde se pueden disminuir las cantidades de acero requeridas, pero en este caso consideramos la misma separación del acero (s) tanto para franjas centrales como para franjas de borde.

Los resultados obtenidos con las características antes mencionadas son los siguientes:

LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS

$f'c$ (kg/cm²) = 200

f_y (kg/cm²) = 4200

Espesor de la losa (cm) = 15

Recubrimiento (cm) = 4

Utilizando VARILLAS del No.4

Losas expuestas a la intemperie ? S/N S

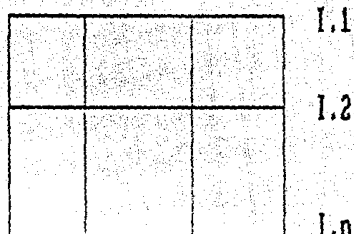
Zona Sísmica ? S/N S

Colado monolítico con los apoyos ? S/N N

Número de claros entre EJES I = 2

Número de claros entre EJES J = 2

J.1 J.2 J.3 J.n



Sistema de piso

LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS

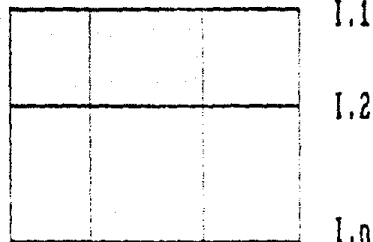
$f'c$ (kg/cm²) = 200
 f_y (kg/cm²) = 4200

Espesor de la losa (cm) = 15
Recubrimiento (cm) = 4
Utilizando VARILLAS del No.4

Losa expuesta a la intemperie ? S/N S
Zona Sismica ? S/N S
Colado monolitico con los apoyos ? S/N N

Numero de claros entre EJES I = 2
Numero de claros entre EJES J = 2

J.1 J.2 J.3 J.n



Sistema de piso

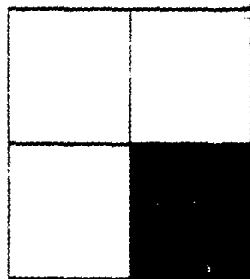
CLARO ENTRE EJES

claro entre I. 1 e I. 2 (mts) = 5
claro entre I. 2 e I. 3 (mts) = 5

claro entre J. 1 y J. 2 (mts) = 5
claro entre J. 2 y J. 3 (mts) = 5

CARGAS DE DISEÑO

carga tablero(1 , 1) (ton/m²) = 1.36
carga tablero(1 , 2) (ton/m²) = 1.36
carga tablero(2 , 1) (ton/m²) = 1.36
carga tablero(2 , 2) (ton/m²) = 1.36■

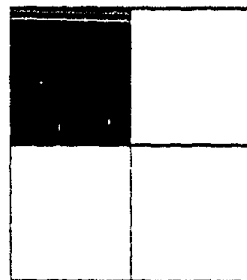
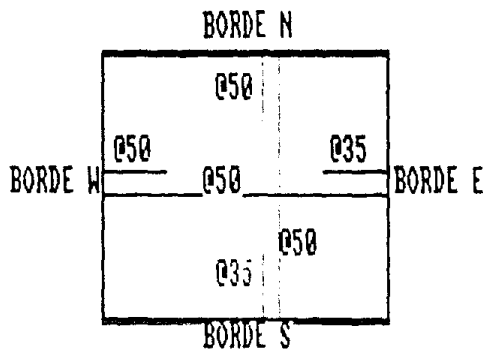


TABLERO (1 , 1)

Separacion varillas No. 4

Division by zero			
(-) en borde S	@	35	CMS.
(-) en borde E	@	35	CMS.
Division by zero			
(+) centro claro corto	@	50	CMS.
(+) centro claro largo	@	50	CMS.

(-) = vars. lecho superior
 (+) = vars. lecho inferior

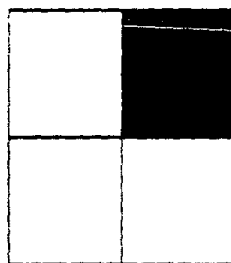
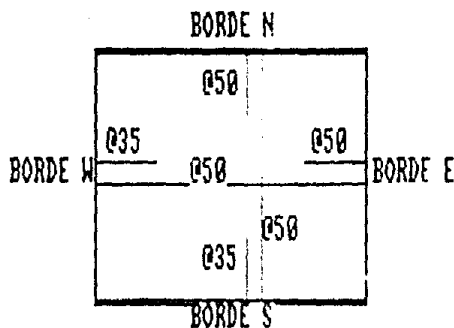


TABLERO (1 , 2)

Separacion varillas No. 4

Division by zero			
(-) en borde S	@	35	CMS.
Division by zero			
(-) en borde W	@	35	CMS.
(+) centro claro corto	@	50	CMS.
(+) centro claro largo	@	50	CMS.

(-) = vars. lecho superior
 (+) = vars. lecho inferior

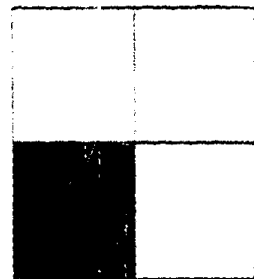
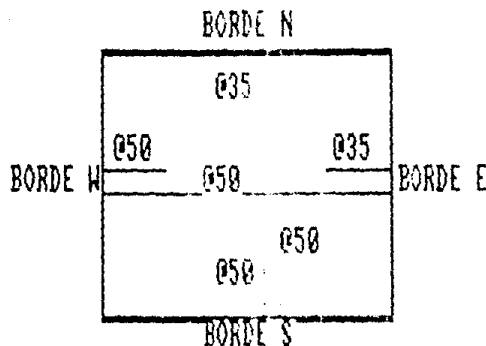


TABLERO (2 , 1)

Separacion varillas No. 4

(-) en borde N	@ 35	CMS.
Division by zero		
(-) en borde E	@ 35	CMS.
Division by zero		
(+) centro claro corto	@ 50	CMS.
(+) centro claro largo	@ 50	CMS.

(-) = vars. lecho superior
 (+) = vars. lecho inferior

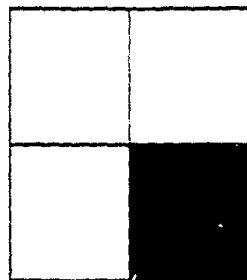
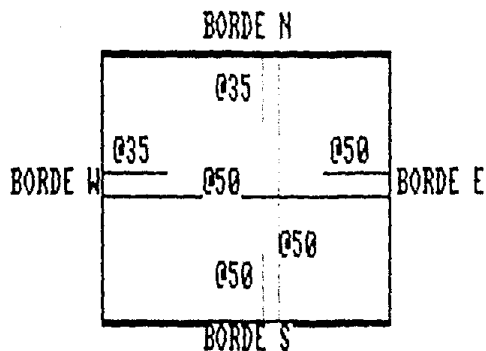


TABLERO (2 , 2)

Separacion varillas No. 4

(-) en borde N	@	35	CMS.
Division by zero	@	50	CMS.
(-) en borde W	@	35	CMS.
(+) centro claro corto	@	50	CMS.
(+) centro claro largo	@	50	CMS.

(-) = vars. lecho superior
 (+) = vars. lecho inferior



Considerando los resultados obtenidos para el refuerzo de la losa empleando el programa STRUC, vemos que la separación es algo grande aunque está dentro de lo permitido para el acero por cambios volumétricos, que es el mínimo.

Para hacer más desfavorable la separación de varillas, tomamos en cuenta el requisito para losas planas el cual establece que la separación máxima de las varillas está dada por la siguiente expresión:

$$S < 2d$$

donde d es el peralte efectivo de la losa.

Recordando que el espesor de la losa es de 15 cm y que tiene un recubrimiento de 3 cm, entonces la separación es:

$$d = 15 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

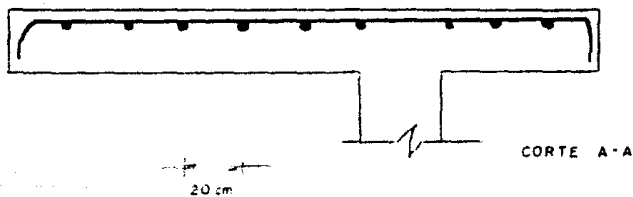
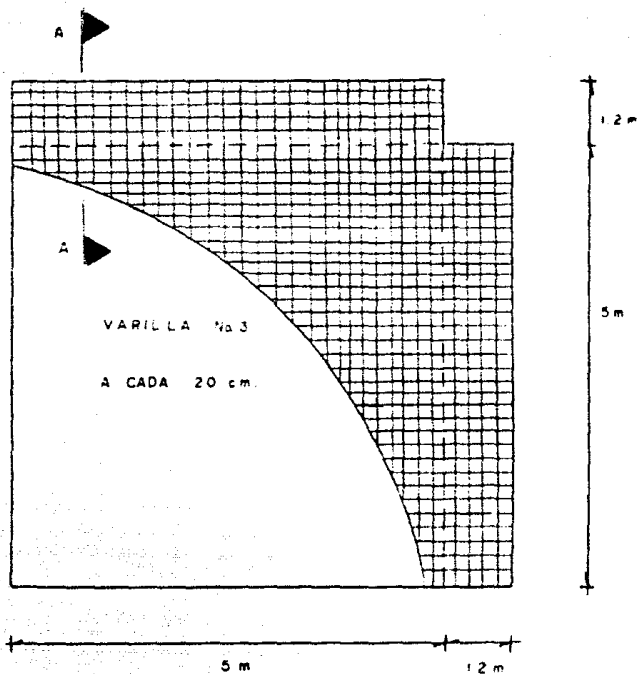
$$2d = 2 * 12 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$$

$$S < 24 \text{ cm}$$

Se adoptan varillas del número 4 (1/2") separadas a cada 20 cm cada una, en ambos sentidos de la losa.

Considerando el hueco que tiene la losa en el centro, vemos que la losa queda en volado, por lo cual los momentos que se presentan son negativos, entonces, el armado va en el lecho superior de la losa.

La siguiente figura, muestra como queda diseñada la losa.



LONGITUDES DE DESARROLLO DE VARILLAS

Las longitudes de desarrollo que se adoptan para las varillas utilizadas, son las correspondientes a la tabla siguiente:

Var.No	Diam. (mm.)	ld tensión (cm.)	ld compresión (cm.)
2.5	7.9	30	30
3	9.5	30	30
4	12.7	30	30
5	15.9	38	35
6	19.1	51	43
7	22.2	69	50
8	25.4	89	57
9	28.6	115	64
10	31.8	142	71
12	38.1	240	85

Las longitudes anteriores son las especificadas para un acero con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y concreto con $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$.

(C) (A) IP' III TI' (U) LL. (O)

(U)

CIMENTACION DE LA TORRE

OBJETIVO:

Considerar los parámetros de influencia como son magnitud de cargas y características del suelo, para llevar a cabo el diseño de la cimentación de la estructura.

El tipo de cimentación más recomendada es sin duda alguna emplear una losa de cimentación, porque además de distribuir las cargas uniformemente sobre el suelo, nos ayuda a que el cajón de cimentación se pueda emplear como tanque de almacenamiento del agua enfriada en la Torre, aprovechando así las características de este tipo de cimentación.

En el diseño intervienen:

- a) Cargas de la Torre de Enfriamiento.
- b) Peso propio de la cimentación.
- c) Peso del agua que se encuentra en el estanque de almacenamiento.

a) CARGAS EN LA TORRE DE ENFRIAMIENTO.

Recordando del Capitulo III las cargas que tenemos por nivel tenemos:

Nivel	Carga (Tons.)
4	137.200
3	204.015
2	146.623
1	141.430

$$W_{tot.} = 629.268$$

Recordando que en los valores anteriores sólo se considero la mitad del peso de los muros del nivel 1, agregamos el peso faltante el cual es:

$$1/2 \text{ de muros Nivel 1} = 15.132 \text{ ton}$$

Así el peso total de la Torre de Enfriamiento que se tiene a nivel de desplante del terreno es:

$$W_{tot.} = 629.268 \text{ ton} + 15.132 \text{ ton} = 644.4 \text{ Ton.}$$

b) PESO PROPIO DE LA CIMENTACION.

Considerando que la altura efectiva de las columnas es de 1.45m y que tenemos 9 columnas de (0.50 * 0.40)m y 6 columnas de (0.50 * 0.70)m y además que tenemos la carga de las trabes del nivel de piso, tenemos:

1) Columnas.

Existen nueve columnas de dimension transversal de 0.5m*0.4m y altura ya descrita de 1.45m, y teniendo en cuenta que el peso volumetrico del concreto reforzado es 2.4 ton/m³ tenemos:

$$9 * (0.5m * 0.4m * 1.45m) * (2.4 \text{ ton/m}^3) = 6.264 \text{ ton}$$

del mismo modo para las seis columnas de borde tenemos:

$$6 * (0.7m * 0.5m * 1.45m) * (2.4 \text{ ton/m}^3) = 7.308 \text{ ton}$$

Entonces el peso de columnas es:

$$\text{Vol.} = [9 * (0.5 * 0.4 * 1.45)] + [6 * (0.7 * 0.5 * 1.45)] = 5.655 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso} = \text{Vol.} * \text{Wc} = 6.264 \text{ ton} + 7.308 \text{ ton} = 13.572 \text{ ton}$$

2) Trabes.

El peso que se tiene por trabes en el sentido transversal es el correspondiente al eje 2, y considerando que todas las trabes de cimentación tienen una sección transversal de 0.30m * 0.40m. En el eje 2 tenemos una longitud de 17.6m y considerando el peso volumetrico del concreto tenemos:

Peso de trabes en sentido transversal:

$$\text{Vol.} = (17.6m * 0.3m * 0.4m) = 2.112 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso trabes sent.transversal} = \text{Vol.} * \text{Wc} = 2.112 \text{ m}^3 * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 5.07 \text{ ton}$$

Del mismo modo para el sentido longitudinal y considerando que existen trabes en los 5 ejes y su longitud es de 10m tenemos:

Peso de trabes en sentido longitudinal:

$$\text{Vol.} = 5 * (10m * 0.3m * 0.4m) = 6 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso trabes sent.longitudinal} = \text{Vol.} * \text{Wc} = 6 \text{ m}^3 * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 14.4 \text{ ton}$$

Entonces el peso total de trabes de cimentación es:

$$\text{Wtrabes} = 5.07 \text{ ton} + 14.4 \text{ ton} = 19.47 \text{ ton}$$

3) Losa de cimentación.

La losa de cimentación tiene 0.40m de espesor y considerando el área que ocupa tenemos:

$$\text{Wlosa} = (0.40m * 10m * 20m) * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 192 \text{ ton}$$

además tenemos una plantilla de cimentación de concreto pobre ($f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$), teniendo en cuenta que el concreto simple tiene un peso volumétrico de 2.2 ton/m^3 tenemos para la plantilla:

$$W_{\text{plant.}} = (0.05\text{m} \times 10\text{m} \times 20\text{m}) \times 2.2 \text{ ton/m}^3 = 22 \text{ ton}$$

Entonces el peso total por concepto de losa de cimentación más plantilla es:

$$W_{\text{losaplant.}} = 192 \text{ ton} + 22 \text{ ton} = 214 \text{ ton}$$

4) Muro de cimentación.

El peso del muro de cimentación se obtiene considerando el perímetro del área ocupada por la altura (1.45m) y por el espesor (0.20m). El volumen que ocupa el muro es:

$$\text{Perímetro} = (20\text{m} + 20\text{m} + 10\text{m} + 10\text{m}) = 60\text{m}$$

$$\text{Vol.} = (60\text{m} \times 1.45\text{m} \times 0.2\text{m}) = 17.4 \text{ m}^3$$

Entonces el peso se obtiene multiplicando el volumen por el peso volumétrico del concreto:

$$W_{\text{murocm}} = 17.4 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 41.76 \text{ ton}$$

Resumiendo el peso propio de cimentación se tiene:

CONCEPTO	PESO W en Ton
1) Columnas	13.572
2) Trabes	19.470
3) Losa de cimentación y plantilla	214.000
4) Muros de cimentación	41.760

$$\text{p.p. cimentación} = 288.802 \text{ ton}$$

c) PESO DEL AGUA QUE SE ENCUENTRA EN EL ESTANQUE DE ALMACENAMIENTO.

El peso debido al volumen de agua que se tiene en el tanque de almacenamiento es el siguiente:

(Considerando que el peso volumétrico del agua es de 1 ton/m^3)

$$\text{Volumen} = 10\text{m} \cdot 20\text{m} \cdot 1.45\text{m} = 290\text{m}^3$$

Al volumen anterior le restamos el volumen que ocupen las trabes, las columnas y el muro de cimentación, recordando que:

$$\begin{aligned} 1) \text{ Columnas} &= 5.655 \text{ m}^3 \\ 2) \text{ Trabes} &= 8.112 \text{ m}^3 \\ 3) \text{ Muro de cimentación} &= 17.4 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Entonces el volumen que ocupa el agua es:

$$\text{Vol. agua} = 290\text{m}^3 - 5.655\text{m}^3 - 8.112\text{m}^3 - 17.4\text{m}^3 = 258.833 \text{ m}^3$$

El peso se obtiene multiplicando el volumen por el peso volumétrico del agua:

$$\text{Magua} = 258.833 \text{ m}^3 \cdot 1 \text{ ton/m}^3 = 258.833 \text{ ton}$$

RESUMIENDO LAS CARGAS TOTALES TENEMOS:

CONCEPTO	PESO TOTAL (Ton)
a) Peso de la Torre	644.400
b) Peso propio de cimentación	288.802
c) Peso del agua contenida en el estanque	258.833
TOTAL	= 1192.100 Ton

El peso total de las cargas que intervienen para el diseño de la cimentación es la suma anterior (1192.100 ton).

El esfuerzo sobre el terreno suponiendo una distribución uniforme se determina dividiendo el peso total entre la superficie que ocupa:

$$\sigma_1 = 1192.100 \text{ ton} / (10\text{m} \cdot 20\text{m}) = 5.961 \text{ ton/m}^2$$

Al valor anterior debemos restarle el esfuerzo por compensación del volumen excavado de material, el cual es suponiendo un peso volumétrico del material igual a 1.5 ton/m^3 .

$$\sigma_2 = (1\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 1.7\text{m}) \cdot 1.5 \text{ ton/m}^3 = 2.85 \text{ ton/m}^2$$

Entonces el esfuerzo sobre el terreno a la profundidad de 1.90m será:

$$\sigma = 5.951 \text{ ton/m}^2 - 2.85 \text{ ton/m}^2 = 3.111 \text{ ton/m}^2$$

Se compara la resistencia del terreno con el valor anterior, y si es menor entonces incrementamos el área.

Para poder diseñar la cimentación se requiere conocer el empuje o carga que se tiene por metro cuadrado, tanto del suelo como de las cargas totales que se tienen sobre el terreno.

El diseño de la losa debe tomar en cuenta las posibles situaciones de carga que se pueden presentar durante la vida de la Torre. Las situaciones que se pueden presentar son tres:

- 1) Empuje del terreno cuando el estanque se encuentra vacío.
- 2) Empuje de las cargas de la superestructura y el agua, suponiendo empuje nulo del terreno.
- 3) Combinación del empuje de los dos casos anteriores.

Para el análisis de las tres combinaciones tenemos que las dimensiones de la losa son: 10m de sección longitudinal, 20m de sección transversal y 40cm de espesor; también tenemos que el peso volumétrico del material excavado es $\gamma_m = 1.5 \text{ ton/m}^3$ y el peso volumétrico del agua es $\gamma_a = 1.0 \text{ ton/m}^3$; entonces:

1) EMPUJE DEL TERRENO CUANDO EL ESTANQUE SE ENCUENTRA VACÍO.

La altura de excavación es de 1.9m y el $\gamma_m = 1.5 \text{ ton/m}^3$, el peso o carga por metro cuadrado de losa se determina encontrando el volumen que ocupa un metro cuadrado de superficie multiplicado por el peso volumétrico del material:

$$V = 1\text{m} \times 1\text{m} \times 1.9\text{m} = 1.9 \text{ m}^3$$

$$W = 1.9 \text{ m}^3 \times 1.5 \text{ ton/m}^3 = 2.85 \text{ ton-m}^2 \quad (\text{hacia arriba})$$

2) EMPUJE DE LAS CARGAS DE LA SUPERESTRUCTURA.

Para determinar el valor del empuje que genera la superestructura, consideramos que la carga total de la Torre de Enfriamiento se distribuye uniformemente sobre la superficie de apoyo. Entonces el valor del empuje está dado por el peso total de la estructura repartido entre la superficie que ocupa:

$$W = \text{peso de la Torre} / \text{área}$$

$$W = (1192.10 \text{ ton}) / (10\text{m} \times 20\text{m}) = 5.951 \text{ ton-m}^2 \quad (\text{hacia abajo})$$

3) La combinación de los dos casos anteriores se obtiene realizando la suma algebraica de ambos:

$$W = 5.96 \text{ ton-m}^2 - 2.85 \text{ ton-m}^2 = 3.11 \text{ ton-m}^2 \quad (\text{hacia abajo})$$

El tercer caso queda cubierto por la consideración del segundo que es más crítico, entonces queda diseñar la losa para los casos 1 y 2.

Además debemos revisar la losa contra la posible perforación de las columnas sobre esta. Para saber la carga que se tiene por columna, determinamos las áreas tributarias de las columnas y realizamos la bajada de cargas considerando todos los elementos que contribuyen a cargar la columna en cuestión, así como su peso propio.

Para determinar los valores de las cargas por columna a nivel de desplante, consideramos las cargas que recibe la columna proveniente de las trabes que llegan a ella, así tomando como situación más desfavorable la de la columna C-4 tenemos:

A nivel de desplante

1	9.65		
	"	"	
	"	11.211	suma de cargas:
8	"	1.593	$\Sigma = 45.5 \text{ ton}$
	"	"	p.p. de columna = 5.256 ton
	"	8.44	
	"	"	Tota: = 50.753 ton
	"	1.593	
	"	"	
	"	8.44	
	"	"	
	"	4.57	

Del modo anterior, para el nivel -1.45m la carga por columna C-4 es de 1.416 ton.

La carga crítica para revisar la losa por perforación es entonces la suma de las anteriores:

$$\text{Carga Crítica} = 50.753 \text{ ton} + 1.416 \text{ ton} = 52.169 \text{ ton.}$$

Resumiendo las condiciones para las que hay que diseñar tenemos:

1) Empuje hacia arriba en la losa provocado por el terreno:

$$W_1 = 2.85 \text{ ton-m}^2$$

2) Empuje hacia abajo en la losa provocado por las cargas de la superestructura considerando el peso de la losa de cimentación:

$$W_2 = 5.96 \text{ ton-m}^2$$

Al valor anterior debemos afectarlo por el factor de carga 1.5, entonces resulta que la carga o empuje vale:

$$W_2 = 5.96 \text{ ton-m}^2 * 1.5 = 8.94 \text{ ton-m}^2$$

3) Carga por columna contra perforación considerando el caso más crítico que es el de la columna C-4 cuyas dimensiones son 40cm*50cm:

$$P = 52.169 \text{ ton}$$

El valor anterior debemos afectarlo por el factor de carga 1.5, entonces la carga será:

$$P = 52.169 \text{ ton} * 1.5 = 78.26 \text{ ton}$$

La losa como se puede ver esta sujeta a cargas o empujes en dos direcciones, hacia arriba y hacia abajo.

El empuje que provoca el terreno es menor que el empuje que provoca la superestructura aun sin considerar el peso del agua, es decir considerando que el estanque se encuentre vacío, sin embargo para el diseño, consideramos que no existe oposición al empuje del terreno y la losa se encuentra sometida a dicho empuje solamente.

Entonces la losa se analizará y se diseñará para los dos casos mencionados considerando que actúan cada uno a la vez, esto por supuesto nos lleve del lado de la seguridad.

Empleando el programa STRUC para diseñar la losa como en el Capítulo IV, primero para el empuje del terreno y luego para el empuje de la superestructura tenemos que los resultados obtenidos para el primero se interpretan al revés, es decir considerando el empuje del terreno como si fuera carga repartida sobre una losa común. Los resultados obtenidos se presentan a continuación:

LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS

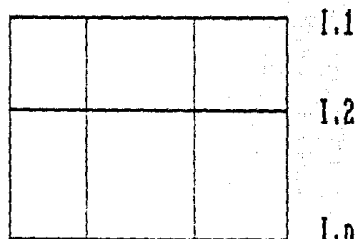
$f'c$ (kg/cm²) = 200
 f_y (kg/cm²) = 4200

Espesor de la losa (cm) = 40
Recubrimiento (cm) = 7
Utilizando VARILLAS del No.5

Losas expuestas a la intemperie ? S/N S
Zona Sísmica ? S/N S
Colado monolítico con los apoyos ? S/N N

Numero de claros entre EJES I = 4
Numero de claros entre EJES J = 2

J.1 J.2 J.3 J.n



Sistema de piso

LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS

$f'c$ (kg/cm²) = 200
 f_y (kg/cm²) = 4200

Espesor de la losa (cm) = 40
Recubrimiento (cm) = 7
Utilizando VARILLAS del No.5

Losa expuesta a la intemperie ? S/N S
Zona Sismica ? S/N S
Colado monolitico con los apoyos ? S/N N

Numero de claros entre EJES I = 4
Numero de claros entre EJES J = 2

J.1 J.2 J.3 J.n

I.1

I.2

I.n

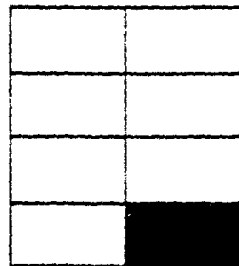
Sistema de piso

CLARO ENTRE EJES

claro entre	I. 1	e	I. 2	(mts) =	5
claro entre	I. 2	e	I. 3	(mts) =	5
claro entre	I. 3	e	I. 4	(mts) =	5
claro entre	I. 4	e	I. 5	(mts) =	5
claro entre	J. 1	y	J. 2	(mts) =	5
claro entre	J. 2	y	J. 3	(mts) =	5

CARGAS DE DISEÑO

carga tablero	(1 , 1)	(ton/m ²) =	2.85
carga tablero	(1 , 2)	(ton/m ²) =	2.85
carga tablero	(2 , 1)	(ton/m ²) =	2.85
carga tablero	(2 , 2)	(ton/m ²) =	2.85
carga tablero	(3 , 1)	(ton/m ²) =	2.85
carga tablero	(3 , 2)	(ton/m ²) =	2.85
carga tablero	(4 , 1)	(ton/m ²) =	2.85
carga tablero	(4 , 2)	(ton/m ²) =	2.85



TABLERO (1 , 1)

Separacion varillas No. 5

Division by zero

(-) en borde S @ 41.14618 CMS.

(-) en borde E @ 41.14618 CMS.

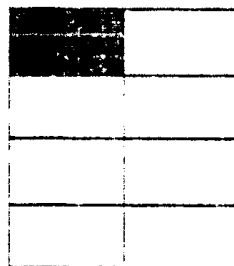
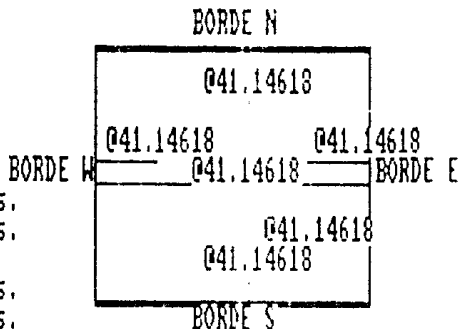
Division by zero

(+) centro claro corto @ 41.14618 CMS.

(+) centro claro largo @ 41.14618 CMS.

(-) = vars. lecho superior

(+) = vars. lecho inferior

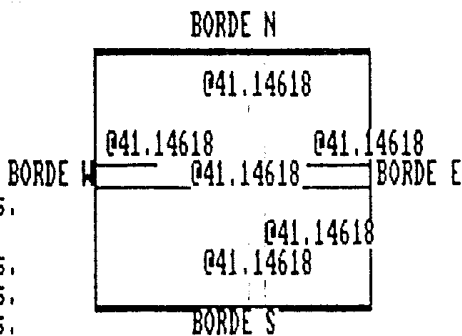


TABLERO (1 , 2)

Separacion varillas No. 5

Division by zero
 (-) en borde S @ 41.14618 CMS.
 Division by zero
 (-) en borde W @ 41.14618 CMS.
 (+) centro claro corto @ 41.14618 CMS.
 (+) centro claro largo @ 41.14618 CMS.

(-) = vars. lecho superior
 (+) = vars. lecho inferior

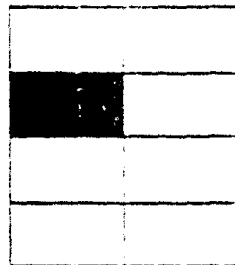
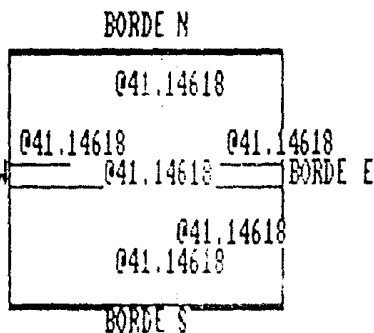


TABLERO (2 , 1)

Separacion varillas No. 5

(-) en borde N	@ 41.14618	CMS.
(-) en borde S	@ 41.14618	CMS.
(-) en borde E	@ 41.14618	CMS.
Division by zero		
(+) centro claro corto	@ 41.14618	CMS.
(+) centro claro largo	@ 41.14618	CMS.

(-) = vars. lecho superior
 (+) = vars. lecho inferior

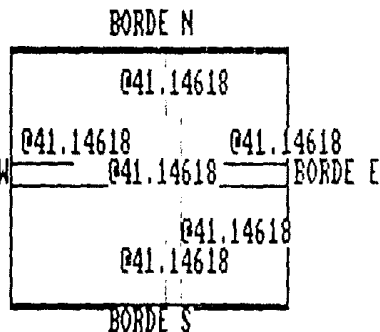


TABLERO (2 , 2)

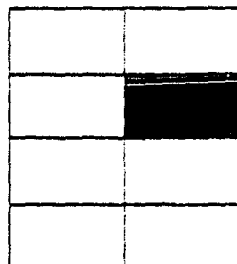
Separacion varillas No. 5

(-) en borde N @ 41.14618
 (-) en borde S @ 41.14618
 Division by zero
 (-) en borde W @ 41.14618
 (+) centro claro corto @ 41.14618
 (+) centro claro largo @ 41.14618

CMS. ORDE W
 CMS.
 CMS.
 CMS.
 CMS.



(-) = vars. lecho superior
 (+) = vars. lecho inferior



LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS

$f'c$ (kg/cm²) = 280

f_y (kg/cm²) = 4200

Espesor de la losa (cm) = 40

Recubrimiento (cm) = 7

Utilizando VARILLAS del No.5

Losas expuestas a la intemperie ? S/N S

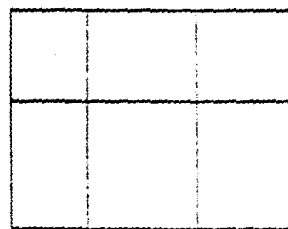
Zona Sismica ? S/N S

Colado monolítico con los apoyos ? S/N N

Numero de claros entre EJES I = 4

Numero de claros entre EJES J = 2

J.1 J.2 J.3 J.n



Sistema de piso

CLARO ENTRE EJES

claro entre I. 1 e I. 2 (mts) = 5
 claro entre I. 2 e I. 3 (mts) = 5
 claro entre I. 3 e I. 4 (mts) = 5
 claro entre I. 4 e I. 5 (mts) = 5

claro entre J. 1 y J. 2 (mts) = 5
 claro entre J. 2 y J. 3 (mts) = 5

CARGAS DE DISEÑO

carga tablero(1 , 1) (ton/m2) = 8.94
 carga tablero(1 , 2) (ton/m2) = 8.94
 carga tablero(2 , 1) (ton/m2) = 8.94
 carga tablero(2 , 2) (ton/m2) = 8.94
 carga tablero(3 , 1) (ton/m2) = 8.94
 carga tablero(3 , 2) (ton/m2) = 8.94
 carga tablero(4 , 1) (ton/m2) = 8.94
 carga tablero(4 , 2) (ton/m2) = 8.94

TABLERO (1 , 1)

Separacion varillas No. 5

Division by zero

(-) en borde S @ 29 CMS. CMS.

(-) en borde E @ 28 CMS.

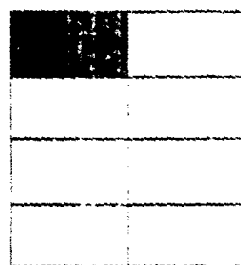
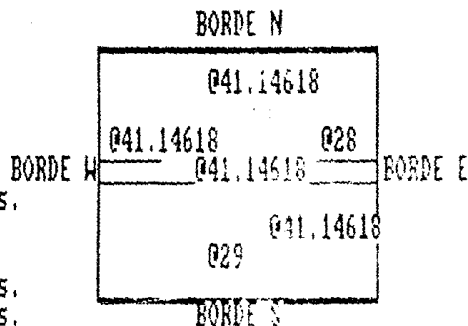
Division by zero

(+) centro claro corto @ 41.14618 CMS.

(+) centro claro largo @ 41.14618 CMS.

(-) = vars. lecho superior

(+) = vars. lecho inferior

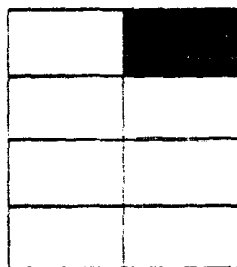
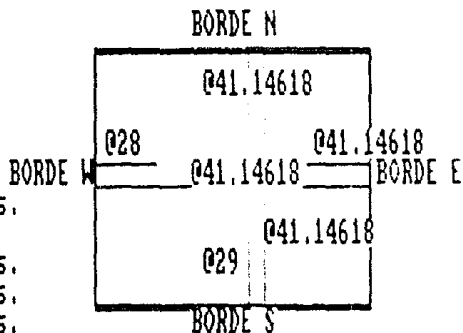


TABLERO (1 , 2)

Separacion varillas No. 5

Division by zero			
(-) en borde S	@ 29	CMS.	CMS.
Division by zero			
(-) en borde W	@ 28	CMS.	CMS.
(+) centro claro corto	@ 41.14618	CMS.	
(+) centro claro largo	@ 41.14618	CMS.	

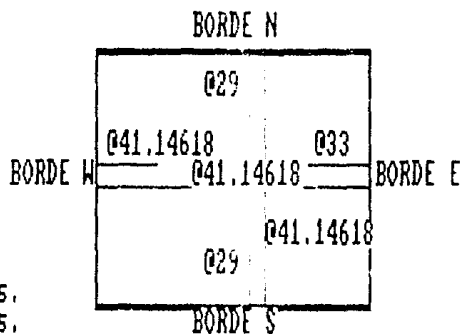
(-) = vars. lecho superior
 (+) = vars. lecho inferior



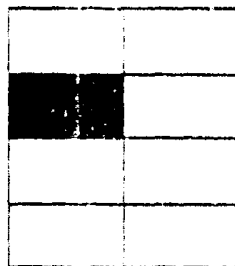
TABLERO (2 , 1)

Separacion varillas No. 5

(-) en borde N	@ 29	CMS.	
(-) en borde S	@ 29	CMS.	
(-) en borde E	@ 33	CMS.	
Division by zero			
(+) centro claro corto	@ 41.14618	CMS.	
(+) centro claro largo	@ 41.14618	CMS.	



(-) = vars. lecho superior
 (+) = vars. lecho inferior

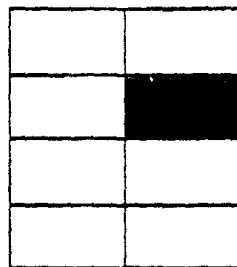
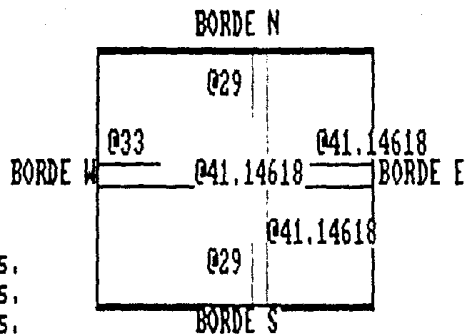


TABLERO (2 , 2)

Separacion varillas No. 5

(-) en borde N @ 29 CMS.
 (-) en borde S @ 29 CMS.
 Division by zero
 (-) en borde W @ 33 CMS. CMS.
 (+) centro claro corto @ 41.14618 CMS.
 (+) centro claro largo @ 41.14618 CMS.

(-) = vars. lecho superior
 (+) = vars. lecho inferior



En el diseño anterior, los valores para el empuje del terreno sobre la losa se refieren a que el acero que presenta el signo (+) se coloca en el lecho superior y el del signo (-) en el lecho inferior, es decir invertido.

La losa es simétrica y por ello sólo se presentan los valores de los cuatro tableros superiores, dichos valores son iguales para la mitad restante.

REVISIÓN DE LA LOSA CONTRA PENETRACIÓN DE LA COLUMNA.

Recordando la carga crítica que se tiene en la columna, tenemos que es:

$$P = 78.26 \text{ ton.}$$

La resistencia que tiene la losa se determina en la sección más crítica, la cual se encuentra a una distancia $d/2$ a cada lado de la columna. Siendo d el peralte efectivo de la losa.

La resistencia está dada por la siguiente expresión:

$$V_r = V_c \cdot b_c \cdot d$$

donde : $V_c = \sqrt{f'c} = \sqrt{200} = 14.14 \text{ kg/cm}^2$

$$d = \text{peralte efectivo} = 33 \text{ cm}$$

$$b_c = \text{perímetro de la sección crítica}$$

para determinar b_c debemos considerar que la columna C-4 es una columna de borde y sólo tiene tres lados de perímetro, dos de 50cm y uno de 40cm.

$$b_c = 2 \cdot (50 + 16.3) + (40 + 33) = 206 \text{ cm}$$

la resistencia es:

$$V_r = 14.14 \text{ kg/cm}^2 \cdot 206 \text{ cm} \cdot 33 \text{ cm} = 96123 \text{ kg} = 96.1 \text{ ton}$$

Como se puede apreciar la resistencia es mayor que la carga actuante, por lo tanto no hay problema.

DISEÑO DEL MURO DE CIMENTACION.

El muro de cimentación se encuentra sometido a la acción de dos empujes, uno el del terreno y otro el del agua contenida en el estanque; pero el más desfavorable es el del terreno, ya que el empuje es función directa del peso volumétrico del material y es mayor el de éste.

El empuje se determina con la siguiente expresión:

$$E = 0.5 \cdot \gamma_m \cdot H^2$$

donde: $\gamma_m = 1.5 \text{ ton/m}^3$

H = altura del muro que soporta el empuje (considerado como 2.0 m)

entonces el empuje vale:

$$E = 0.5 \cdot 1.5 \text{ ton/m}^3 \cdot (2.0)^2 = 3 \text{ ton/m}$$

el cual se encuentra ubicado a $1/3$ de la altura H, el momento máximo que este produce es igual a $E \cdot 1/3H$

$$M_u = 3 \text{ ton/m} \cdot 1/3(2.0\text{m}) = 2 \text{ ton-m/m}$$

afectando el valor anterior por el factor de cargas 1.5

$$M_u = 2 \text{ ton-m/m} \cdot 1.5 = 3 \text{ ton-m}$$

El momento resistente del muro se determina con la expresión

$$M_r = F_x \cdot A_s \cdot f_y \cdot z$$

donde:

$$F_x = 0.9$$

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

$$z = 0.6H = 0.6 \cdot 2\text{m} = 1.2 \text{ m}$$

$$A_s = \rho \cdot t \cdot d$$

$$t = \text{espesor del muro} = 20 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte efectivo} = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \text{porcentaje de acero (considerando el mínimo)} = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025 \cdot 20\text{cm} \cdot 15\text{cm} = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$M_r = 0.9 \cdot 0.75\text{cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2 \cdot 120\text{cm} = 340200 \text{ kg-cm} = 3.4 \text{ ton-m}$$

$M_r > M_u$ esta bien

REVISION DE CORTANTE.

Consideramos el cortante total el escudo.

$$V = E = 3 \text{ ton}$$

el cortante resistente esta dado por la expresion:

$$V_r = F_x \cdot t \cdot d + (0.12 + 18c) \cdot \sqrt{f'c}$$

donde: $f'c = 0.68 \cdot f_c = 0.68 \cdot 200 \text{ kg/cm}^2 = 136 \text{ kg/cm}^2$

$$V_r = 0.8 \cdot 20 \cdot 15 + (0.12 + (18 \cdot 0.0025)) \cdot 11.6 = 459 \text{ kg}$$

como $V > V_r$ se requiere refuerzo horizontal y vertical

$$\rho_h \geq \frac{V_u - V_r}{F_x \cdot fy \cdot d \cdot t} = \frac{3000 - 459}{0.8 \cdot 4200 \cdot 15 \cdot 20} = 0.00252$$

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - (H/L))(\rho_h - 0.0025)$$

$$0.0025 + 0.5(2.5 - (2/1))(0.00252 - 0.0025) = 0.002505$$

$\rho \geq 0.0025$ minimo por cambios volumetricos

adoptamos el valor de $\rho = 0.00252$

Utilizando varillas del No 4 (1/2" de diametro y $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$), tenemos que la separacion de varillas est

$$s = \frac{A_s}{t \cdot \rho} = \frac{1.27 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} \cdot 0.00252} = 25.1 \text{ cm}$$

Se adoptan varillas del numero 4 colocadas en dos lechos a los extremos del muro con un recubrimiento de 5cm.

La separacion de las varillas es de 25cm para los dos sentidos, el horizontal y el vertical; se colocan las varillas antes descritas en todo lo largo y lo ancho del muro.

CONCLUSIONES

1

El proyecto contempla una Torre de Enfriamiento con estructura de concreto reforzado, lo cual no es común ya que la mayoría son construidas con estructura de madera. Las torres de concreto reforzado representan un costo inicial superior a las de madera, pero a través del tiempo este costo se justifica porque el concreto no requiere de mantenimientos muy periódicos y especializados, en cambio la madera requiere de tratamientos especiales para prevenirla contra el ataque de la intemperie y de los agentes químicos externos; sabiendo que cuando ya no es posible darle mantenimiento hay que sustituirla. Por otro lado el control que se requiere en los materiales para las torres de madera debe ser más estricto.

El construir las Torres de Enfriamiento de concreto reforzado, permite que se tenga un uso más continuo de estas, ya que el mantenimiento que requieren no es muy estricto, lo que sin duda permite enfriar el agua necesaria que requiera la planta de refinación. Es por esto que en la actualidad es más utilizado el concreto reforzado en este tipo de estructuras.

2

El objetivo académico de este proyecto, es mostrar a los estudiantes que la Ingeniería Civil no se limita a estructuras urbanas (casas y edificios), las cuales se utilizan comúnmente para mostrar los procesos de análisis y diseño en los diferentes cursos a lo largo de la carrera.

El diseño de estructuras especiales y poco comunes es un reto a la Ingeniería Civil y a la capacidad y creatividad del ingeniero, el cual debe tener experiencia y tomar decisiones que muchas veces son fundamentadas en estudios empíricos, ya que el diseñar una estructura especial involucra nuevos factores y cada vez que se diseña, se enfrenta una situación que presenta variaciones con respecto a las anteriores; donde los reglamentos solo sirven de ayudas para facilitar algunas consideraciones en el análisis y diseño de la estructura.

El temor de los estudiantes recién egresados o con poca experiencia a enfrentar situaciones especiales, se debe a que tal vez ni siquiera conocían el tipo de estructura en cuestión, ya que en el colegio no se varía de lo común, las estructuras urbanas.

3

Las normas y reglamentos utilizados en el diseño de elementos estructurales fueron tres: el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, las Normas Técnicas de Pemex y el manual de diseño de la Comisión Federal de Electricidad. Se hizo uso de las condiciones más desfavorables para la estructura (esto con el fin de tener mayor seguridad) de acuerdo al análisis y al caso particular del elemento a diseñar.

Cabe mencionar que los reglamentos son útiles como ayuda y no como normas a seguir incondicionalmente, ya que estos se fundamentan en la experiencia y en la experimentación, pero no son cien por ciento ciertos y seguros; y como muestra de ello es que constantemente se están evaluando y modificando. Razón por la cual muchas veces es necesario que el Ingeniero Civil tome decisiones diferentes a las establecidas en los reglamentos las cuales deben estar bien fundamentadas.

4

El diseño requiere de varias suposiciones y consideraciones que si bien no son del todo exactas, son las más sensatas basadas en el comportamiento de los materiales, en las experiencias y en resultados obtenidos en laboratorio (formulas empíricas), ya que a ciencia cierta no se sabe como va a ser la respuesta de la estructura ante una acción accidental, sobre todo porque no se sabe como o cuándo y de que magnitud va a ser el ataque de la acción accidental.

Es por eso que se trabaja con varias hipótesis y consideraciones, tomando en cuenta la incertidumbre de éstas, y se diseña con un

incremento en las cargas actuantes, dicho incremento se denomina 'factor de cargas', que el reglamento recomienda como 1.4 para cargas gravitacionales y 1.1 para cargas accidentales; nosotros para mayor seguridad utilizamos valores un poco más conservadores y tomamos como factor de cargas el valor de 1.5 para cargas gravitacionales y 1.2 para cargas accidentales (viento y sismo).

El incremento de los factores de carga respecto a los que recomienda el reglamento provoca situaciones más desfavorables en la estructura, lo que sin duda nos ayuda a diseñar para condiciones 'supuestas' más críticas que pudieran presentarse en la vida de la estructura; principalmente por la importancia de la Torre en el funcionamiento de la planta.

El diseño de los elementos estructurales se realizó en función de las combinaciones de acciones más desfavorables que se presentarían actuando simultáneamente sobre la estructura. Dichas combinaciones fueron la carga gravitacional más la acción sísmica.

5

El tomar la decisión de adoptar valores mayores en los factores de carga respecto a los que recomienda el reglamento, se debe fundamentalmente a la seguridad que se quiere tener. Analizando los costos vemos que esta decisión incrementa los gastos en un rango de 15 a 25 % de los que se tendrían considerando los factores del reglamento.

El incremento anterior es justificable desde el punto de vista seguridad, ya que alguna falla grave causaría pérdidas mayores en términos de producción de la planta. Es más en este tipo de estructura no se invierte en acabados lujosos ni en fachadas, lo que nos podría permitir un cierto rango en el incremento de los costos de la estructura.

6

Las dimensiones finales de los elementos estructurales son las resultantes de un proceso de considerar varias suposiciones con diferentes secciones, lo que significa analizar para diferentes condiciones estructurales; pero como todo diseño primero se realizan estudios, suposiciones y pruebas, en función de las cuales se adoptan decisiones que a juzgar por los estudios realizados son las más acertadas y las más convenientes.

7

El empleo del programa de computadora 'STRUC' fue de mucha ayuda, ya que el diseño emplea el proceso de hacer iteraciones continuas hasta lograr que se cumplan los objetivos fijados por el diseñador, el empleo de la computadora sobre todo nos facilita el trabajo y nos ayuda a evitar los errores. Este programa toma consideración de las disposiciones del reglamento y las involucra para determinar los resultados a partir de las condiciones de trabajo a las que se encuentra sujeta la estructura o el elemento estructural.

Hoy en día es sin duda de mucha ayuda para el Ingeniero Civil el saber manejar este tipo de programas para computadora, ya que significa ahorro en tiempo y costo, lo que le permite hacer más ingeniería al contar con varias soluciones en poco tiempo y poder seleccionar la mejor.

8

El diseño que se realizó resultó satisfactorio en teoría, sobre las hojas de cálculo, pero sin duda para que la estructura funcione adecuadamente de acuerdo al análisis previo, debe tenerse cuidado durante su proceso de construcción en que se lleven a cabo las especificaciones resultantes del diseño para asegurar el correcto funcionamiento de la estructura.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- " NORMAS DE PROYECTO DE OBRAS DE PETROLEOS MEXICANOS "
NORMA 2.207.01 EFECTOS DEL VIENTO EN LAS ESTRUCTURAS.
MEXICO 1975.
NORMA 2.207.02 PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO ESTRUCTURAL.
MEXICO 1975.
NORMA 2.207.03 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PRINCIPIOS
GENERALES.
MEXICO 1975.
- 2.- " REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO
FEDERAL "
MEXICO 1988.
- 3.- " NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS "
MEXICO 1986.
- 4.- " MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE LA COMISION FEDERAL DE
ELECTRICIDAD "
MEXICO 1988.
- 5.- " APUNTES DE DISEÑO ESTRUCTURAL "
OSCAR DE BUEN Y LOPEZ DE HEREDIA
FRANCISCO DE PABLO GALAN
LUIS ESTEVA MARAVOTO
CARLOS OLAGARAY PALACIOS
-- EDITADO EN LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNAM; MEXICO.
- 6.- " DISEÑO ESTRUCTURAL "
ROBERTO MELI FIRALLA
-- EDITORIAL LIMUSA. MEXICO 1989.
- 7.- " ANALISIS ESTRUCTURAL "
JACK C. McCORMAC
-- EDITORIAL HARLA. MEXICO 1975.

- 3.- " ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO "
OSCAR M. GONZALEZ CUEVAS
FRANCISCO ROBLES FERNANDEZ-VILLEGAS
-- EDITORIAL LIMUSA, MEXICO 1996.
- 9.- " MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS "
ENRIQUE BAZAN JURITA
ROBERTO MELI FERRALL-
-- EDITORIAL LIMUSA, MEXICO 1999
- 10.- " MECANICA DE SUELOS "
VOLUMEN II
EULALIO JUAREZ BARRILLO
ALFONSO RICO RODRIGUEZ
-- EDITORIAL LIMUSA, MEXICO 1978
- 11.- " MUROS DE CIMENTACION "
JOSE BARRIOS PENA
-- EDICIONES CREAC, ESPAÑA 1974

APENDICES

APENDICE A

A.1 SOLICITACIONES (ACCIONES).

Acciones son las cargas, deformaciones impuestas, efectos ambientales y cualquier agente externo que pueda llevar a la estructura a un estado limite.

Deberá considerarse en el diseño el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultaneamente.

Se considerarán tres categorías de acciones de acuerdo con la duración en que obran sobre la estructura con su intensidad máxima: permanentes, variables y accidentales.

1.- Las acciones permanentes, son las que obran continuamente sobre la estructura y cuya intensidad adopta un valor máximo en un lapso grande de tiempo, del orden de la vida útil de la estructura.

Entran en esta categoría:

- a) La carga muerta, debida al peso propio de los elementos no estructurales incluyendo las instalaciones.
- b) El empuje estático de tierras y líquidos.
- c) Las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

2.- Las acciones variables, son aquellas que obran sobre la estructura en un lapso considerable, pero con una intensidad variable con el tiempo.

Entran en esta categoría:

- a) La carga viva, que representa las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente.
- b) Los efectos de cambios de temperatura.
- c) Las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo.
- d) Los efectos de maquinaria y equipo, incluyendo, cuando sean significativas, las acciones dinámicas que el funcionamiento de máquinas induce en las estructuras debido a vibraciones, impacto y frenaje.

De acuerdo con la combinación de acciones para la cual se esté diseñando, cada acción variable se tomará con tres niveles posibles de intensidad.

- La intensidad promedio, que se empleará con su valor nominal, adicionalmente a las acciones permanentes para estimar efectos a largo plazo.

- La intensidad instantánea, su valor nominal se empleará para combinaciones que incluyan acciones permanentes y accidentales.

- La intensidad máxima, cuyo valor nominal se empleará en combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanentes.

3.- Las acciones accidentales, son las que pueden tomar valores significativos solo durante pequeñas fracciones de la vida de la estructura.

Se incluyen en esta categoría:

- a) Sismo. Las acciones dinámicas, o sus equivalentes estáticas, debidas a sismos deberán considerarse en la forma que se especifica en las normas correspondientes.
- b) Viento. Las acciones estáticas y dinámicas debidas al viento se determinarán en la forma que se especifica en las normas correspondientes.
- c) Otras acciones accidentales. Estas son explosiones, incendios y otras acciones que pueden ocurrir en casos extraordinarios. En general no es necesario incluirlas en el diseño formal, sino únicamente tomar precauciones, en la estructuración y en los detalles constructivos, para evitar el comportamiento catastrófico de la construcción en caso de ocurrir tales acciones.

INTENSIDAD NOMINAL DE LAS ACCIONES.

Cada acción intervendrá en el diseño con su valor nominal. Para cargas muertas y cargas vivas, los valores nominales de la intensidad se especifican más adelante.

Para otras acciones la intensidad nominal se determinará de manera que la probabilidad de que sea excedida en el lapso de interés sea de dos por ciento, excepto cuando el efecto de la acción en estudio sea favorable para la estabilidad de la estructura, en cuyo caso se tomará como valor nominal aquel que tiene una probabilidad de dos por ciento de no ser excedido.

En la determinación del valor nominal de la acción deberá tomarse en cuenta la incertidumbre en la intensidad de la misma y la que se debe a la idealización del sistema de carga.

COMBINACION DE ACCIONES.

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

Se considerarán dos categorías de combinaciones:

- 1) Combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables:

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

Entran en ese tipo de combinación, la de carga muerta más carga viva. Se empleará en este caso la intensidad máxima de la carga viva especificada, pero no se considerarán para la carga viva distribuciones distintas a la uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones más desfavorables de

carga viva, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea.

2) Combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales.

Se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus intensidades instantáneas y únicamente una acción accidental en cada combinación.

Como ya se aclaró antes, la posibilidad de combinación de acciones accidentales se reduce básicamente a dos, las cuales son viento y sismo.

Para efectos de análisis y diseño se deben tomar en cuenta las combinaciones de acciones más desfavorables para la estructura, esto con el objeto de tener un buen grado de seguridad en la resistencia contra las acciones que actúen durante la vida útil de la estructura.

A.2 CARGA VERTICAL.

Bajo el efecto de cargas verticales consideramos las acciones producidas por cargas muertas y cargas vivas:

1) CARGAS MUERTAS (Valores Nominales).

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán los pesos unitarios especificados en la tabla A.1. Los valores mínimos se emplearán, cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de flotación, lastre y succión producida por viento. En los otros casos se emplearán los valores máximos.

CARGA MUERTA ADICIONAL PARA PISOS DE CONCRETO.

Para el diseño de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar y de los elementos estructurales que las soportan, así como para el cálculo de asentamientos debidos al peso de dichas losas, se sumará al peso muerto calculado para la losa, una carga de 20 kg/m^2 . Tratándose de losas y capas de mortero que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

MATERIAL		PESO VOLUM. (ton/m ³)	
		Máximo	Mínimo
Tepetates	secos	1.60	0.75
	saturados	1.95	1.30
Tezontles	secos	1.25	0.65
	saturados	1.55	1.15
Concreto simple con agregados de peso normal		2.20	2.00
Concreto reforzado		2.40	2.20
Mortero de cal y arena		1.50	1.40
Mortero de cemento y arena		2.10	1.90
Bloque hueco de concreto ligero		1.30	0.90
Bloque hueco de concreto intermedio		1.70	1.30
Bloque hueco de concreto pesado		2.20	2.00
Tabique macizo hecho a mano		1.50	1.30
Tabique macizo prensado		2.20	1.60
Agua		1.00	1.00

TABLA A.1 PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS.

2) CARGAS VIVAS.

Cargas vivas son las fuerzas gravitacionales que obran en una construcción y que no tienen carácter permanente.

Como ya se mencionó existen tres tipos de cargas vivas, la carga viva máxima (W_m); la carga viva instantánea (W_i) y la carga promedio (W).

La carga viva máxima (W_m), se debe emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos en suelos muy permeables (arenas y gravas) o en los no saturados, así como en el diseño, ante cargas gravitacionales, de los cimientos que se apoyen en estos materiales.

La carga instantánea (W_i), se debe usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisan distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente distribuida sobre toda el área.

La carga promedio (W), se debe emplear en el cálculo de asentamientos en materiales poco permeables (lilas y arcillas) saturados, así como en el diseño ante cargas gravitacionales de los cimientos que en ellos se apoyan cuando el diseño está regido por el efecto de asentamientos diferenciales.

Cuando el efecto de la carga viva es favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de flotación y volteamiento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área.

Los valores nominales de las cargas vivas unitarias no se considerarán menores que los de la tabla A.2, donde "A" representa el área tributaria correspondiente al elemento que se diseña, expresada en m².

CARGAS VIVAS DURANTE LA CONSTRUCCION.

Durante el proceso de construcción deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse; éstas incluirán el peso de los materiales que puedan almacenarse temporalmente, el de los vehículos y equipo, el del colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y el del personal necesario, no siendo este último peso menor que la carga viva que se especifica para cubiertas y azoteas con pendientes no mayores de 5% .

DESTINO DEL PISO O CUBIERTA	CARGA VIVA (kg/m ²)		
	W	W _a	W _m
I. Habitación.	70	90	120 + (420/√A)
II. Comunicación para peatones.			
Cuando sirven a no más de 200 m ² de área habitable.	40	150	150 + (200/√A)
Cuando sirven a un área habitable superior a 200 m ² y menor a 400 m ²	40	150	150 + (400/√A)
Cuando sirven a 400 m ² o más de área habitable.	40	150	150 + (600/√A)
III. Lugares de reunión sin asientos individuales.	40	350	450
IV. Otros lugares de reunión.	40	250	300
V. Comercios, fábricas y bodegas.			
Área tributaria hasta 20 m ²	0.8W _m	0.9W _m	W _m
Área tributaria mayor de 20 m ²	0.7W _m	0.8W _m	0.9W _m
VI. Tanques y cisternas.	0.7W _m	0.8W _m	W _m
VII. Cubiertas y azoteas con pend. no mayor de 5% .	15	70	100
VIII. Cubiertas y azoteas con pend. mayor de 5% .	5	20	30
IX. Volados en vía pública.	15	70	200
X. Garages y estacionamientos.	40	100	150
XI. Andamios y cimbras p/concreto	15	70	100

TABLA A.2 CARGAS VIVAS NOMINALES UNITARIAS.

APENDICE B

CARGAS ACCIDENTALES

A) VIENTO.

Como se sabe el viento es aire en movimiento hacia una dirección determinada. El viento provoca sobre las construcciones en que incide una fuerza desfavorable para su estabilidad. Dichas fuerzas suelen denominarse efectos causados por viento y su importancia y clasificación radica en el tipo de estructura que inciden. Por su parte las estructuras también suelen clasificarse ante el efecto del viento de acuerdo al destino para el que fueron diseñadas como sigue:

I. De acuerdo con la relación entre las consecuencias de la falla y la rapidez de variación del costo inicial con la velocidad de diseño.

Grupo A: Estructuras que en caso de falla, causarían pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo de aumentar su seguridad.

Grupo B: Estructuras en las que las pérdidas serían de magnitud intermedia y además, todas aquellas estructuras cuya falla por viento pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A.

Grupo C: Estructuras en que la relación citada es sumamente pequeña y cuya falla por viento no puede normalmente causar daño a estructuras de los dos primeros grupos.

II. De acuerdo con las características de sus respuestas ante viento y atendiendo a los efectos que éste puede ocasionar en las estructuras, se clasifican en cuatro tipos:

Estructuras Tipo I: Abarca estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Se incluyen explícitamente las siguientes construcciones.

a) Edificios de habitación u oficina con altura menor de 30 m. o periodo natural menor de 1 seg.

b) Bodegas, naves industriales, teatros, auditorios y otras construcciones cerradas, techadas con sistemas de arcos, traveses, armaduras, losas, cascarnones y otros sistemas de cubierta rígida, es decir, que sea capaz de tomar las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría.

c) Fuentes y viaductos constituidos por losas, traveses, armaduras simples o continuas o arcos.

Estructuras Tipo 2: Estructuras cuya esbeltez o dimensión reducidas en su sección transversal las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes.

Se incluyen en este tipo: torres atirantadas, o en voladizo para líneas de transmisión, arbotantes para iluminación, antenas, bardas, parapetos, anuncios y en general las estructuras que presentan una dimensión muy corta paralela a la dirección del viento.

Estructuras Tipo 3: Estas estructuras reúnen todas las características de las del tipo 2, pero además la forma de su sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos, de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura. Los vórtices ocasionan fuerzas transversales periódicas, susceptibles de sufrir amplificación dinámica excesiva.

Pertenecen a este tipo de estructuras: torres y tuberías de proceso, chimeneas, líneas de transmisión, tuberías colgantes.

Estructuras Tipo 4: Son de este tipo las estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las siguientes:

- a) Estructuras con periodo natural mayor de 2 seg.
- b) Estructuras o elementos que posean formas aerodinámicas inestables y amortiguamientos bajos; líneas de transmisión en zonas sujetas a heladas, antenas parabólicas, edificios u otras construcciones prismáticas con amortiguamiento interno menor de 5% del crítico, o con altura mayor de 60 m.
- c) Estructuras colgantes.

Las solicitaciones por viento, dependen de varios factores entre los que se encuentran:

- 1) Forma geométrica y dimensiones de la estructura.
- 2) Lugar de ubicación y topografía del terreno.
- 3) Nivel: sobre el nivel del mar y altura de la estructura.
- 4) Clasificación de Grupo y tipo de estructura.
- 5) Método de análisis que se emplee para su diseño.
- 6) Método de seguridad que se le aplica a la estructura.

B) 5459C.

El origen más común de los sismos en nuestro país es la subducción que se produce entre las placas de Cocos y de Rivera con la placa Continental de Norteamérica, este movimiento es una introducción de las placas de Cocos y de Rivera sobre la placa Norteamericana y es de varios centímetros al año; esto origina que en la zona de subducción se vaya teniendo una gran acumulación de energía, la cual al llegar a un límite es liberada produciendo la aparición de un sismo. (Se entiende que a mayor acumulación o mayor área de ruptura, se tiene un sismo de mayor intensidad).

Las formas de medir un sismo son su Intensidad (cantidad de energía liberada), y su Magnitud (efecto destructivo sobre las construcciones); por supuesto estas tienen escalas de medición y expresiones para su determinación.

Un sismo provoca en el suelo aceleraciones que también afectan las estructuras que se encuentran a su paso, como es sabido, a partir de las aceleraciones se pueden determinar por medio de integración, la velocidad y el desplazamiento sucesivamente. El efecto de las aceleraciones y desplazamientos provoca fuerzas cortantes horizontales en las estructuras, existen varios métodos para calcular dichas fuerzas, dependiendo principalmente de las características de la estructura y

precisión del análisis, entre estos tenemos el método simplificado, el estático y el dinámico o modal.

En todos los métodos se emplean las características de la estructura (Peso, rigidez, altura, altura de entrepiso, etc.) y las características del suelo donde se encuentran, esta ubicación es en buena medida un parámetro importante que determina en función del tipo de terreno las dimensiones que va a presentar la aceleración del terreno, por ejemplo: en terreno firme (rocoso) se presenta alrededor de 4 a 5% de la aceleración de la gravedad (9.8 m/s²), mientras que en terreno blando (compresible-arcilloso) dichas aceleraciones alcanzan de 20 a 40% o más de la aceleración de la gravedad, es importante pues el terreno del que se trate.

Influye también en forma importante las características estructurales y de elementos arquitectónicos no estructurales en el buen comportamiento de la estructura, ya que muchas veces, sobre todo si no se tiene cuidado estos elementos arquitectónicos son los causantes de grandes torques en la estructura.

Por otro lado cabe mencionar que un parámetro importante en el diseño sísmico es el "coeficiente sísmico", el cual es función del tipo de estructura (Grupo A o B), y que sirve de base para la construcción del espectro de diseño (envolvente de las aceleraciones del terreno), este coeficiente se puede determinar como la fracción del peso total de la construcción "W" que constituye la fuerza cortante horizontal "V", que actúa en la base de la construcción (cortante basal).

$$c = V / W \quad \text{y} \quad V = c * W$$

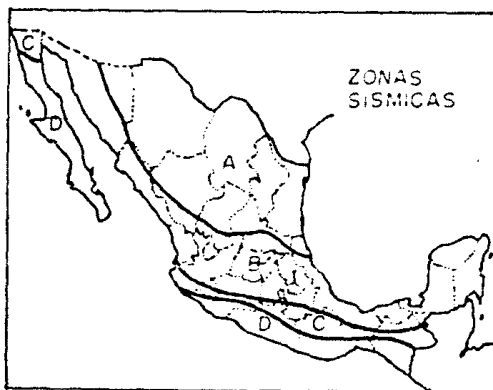
Como ya dijimos el coeficiente sísmico varía según el riesgo sísmico del sitio, según el tipo de suelo y según la importancia de la construcción.

En las siguientes figura y tabla, se presentan las zonas sísmicas de la República Mexicana y los coeficientes para diferentes tipos de terrenos:

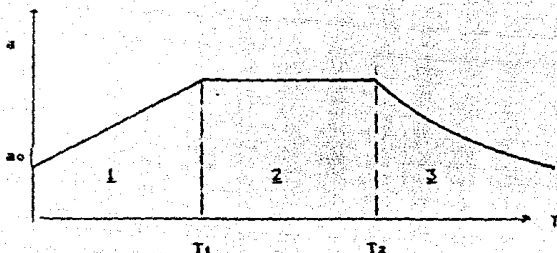
MANUAL DE C.F.E. I

ZONA SISMICA	TIFO DE SUELO	c	a ₀	T ₁	T ₂	r
A	I	0.08	0.03	0.30	0.80	1/2
	II	0.12	0.045	0.55	2.00	2/3
	III	0.16	0.06	0.75	3.20	1
B	I	0.16	0.03	0.30	0.80	1/2
	II	0.20	0.045	0.50	2.00	2/3
	III	0.24	0.06	0.80	3.20	1
C	I	0.24	0.05	0.25	0.67	1/2
	II	0.30	0.08	0.45	1.60	2/3
	III	0.36	0.10	0.60	2.90	1
D	I	0.48	0.09	0.15	0.55	1/2
	II	0.56	0.14	0.30	1.40	2/3
	III	0.64	0.18	0.45	2.70	1

NOTA: Las ordenadas espectrales que se obtienen son para estructuras del Grupo B. Estas deberán multiplicarse por 1.2 en el caso de estructuras del Grupo A. Suelo tipo I, terreno firme; tipo II, terreno de transición; tipo III, compresible.



En la tabla, los valores de T_1 , T_2 y a_0 sirven para definir el espectro de diseño del caso en cuestión, como sigue:



Para las zonas marcadas como 1, 2, y 3 se tiene lo siguiente:

- | | | | |
|---|-----------------------|---------------|-----------------------------------|
| 1 | $0 < T < T_1$ | \Rightarrow | $a = a_0 + (c - a_0) * (T / T_1)$ |
| 2 | $T_1 \leq T \leq T_2$ | \Rightarrow | $a = c$ |
| 3 | $T > T_2$ | \Rightarrow | $a = c * (T_2 / T)^r$ |

donde:

- a = ordenada espectral.
- a_0 = ordenada espectral para $T=0$
- c = coeficiente sísmico básico.
- r = exponente adimensional.
- T_1, T_2 = periodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos.
- T = periodo natural de la estructura o uno de sus modos, dados por:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum (W_i \cdot x_i^2)}{g \cdot \sum (F_i \cdot x_i)}} \quad \text{(Método Estático)}$$

W_i = peso de la masa i.
 F_i = fuerza horizontal que actúa sobre la masa del nivel i.
 x_i = desplazamiento correspondiente en la dirección de la fuerza.
 g = aceleración de la gravedad.

$$T = (2\pi I) / w$$

(Método Dinámico o Modal)

w = frecuencia circular del sistema

$$\sqrt{(K/m)}$$

K = rigidez

m = masa

Como se puede ver en el aspecto de diseño, puede haber reducción del coeficiente sísmico si la ordenada espectral "a" calculada cae dentro de la rama ascendente ó la rama descendente, si cae en la meseta no se permite reducción.

Existe otra forma de lograr reducción, ésta es la aplicación del factor de reducción por ductilidad "Q" que toma los valores de 6, 4, 2, o 1.5 dependiendo de la estructuración que se tenga, esto se especifica en la tabla siguiente:

FACTOR Q

REQUISITOS

6.0

La resistencia es suministrada en todos los niveles exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto reforzado o de acero con zona de fluencia definida.

Las vigas y columnas de acero satisfacen los requisitos correspondientes a secciones compactas. Las columnas de concreto son sunchadas o poseen estribos que proporcionen un confinamiento equivalente.

Los miembros sujetos a condiciones de carga que pueden provocar fallas frágiles como fuerza cortante, torsión, pandeo por compresión axial, etc., se diseñan con un factor de carga de 1.4 en lugar de 1.1 especificado para cargas accidentales.

Se satisfacen las limitaciones que se fijan para articulaciones plásticas en miembros de concreto, por el R.D.R.

4.0

La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera o acero con o sin zona de fluencia definida, así como por marcos contraventeados o con muros de concreto, en los que la capacidad de los marcos sin contar muros o contravientos sea cuando menos 25% del total.

2.0

La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos o columnas de concreto reforzado, madera o acero contraventeados o no

o muros de concreto que no cumplen en algún entrepiso lo especificado para los casos anteriores.

1.5 La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los niveles por muros de mampostería de piezas huecas confinadas o con refuerzo interior que satisfacen las limitaciones fijadas por el Departamento del D.F.

1.0 Estructuras de cualquier tipo cuya resistencia a fuerzas laterales sea suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados.

(R.C.D.F.)

Como puede apreciarse intervienen en el análisis y diseño varios factores que se deben tomar en cuenta con precaución, para evitar errores en el diseño.

APENDICE C

VIBRACIONES.

ACCIONES DINAMICAS DEBIDAS A MAQUINARIA Y EQUIPO.

Cuando sean significativas deberán tomarse en cuenta las acciones dinámicas que el funcionamiento de maquinas induce en las estructuras debido a vibraciones, impactos, frenaje, arranque, corto circuito, etc.

Las características de dichas acciones dinámicas están especificadas en general por los fabricantes de maquinaria y equipo; pueden determinarse por medio del analisis de un modelo teórico de la máquina, o bien experimentalmente.

El comportamiento de la estructura bajo estas acciones, se estudiará cuando sea necesario a través de un analisis dinámico, realizado empleando como perturbación las acciones dinámicas obtenidas para la máquina, o más generalmente por un analisis estático en el cual las acciones dinámicas se convierten en fuerzas estáticas de efecto equivalente.

Las fuerzas estáticas equivalentes se especifican generalmente como porcentajes de peso total de la máquina, y consisten en una fuerza vertical y eventualmente otra en dirección horizontal.

Valores para algunos casos típicos de la fuerza vertical que debe considerarse, se obtienen aplicando los factores de la tabla siguiente al peso de la máquina más el de la máxima carga que sea capaz de elevar.

TIPO DE MAQUINA	FACTOR
Máquinas de elevación	
Máquinas de elevadores	2.0
Máquinas de gruas electricas	1.25
Máquinas de gruas de mano	1.10
Otras máquinas	
Maquinaria ligera	1.25
Máquinas reciprocentes y unidades de potencia	1.50

(NORMAS DE PEMEX)