

2ej. 128



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**ASPECTOS GENERALES DEL DIMENSIONAMIENTO
ESTRUCTURAL DE LA TORRE PEMEX**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

José Francisco Pérez Marroquín



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	INTRODUCCION	1
	CAPITULO I	
I	CRITERIOS DE ESTRUCTURACION	
	Estudio de Alternativas	10
	Estructuración Definitiva	12
	Análisis Preliminar	14
	Análisis Definitivo	16
	Análisis de Comprobación	17
	Criterio de Análisis	18
	CAPITULO II	
II	SOLICITACIONES	
	Acciones Permanentes	24
	Acciones Variables	25
	Acciones Accidentales	28
	Comparación Aproximada entre Sismo y Viento	36
	CAPITULO III	
III	DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS Y DIAGONALES	
	Miembros Sujetos a Compresión	42
	Miembros Sujetos a Flexión	43
	Miembros Flexocomprimidos	47
	Diagramas de Diseño	52
	Revisión de Columna Tipo	57
	Dimensionamiento de Placas de Base	54

C A P I T U L O I V

IV.- DIMENSIONAMIENTO DE TRABES

Trabes Principales	87
Ejemplo de Cálculo de Trabe Principal	91
Vigas Secundarias	96
Conectores de Cortante	100
Ejemplo de Cálculo de Viga Secundaria	102
Retícula de Acero en Planta Baja	107

C A P I T U L O V

V.- CONEXIONES

Conexiones Atornilladas	118
Conexión de Tramos de Columnas	119
Conexión de Tramos de Trabes	121
Ejemplos.....	124
Conexión de Trabe a Muro	133

B I B L I O G R A F I A	139
-------------------------------	-----

I N T R O D U C C I O N

DESCRIPCION DEL EDIFICIO

Petróleos Mexicanos está construyendo un edificio para - oficinas generales en los terrenos que ocupa su centro administrativo, en las calles de Marina Nacional y Bahía de Banderas de esta ciudad de México. El proyecto arquitectónico fue desarrollado por el Arq. Pedro Moctezuma D.I.

La conveniencia de que este nuevo edificio se encuentre junto a los ya existentes, las dimensiones reducidas de los terrenos no ocupados todavía en el centro administrativo mencionado y el área de oficinas necesaria obligaron a proyectar un edificio tipo torre, con 56 niveles sobre el nivel de banqueta de los cuales 49 son plantas tipo. Consta además de dos mezanines y, en la parte superior del edificio, dos miradores, un - cuarto de telecomunicaciones y un helipuerto.

Después de varios estudios arquitectónicos y estructurales se llegó a la solución definitiva, de acuerdo con la cual el edificio tiene una planta baja de 65.88 m x 34.16 m, dos niveles de mezanine y 50 niveles de las mismas dimensiones que la planta baja.

El sótano tiene dimensiones un poco mayores que la planta baja y las plantas tipo, de 45.42 m x 57.74 m.

La planta baja se encuentra 0.568 m sobre el nivel de banqueta, y el nivel del sótano es - 4.8 m.

La altura total de cada entrepiso de la superestructura, incluyendo el peralte de la estructura de acero, plafón y sistema de piso, es de 3.965 m. El número total de entrepisos de esta altura es 51, de manera que la parte inferior de la torre es un paralelepípedo de 34.16 m x 65.88 m en planta y 205.268 m de altura. Sobre él se encuentra la estructura de las plataformas de observación y el helipuerto; la altura total del edificio es de 235 m sobre el nivel de banqueta.

El edificio cuenta con 18 elevadores desde la planta baja hasta el nivel 23; a partir de él, y hasta el 39, el número de elevadores se reduce a 12; posteriormente vuelve a disminuir a 6, los que se conservan hasta el nivel 50. Esto hace que aunque la estructuración general del edificio es la misma en toda la altura (excluyendo, desde luego, la parte situada por encima del nivel 51) sea necesario cambiar la posición de las trabes secundarias de acuerdo con el número de elevadores. Tiene, además un montacargas y dos elevadores para ejecutivos.

El peralte del sistema de piso (estructura, plafón y sistema de piso propiamente dicho) es de 1.465 m en todos los niveles, hasta el 48. La altura libre útil es de 2.5 m.

El edificio cuenta con dos escaleras de emergencia colocadas en sus extremos y, para combatir un posible incendio, tres cisternas, dos ubicadas en los niveles 23 y 39, con capacidad de 40 000 lts. cada una, y la otra en el sótano, con capacidad de 2 000 000 de litros.

MATERIALES

Cimentación.- La cimentación está formada por una retícula de trabes apoyada en 164 pilas que transmiten el peso del edificio hasta un estrato resistente que se encuentra en el nivel - 32.15. La losa colocada sobre la retícula de trabes trabaja en conjunto con ella y sirve como piso del estacionamiento. Pilas, trabes y losa son de concreto reforzado. Los muros de retención, que llegan hasta el nivel - 8.65 m, son de este mismo material.

En la cimentación se han utilizado materiales con las características siguientes:

Pilas, Concreto con $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo con $f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$

Losa , Trabes y muros de retención

Concreto con $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo con $f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$

Superestructura.- La superestructura, a partir del nivel planta baja, y las columnas de este nivel al sótano, son de acero estructural ASTM-A 36, con límite de fluencia $F_y = 2\ 530 \text{ kg/cm}^2$.

Se escogió acero estructural y no concreto reforzado porque el primer material tiene características más favorables de resistencia y ductilidad, que lo hacen preferible en edificios altos situados en zonas sísmicas.

Las columnas y traveses principales están formadas por tres placas soldadas; las traveses secundarias son viguetas laminadas IPR.

Todas las juntas de taller son soldadas; se utilizó soldadura manual al arco eléctrico con electrodo recubierto AWG - E60XX y soldadura automática de arco sumergido con una combinación de electrodo y fundente que produce características semejantes a los electrodos E60XX.

La unión entre el alma y los patines de los perfiles hechos con placas se realizó en todos los casos con soldadura automática.

Todas las juntas de campo son atornilladas, con pernos de alta resistencia ASTM-A 325.

Las anclas empleadas para conectar las columnas de la superestructura con la cimentación son de acero ASTM - A 41 .

El piso de cada uno de los niveles de la torre está formado por una lámina acanalada de acero y una capa de concreto, de pequeño espesor, colada sobre ella. La lámina tiene zonas abultadas que penetran en el concreto, diseñadas para que los dos materiales soporten las cargas trabajando en conjunto. A su vez, el sistema lámina-concreto está ligado con las vigas de acero de la estructura por medio de conectores de cortante, de manera

que también trabaja con ellas como un sistema compuesto.

Las características de la lámina, el concreto y los conectores son:

Lámina QL 99, calibre 22.

Concreto ligero con $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y un peso volumétrico de 1600 kg/m^3 .

Conectores de cortante tipo perno soldado por resistencia al patín superior de las vigas.

Sistema Estructural.- En el sistema estructural más utilizado en edificios bajos o de altura media, los elementos resistentes principales son los marcos rígidos. Estos, que están formados exclusivamente por vigas y columnas, unidas entre sí con juntas rígidas, resisten las cargas verticales y horizontales, sísmicas o eólicas, que obran sobre ellos, por medio del trabajo a flexión de las vigas y a flexocompresión de las columnas. La resistencia ante fuerzas horizontales que actúan en cualquier dirección se obtiene utilizando dos familias de marcos, ortogonales la mayor parte de las veces, que forman una estructura tridimensional.

Cuando la altura del edificio crece empiezan a volverse predominantes las solicitaciones producidas por viento o sismo, de manera que el diseño, que originalmente estaba regido por las cargas verticales, pasa a quedar controlado por la combinación de éstas con las solicitaciones predominantemente horizontales. Mas aún, a partir de una cierta altura empiezan a volverse críticos los desplazamientos relativos de entrepisos consecutivos,

el diseño comienza a ser controlado por la rigidez lateral del edificio y no por su resistencia, y se necesita reforzar las vigas y columnas, a veces de manera muy importante, para lograr mantener los desplazamientos dentro de los límites permitidos por los códigos, lo que hace que si se sigue utilizando marcos rígidos se obtengan diseños antieconómicos.

Una solución que podría haber sido económica en este edificio es la que consiste en usar marcos rígidos contraventeados, distribuidos adecuadamente en la estructura; sin embargo, no pudo emplearse porque las características arquitectónicas y funcionales del edificio impiden colocar los contraventeos.

En los últimos veinte años se ha construido en diversos países (principalmente en los estados Unidos de Norteamérica) un número importante de edificios altos en los que se ha obtenido la resistencia y rigidez adecuadas ante fuerzas horizontales de una manera económica, utilizando el concepto de estructura tubular. Cuando se emplea este sistema los elementos resistentes se concentran en la periferia del edificio para que éste trabaje como un voladizo en el que se utiliza el peralte máximo posible (el tamaño total, en planta) para resistir las solicitaciones producidas por las fuerzas horizontales.

Se han construido estructuras tubulares de dos tipos diferentes. En uno de ellos se colocan en la periferia columnas muy cercanas conectadas entre sí por medio de traveses de gran peralte, de manera que el conjunto trabaja como un muro perforado. En el segundo, las columnas de la periferia conservan las separaciones normales y las vigas que las ligan tienen

peraltes semejantes a las del resto del edificio, pero se colocan contraventes en diagonal en los cuatro marcos perimetrales que hacen que su rigidez ante fuerzas laterales aumente considerablemente, al mismo tiempo que redistribuyen las fuerzas verticales entre todas las columnas, de manera que las más cargadas transfieren buena parte de la fuerza axial a las restantes, con lo que se logra una distribución muy favorable, cercana a la uniforme.

Las dos soluciones se han utilizado en edificios altos y se han obtenido con ellas estructuras mucho más económicas que las que hubiesen resultado del empleo de marcos rígidos.

El proyecto arquitectónico de la Torre de PEMEX elimina por completo la posibilidad de emplear la primera alternativa, por lo que se decidió utilizar la segunda. Esta tiene, además la ventaja de que lleva a una estructura de fabricación más fácil y rápida, excepto cuando se usan procedimientos de prefabricación muy elaborados, imposibles de desarrollar en el breve plazo con que se cuenta para construir este edificio.

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

La norma básica para el análisis y diseño de la Torre PEMEX fue el Reglamento para las Construcciones en el Distrito Federal de diciembre de 1976, que se encuentra en vigor actualmente y debe ser cumplido por todos los edificios que se construyan en la Ciudad de México.

Se siguieron las indicaciones contenidas en el Título IV, "Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras" del reglamento mencionado en lo que se refiere a la determinación de cargas muertas y vivas y al diseño por sismo, así como en los procedimientos para evaluación de la seguridad de la estructura y revisión de los estados límite de servicio.

No se utilizaron las fuerzas de viento indicadas en el reglamento porque, como se verá más adelante, han sido determinadas para estructuras de altura menor, y producen efectos excesivos e irracionales en un edificio como éste.

En el diseño de la cimentación de concreto reforzado y de la superestructura de acero se utilizaron además las normas complementarias siguientes:

"Building Code Requirements for Reinforced Concrete" (ACI 318-77), Instituto Americano del Concreto (ACI), Detroit, Mich., 1977.

" Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings ", nov. 1978, Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), Chicago, Ill.

" Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts", Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints, Engineering Foundation, abril 1978 (esta especificación ha sido aceptada y recomendada por el AISC).

" Structural Welding Code-Steel ", ANSI/AWS D1.1-81, Sociedad Americana de la Soldadura (AWS), Miami, Fla, 1981.

C A P I T U L O I

ESTRUCTURACION

Estudio de Alternativas

Con los datos del proyecto arquitectónico se estudiaron va rias alternativas de estructuración.

Como primera alternativa se estudió la posibilidad de utilizar marcos rígidos en dos direcciones ortogonales (del Empire State, que tiene 104 niveles y fue el edificio más alto del mundo desde 1931 hasta 1971, está estructurado así). Se propusieron nueve marcos continuos iguales para el sentido corto del edificio, y cuatro para el sentido largo.

Las secciones de los elementos que forman estos marcos se obtuvieron con los resultados de un análisis preliminar poco preciso.

Los marcos propuestos se indican en la Fig. 1.

Posteriormente se hizo un análisis sísmico estático y se repartieron las fuerzas horizontales calculadas con él entre todos los marcos, los que se analizaron estructuralmente con las fuerzas que les corresponden.

En este análisis se obtuvieron deformaciones bastante mayores que las permisibles, en las dos direcciones principales, lo que indicó que la rigidez de los marcos era insuficiente.

Como segunda alternativa se estudió una estructura formada por marcos rígidos combinados con marcos contraventeados. Las secciones de los marcos se supusieron.

En la dirección larga del edificio se estudiaron dos variantes del contraventeo, que se muestran en la Fig. 2.

Las dos alternativas se analizaron con los valores de las fuerzas horizontales obtenidas con un análisis sísmico estático. Las dos estructuras resultaron adecuadas, por lo que se optó por el primer tipo de marco, en el que las conexiones principales se reducen a la tercera parte.

Con los resultados de este análisis se calcularon las rigideces y el comparárlas con la de los marcos continuos interiores se concluyó que la rigidez de éstos es mínima en comparación con la de los marcos laterales contraventeados.

En la dirección corta también se contraventearon los marcos exteriores, los que se analizaron estructuralmente y se obtuvieron sus rigideces. Al comparar la rigidez de los marcos contraventeados con la de los interiores (calculados en la alternativa uno) se determinó que cada uno de los interiores resiste alrededor del 10% de las fuerzas sísmicas y los exteriores el 15%, por lo que los marcos interiores cortos sí se analizaron y diseñaron como marcos rígidos.

En el edificio John Hancock de Chicago, cuya altura es de 332 m, las fuerzas horizontales se resisten exclusivamente con los marcos contraventeados de las cuatro fachadas.

De las conclusiones de la segunda alternativa, en la que se encontraron diferencias de rigideces muy grandes entre los marcos longitudinales interiores y exteriores debido a que éstos están contraventeados, se decidió que en esa dirección sólo se construyesen como marcos rígidos los laterales, contraventeados, y que las vigas y columnas de los ejes interiores se uniesen entre sí por medio de articulaciones, sin formar marcos rígidos. Se logró así disminuir el peralte de las vigas de los dos ejes longitudinales interiores y simplificar la fabricación y montaje de la estructura, con muy poca pérdida de rigidez.

Para reducir los desplazamientos horizontales producidos por el sismo se formaron armaduras horizontales en todo el perímetro del edificio entre los niveles 23 y 24 y 39 y 40, ligando con diagonales las trabes de la periferia de los niveles mencionados, aprovechando que los pisos correspondientes son casas de máquinas, en los que no hay problemas arquitectónicos de ventanas o de otros tipos.

Estructuración Definitiva

Después de estudiar las alternativas mencionadas, se decidió escoger la solución estructural siguiente:

Dirección Larga.- Marcos rígidos contraventeados en los dos ejes exteriores; las vigas de los dos ejes interiores se apoyan en las columnas por medio de articulaciones.

Dirección Corta.- Marcos rígidos contraventeados en los dos ejes exteriores, y siete marcos rígidos interiores sin contraventeo.

En la Fig. 3 se muestra la planta tipo del edificio.

Los marcos de las fachadas y los contraventeos de que están provistos se indican en la Fig. 4; obsérvese que en las fachadas de los ejes T10 y T13 cada diagonal abarca 16 entrepisos, mientras que en las otras dos (ejes 601 y 609), de longitud igual a la mitad de las primeras, se extiende a través de únicamente ocho.

En la dirección larga (ejes T10 a T13) el edificio cuenta con cuatro líneas de columnas (excepto en los ejes extremos, en los que hay cinco), mientras que en la corta se tienen nueve líneas de columnas (ejes 601 y 609). En vista de que en la primera dirección la rigidez de los marcos exteriores contraventeados es varias veces mayor que la de los interiores, que carecen de contraventeo, se decidió como ya se ha mencionado, resistir las fuerzas laterales íntegras con los dos primeros, y diseñar las vigas de los ejes interiores como libremente apoyadas en las columnas. Se obtienen así trabes de menor peralte, que permiten el paso de ductos por debajo de ellas, y conexiones más económicas y fáciles de hacer con muy poca pérdida de rigidez.

En la dirección corta la situación es diferente, pues además de los dos marcos extremos se tienen siete intermedios; aunque éstos carecen de contraventeo, la suma de sus rigideces es importante comparada con la de los marcos extremos. Además, no es conveniente transmitir las fuerzas horizontales, que actúan en todo el entrepiso, a dos marcos, situados a más de 60 m uno del otro. Por estas razones, los marcos transversales cortos (ejes 602 a 608) se diseñaron y construyeron como marcos rígidos.

Análisis Preliminar

Definida la estructuración del edificio se procedió a analizarlo para las condiciones de carga vertical y de sismo.

Se supusieron las propiedades geométricas de los marcos con base en los estudios efectuados para definir la estructuración más conveniente.

Para analizar la estructura se utilizó el programa de computadora STRUOL (Structural Design Language) y la estructura se consideró formada por dos grupos de marcos planos, longitudinales y transversales.

El programa STRUOL requiere los siguientes datos de entrada:

Condiciones de apoyo.

Coordenadas de los nudos de los marcos.

Coordenadas de los apoyos de la estructura.

Incidencias de los elementos de cada marco.

Propiedades prismáticas de cada elemento.

Módulo de elasticidad del material de los miembros.

Condiciones de carga.

Posición y magnitud de cada una de las cargas que actúan sobre los elementos que componen el marco.

El programa proporciona los resultados siguientes:

Fuerzas Internas.- Fuerza axial
 Fuerza cortante

Momentos flexionantes en los extremos
de los miembros.

Reacciones en los apoyos.

Desplazamientos de cada nudo.- Vertical
Horizontal
Rotación

Para tomar en cuenta el comportamiento dinámico de la estructura se estimó su período fundamental con las fórmulas aproximadas del artículo: " Dynamic Analisis of Multistory Buildings " Balbi S. Shandu, AISC Engineering Journal, Nueva York, 1974, y se utilizó el espectro de diseño sísmico del Reglamento del D.F.. De acuerdo con este estudio se determinó que se tomaría el 60% de los resultados de un análisis estático como una aproximación conservadora.

De esta manera se hizo un análisis sísmico estático y el 60% de las fuerzas cortantes obtenidas se distribuyó entre todos los marcos proporcionalmente a las rigideces obtenidas al estudiar las estructuraciones preliminares.

Conocidas las fuerzas sísmicas se analizaron un marco corto interior tipo, un marco corto contraventeado y un marco largo contraventeado; con los resultados de estos análisis se obtuvieron rigideces de la estructura.

Se hizo también un estudio de carga vertical, con las cargas y áreas tributarias correspondientes a cada elemento.

Los resultados de estos análisis preliminares sirvieron - para corregir algunas secciones de los perfiles preliminares y calcular rigideces más precisas.

Análisis Definitivo

Con la rigidez de la estructura determinada en el análisis preliminar se hizo un cálculo de las fuerzas sísmicas utilizando un método dinámico de análisis modal. Para hacer este estudio se requirieron los siguientes datos:

- . Espectro sísmico de diseño.
- Reducción por ductilidad.
- Aceleraciones para diseño.
- Rigideces de entrepiso de cada marco.

Después de obtener las fuerzas sísmicas dinámicas correspondientes a todo el edificio, se distribuyen entre los marcos proporcionalmente a sus rigideces y teniendo en cuenta el efecto de torsión. En este estudio se toma en cuenta, además de la rigidez de cada marco, la excentricidad entre el centro de masas y el de torsión, entendiéndose por centro de masas el punto por donde pasa la resultante de las fuerzas cortantes de cada piso y por centro de torsión al centro de gravedad de las rigideces de cada piso.

Una vez distribuidas las fuerzas sísmicas, considerando la torsión, se volvieron a cargar y a analizar los marcos. En principio este análisis pudo haber sido el definitivo, pero al calcular nuevamente las rigideces

ces se observó que diferían en forma significativa de las anteriores, utilizadas para el análisis dinámico, por lo que se volvió a realizar un análisis sísmico dinámico con las nuevas rigideces y a hacer otra distribución.

Con estos resultados se volvió a analizar cada marco, y se obtuvieron los elementos mecánicos definitivos producidos por el sismo.

A la par con los análisis definitivos de sismo se hicieron los análisis definitivos por carga vertical, en una etapa más afinada que la preliminar.

Los elementos mecánicos obtenidos en los análisis definitivos por carga vertical y sismo se utilizaron para dimensionar la estructura.

Análisis de Comprobación

Después de hacer los análisis definitivos, y al mismo tiempo que se efectuaba el dimensionamiento de los elementos estructurales, se -- hizo otro análisis en el que se consideró la estructura en el espacio, es decir, de tres dimensiones, para verificar la precisión de los análisis convencionales en los que se supuso que estaba formada por dos conjuntos de marcos planos ortogonales.

El análisis tridimensional se hizo con el programa de computadora conocido con el nombre de ETABS, el cual además de proporcionar fuerzas internas, reacciones y desplazamientos, calcula las fuerzas sísmicas con método dinámico, tomando en cuenta tanto los grados de libertad lineales como rotacionales.

En este análisis se consideraron las condiciones de carga - vertical, sismo y viento.

Además, se analizó la estructura en conjunto con la cimentación, para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura.

Los resultados se usaron para comprobar que los elementos estructurales definitivos estaban correctamente diseñados. Cabe mencionar que hubo similitud en los resultados y que sólo hubo que corregir algunas zonas locales.

Criterio de Análisis

La estructura se analizó bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Los efectos correspondientes (desplazamientos y fuerzas internas) se combinaron con los de las fuerzas gravitacionales tomando en cada caso el efecto completo de una componente del movimiento del terreno y el treinta por ciento de los efectos de la otra. En todos los casos se tomó para el diseño la combinación más crítica, asignando a los efectos sísmicos el signo más desfavorable.

El análisis de los efectos debidos a cada componente del movimiento del terreno debe satisfacer los siguientes requisitos:

- 1.- La influencia de las fuerzas laterales se analiza tomando en cuenta los desplazamientos horizontales, los verticales cuando sean significativos, los giros de todos los elementos integrantes de la estructura y la continuidad y rigidez de los mismos.

Las deformaciones laterales de cada entrepiso, debidas a la fuerza cortante, no deben exceder de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, excepto cuando se toman precauciones para evitar daños en los elementos no estructurales; en ese caso pueden admitirse deformaciones de hasta 0.016 veces la diferencia de elevaciones.

- 2.- Deben tenerse en cuenta los efectos de segundo orden cuando la deformación total de un entrepiso dividida entre su altura, medida de piso a piso, es mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante del entrepiso y las fuerzas verticales gravitacionales que obran encima de él.
- 3.- Se revisará la seguridad contra los estados límites de la cimentación. Se admitirán tensiones entre la subestructura y elementos tales como pilas siempre que estos elementos estén específicamente diseñados para resistir dichas tensiones.
- 4.- Se verificará que las deformaciones de los sistemas estructurales, incluyendo las de las losas de piso, sean compatibles entre sí. Se revisará que todos los elementos estructurales, incluso las losas, sean capaces de resistir los esfuerzos inducidos.
- 5.- Cuando los muros no se consideren como parte integrante de la estructura deberán sujetarse a ésta de manera que no restrinjan su deformación en el plano del muro.

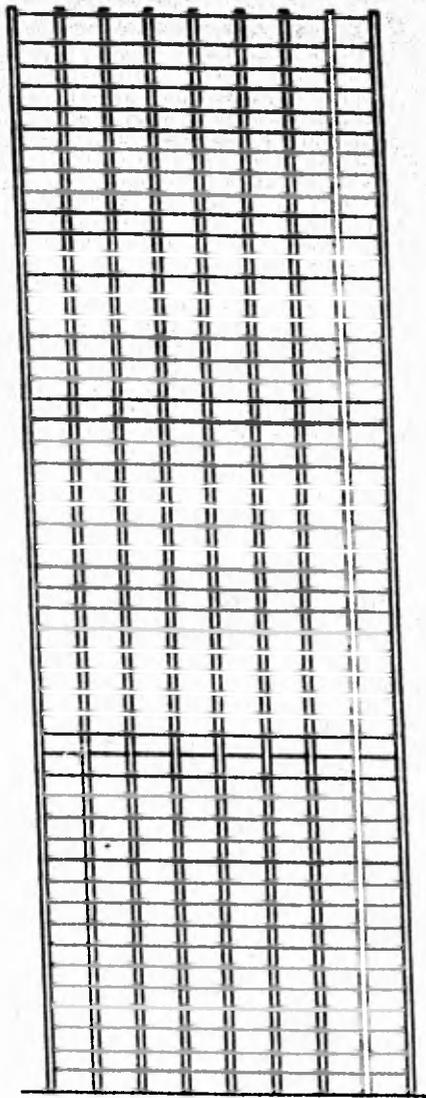
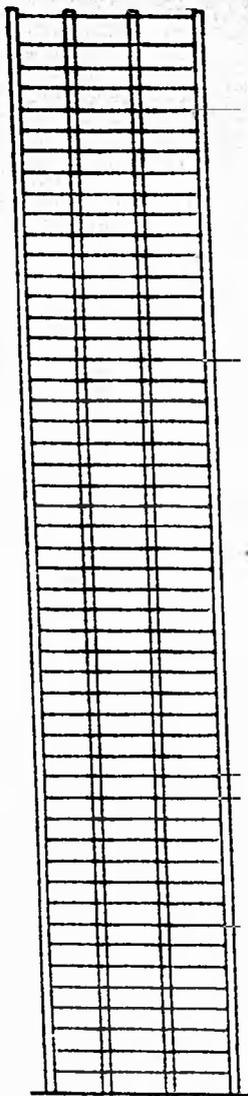


FIGURA I
- 20 -

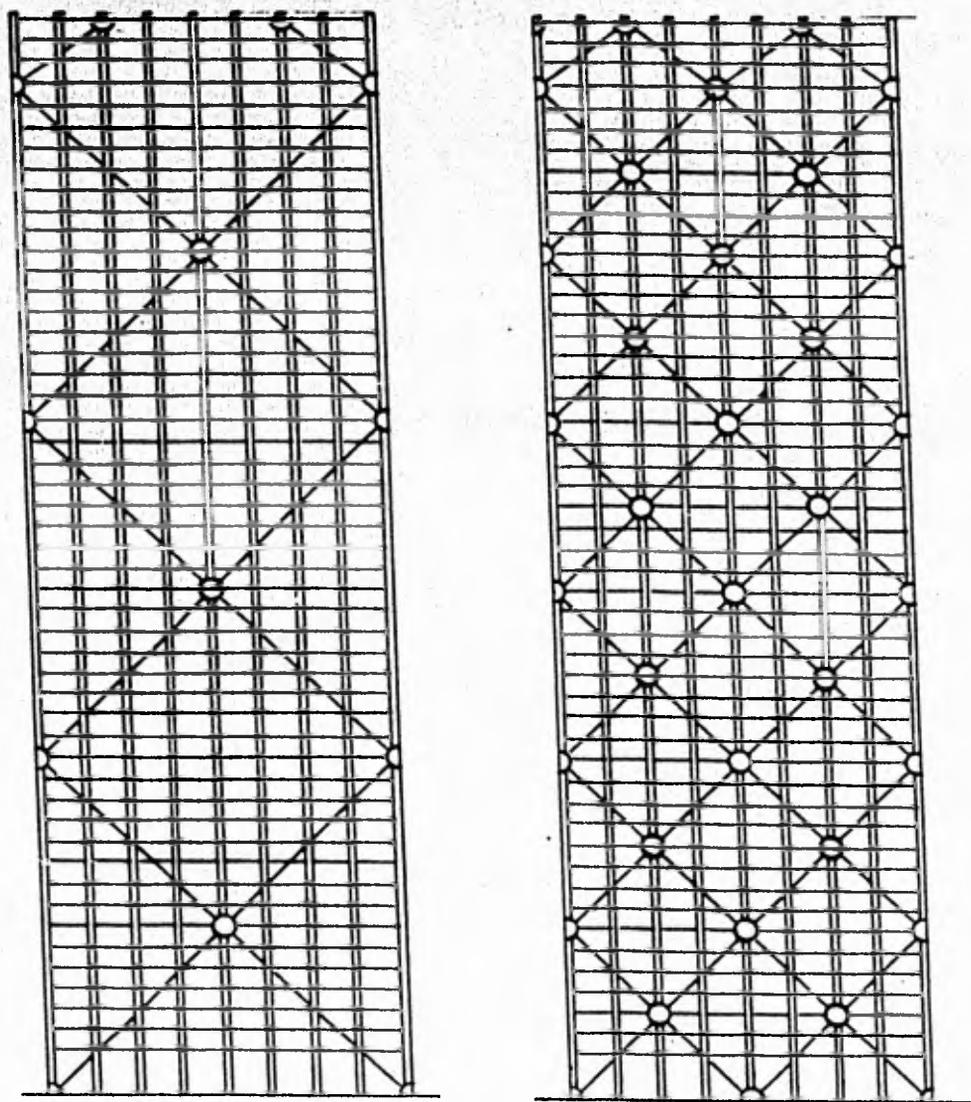
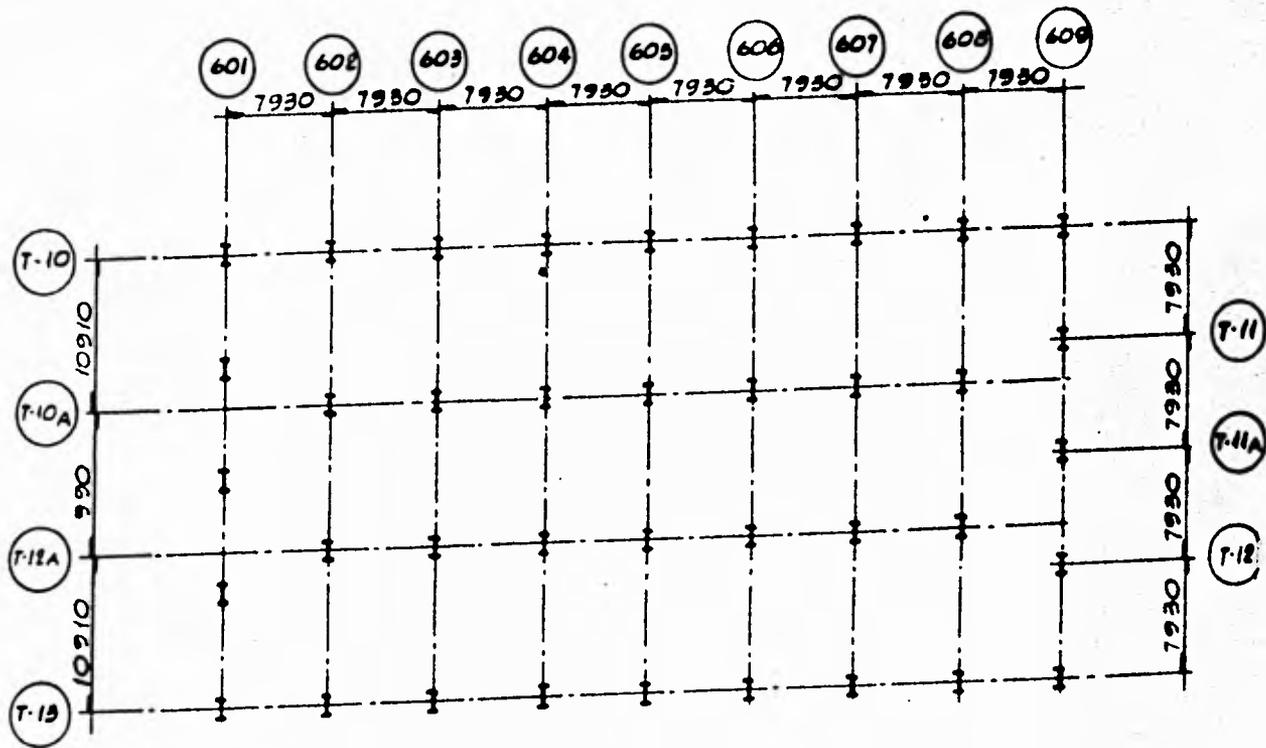


FIGURA 2



F I G U R A 3

C A P I T U L O . I I

SOLICITACIONES

Para el diseño de la estructura se consideraron las acciones que se supone van a actuar sobre ella. Se clasificaron de la siguiente manera, de acuerdo con el Reglamento para las Construcciones en el D. D. F.

Acciones Permanentes.

Carga Muerta.- Incluye el peso propio de la estructura, trabes, columnas y diagonales, así como el de los pisos y el de acabados tales como firmes, recubrimientos, plafones, muros, cancelas, fachadas, etc.

Las cargas muertas consideradas fueron:

Losa QL 99 y 6 cm de concreto ligero 1 600 kg/m ³	155 kg/m ²
Peso propio de la estructura.....	180 "
Piso	95 "
Canceleria ligera	15 "
Plafond	10 "
Lámparas e instalaciones	5 "
T o t a l.-	460 kg/m ²

Cargas Lineales:

Fachadas	100 kg/m
Muros de elevadores y baños.....	140 kg/m

Acciones Variables

Carga Viva.- Se debe al peso de personas, mobiliario, y en general a todas las cargas gravitacionales que pueden cambiar de intensidad o posición durante la vida útil de la estructura.

Para valuar estas acciones se utilizó el Reglamento de Construcciones del D. F. que especifica diversos valores de la carga viva para edificios, según su destino y el área tributaria del elemento estructural que se diseña.

a) **Carga Viva Máxima.-** Se consideró para el diseño, por carga gravitacional, de los elementos estructurales.

Se tomaron los valores siguientes:

En oficinas	310 kg/m ²
En circulaciones, zonas de máquinas y baños	400 kg/m ²

b) **Carga Viva Instantánea.-** Se utilizó para el diseño de la estructura

bajo cargas permanentes, muertas y vivas, y accidentales simultáneas.

En oficinas	135 kg/m ²
En circulaciones, zonas de máquinas y baños	225 "

c) Carga Viva Media.- Se empleó para el cálculo de asentamientos diferenciales.

En oficinas	120 kg/m ²
En circulaciones, zonas de máquinas y baños	150 "

A continuación se hace un resumen de las intensidades de las acciones gravitacionales utilizadas para cada condición de carga.

Carga Permanente	Oficinas	Circulaciones, baños, máquinas
Carga muerta	460 kg/m ²	460 kg/m ²
Carga viva	310 "	400 "
T O T A L E S	770 kg/m²	860 kg/m²

Cargas permanentes y accidentales (Sismo)

Carga muerta	460 kg/m ²	460 kg/m ²
Carga viva	135 "	225 "
T O T A L E S	595 kg/m²	685 kg/m²

Cargas para diseño de la cimentación

Carga muerta	460 kg/m ²	460 kg/m ²
Carga viva	120 "	150 "
T O T A L E S	580 kg/m ²	610 kg/m ²

Observaciones

Los valores de las cargas vivas se tomaron como sigue:

- a) Para análisis y diseño de la cimentación: el correspondiente a un área tributaria infinita.
- b) Para análisis y diseño por cargas permanentes: el correspondiente a un área tributaria de 5 m², aproximadamente.
- c) Para análisis y diseño sísmico: 1.5 veces las especificadas en el Reglamento del D. F.

El incremento de las cargas vivas con respecto a las especificadas en el Reglamento para las condiciones b y c se hizo teniendo en cuenta la importancia del edificio.

ACCIONES ACCIDENTALES

Este tipo de acciones se caracteriza porque no se conoce el instante en que van a actuar en la estructura.

Para este edificio se consideraron dos acciones accidentales: sismo y viento; analicemos cada una de ellas.

Sismo

El cálculo de las fuerzas sísmicas se hizo de acuerdo con el criterio que marca el Reglamento de Construcciones para el D. F.

Para valuar las fuerzas sísmicas se toma en cuenta:

- 1.- Zona en que se localiza el predio, de acuerdo con el tipo de subsuelo (artículo 262 del propio Reglamento). De acuerdo con la zonificación del D. F. incluida en el Reglamento, el edificio está situado en la zona III (zona de transición), muy cerca de la frontera con la zona III (terreno compresible). Ahora bien, las fronteras entre las zonas que se muestran en el Reglamento tienen sólo valor indicativo, y las investigaciones del subsuelo son las que determinan la zona en que se localiza un predio determinado.

En el estudio de mecánica de suelos se menciona que la capa dura se encuentra a 20 m de profundidad. Por esta razón y teniendo en cuenta que la zona II es la que tiene suelos compresibles de espesor comprendido entre 3 y 20 m y la zona III aquella en la que ese

espesor es igual o mayor que 20 m, que el límite de 20 m es más o menos arbitrario, y que el Reglamento no indica en forma detallada cuando un suelo debe considerarse compresible y cuando no, conservadoramente se consideró que el edificio está ubicado en la zona III, a la que corresponde un coeficiente sísmico mayor.

- 2.- Clasificación de la Construcción según su uso.- Se ha considerado que la falla de la estructura" causaría pérdidas directas e indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad ". Por este motivo, se clasifica dentro del Grupo A (cabe señalar aquí que los edificios de oficinas se consideran, en general, en el Grupo B).
- 3.- Clasificación de la construcción según su estructuración.- La estructuración es del Tipo 1, ya que las fuerzas laterales son resistidas en todos los niveles por marcos continuos, unos contraventeados y otros sin contraventeo.
- 4.- Coeficiente Sísmico.- Se define como coeficiente sísmico C el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel.

$$C = \frac{V_b}{W_t}$$

Para las construcciones del Grupo A ubicado en la zona III, $C = 1.30 \times 0.24 = 0.312$.

Obsérvese que si el edificio se hubiese clasificado como del Grupo B (edificios de oficinas) y se considerase ubicado en la

zona II (terreno de transición) le correspondería un coeficiente -- sísmico de 0.20, 36 por ciento menor que el que se tomó para efectuar el análisis y diseño de la estructura. Esto indica que todos los elementos mecánicos y los desplazamientos ocasionados por el sismo habrían resultado del orden de los dos tercios de los que se utilizaron para el diseño.

- 5.- Reducción por Ductilidad.- Para considerar el efecto de ductilidad de la construcción, el cálculo de elementos mecánicos se efectúa con los coeficientes sísmicos o las ordenadas de los espectros de diseño divididos entre el factor Q. Las deformaciones se calculan multiplicando por Q las causas por las fuerzas sísmicas reducidas. El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura.

En este edificio el factor de ductilidad en ambas direcciones es $Q = 4$ porque la resistencia en todos los niveles es suministrada por marcos de acero, unos contraventeados y otros no, y la capacidad de dichos marcos, sin contar con los contravientos, es superior al 25% de la resistencia total. Además, el cociente mínimo de la capacidad resistente de cada entrepiso entre la acción de diseño no difiere en -- más de 35% del promedio de dicho cocientes para todos los entrepisos.

- 6.- Elección del tipo análisis.- Como el edificio tiene una altura considerable, mucho mayor que 60 m, se empleó un análisis sísmico dinámico.
- 7.- Se hizo un análisis dinámico modal, de acuerdo con las siguientes hipó-

tesis:

La estructura se comporta elásticamente.

El espectro de diseño es el correspondiente a la zona III del D.F. (Fig. 5), que está definido por las ecuaciones siguientes:

$$a = a_0 + (c-a_0) \frac{T}{T_1} = 0.06 + (0.312 - 0.06) \frac{T}{0.8} \quad \text{Si } T < 0.8$$

$$a = c = 0.312 \quad \text{Si } 0.8 < T < 3.3$$

$$a = c \left(\frac{T_2}{T} \right)^r = 0.312 \times \left(\frac{3.3}{T} \right) \quad \text{Si } 3.3 < T$$

Para evaluar las fuerzas sísmicas, las ordenadas del espectro de diseño se dividen entre el factor Q' , el cual se toma igual a Q si T es mayor que T_1 , e igual a $1 + (Q-1) \frac{T}{T_1}$ en caso contrario.

El significado de las literales que aparecen en estas ecuaciones es el siguiente.

a (Adimensional) = Ordenada en los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, sin reducción por ductilidad.

a_0 (Adimensional) = Valor de a para $T = 0$

c (Adimensional) = Coeficiente sísmico

Q (Adimensional) = Factor de ductilidad

Q' (Adimensional) = Factor reductor de fuerzas sísmicas para

finés de diseño.

- T (seg) = Período natural
- T_1, T_2 (seg) = Períodos característicos de los espectros de diseño
- r = Exponente en las expresiones de los espectros de diseño = 1

Las ordenadas espectrales especificadas tienen en cuenta los efectos de amortiguamiento por lo que, exceptuando la reducción por ductilidad, no deben sufrir reducciones adicionales, a menos que éstas se concluyan de estudios específicos.

Viento

Para el análisis por viento se utilizó en principio el criterio del Reglamento de Construcciones para el D. F., que marca los siguientes aspectos:

Clasificación de las Estructuras.- El edificio es del Tipo 2 porque tiene una altura mayor de 60 m, y una esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor que 5 m. Por lo mismo, deben considerarse efectos estáticos y dinámicos causados por la turbulencia.

Empujes estáticos.- Las presiones o succiones debidas al viento se suponen perpendiculares a la superficie sobre la que actúan. Su intensidad se calcula con la expresión:

$$p = 0.0055 CV^2$$

siendo: p = presión o succión del viento (kg/m^2)

C = factor de empuje (adimensional)

V = velocidad de diseño (km/hr)

Velocidad de diseño.- Como la estructura es del grupo A, la velocidad hasta 16 m de altura se debe tomar igual o mayor que 80 km/hr . Por encima de los 10 m la velocidad del viento es proporcional a la raíz cúbica de la altura sobre el terreno.

Coefficientes de empuje.- En muros rectangulares verticales se toma $C = 0.75$ del lado de barlovento y $C = 0.68$ en el de sotavento.

Factor de ráfaga.- En construcciones del tipo 2, los efectos estáticos y dinámicos debidos a la turbulencia se toman en cuenta multiplicando la velocidad de diseño especificada anteriormente por un factor de ráfaga igual a 1.3.

Se calculan en seguida las presiones de diseño a distintas alturas.

Velocidad a 10 m de altura:

$$V_{10} = 80 \times 1.3 = 104 \text{ km/hr}$$

$$V = \frac{V_{10}}{10^{1/3}} Z^{1/3} = \frac{104}{10^{1/3}} Z^{1/3} = 48.3 Z^{1/3}$$

Suma de coeficientes de empuje y succión.

$$C = 0.75 + 0.68 = 1.43$$

Presión horizontal de diseño

$$P = 0.0055 CV^2 = 0.0055 \times 1.43 (48.3 Z^{1/3})^2 = 18.348 \cdot Z^{2/3}$$

ALTURA	PRESIONES DE DISEÑO (kg/m ²)
10	85
20	135
40	215
60	281
80	341
100	395
120	446
140	495
160	541
180	585
200	627
210	648
365	937

Como alternativa se utilizó el Reglamento de la Comisión Federal de Electricidad. De acuerdo con él, la presión del viento es igual a:

$$P = 0.0048 GCV_D^2$$

en donde: C = coeficiente de empuje = 1.43

G = factor de reducción de densidad de la atmósfera a la altura h (en km) sobre el nivel del mar, igual a

$$\frac{8-h}{8-2h} \quad \text{Para la Ciudad de México, } G = \frac{8-2.24}{8-2 \times 2.24} =$$

1.64

$$V_D = \text{velocidad de diseño} = V_B \left(\frac{Z}{10} \right)^\alpha$$

$$V_B = \text{velocidad básica} = K_1 K_2 V_0$$

$$K_1 = \text{factor de topografía} = 1.2$$

$$K_2 = \text{factor de tiempo de recurrencia} = 1.2$$

$$V_0 = \text{velocidad regional} = 100 \text{ km/hr}$$

$$\alpha = (\text{depende de la topografía}) = 0.075$$

$$V_D = 1.2 \times 1.2 \times 100 \left(\frac{Z}{10} \right)^{0.075} = 144 \left(\frac{Z}{10} \right)^{0.075}$$

Finalmente:

$$p = 0.0048 \times 1.64 \times 1.43 \times \left\{ 144 \left(\frac{Z}{10} \right)^{0.075} \right\}^2$$

$$p = 233.42 \left(\frac{Z}{10} \right)^{0.15}$$

ALTURA

PRESIONES DE DISEÑO
(kg/m²)

5	210
10	233
20	259
40	287
60	306
80	318
100	329
120	339
140	346
160	353
180	360
200	366
210	368

En la Fig. 6 se muestran las presiones obtenidas con los dos Reglamentos.

Comparación aproximada entre Sismo y Viento

Determinados los criterios para valuar las fuerzas sísmicas y de viento se procedió a comparar los efectos de esas sollicitaciones.

Los parámetros que se utilizaron para comparar las dos acciones entre sí fueron las fuerzas cortantes y los momentos de volteo que producen en la base del edificio.

Las fuerzas sísmicas utilizadas fueron el 60% de las obtenidas con un análisis estático, calculadas como se describe en el capítulo de " Análisis Preliminar ".

La fuerza cortante y el momento de volteo que producen estas fuerzas sísmicas en la base del edificio son, aproximadamente, 3 300 Ton y 380 000 Ton-m.

En el cálculo de las fuerzas de viento se utilizaron las gráficas de presiones determinadas anteriormente.

Utilizando el Reglamento del D. F. se obtiene una fuerza en la base de 5 359 Ton y un momento de volteo de 722 904 Ton-m, y con los valores que recomienda la CFE, una fuerza de 4 433 Ton y un momento de volteo de 496 496 Ton-m.

De acuerdo con los resultados anteriores se llegaría a - la conclusión de que el viento es más crítico que el sismo. Sin embargo, en esta ciudad el sismo es la condición que por lo general rige.

Por los motivos anteriores, y viendo las velocidades de viento muy elevadas que se obtienen con el Reglamento del D. F., se decidió comparar las presiones de diseño con las recomendadas en otros Reglamentos y con las consideradas en el diseño de algunos edificios altos construidos en Estados Unidos. Se observa que estas presiones son mucho menores que las del Reglamento del D. F., inclusive las especificadas para el sur de Florida, que es una zona costera sujeta a huracanes intensos y frecuentes. (Fig. 7)

Al comparar las presiones de los diferentes Reglamentos se concluye que las recomendadas en el Reglamento del D. F. son excesivas, por lo que se decidió utilizar la presión de viento de Chicago. Se escogió esta ciudad porque en ella hay vientos muy fuertes (mucho más intensos que en la ciudad de México) y existen edificios muy altos diseñados con esas presiones que se han comportado correctamente: John Hancock (332.4 m), la Torre Sears 440 m (el edificio más alto del mundo), y el edificio de Standard Oil of Indiana (343 m).

Al calcular la fuerza cortante con este criterio se obtuvo un valor de 3 119 Ton y un momento de volteo de 352 266 Ton-m, que son ligeramente menores que los producidos por el sismo.

ESPECTRO DE VIENTO

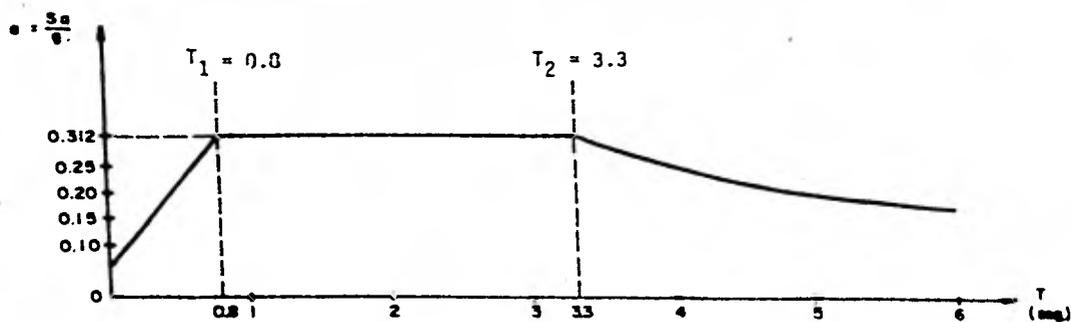


FIGURA 5

PRESIONES DE VIENTO SEGUN C.F.E. y R.D.F.

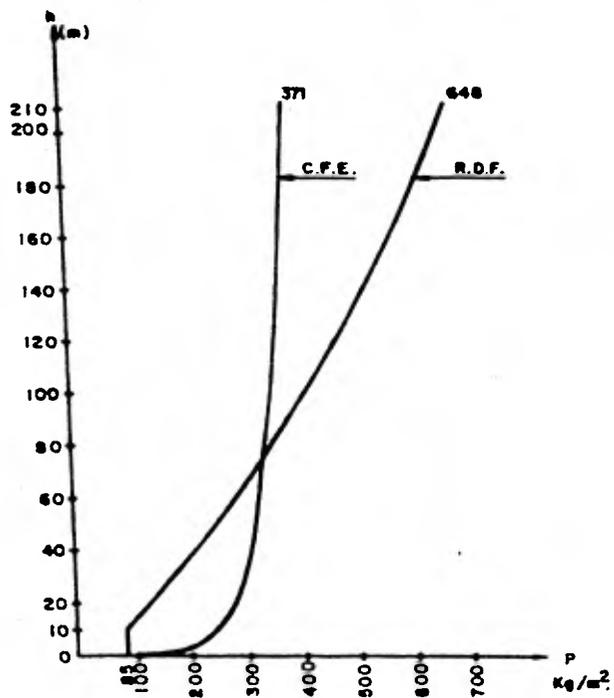


FIGURA 6

PRESIONES DE VIENTO COMPARATIVAS

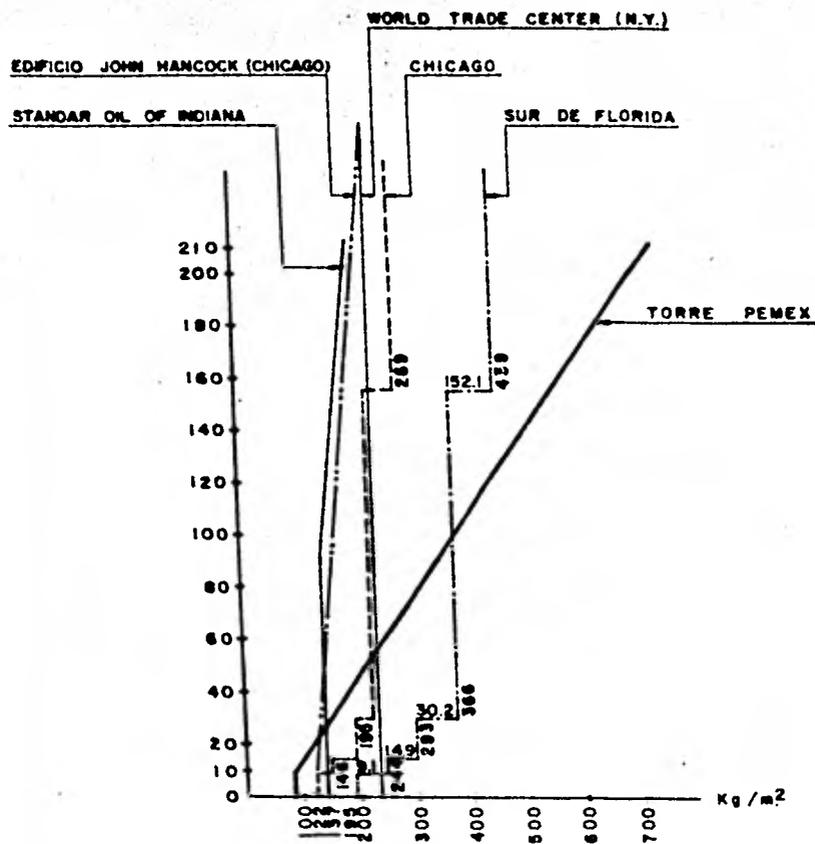


FIGURA 7

C A P I T U L O I I I

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS Y DIAGONALES

Las columnas y diagonales se diseñaron de acuerdo con la Parte 1 (diseño basado en esfuerzos permisibles) del Reglamento del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC). Las columnas trabajan en flexocompresión.

Debido al gran número de columnas que hay en el edificio (alrededor de 2 000) su diseño se efectuó con un programa de computadora desarrollado por el propio AISC.

El programa toma en cuenta el tipo de cargas, permanentes o permanentes y accidentales combinadas.

Como en todos los problemas de diseño semejantes a éste, el programa revisa una serie de perfiles propuestos a priori, y escoge de entre todos ellos el que sea más económico en cada caso.

Algunos perfiles están sobrados por resistencia, pero se tuvieron que conservar por requisitos de rigidez de la estructura.

A continuación se mencionan algunos de los aspectos principales que marcan las especificaciones del AISC para el diseño de columnas flexocomprimidas.

Miembros sujetos a compresión

Los esfuerzos permisibles en piezas rectas comprimidas en las que no existan problemas de pandeo local se calculan con las siguientes expresiones:

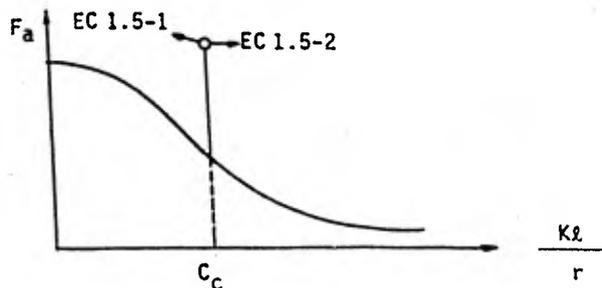
$$\text{Si } Kl/r < C_c \quad F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}} \quad \dots \text{EC.1.5 - 1}$$

$$\text{Si } Kl/r > C_c \quad F_a = \frac{12 \pi^2 E}{23(Kl/r)^2} \quad \dots \text{EC.1.5 - 2}$$

donde: $C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}}$

Kl/r = relación de esbeltez

r = radio de giro correspondiente al eje alrededor del que se flexiona la columna al pandearse.



Elementos sujetos a flexión

El esfuerzo permisible de tensión o compresión en las fibras extremas de secciones compactas, laminadas o formadas por placas soldadas, cargadas en el plano de menor momento de inercia (flexionadas alrededor de su eje de mayor momento de inercia) y que cumplen condiciones que se enumeran a continuación es igual a

$$F_b = 0.66 F_y$$

Para que una sección sea compacta debe satisfacer los requisitos siguientes:

- 1.- Los patines deben estar conectados en forma continua con el alma o almas.
- 2.- La relación ancho/grueso de los elementos no atiesados del patín en compresión, definidos en la sección 1.9.1.1., no debe exceder de $545 / \sqrt{F_y}$ (En todas estas expresiones F_y es el límite de fluencia del acero, en kg/cm^2).
- 3.- La relación ancho/grueso de los elementos atiesados del patín comprimido, definidos en 1.9.1.2., no debe exceder de $1\ 593 / \sqrt{F_y}$.
- 4.- La relación peralte/grueso del alma o almas no debe exceder de los siguientes valores:

$$d/t_w \leq \frac{5\ 366}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y} \right) \quad \text{cuando} \quad \frac{f_a}{F_y} \leq 0.16$$

$$d/t_w < 2\ 155/ \sqrt{F_y}$$

$$\text{cuando } \frac{f_a}{F_y} > 0.16$$

- 5.- La separación entre soportes laterales del patín comprimido de miembros que no sean de sección circular ni en cajón no debe exceder del menor de los dos valores siguientes:

$$\frac{250\ b_f}{\sqrt{F_y}} \quad \delta \quad \frac{1\ 406\ 000}{(d/A_f) F_y}$$

Los miembros (excepto vigas híbridas o de acero A514) que cumplan los requisitos anteriores pero en los que $b_f/2t_f$ exceda de --- $545/ \sqrt{F_y}$ sin llegar a $797/ \sqrt{F_y}$ podrán tener un esfuerzo permisible de

$$F_b = F_y \left[0.79 - 0.000238 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right]$$

El esfuerzo permisible en tensión o en compresión en las -
bras extremas de secciones I ó H con dos ejes de simetría que cumplan los requisitos 1 y 2 de las secciones compactadas y estén flexionadas al rededor de su eje de menor momento de inercia, en barras macizas cuadradas o circulares, y en secciones rectangulares macizas flexionadas alre-
deor de su eje de menor momento de inercia, es igual a

$$F_b = 0.75\ F_y$$

Miembros I y H con dos ejes de simetría que cumplan el re-
quisito 1 de sección compuesta pero que $b_f/2t_f$ exceda a $545/ F_y$ y sea menor a $796/ F_y$ tendrá un esfuerzo permisible de

$$F_b = F_y \left[1.075 - 0.000596 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right]$$

Miembros sujetos a flexión que no cumplen las condiciones

para ser secciones compactas

- a) El esfuerzo permisible en tensión en elementos sometidos a flexión es:

$$F_b = 0.6 F_y$$

- b) El esfuerzo permisible en compresión en miembros sometidos a flexión es el mayor de los valores obtenidos con las fórmulas 1.5-6a ó 1.5-6b y 1.5-7, pero sin exceder a $0.6 F_y$.

Cuando $\sqrt{\frac{7\,172 \times 10^3 C_b}{F_y}} < \frac{1}{r_T} < \sqrt{\frac{35\,858 \times 10^3 C_b}{F_y}}$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (1/r_T)^2}{107\,574 \times 10^3 C_b} \right] F_y \quad \dots\dots 1.5-6a$$

Cuando $\frac{1}{r_T} \geq \sqrt{\frac{35\,858 \times 10^3 C_b}{F_y}}$

$$F_b = \frac{11\,953 \times 10^3 C_b}{(1/r_T)^2} \quad \dots\dots\dots 1.5-6b$$

$$F_b = \frac{843\,720 C_b}{l_d/A_f} \quad \dots\dots\dots 1.5-7$$

En todas estas expresiones F_y se toma en kg/cm^2 , y los esfuerzos permisibles F_b se obtienen en esas mismas unidades.

El significado de las literales que aparecen en las fórmulas es:

l = distancia entre puntos soportados lateralmente en el patín comprimido de una viga; longitud libre de una columna, entre secciones soportadas lateralmente.

r_T = radio de giro correspondiente al patín de compresión más 1/3 del área del alma que trabaja a compresión, alrededor del eje contenido en el plano del alma.

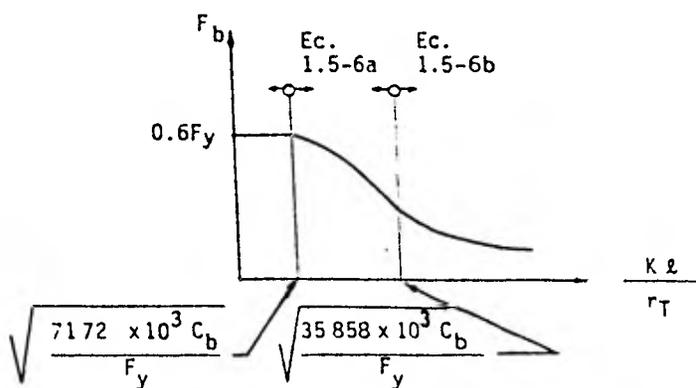
A_f = área del patín a compresión.

$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2$ pero no mayor que 2.3.

M_1 es el menor de los momentos en los extremos del tramo no contraventeado, y M_2 es el mayor.

La relación M_1/M_2 es positiva cuando el miembro se flexiona en curvatura doble y negativa cuando lo haga con curvatura sencilla

Cuando el momento flexionante en cualquier punto dentro de la longitud no contraventeada es mayor que $M_2.C_b$ se toma igual a la unidad.



Miembros flexocomprimidos

Los miembros sujetos a compresión axial y momentos flexionantes deben satisfacer las expresiones siguientes:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left[1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right] F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left[1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right] F_{by}} \leq 1.0 \quad \dots 1.6-1a$$

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad \dots\dots 1.6-1b$$

Cuando $f_a/F_a \leq 0.15$, en lugar de las expresiones anteriores puede utilizarse la expresión siguiente:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad \dots\dots 1.6-2$$

donde:

F_a = esfuerzo permisible en compresión, si la pieza estuviera sometida solamente a compresión.

F_{bx} = esfuerzo permisible en flexión, si la pieza solamente trabajara a flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia.

F_{by} = esfuerzo permisible en flexión, alrededor del eje de menor momento de inercia.

$$F'_{ex} = \frac{12 \pi^2 E}{23 \left[\frac{K1x}{r_x} \right]^2}$$

$$F'_{ey} = \frac{12 \pi^2 E}{23 \left[\frac{Kly}{r_y} \right]^2}$$

$$f_a = \text{esfuerzo de compresión en la sección} = \frac{P}{A}$$

$$f_{bx} = \text{esfuerzo normal producido por flexión alrededor de X} = \frac{M_x}{S_x}$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y}$$

C_m = coeficiente que tiene el valor siguiente:

a).- En miembros en los que no pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a los desplazamientos laterales en sus extremos : $C_m = 0.85$

b).- En miembros en los que se pueden despreciar los efectos de esbeltez debidos a los desplazamientos laterales de sus extremos y sobre los que no obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios:

$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$, donde M_1 y M_2 son respectivamente el menor y mayor de los momentos en los extremos del tramo de barra en consideración; el cociente M_1/M_2 se considera positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura doble y negativo cuando lo hace en curvatura sencilla.

c).- Miembros flexocomprimidos en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a los desplazamientos laterales de sus extremos, sobre los que obran cargas transversales

les aplicadas en puntos intermedios. C_m debe determinarse mediante un análisis racional, sin embargo se pueden usar los siguientes valores:

- Miembros cuyos extremos están restringidos, $C_m = 0.85$
- Miembros con extremos no restringidos, $C_m = 1.0$

Después de señalar los aspectos anteriores, se tratará de explicar como funciona el programa del A.I.S.C.

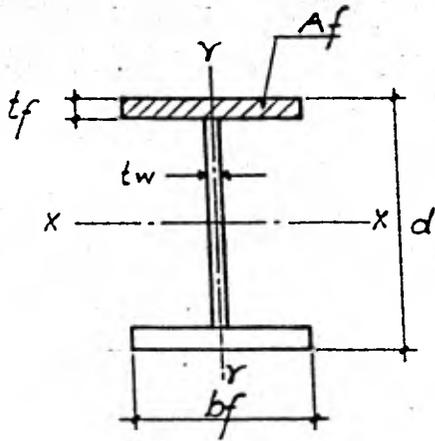
Las secciones de las columnas se escogieron para que resistan los efectos producidos por carga vertical y por carga vertical más sismo en las dos direcciones del edificio, con un factor de carga reducido en el segundo caso.

Para hacer el diseño se crea un archivo con todas las secciones posibles; las que se van revisando una por una, empezando por la más ligera, hasta encontrar la sección de menor peso que resiste las solicitaciones de diseño.

El programa utilizado trabaja con las unidades en sistema inglés.

Los datos requeridos para que funcione el programa son:

- Propiedades prismáticas.- Dependen de la sección propuesta.



Area

d/t_w

d/A_f

$(d-2k)/t_w$

I_x .- momento de inercia en X.

S_x .- módulo de sección en X

r_x .- radio de giro en X

I_y .- momento de inercia en Y

S_y .- módulo de sección en Y

r_y .- radio de giro en Y

b_f .- ancho de patfn

t_f .- espesor de patfn

r_T .- radio de giro del patfn a compresión más 1/3 del área del alma en compresión.

- Determinación de cargas.- El programa realiza la revisión de las siguientes condiciones:

- 1.- Carga Vertical
- 2.- Carga Vertical + Sismo X
- 3.- Carga Vertical + Sismo Y

Sin embargo, de acuerdo con el Reglamento del D. F. las condiciones que se requieren son:

- 1.- Carga Vertical
- 2.- Carga Vertical + Sismo X + 0.3 Sismo Y
- 3.- Carga Vertical + Sismo Y + 0.3 Sismo X

Fué necesario realizar tres cálculos para obtener las condiciones indicadas en el Reglamento. El perfil más pesado de los obtenidos con los tres cálculos es el necesario para la condición más desfavorable.

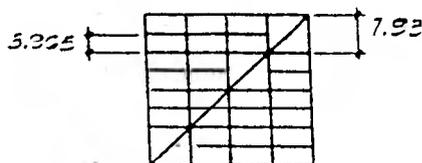
- Datos diversos:
- Factores de longitud crítica de pandeo : K_x y K_y

Estos factores se obtuvieron con el monograma recomendado por el AISC para columnas cuyos extremos pueden desplazarse lateralmente, se aplicó a un cierto número de columnas, representativas de todas las demás, y se tomaron valores medios conservadores.

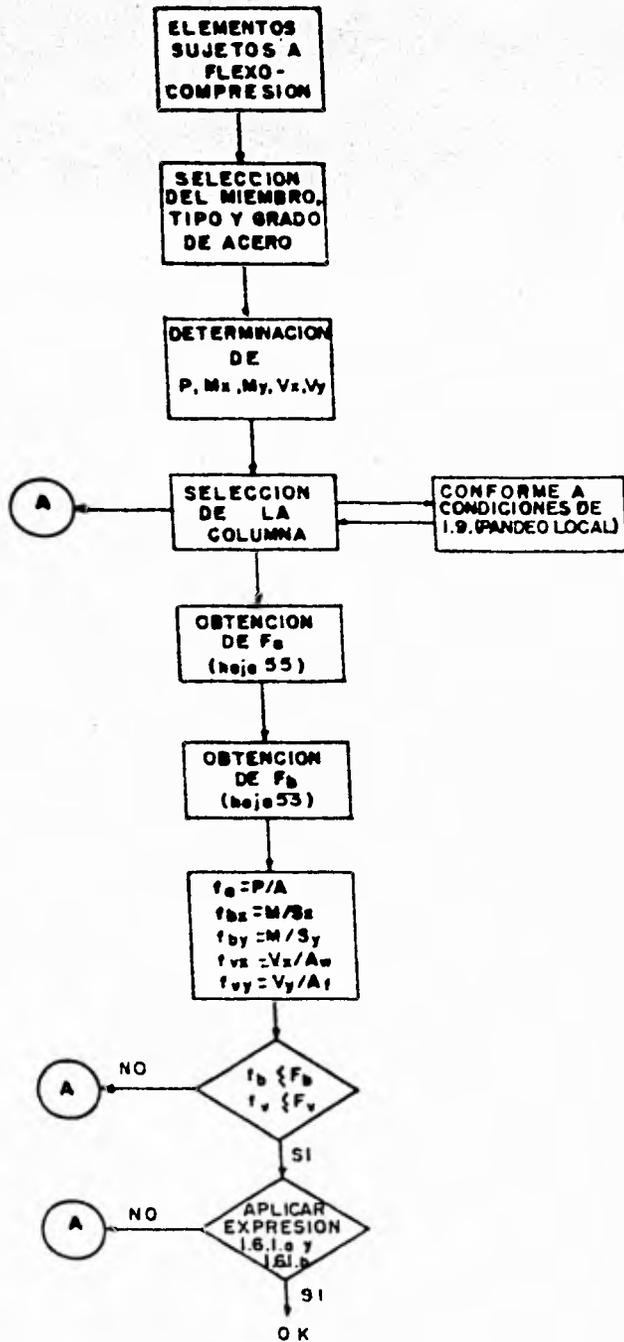
Aunque el edificio está contraventeado se tomó, conservadoramente, $C_m = 0.85$, que corresponde a columnas en cuya respuesta incluyen, significativamente los desplazamientos lineales relativos de los extremos.

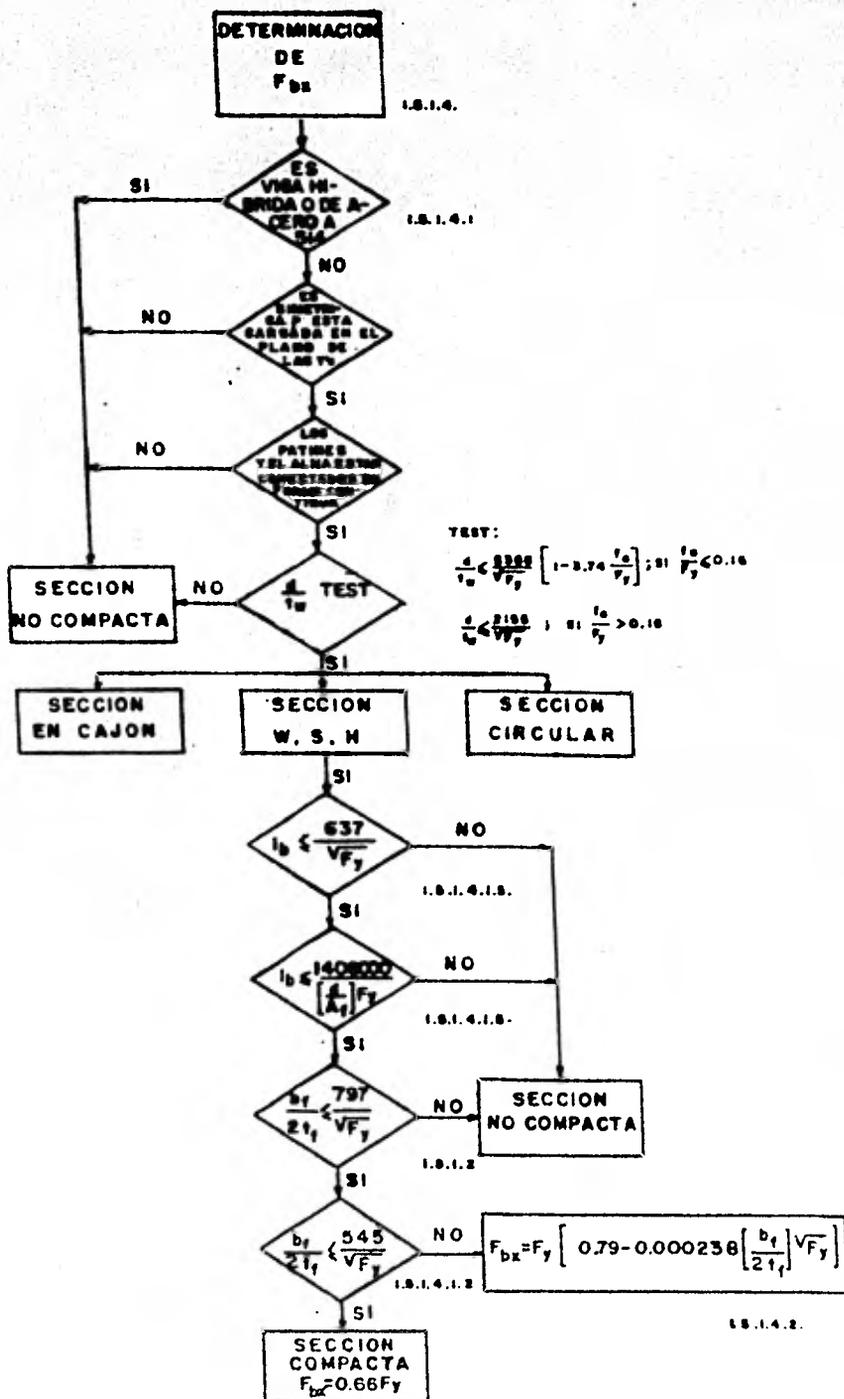
- Longitud de diseño de columnas.-

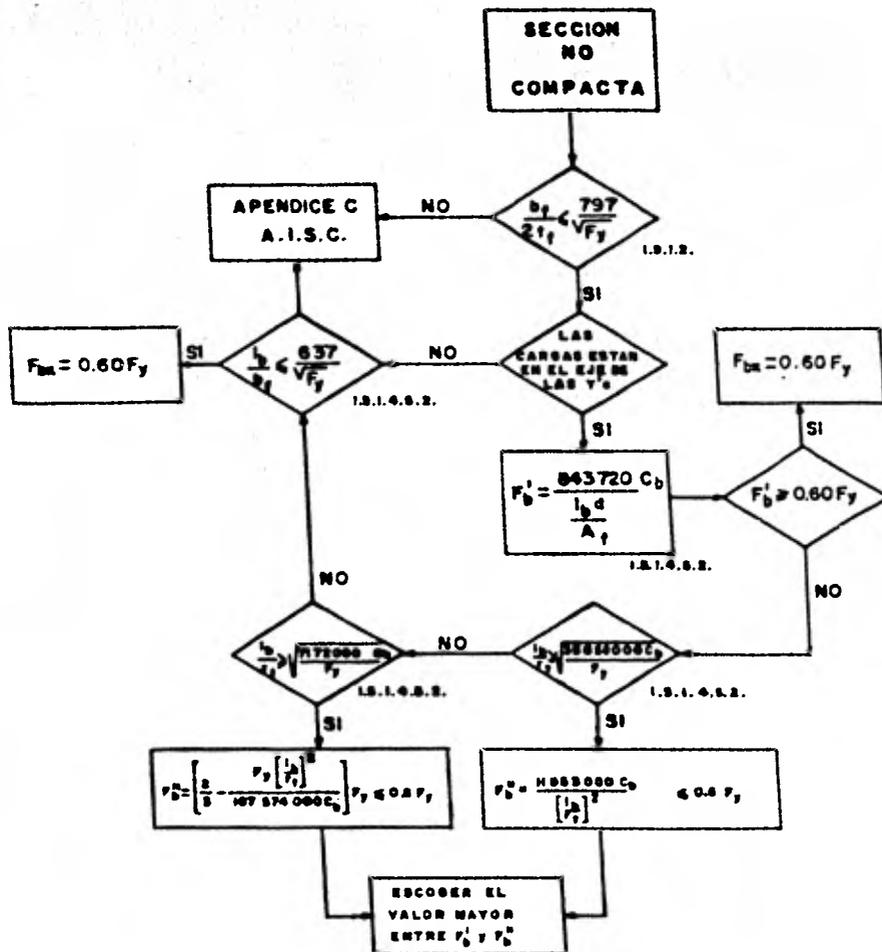
En la mayoría de los casos se tomó la distancia de entrepisos a excepción de los marcos exteriores donde pasan diagonales.

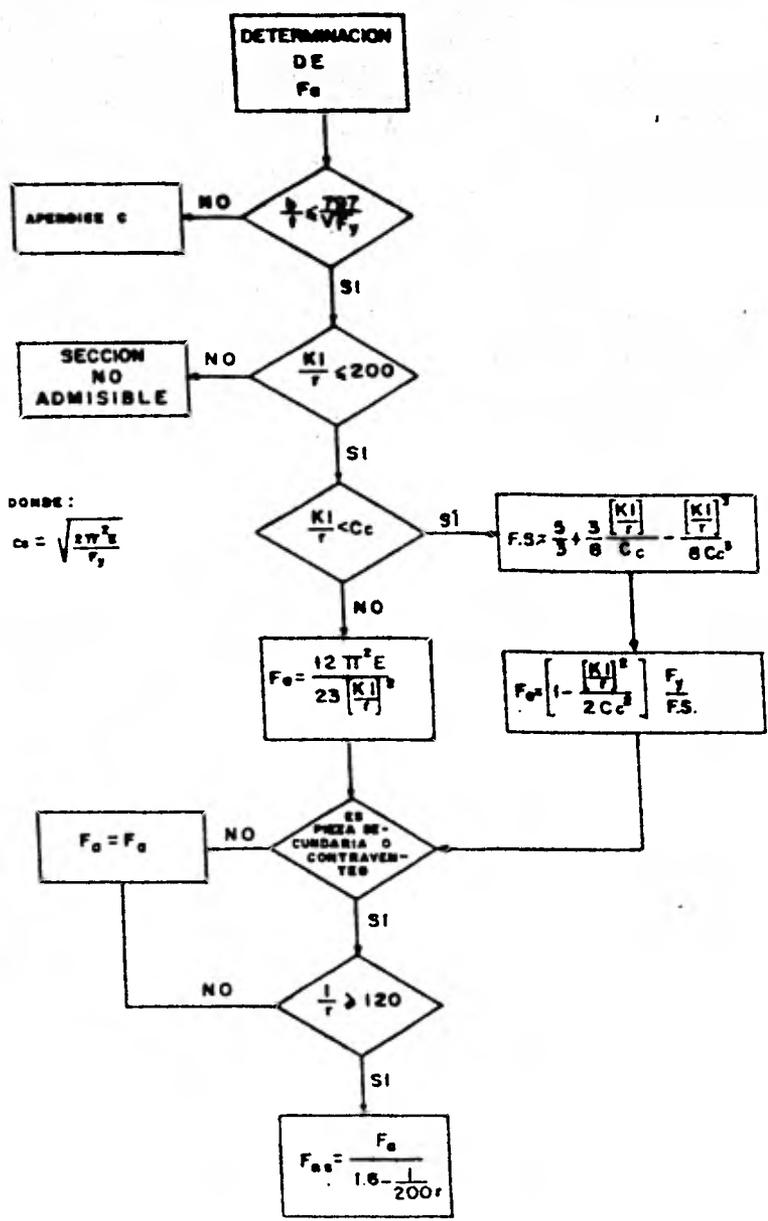


- $F_y = 2\ 530\ \text{kg/cm}^2$ por ser acero A-36.





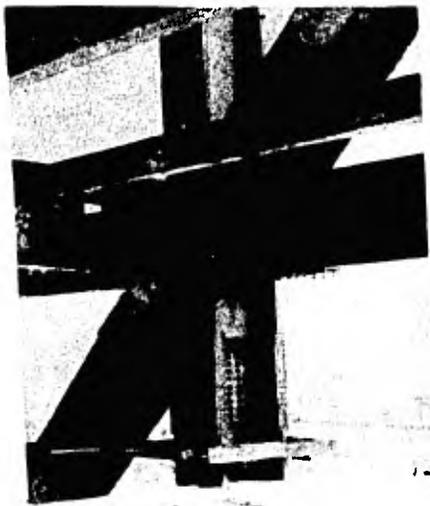






Vista en conjunto de
la estructura.

Intersección de columnas,
trabes y diagonales de eje
longitudinal.



COLUMNAS

REVISION DE LA COLUMNA DE EJES 601 Y T13 ENTREPISOS 10-11

DATOS:

IDENTIFIC.	AREA (cm ²)	d/tw	d/af	I _x (cm ⁴)	S _x (cm ³)	r _x (cm)	I _y (cm ⁴)	S _y (cm ³)	r _y (cm)	b _f (cm)	t _f (cm)	r _T (cm)
C-1	2632.25	11.5	0.1408	5471298	93687	45.59	918375	22592	18.68	81.3	10.2	21.48

		PERMANENTE				SISMO X				SISMO Y			
AXIAL	V _x	M _x INF.	V _y	M _y INF.	P	V _x	M _x INF.	P	V _y	M _y INF.	k _x	H _x	
		M _x SUP.		M _y SUP.			M _x SUP.			M _y SUP.	k _y	H _y	
1657.9	6.7	44.4	8.5	17.0	1886.1	0.8	33.8	2187.3	2.1	0.2	3.0	3.97	
		17.9		16.6			30.6			8.4	1.5	3.97	

$C_{rx} = 0.85$

$C_{my} = 0.85$

$l = 396.5 \text{ cm}$

S O L U C I O N .-

- 1.- Acero A - 36
- 2.- Carga Vertical
- 3.- Escoge columna C-1.- No hay pandeo local
- 4.- Calcula F_a :

1.- No hay pandeo local.

$$2.- \text{ a) } \frac{K_x l_x}{r_x} = \frac{3.0 \times 396.5}{45.59} = 26.1 \quad \text{ b) } \frac{K_y l_y}{r_y} = \frac{1.5 \times 396.5}{18.68} = 31.9$$

$$3.- C_c = \sqrt{\frac{26.12 < 200}{2 \pi^2 E}} = 126 \quad 31.9 < \dots \text{ RIGE}$$

$$4.- F S = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{31.9}{126} - \frac{(31.9)^3}{8 \times 126^3} = 1.67 + 0.09 + 0.002 = 1.76$$

$$5.- F_a = \left[1 - \frac{(31.9)^2}{2(126^2)} \right] \frac{2530}{1.76} = 1391 \text{ kg/cm}^2$$

58
5.- Calcula F_{bx}

1.- No es viga hfdrida.

2.- Simétrica con cargas en el plano del alma.

3.- Patines conectados en forma continua.

$$4.- \frac{d}{t_w} = 11.5 < \frac{2155}{\sqrt{2530}} = 42.8$$

$$5.- \lambda = 396.5 < \frac{250 (81.3)}{\sqrt{2530}} = 404$$

$$6.- \lambda = 396.5 < \frac{1406000}{0.1408 (2530)} = 3946$$

$$7.- \frac{b_f}{2t_f} = \frac{81.3}{2 \times 10.2} = 4 < \frac{797}{\sqrt{F_y}} = 15.83$$

$$8.- \frac{b_f}{2t_f} = 4 < \frac{545}{\sqrt{F_y}} = 10.8$$

9.- Es sección compacta °°. $F_{bx} = 0.66 F_y = 1670 \text{ kg/cm}^2$

6.- Calcula $F_{by} = 0.75 F_y = 1897.5 \text{ kg/cm}^2$

$$7.- f_a = \frac{1657900}{2632.25} = 630 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} = \frac{4440000}{93687} = 47.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{1700000}{22592} = 75.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vx} = \frac{6700}{-984.5} = 6.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vy} = \frac{8500}{1658.1} = 5.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$8.- \frac{f_a}{F_a} = \frac{630}{1391} = 0.45 > 0.90 \rightarrow \text{EC.1.6.1.a}$$

$$F'_{ex} = \frac{12 \pi^2 2.1 \times 10^6}{23 (26.12)^2} = 15850 \text{ kg/cm}^2 \quad F'_{ey} = \frac{12 \pi^2 2.1 \times 10^6}{23 (31.9)^2} =$$

Ec.1.6.1.a

10 626.52

$$\frac{630}{1391} + \frac{0.85 (47.4)}{\left[1 - \frac{630}{15850}\right] 1670} + \frac{0.85 (75.2)}{\left[1 - \frac{630}{10626.52}\right] 1897.5} = 0.45 + 0.025 + 0.036 = 0.51 < 1$$

Ec 1.6.1.b

$$\frac{630}{1520} + \frac{47.4}{1670} + \frac{75.2}{1897.5} = 0.414 + 0.028 + 0.039 = 0.48 < 1$$

Condición de Carga: Carga Vertical + 0.3 Sismo X + Sismo Y

$$P = 1657.9 + 0.3 \times 1886.1 + 2187.3 = 4411.0 \text{ Ton}$$

$$M_x \text{ INF.} = 44.4 + 0.3 \times 33.8 = 54.54 \text{ T-m}$$

$$M_x \text{ SUP.} = 17.9 + 0.3 \times 30.6 = 27.08 \text{ T-m}$$

$$V_x = 6.7 + 0.3 \times 0.8 = 6.94 \text{ Ton}$$

$$M_y = 17 + 0.2 = 17.2 \text{ T-m}$$

$$M_y = 16.6 + 8.4 = 25 \text{ T-m}$$

$$V_y = 8.5 + 2.1 = 10.6 \text{ Ton}$$

$$7.- f_a = \frac{4411000}{2632.25} = 1675 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} \text{ INF.} = \frac{5454000}{93687} = 58.22 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{bx} \text{ SUP.} = \frac{2708000}{93687} = 28.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} \text{ SUP.} = \frac{2500000}{22592} = 110 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{by} = \frac{1720000}{22592} = 76.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vx} = \frac{6940}{984.5} = 7.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vy} = \frac{10600}{1658.1} = 6.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$8.- \frac{f_a}{F_a} = \frac{1675.75}{1.33 \times 1391} = 0.90 > 0.15 + \text{EC.1.6.1a}$$

EC.1.6.1.a

$$\frac{1675.75}{1391} + \frac{0.85 (58.22)}{\left[1 - \frac{1675.75}{15850}\right] 1670} + \frac{0.85 (110)}{\left[1 - \frac{1675.75}{10626.52}\right] 1897.5} = 1.2 + 0.03 + 0.06 = 1.29 < 1.33$$

EC.1.6.1.b: en apoyo inferior.

$$\frac{1675.75}{1520} + \frac{58.22}{1670} + \frac{76.1}{1897.5} = 1.10 + 0.03 + 0.06 = 1.19 < 1.33$$

En apoyo superior

$$\frac{1675.75}{1520} + \frac{28.9}{1670} + \frac{110}{1897.5} = 1.10 + 0.02 + 0.06 = 1.18 < 1.33$$

Condición : Carga Viva + Sismo X + 0,3 Sismo Y

$$P = 1657.9 + 1886.1 + 0.3 \times 2187.3 = 4\ 200.2 \text{ Ton}$$

$$M_x = 44.4 + 33.8 = 78.2 \text{ T-m}$$

$$M_x = 17.9 + 30.6 = 48.5 \text{ T-m}$$

$$V_x = 6.7 + 0.8 = 7.5 \text{ Ton}$$

$$M_y = 17 + 0.3 \times 0.2 = 17.1 \text{ T-m}$$

$$V_y = 8.5 + 0.3 \times 2.1 = 9.1 \text{ Ton}$$

Paso 3 a 6 igual al anterior

$$7.- \quad f_a = \frac{4\ 200\ 200}{2\ 632.25} = 1\ 595.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx \text{ INF.}} = \frac{7\ 820\ 000}{93\ 687} = 83.47 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{bx \text{ SUP.}} = \frac{4\ 850\ 000}{93\ 687} = 51.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by \text{ SUP}} = \frac{1\ 910\ 000}{22\ 592} = 84.54 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{by \text{ INF.}} = \frac{1\ 710\ 000}{22\ 592} = 75.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vx} = \frac{7\ 500}{984.5} = 7.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vy} = \frac{9\ 100}{1658.1} = 5.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$8.- \quad \frac{f_a}{F_a} = \frac{1595.6}{1.33 \times 1391} = 0.86 > 0.15 \quad \text{EC.1.6.1.a}$$

EC.1.6.1.a

$$\frac{1595.6}{1391} + \frac{0.85 (83.47)}{\left[1 - \frac{1595.6}{15800} \right] 1670} + \frac{0.85 (84.54)}{\left[1 - \frac{1595.6}{10626.52} \right] 1897.5} =$$

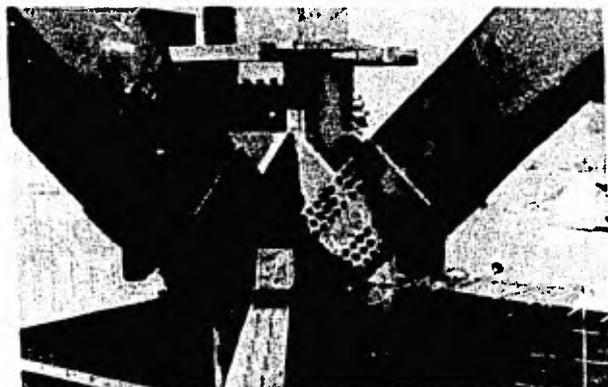
$$1.14 + 0.047 + 0.044 = 1.23 < 1.33$$

EC.1.6.1.b : en apoyo inferior

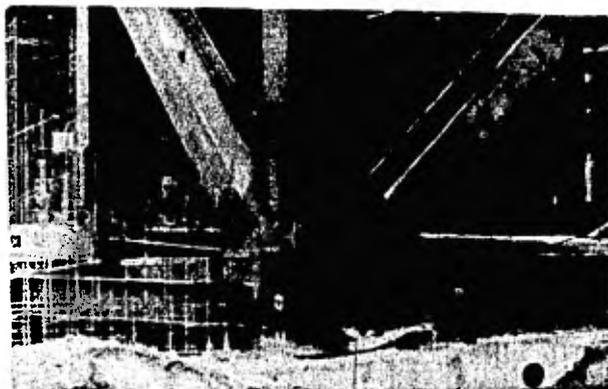
$$\frac{1595.6}{1520} + \frac{83.47}{1670} + \frac{75.7}{1897.5} = 1.05 + 0.05 + 0.04 = 1.14 < 1.33$$

en apoyo superior

$$\frac{1595.6}{1520} + \frac{51.77}{1670} + \frac{84.54}{1897.5} = 1.05 + 0.03 + 0.04 = 1.12 < 1.33$$



Intersección de columnas, traves
y diagonales en esquina.
Vista interior.



Intersección de columnas, traves
y diagonales en esquina.
Vista exterior.

$0.8b_f$ y $0.95d$. La carga P se supone distribuida en forma uniforme bajo el rectángulo de la placa. Teniendo la placa de base un esfuerzo permisible de $F_b = 0.75 F_y$.

El espesor requerido se obtiene de las siguientes expresio

$$\text{nes } t_p = m \sqrt{\frac{f_p}{0.25 F_y}} \quad \delta \quad \text{bien de } t_p = n \sqrt{\frac{f_p}{0.25 F_y}}$$

La dimensión óptima de una placa ocurre cuando $m = n$.

Esta condición es aprovechada cuando $N = \sqrt{A_1} + \Delta$; donde $\Delta = 0.5 (0.95d - 0.8b_f)$ y $B = \frac{A_1}{N}$.

Cuando los valores de m y n son pequeños, el esfuerzo mayor en la placa de base ocurre en el lado del ancho de la columna, a mitad de la distancia de los lados interiores del patín. Para esta condición se supone la placa fija con un borde fijo y un borde libre y los 2 lados cortos soportados.

La expresión que toma en cuenta lo anterior es:

$$t_p = n' \sqrt{\frac{f_p}{0.25 F_y}}; \quad \text{donde } n' = \frac{b_f - t_w}{2} \sqrt{\frac{1}{1 + 3.2\alpha^3}};$$

$$\alpha = \frac{b_f - t_w}{2(d - 2t_f)}$$

El esfuerzo permisible de compresión en el concreto depende de la resistencia f'_c del concreto y del porcentaje del área del dado ocupada por la placa de base. De la especificación 1.5.5 de A.I.S.C. $F_p = 0.35 f'_c$

$$\text{ó } F_p = 0.35 f'c \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq 0.7 f'c$$

Quando las cargas son muy grandes resulta necesario utilizar atiesadores para reducir los espesores de las placas que se obtendrían con el criterio anterior.

Conectores de Cortante

Los conectores de cortante como su nombre lo indica sirven para transmitir la fuerza cortante de las columnas a la cimentación, en nuestro caso un dado de concreto. Para su diseño tienen que cumplir las siguientes condiciones.

a).- El esfuerzo de compresión que actúa sobre el concreto to tendrá que ser menor al esfuerzo permisible.

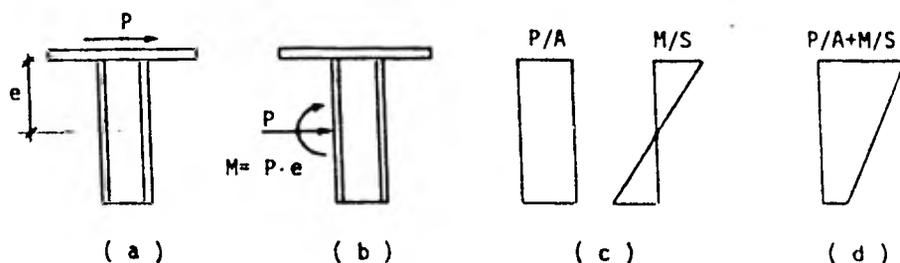


Figura 9

En la figura (9a) aparece una fuerza rasante p que es transmitida por la columna a la placa, a su vez ésta la transmite al conector, y el conector al concreto. Pero ésta fuerza tiene una excentricidad que origina un momento figura (9b).

Estos elementos van a producir esfuerzos en el concreto, figuras (9c) y (9d). Dichos esfuerzos tendrán que ser menores a los permisibles que según la especificación 1.5.5. del A.I.S.C. es $F_p = 0.7 f'_c$.

b).- Además el propio perfil está sometido a una flexión que tendrá que soportar. Como la pieza está rodeada de concreto se puede considerar una sección compacta cuyo esfuerzo permisible a la flexión es de $F_b = 0.66 F_y$.

Para valuar el momento flexionante del perfil se considera empotrado en la placa con una carga uniformemente repartida, hipótesis que no es real ya que la distribución real sería la de la figura cuyo momento flexionante sería menor al valuado.

Diseño de Placas de Base Ejes T10 y T13.

Cálculo preliminar

$$P = 3464 \text{ ton}$$

$$d = 116.8 \text{ cm}$$

$$M_x = 40 \text{ T-m}$$

$$b_f = 81.3 \text{ cm}$$

$$M_y = 91 \text{ T-m}$$

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

$$f'_c = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

No se toman en cuenta los momentos.

Solución

$$A_2 = \frac{P}{0.175 f'c} = \frac{3\,464\,000}{0.175 (250)} = 79\,177.1 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{1}{A_2} \frac{P}{0.35 f'c}^2 = \frac{1}{79\,177.1} \frac{3\,464\,000}{0.35 (250)}^2 = 19\,794.3 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{P}{0.7 f'c} = \frac{3\,464\,000}{0.7 (250)} = 19\,800 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = 0.5 (0.95 d - 0.8 b_f) = 0.5 (0.95 \times 116.8 - 0.8 \times 81.3) = 23 \text{ cm}$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta = \sqrt{19\,800} + 23 = 163.7 \text{ cm}$$

$$B = \frac{A_1}{N} = \frac{19\,800}{163.7} = 121 \text{ cm}$$

$$f_p = \frac{P}{B \times N} = \frac{3\,464\,000}{121 \times 164} = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = (N - 0.95 d) / 2 = (164 - 111) / 2 = 26.5 \text{ cm}$$

$$n = (B - 0.8 b_f) / 2 = (121 - 65) / 2 = 28 \text{ cm}$$

$$n' = \frac{b_f - t_w}{2} \sqrt{\frac{1}{1 + 3.2 \alpha^3}} = \frac{81.3 - 10.16}{2} \sqrt{\frac{1}{1 + 3.2(0.368)^3}} =$$

$$35.42 \text{ cm}$$

..... RIGE

$$t_p = n' \sqrt{\frac{f_p}{0.25 F_y}} = 35.4 \sqrt{\frac{175}{0.25 \times 2530}} = 18.6 \text{ cm}$$

Cálculo Definitivo.- del cálculo anterior tomaremos las dimensiones para revisarlas pero tomando en consideración los momentos actuantes.

$$B = 120 \text{ cm}$$

$$N = 165 \text{ cm}$$

$$t_p = 18 \text{ cm}$$

$$P = 3464 \text{ ton}$$

$$M_x = 40 \text{ t-m}$$

$$M_z = 91 \text{ t-m}$$

Solución

$$A = 120 \times 165 = 19800$$

$$S_x = \frac{120 (165)^2}{6} = 544\,500 \text{ cm}^3$$

$$S_y = \frac{165 (120)^2}{6} = 396\,000 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_z}{S_z} = \frac{3\,464\,000}{19\,800} + \frac{4\,000\,000}{544\,500} + \frac{9\,100\,000}{396\,000} =$$

$$205.4 < 1.33 \times 0.7 \times 250 = 232$$

$$144.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

En forma conservadora haremos del volumen de esfuerzos

$$P = 205.4 \times 19800 = 4\,067 \text{ ton}$$

Repetimos el cálculo

$$A_2 = \frac{P}{0.175 f'c} = \frac{4\,067\,000}{0.175 (250)} = 92\,960 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{P}{0.7 f'c} = \frac{4\,067\,000}{0.7(250)} = 23\,240$$

$$\Delta = 0.5 (0.95 d - 0.8 b_f) = 0.5 (111 - 65) = 23$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta = \sqrt{23\,240} + 23 = 175$$

$$B = \frac{A_1}{N} = \frac{23\,240}{175} = 132.8 \text{ cm}$$

$$f_p = \frac{P}{B \times N} = \frac{4\,067\,000}{133 \times 175} = 174.8$$

$$m = (N - 0.95d)/2 = (175 - 111)/2 = 32 \text{ cm}$$

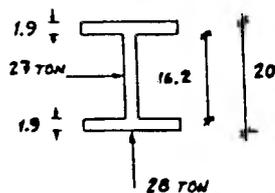
$$n = (B - 0.8 b_f)/2 = (133 - 65)/2 = 34 \text{ cm}$$

$$n' = \frac{b_f - t_w}{2} \sqrt{\frac{1}{1 + 3.2 \frac{f_p}{F_y}}} = \frac{81.3 - 10.16}{2} \sqrt{\frac{1}{1 + 3.2 (0.368)^3}} = 35.4$$

$$t_p = n' \frac{f_p}{0.25 F_y} = 35.4 \sqrt{\frac{175}{0.25 \times 2530}} = 18$$

Conectores de Cortante de Ejes T10 y T13

Datos:



$$A = 137.18 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 9419.56 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 6961.0 \text{ cm}^4$$

$$P_x = 27.0 \text{ ton}$$

$$P_y = 21.5 \text{ ton}$$

$$\text{longitud} = 50 \text{ cm}$$

$$S_x = 941.9 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 497.2 \text{ cm}^3$$

Solución

Sentido X :

a).- Resistencia en el concreto.

$$P = 27.0 \text{ ton}$$

$$M = 0.25 \times 27.0 = 6.75 \text{ t-m}$$

$$\text{Area de contacto } 20 \times 50 = 1\,000 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{20 (50^2)}{6} = 8\,333 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S} = \frac{27\,000}{1\,000} \pm \frac{675\,000}{9\,333} = 27 \pm 81.0 = \begin{cases} 108 \text{ kg/cm}^2 \\ 54 \text{ "} \end{cases}$$

$$F_{\text{permisible}} = 1.33 \times 0.7 f'c = 1.33 \times 0.7 \times 250 = 232 \text{ kg/cm}^2 > 108 \text{ kg/cm}^2$$

b).- Resistencia en el perfil

$$M = 27\,000 \times 25 = 675\,000 \text{ t-m}$$

$$f = \frac{M}{S_{\text{perfil}}} = \frac{675\,000}{497.2} = 1\,358 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 1.33 \times 0.66 F_y = 1.33 \times 0.66 \times 2\,530 = 2\,220 > 1\,358 \text{ kg/cm}^2$$

Sentido Y.

a).- Resistencia en el concreto.

$$P = 22 \text{ ton}$$

$$M = 11 \text{ t-m}$$

$$A = 28 \times 100 = 2\,800 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{28(100^2)}{6} = 46\,666 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S} = \frac{22\,000}{2\,800} \pm \frac{1\,100\,000}{46\,000} = 7.86 \pm 23.57 = 31.43 \text{ kg/cm}^2 < 232 \text{ kg/cm}^2$$

b).- Resistencia en el perfil.

$$M = 22 \times 0.5 = 1\,100\,000 \text{ kg-cm}$$

$$f = \frac{1\,100\,000}{941.9} = 1\,168 \text{ kg/cm}^2 < 2\,220 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño de Placas de Base de Esquina

En este tipo de placas se hizo un cálculo igual a los anteriores, pero se obtenía una placa de espesor muy grande por lo que hubo necesidad de hacer de otra manera la placa y por consiguiente el cálculo.

Con los datos tomados de la retícula, se hizo el cálculo para condición de tensión y compresión sobre la placa.

Compresión:

$$P = 6158 \text{ ton}$$

$$M_x = 874 \text{ t-m}$$

$$M_z = 180 \text{ t-m}$$

Tensión:

$$P = 1866 \text{ ton}$$

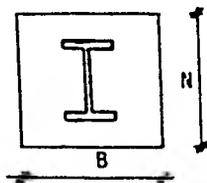
$$M_x = 525 \text{ t-m}$$

$$M_z = 25 \text{ t-m}$$

Solución:

Placa Base a Compresión

Sección propuesta



$$B = 200 \text{ cm}$$

$$N = 220 \text{ cm}$$

$$\text{Area} = 48\,400 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 177\,4666 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 177\,4666 \text{ cm}^3$$

Valuando el esfuerzo que actúa sobre el concreto

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_z}{S_z} = \frac{6\,158\,000}{48\,400} \pm \frac{87\,400\,000}{177\,4666} \pm \frac{18\,000\,000}{177\,4666} =$$

$$= 127 \pm 49 \pm 10 = \begin{cases} 186 \\ 68 \end{cases} \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{diseño}} = 186 \times 48\,400 = 9\,012 \text{ ton}$$

Esfuerzo Permisible en el Concreto:

$$F_p = 0.35 f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.7 f'c \quad \text{A.I.S.C. 1.5.5.}$$

$$F_p = 0.35 \times 250 \sqrt{\frac{19.4}{4.84}} = 175 = 0.7 \times 250 = 175 \text{ kg/cm}^2$$

Por ser condición de sismo se puede incrementar en un 33% los esfuerzos permisibles, quedando:

$$F_p = 1.33 \times 175 = 232 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{A.I.S.C. 1.5.6}$$

$$f = \frac{P}{A} = \frac{9\,012\,000}{48\,400} = 186 < 232 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión de la Placa Actuando como Cantiliver

En ambos sentidos la placa está actuando en voladizo, se considera empotrada a $0.8 b_f$ y a $0.95 d$ según sea el caso siendo en esta sección la parte más crítica.

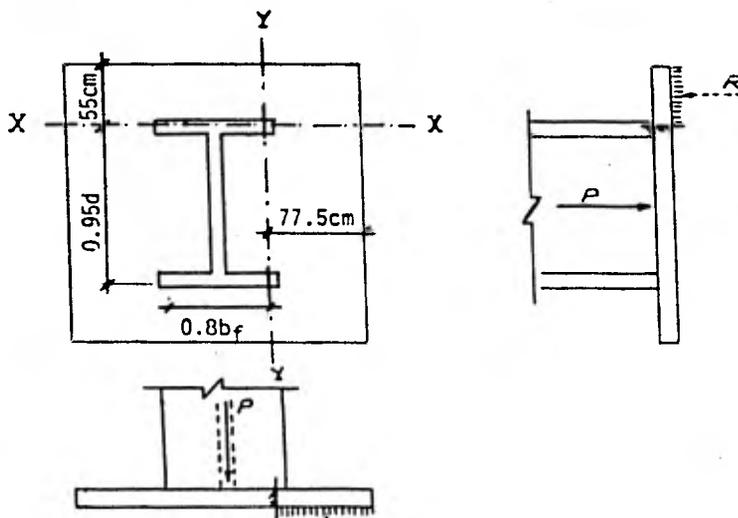


Figura 10.

Corte X - X

$$0.8 b_f = 0.8 \times 81.3 = 65 \text{ cm}$$

$$n = 220 - 65 = 155 \div 2 = 77.5 \text{ cm}$$

$$R = w (n \times N) = 186 (77.5 \times 220) = 3188 \text{ ton}$$

$$M = 3188 \times \frac{77.5}{2} = 1235 \text{ t-m}$$

El esfuerzo permisible debe ser mayor al actuante.

$$F_b = 1.33 \times 0.75 F_y = 1.33 \times 0.75 \times 2530 = 2524 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b \geq \frac{M}{S} \therefore S = \frac{M}{F_b} = \frac{123500000}{2524} = 48936 \text{ cm}^3$$

$$S = \frac{bt^2}{6} \therefore t = \sqrt{\frac{6S}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 48936}{220}} = 36.5 \text{ cm} = 14''$$

Un espesor de tal magnitud no es económico, por lo que se proponen dos placas separadas con atiesadores (Fig. 11).

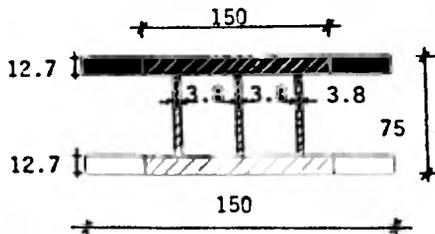


Figura 11.

$$A = 4629 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 4113936.7 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 109705.0 \text{ cm}^4$$

$$\therefore f_b = \frac{123500000}{109705} = 1126 <$$

$$2524 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del Espesor de la Placa Inferior

Al esfuerzo producido por el cantiliver habrá que agregar los esfuerzos que ocasionan los apoyos, en este caso los atiesadores.

Se analizará la franja sombreada

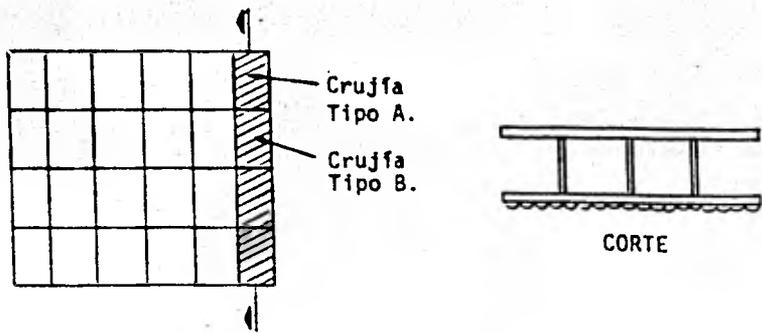
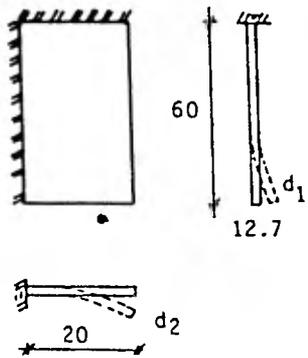


FIGURA 12.

En esta franja se forman dos tipos de crujeas:

La crujea A tiene dos atiesadores dando apoyo a la placa, en ambos sentidos la placa trabaja como cantiliver, para saber el porcentaje en que trabaja cada sentido se igualaron flechas y se obtuvo la carga que toma cada sentido.



Partimos de dos condiciones :

$$d_1 = d_2 \quad \dots \text{I}$$

$$w_1 l_1 + w_2 l_2 = W$$

$$W = 186 (60 \times 20) = 224\,400 \text{ kg} \quad \dots \text{II}$$

FIGURA 13.

Sabemos que la deflexión para un cantiliver con carga uniformemente repartida es:

$$d = \frac{W l^3}{8 EI} = \frac{w l^3}{8 EI}$$

Calculamos las flechas para cada sentido.

$$I = \frac{20 (12.7^3)}{12} = 3414 \text{ cm}^4$$

$$I = \frac{60 (12.70^3)}{12} = 10242 \text{ cm}^4$$

$$d_1 = \frac{w_1 (60^4)}{8E (3414)} = 474.53 \frac{w_1}{E}$$

$$d_2 = \frac{w_2 (20^4)}{8E (10242)} = 1.95 \frac{w_2}{E}$$

igualando $d_1 = d_2$

$$474.53 \frac{w_1}{E} = 1.95 \frac{w_2}{E}$$

..... III

de II se obtiene que $w_2 = \frac{224400 - 60 w_1}{20} = 11220 - 3 w_1$

sustituyendo en III

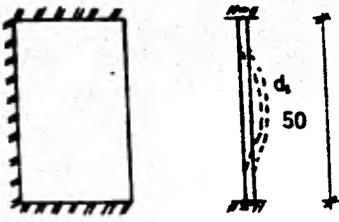
$$474.53 \frac{w_1}{E} = 1.95 \frac{11220 - 3 w_1}{E}$$

por lo tanto $w_1 = 45.6$ y $w_2 = 11220 - 3 \times 45.6 = 11083$

sustituyendo en II

$$\underbrace{45.6 \times 60}_{1.2 \%} + \underbrace{11083 \times 20}_{98.8 \%} = 224400$$

La cruzfa B tiene tres apoyos, quedando en un sentido en voladizo y en el otro empotrado en ambos extremos, para ver como contribuye cada sentido se igualaron flechas.



$$d_1 = d_2 \quad \dots\dots\dots \text{I}$$

$$w_1 l_1 + w_2 l_2 = W = 187 (20 \times 50) = 187\,000 \text{ kg} \quad \dots\dots \text{II}$$

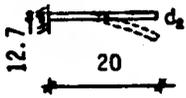


FIGURA 14.

$$I_1 = \frac{50 (12.7^3)}{12} = 8\,534.9 \text{ cm}^4 \quad I_2 = \frac{20 (12.7^3)}{12} = 3\,413.9 \text{ cm}^4$$

$$d_1 = \frac{w_1 l_1^4}{8 EI} = \frac{w_1 (.20^4)}{8 E (8\,535)} = 2.34 \frac{w_1}{E} ; \quad d_2 = \frac{1}{384} \frac{w_2 l_2^4}{E (3\,414)} =$$

4.76

$$\text{igualando } d_1 = d_2 \quad \dots\dots\dots \text{III}$$

$$2.34 \frac{w_1}{E} = 4.76 \frac{w_2}{E}$$

$$\text{de II se obtiene } w_1 = 9\,350 - 2.5 w_2$$

sustituyendo en III

$$2.34 \frac{9\,350 - 2.5 w_2}{E} = 4.76 \frac{w_2}{E}$$

por lo tanto $w_2 = 2063$ y $w_1 = 9350 - 2.5 \times 2063 = 4192.5$

de II obtenemos que:

$$\frac{4192.5 (20)}{0.45} + \frac{2063 (50)}{0.55} = 187\ 000$$

Conocidos los porcentajes se hace un análisis para conocer los elementos mecanicos

$$w = 187 \text{ kg/cm}^2 \times 20 \text{ cm} = 3740 \text{ kg/cm} = 374 \text{ t/m}$$

$$w = 0.012 \times 374 = 4.5 \text{ t-m}$$

$$w = 0.55 \times 374 = 205.7 \text{ t-m}$$

$$w = 4.5 \text{ t-m}$$

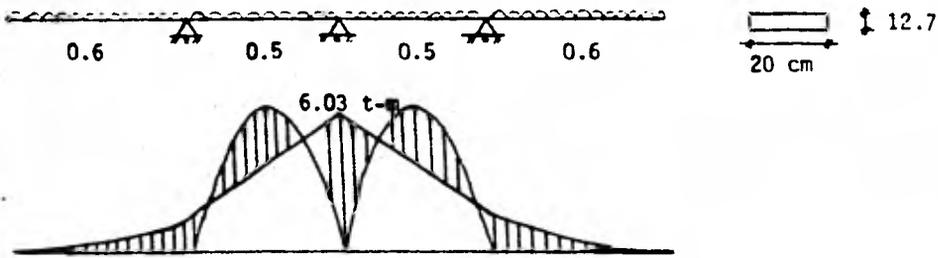


FIGURA 15

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{20 (12.7^2)}{6} = 537.6 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{M}{S} = \frac{603\ 000}{537.6} = 1\ 121 \text{ kg/cm}^2$$

La suma de esfuerzos que actúan en la placa son:

$$\sigma_{\text{cantiliver}} + \sigma_{\text{viga continua}} = 1\ 126 + 1\ 121 = 2\ 247 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

El esfuerzo permisible como ya se dijo anteriormente es:

$$F_b = 1.33 \times 0.75 F_y = 1.33 \times 0.75 \times 2530 = 2561 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

Revisión de las Placas de Base Trabajando a Tensión

Los cálculos anteriores se hicieron para cuando la placa actúa a compresión, ahora se hará lo mismo pero con tensión.

$$P = 1866 \text{ ton.}$$

$$M_x = 525 \text{ t-m}$$

$$M_z = 25 \text{ t-m}$$

Se proponen 12 anclas de 4" de diámetro para soportar los elementos actuantes.

Valuando los esfuerzos que actúan en las anclas

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_z}{S_z}$$

donde:

$$A = \text{Area de 12 anclas} = 12 \times 81 = 972 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \text{Módulo de sección respecto al eje X de las anclas}$$

$$I_x = I_{x0 \text{ anclas}} + \sum AY_i^2 = 4161456 + 6227 = 4167683 \text{ cm}^4$$

$$I_{x0} = 12 \left[\frac{3.1416 (10.14)^4}{64} \right] = 6227 \text{ cm}^4$$

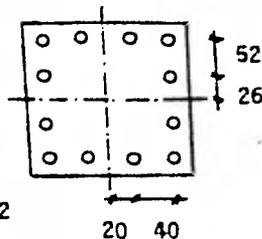
$$\sum AY^2 = 4 (81) (26^2) + 8 (81) (78^2) = 219024 + 3942432 = 4161456$$

$$S_x = \frac{4167683}{78} = 53432 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 6227 + 4 [31 (20^2)] + 8 [81 (60^2)] = 6227 + 129600 + 2332800 = 2468627$$

$$S_z = \frac{2468627}{60} = 41144$$

$$f = \frac{1866000}{972} + \frac{5250000}{53432} + \frac{2500000}{41144} = -1920 + 983 + 61 = -2964 \text{ kg/cm}^2$$



$$P_{\text{diseño}} = 2964 \times 972 = 2881 \text{ ton}$$

Revisión de la Placa Actuando como Cantiliver a Tensión

Al igual que en compresión la placa actúa en voladizo en ambos sentidos

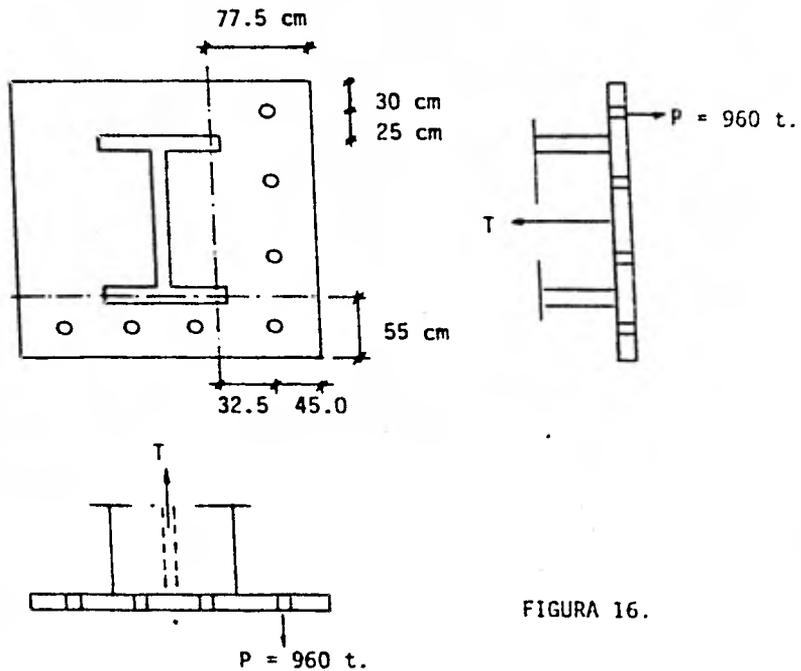


FIGURA 16.

Corte X - X

Tensión en cada ancla $2881/12 = 240 \text{ ton}$

$$P = 4 \times 240 = 960 \text{ ton}$$

$$M = 960 \times 0.325 = 312 \text{ t-m}$$

Corte X - X

Tensión en cada ancla $2881/12 = 240$ ton

$$P = 4 \times 240 = 960 \text{ ton}$$

$$M = 960 \times 0.325 = 312 \text{ t-m}$$

Corte Y - Y

$$P = 4 \times 240 = 960 \text{ ton}$$

$$M = 960 \times 0.25 = 240 \text{ t-m}$$

Los momentos producidos son menores a los que se producen por compresión que es de 1235 t-m por lo tanto regirá éste último y ya está calculado.

Revisión del Espesor de la Placa Superior

Además de los esfuerzos que se producen por trabajar como cantiliver se agregan los que se deben a los apoyos que son atiesadores.

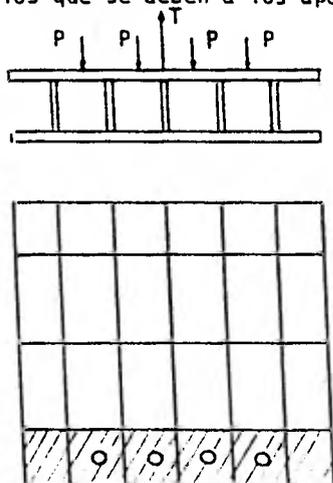


FIGURA 17.

Analizando la franja sombreada se calcula como trabajo las crujeas de la misma manera que se hizo para el cálculo de la placa inferior, es decir igualando deflexiones y obteniendo las cargas con que absorbe cada sentido. Llegando a la conclusión que sólo trabaja un sentido

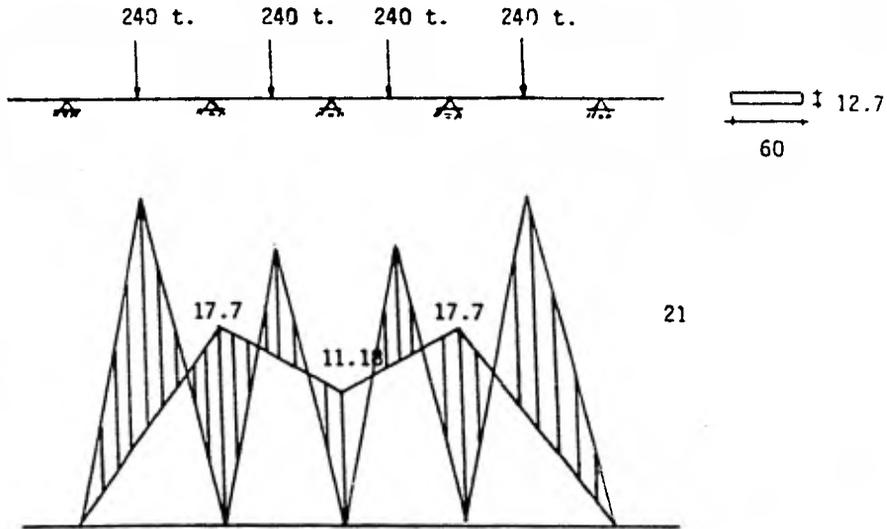


FIGURA 18.

$$S = \frac{60 (12.7^2)}{6} = 1613 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{M}{S} = \frac{2100000}{1613} = 1302 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de Anclas

Básicamente el ancla hay que revisarla que tenga la longitud de desarrollo suficiente para poder transmitir por adherencia las tensiones al concreto y además que el esfuerzo producido por la tensión sea menor al permisible.

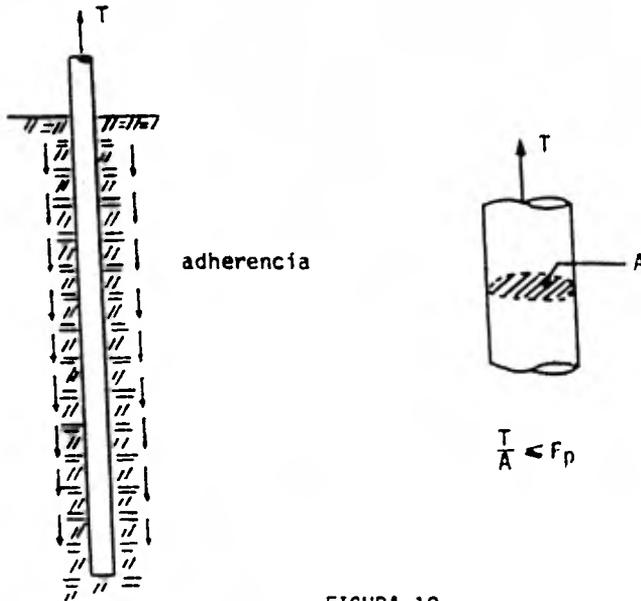


FIGURA 19.

La longitud de desarrollo, en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, está dada por la siguiente expresión:

$$L = 0.06 \frac{A_s F_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b F_y$$

donde: d_b es el diámetro de la barra, en centímetros.

A_s área transversal de la barra, en centímetros cuadrados.

F_y esfuerzo de fluencia de la barra, en kg/cm^2

Esta longitud se afectará por ciertos factores

1.2 por ser mayor a 3/4"

2 por ser barra lisa

En el caso de las anclas de las placas de base de esquina tienen las siguientes características:

diámetro 4" (10.14 cm)

área transversal 81 cm^2

acero A-490, con $F_y = 3450 \text{ kg/cm}^2$

Procediendo a calcular la longitud

$$L = 0.06 \frac{81 (3450)}{250} = 1060 \text{ cm}$$

$$L = 0.006 (10.14) (3450) = 210 \text{ cm}$$

Tomando en cuenta los factores anteriores.

$L = 2 \times 1.2 \times 1060 = 2540 \text{ cm} = 25 \text{ m}$ que es una longitud inaceptada, por esta razón se procedió a anclarla por un dispositivo mecánico.

Se calculará la resistencia de cada ancla.

$$P = 240 \text{ ton}$$

$$A = 81 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{P}{A} = \frac{240\,000}{81} = 2\,963 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_p = 1.33 (0.6 F_y) = 1.33 \times 0.6 \times 3450 = 2\,753 \text{ kg/cm}^2 \approx 2\,963$$

En el caso de los demás tipos de placas de base, teóricamente no se necesitan, por lo que se usaron 6 de 2 1/2" pulgadas de diámetro - para fijarlas.

Cálculo de Conector de Cortante de Esquinas

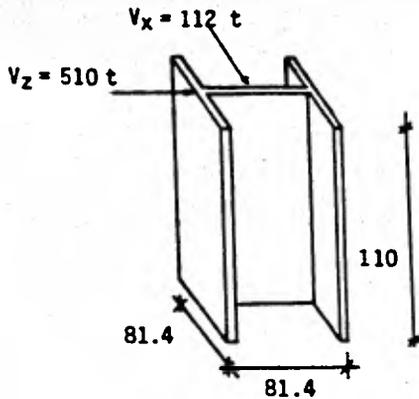


FIGURA 20

$$A = 81.4 \times 110 = 8954 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{81.4 (110^2)}{6} = 164.156.7$$

$$V_z = 510 \text{ ton}$$

$$M = 510 \times 0.55 = 280.5 \text{ t-m}$$

$$T = \frac{510000}{8954} \pm \frac{2805000}{164156.7} = 56.95 \pm$$

$$170.87 = 227.8$$

$$= 113.9$$

$$F_p = 1.33 \times 0.7 \times 250 = 232.75 \text{ kg/cm}^2 >$$

$$227.8 \text{ kg/cm}^2$$

OK

Cálculo de Anclas

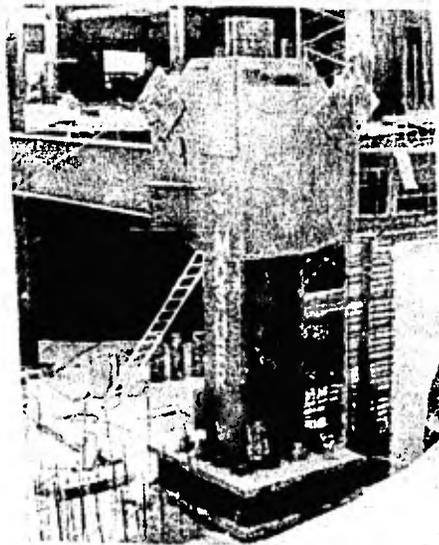
$$P = 240 \text{ ton}$$

$$A = \frac{(10.14)^2}{4} = 81 \text{ cm}^2$$

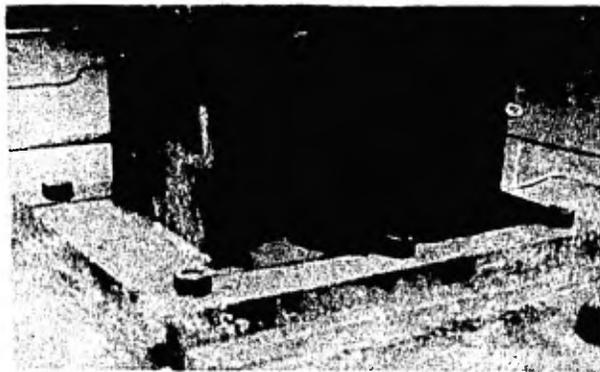
$$T = \frac{P}{A} = \frac{240000}{81} = 2963 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Usar Acero A - 490 } f_y = 3450 \times 1.33 = 4585.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_p = 0.6 \times 3450 \times 1.33 = 2753 < 2963 \text{ kg/cm}^2$$



Placas de base en esquina.



Placas de base de ejes
longitudinales.

CAPITULO IV

DIMENSIONAMIENTO DE TRABES.

Esta parte se refiere a cómo se diseñaron las traves, prin
cipales y secundarias.

Las traves principales son las que forman parte de los --
marcos, es decir, las traves de los ejes 601 a 609 y las de los ejes T10 y ---
T14.

La mayoría de las traves trabajan exclusivamente a flexión
alrededor del eje de mayor momento de inercia; las traves donde inciden dos dia
gonales, como es el caso de los marcos 601 y 609 en los niveles 8, 16, 24, 32,
40 y 48 y las de los ejes T18 y T13 en los niveles 16, 32 y 48 trabajan en ---
flexotensión (Fig.21).

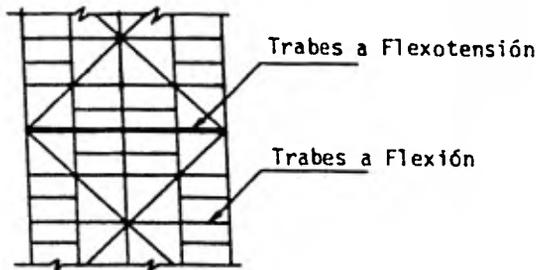


FIGURA 21.

El edificio tiene alrededor de 2 200 traves principales.
Para diseñarlas se propusieron determinadas secciones, las que se cambiaron, en
general, cada diez pisos. Después se analizaron los marcos y se compararon
los resultados obtenidos del análisis con la capacidad de las secciones supues
tas.

La capacidad de las traves se obtuvo de acuerdo con las - normas de A.I.S.C., ya mencionadas anteriormente.

Se presenta más adelante un ejemplo de cómo se calculó la resistencia del tipo TA, que es la manera en que se calcularon todas las traves principales.

Algunas de las traves están algo sobradas por capacidad, principalmente en los niveles inferiores, porque la causa que determinó el perfil fue la rigidez del edificio necesario para que los desplazamientos laterales producidos por sismo no sean excesivos.

Agregaremos a los conceptos anteriores lo referente al esfuerzo permisible por cortante en traves armadas, que es el caso de las traves principales.

Generalmente el esfuerzo cortante máximo permisible es - igual a $0.4 F_y$; tal es el caso de todos los perfiles laminados. Sin embargo, en traves armadas con almas delgadas, debe reducirse el esfuerzo permisible por cortante para evitar fallas prematuras por pandeo del alma, fenómeno que puede ser crítico cuando la relación peralte/espesor del alma es grande. (Fig 22).

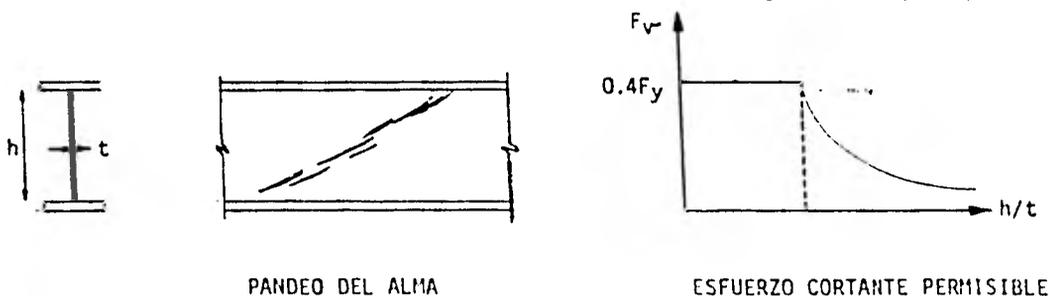


FIGURA 22.

Se puede incrementar el valor del esfuerzo permisible por medio de atiesadores transversales, que son placas verticales unidas al alma de las traveses que restringen el pandeo de éstas.

Los atiesadores transversales permiten que después de que se inicia el pandeo del alma la trabe trabaje como una armadura, en la que las compresiones son resistidas por los atiesadores y las tensiones por una faja de alma inclinada.

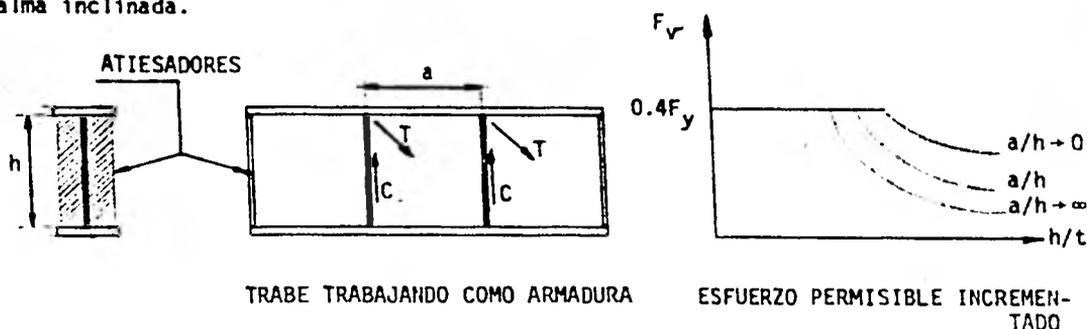


FIGURA 23.

De esta forma la resistencia a cortante de la trabe armada es la suma de la resistencia como trabe y la resistencia como armadura ---- (Fig.23).

Los puntos más importantes de las normas AISC relativos al diseño de traveses armadas son los siguientes:

El esfuerzo cortante permisible básico es de $0.4 F_y$, pero no debe sobrepasar el dado por la expresión

$$v \leq \frac{f_y}{2.89} \quad C_v \leq 0.4 F_y \quad \dots\dots\dots 1$$

donde: $C_v = \frac{1600}{h/t} \sqrt{\frac{k}{F_y}}$ para $C_v > 0.8$

$C_v = \frac{3160000 k}{F_y (h/t)^2}$ para $C_v < 0.8$

$k = 4 + \frac{5.34}{(a/h)^2}$ para $a/h < 1$

$k = 5.34 + \frac{4}{(a/h)^2}$ para $a/h > 1$

t = espesor del alma

a = distancia libre entre atiesadores transversales.

h = distancia libre entre patines.

Si se colocan atiesadores intermedios, espaciados con los requisitos que se mencionarán a continuación y $C_v \leq 1.0$, en lugar de la ecuación I puede emplearse la siguiente:

$$V \leq \frac{f_y}{2.89} \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \leq 0.4 F_y \quad \dots \quad I'$$

No se necesitan atiesadores cuando la relación h/t es menor que 260 y el esfuerzo cortante actuante no sobrepasa el valor dado por la ecuación I.

Quando se necesiten atiesadores intermedios, la separación entre ellos será tal que el esfuerzo cortante en el alma no exceda el valor calculado con la ecuación I ó I'. Además, la relación a/h no debe ser mayor que

$260/(h/t)^2$, ni de 3.0.

Los atiesadores intermedios pueden colocarse por pares, o alternarse en lados opuestos del alma.

El área total de cada atiesador o par de atiesadores debe ser mayor o igual que:

$$A_{st} = \frac{1 - C_v}{2} \left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \gamma C_a h t_w$$

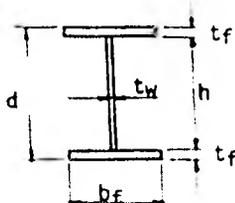
$$\gamma = \frac{f_y \text{ del acero del alma}}{f_y \text{ del acero del atiesador}}$$

$C_a = 1.0$ para atiesadores colocados en pares, 1.8 para atiesadores formados por un sólo ángulo y 2.4 para los formados por una sola placa.

A_{st} puede reducirse proporcionalmente al esfuerzo cortante cuando éste sea menor que el calculado con la ecuación I'.

El momento de inercia de cada par de atiesadores, o de cada atiesador sencillo, con respecto a un eje en el plano del alma, debe ser igual o mayor que $(h/50)^4$.

Se muestra el cálculo de una trabe tipo TA



d	$=$	116.8 cm
t_f	$=$	2.5 cm
b_f	$=$	56 cm
t_w	$=$	1.0 cm
h	$=$	111.8 cm
ℓ	$=$	793 cm

$$A = 390 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 1\,037\,818 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 17\,765 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 51.58 \text{ cm}$$

$$r_T = 15.21 \text{ cm}$$

$$d/t_w = 116.8$$

$$d/A_f = 0.326$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{5366}{F_y}$$

$$\frac{116.8}{1} = 116 > \frac{5366}{2530} = 106 \text{ } ^\circ. \text{ No es sección compacta}$$

Cumple relación ancho/espesor

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{56}{1(2.5)} = 11 < \frac{797}{\sqrt{F_y}} = 15.83$$

El esfuerzo permisible en flexión es el básico, $0.6 F_y = 1520 \text{ kg/cm}^2$, puesto que la losa de concreto evita el pandeo lateral de las traveses.

Sin embargo, se revisa a continuación la posibilidad de pandeo lateral cuando el patín comprimido es el inferior.

Aplicamos ecuación 1.5.7

$$F_{bx} = \frac{843720 C_b}{\frac{\lambda d}{A_f}} = \frac{843\,720(1)}{793 \cdot 0.326} = 3263 \text{ kg/cm}^2 > 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

C_b .- Se considera = 1.0

El esfuerzo permisible de flexión = 1520 kg/cm^2

La capacidad a flexión de una trabe TA = $1520 \times 17765 = 270 \text{ t-m}$

Ahora obtengamos el esfuerzo cortante

Existen atiesadores 2.73 m

$$\frac{a}{h} = \frac{273}{111.8} = 2.44$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{111.8}{1} = 111.8$$

De acuerdo con la fórmula I'

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] = \frac{2530}{2.89}$$

$$0.6 + \frac{1 - 0.6}{1.15 \sqrt{1 + (2.44)^2}} = \underline{640.7 \text{ kg/cm}^2}$$

$$K = 5.34 + \frac{4}{(a/h)^2} = 5.34 + \frac{4}{(2.44)^2} = 6.01$$

$$C_v = \frac{3160000 K}{F_y (h/t)^2} = \frac{3160000 \times 6.01}{2530 (111.8)^2} = 0.60$$

La capacidad a cortante es $A_w F_v = 111.8 \times 641 = \underline{71.7 \text{ Ton}}$

Veamos si los atiesadores están correctamente espaciados.

$$\frac{h}{t} = \frac{111.8}{1} = 111.8$$

Como $\frac{h}{t}$ es menor que 260 podrían no necesitarse atiesadores, pero se colocarán en cada descarga de una trabe secundaria @ 2.73 m

$$a = 2.73 \text{ m}$$

$$\frac{a}{h} = \frac{2.73}{111.8} = 2.44$$

La relación a/h debe ser menor que: a) $\frac{260^2}{(h/t)^2} = \frac{260^2}{(111.8)^2} = 5.4$

b) 3.00

°. Cumple las condiciones para que se desarrolle el campo de tensión.

Calculando el área mínima necesaria del atiesador transversal:

$$A_{ST} = \frac{1 - C_v}{2} \left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \text{ Y Ca htw}$$

$$A_{ST} = \frac{1 - 0.6}{2} \left[2.44 - \frac{2.44^2}{\sqrt{1 + 2.44^2}} \right] (1)(1)(111.8)(1) = 4.08 \text{ cm}^2$$

Atiesadores en pares

$$A_{ST} = 4.08 \times 2.4 = 9.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Atiesadores formados por una sola placa}$$

Calculando el momento de inercia mínimo

$$\left[\frac{h}{50} \right]^4 = \left[\frac{111.8}{50} \right]^4 = 25 \text{ cm}^4$$

Los valores de 272 T-m y 71.7 Ton se compararon con los elementos mecánicos obtenidos en el análisis para las trabes TA y se encontró que son mayores que ellos en todos los casos.

TA

Revisión a flexotensión.-

Eje 601 Nivel 8

Carga Permanente

$$P = 169 \text{ Ton}$$

$$M = 22.5 \text{ T-m}$$

$$V = 13 \text{ Ton}$$

Carga Sismo

$$P = 63 \text{ Ton}$$

$$M = 40 \text{ T-m}$$

$$V = 10 \text{ Ton}$$

Combinando las cargas:

$$P = 232 \text{ Ton}$$

$$M = 63 \text{ T-m}$$

$$V = 23 \text{ Ton}$$

Usando la EC. 1.6.1b del AISC.

$$\frac{f_a}{0.6 F} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} < 1.0$$

$$f_a = \frac{232\,000}{390} = 595 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} = \frac{6\,300\,000}{17\,765} = 354.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = 0$$

$$f_{bx} = 1\,520 \text{ kg/cm}^2$$

Substituyendo

$$\frac{595}{0.6 \times 2\,530} + \frac{354.6}{1\,520} = 0.39 + 0.24 = 0.63 < 1.00$$

VIGAS SECUNDARIAS.

Las vigas secundarias se diseñaron trabajando en conjunto con la losa de concreto, con lo que se logra una reducción en el tamaño y peso de las vigas.

El diseño se realizó de la manera siguiente:

Un piso de sección compuesta se supone que consta de una serie de vigas T, que se analizan transformando el área efectiva de la sección transversal de la losa de concreto en una área equivalente de acero.

El ancho efectivo de patín para una viga interior es el menor de los valores siguientes:

- a).- Un cuarto del claro de la viga = ($l/4$)
- b).- La distancia centro a centro entre vigas.
- c).- Dieciseis veces el espesor mínimo de losa, más el ancho del patín superior de la viga de acero = ($16h + b_f$).

En el caso de una viga extrema, el ancho proyectado del patín es el menor de:

- a).- Un doceavo del claro de la viga = ($l/12$)
- b).- La mitad del espacio libre a la viga adyacente.
- c).- Seis veces el espesor de la losa = ($6h$)

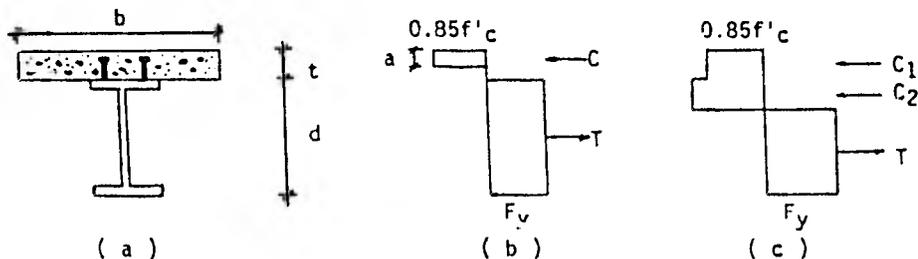


FIGURA 24.

La distribución de esfuerzos para calcular la resistencia última a flexión de las vigas compuestas se muestra en la figura:

El eje neutro puede quedar localizado en la losa, como en b, o en la viga de acero, como en c.

Para el caso b :

$$C = 0.85 f'_c ba, \quad T = A_s f_y$$

a y b están definidos en la figura y A_s es el área de la sección de acero. Puesto que $C = T$ y f'_c , b, F_y y A_s son conocidos, se puede calcular "a" para determinar el brazo de momento del par.

Para el caso c :

$$C = 0.85 f'_c bt \quad T = A_s F_y - C_2 \quad T = C_1 + C_2$$

Igualando T de la segunda y tercera de estas ecuaciones y sustituyendo en el resultado el valor de C_1 de la primera, se tiene

$$2C_2 = A_s F_y - 0.85 f'_c bt$$

Con esta expresión se calcula C_2 y a continuación T, C_1 y el momento resultante se determinan fácilmente.

Se ha demostrado experimentalmente que la resistencia de una viga de sección compuesta con conectores de cortante no se ve afectada por la forma en que se haga la construcción. En las construcciones sin apuntalar, sin embargo, esto puede dar como resultado que la viga de acero esté sobreesforzada durante la construcción o bajo cargas de servicio.

El diseño de vigas de sección compuesta, según las especificaciones A.I.S.C., se basa en el concepto de la sección transformada. En la especificación, el esfuerzo permisible en la sección de acero es $0.66 F_y$ si la sección es compacta y $0.6 F_y$ si no lo es. El esfuerzo permisible en el concreto es $0.45 f'_c$.

Para diseñar una viga con sección compuesta, se necesita calcular el módulo de sección transformada requerido, tomando como base los esfuerzos permisibles en el acero y en el concreto.

Para proteger a la viga de acero en la construcción sin apuntalar del posible sobreesfuerzo mencionado con anterioridad, se recomiendan las siguientes dos comprobaciones:

El esfuerzo en la viga de acero actuando sola no debe exceder el valor del esfuerzo permisible antes de que el concreto obtenga el 75% de su resistencia a los 28 días.

El módulo de sección utilizado en los cálculos no debe exceder el valor

$$S_{tc} = \left(1.35 + 0.35 \frac{M_L}{M_D} \right) S_{ts}$$

donde:

S_{tc} , S_{ts} = módulos de sección del patín de tensión para la sección transformada y la viga de acero, respectivamente.

M_D = momento debido a la carga muerta aplicada antes de que el concreto

- obtenga el 75% de su resistencia a los 28 días.

M_L

- momento debido a las cargas que se apliquen más adelante.

En las vigas de sección compuesta se supone que el cortante es resistido por la viga de acero únicamente. La deflexión se calcula con las fórmulas usuales. Sin embargo, debido al flujo plástico del concreto, la deflexión a largo plazo es mayor que la pronosticada con base en las propiedades de la sección transformada utilizada para el cálculo de esfuerzos. Una buena estimación de la deflexión a largo plazo se puede hacer utilizando una sección transformada en la que se tome para n un valor del doble del utilizado para calcular esfuerzos.

CONECTORES DE CORTANTE

El conector por cortante es un vástago de acero de sección transversal circular y pequeña longitud, con una cabeza también redonda para proporcionar anclaje. El diámetro de la cabeza es 1/2" mayor que el vástago. El otro extremo del vástago se suelda al patín de la viga. Los diámetros -- usuales son 1.3, 1.6, 1.9 y 2.2 cm y las longitudes más usadas 7.5 y 10 cm. Además, el conector debe quedar recubierto de concreto con un espesor mínimo de 2.5 cm en cualquier dirección.

La función del conector por cortante es resistir la fuerza cortante horizontal existente en el plano de contacto entre losa y viga, de manera que el espaciamiento requerido de los conectores en cualquier sección -- transversal se determina dividiendo el cortante lineal VQ/I en esa sección entre la resistencia de un conector (el doble si se colocan en pares, etc.). Lo anterior sugiere que el espaciamiento debería variar a lo largo del claro en forma continua con el cortante V . Sin embargo, para propósitos prácticos este espaciamiento cambia a grandes intervalos, manteniéndose constante en cada intervalo.

La resistencia estática q_u de un conector por cortante está dada por $q_u = 247 d^2 \sqrt{f'c}$ en kg/cm^2

d es el diámetro del vástago en centímetros.

Esta fórmula no debe usarse para vástagos más cortos que

4 d.

El número de conectores requerido entre el punto de momento máximo y el de momento nulo se determina dividiendo la fuerza de compresión en el patín en la sección de momento máximo entre la resistencia de un conector. Si el eje neutro está en la viga de acero la compresión en el patín es $C_1 = 0.85 f'c \text{ bt}$. Si el eje neutro está en la losa, la compresión C se encuentra determinando la fuerza de tensión $T = A_s F_y$, que es igual a C .

$$V_h = \begin{cases} A_s F_y / 2 & \text{eje neutro de la losa} \\ \frac{0.85 f'c \text{ bt}}{2} & \text{eje neutro de la viga} \end{cases}$$

La fuerza permisible q correspondiente a un conector se obtiene dividiendo su resistencia entre un factor de seguridad de 2.5.

Si los conectores de tamaño normal tienen una sección transversal mayor que la necesaria, se puede lograr utilizar menos conectores de los requeridos para un comportamiento de sección compuesta total. Se ha demostrado que la resistencia a la flexión en el caso de comportamiento de sección compuesta desarrollado parcialmente se puede determinar interpolando en forma lineal entre el comportamiento de la viga de acero sola y el de la sección compuesta completa. Por lo tanto, si designamos al módulo de sección requerido de la sección transformada como S_{ef} , el cortante horizontal correspondiente V_h , está dado por

$$\frac{V'_h}{V_h} = \frac{S_{ef} - S_s}{S_{tc} - S_s}$$

En la Torre PEMEX se tienen tableros tipo con vigas secundarias colocadas con separaciones constantes; el tamaño del perfil utilizado varfa de acuerdo con la carga que soportan los tableros.

Se presenta a continuación el diseño de vigas secundarias de un tablero tipo.

El tablero está formado por vigas W 14 x 38, ($A = 72.28 \text{ cm}^2$, $S_x = 895 \text{ cm}^3$) como se muestra en la Fig. 25.

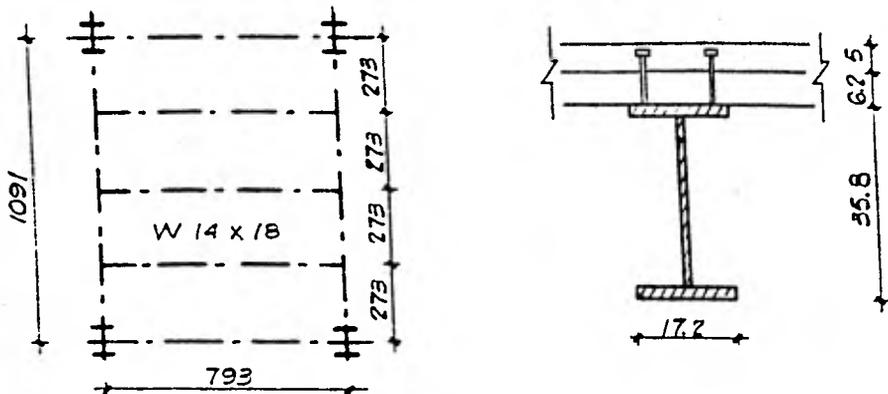


FIGURA 25.

Carga Muerta:

Canceleria	50
Piso	95
Losacero	155
Peso propio	35
Plafond, lamparas, etc.	35
	<hr/>
	370 kg/m^2
Carga Viva:	310 "
Carga Total:	<hr/>
	680 kg/m^2

Solución:

Ancho Efectivo

a).- $l/4 = 793/4 = 198 \text{ cm}$

b).- $c-c = 273 \text{ cm}$

c).- $16h + b_f = 16 \times 11.2 + 17 = 196 \text{ cm}$ °. el ancho efectivo se considera 196 cm

Carga muerta total $W = 7.93 \times 2.73 \times 0.370 = 8 \text{ ton} \rightarrow M_{\text{máx.}} = 8 \times 7.93/8 = 7.93 \text{ t-m.}$

Carga viva total $W = 7.93 \times 2.73 \times 0.310 = 6.7 \text{ ton} \rightarrow M_{\text{máx.}} = 6.7 \times 7.93/8 = 6.7$

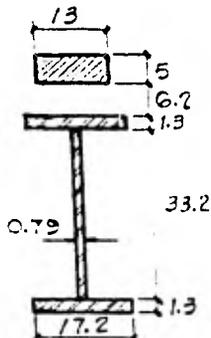
Carga total $W_t = 14.7 \text{ ton} \rightarrow M_{\text{máx.}} = 14.7 \times 7.93/8 = 14.6 \text{ t-m}$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6}{10000 f'c} = 15 ; \quad b_t = \frac{196}{15} = 13 \text{ cm}$$

Carga aplicada antes que el concreto alcance 75% de su resistencia: 285 kg/m^2 . $W = 7.93 \times 2.73 \times 0.285 = 6.16 \text{ ton} \rightarrow M_{\text{máx.}} = 6.1 \text{ t-m}$

Carga aplicada después de que el concreto alcance el 75% de su resistencia = 395 kg/m^2 . $W = 7.93 \times 2.75 \times 0.395 = 8.6 \rightarrow M = 8.5 \text{ T-m}$

Con una $W 14 \times 38$ la sección transformada queda:



$$A = 135.98 \text{ cm}^2$$

$$I_{x0} = 39977.73 \text{ cm}^4$$

$$Sx_{\text{sup}} = 2437.67 \text{ cm}^3$$

$$Sx_{\text{inf}} = 1304.76 \text{ cm}^3$$

$$f_{\text{sup}} = \frac{1460000}{2437.67} = 599/15 = 39.9 <$$

$$0.45 (200) = 90$$

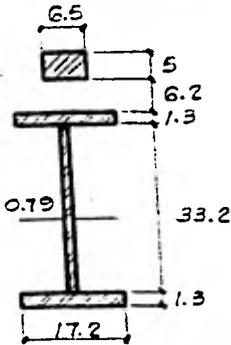
$$f_{inf} = \frac{1460000}{1304.76} = 1119 < 1520 \text{ kg/cm}^2$$

Para que no haya necesidad de apuntalar durante la construcción $S_{tc} = (1.35 + 0.35 \frac{M_L}{M_D}) S_{ts} = (1.35 + 0.35 \frac{8.5}{6.1}) 895 = 2040 \text{ cm}^3 > 1304 \text{ f} = \frac{610000}{895} = 682 \text{ kg/cm}^2 < 1520 \text{ kg/cm}^2$

Cumple las condiciones para no necesitar puntales

Revisión por flecha.-

$$n = 2 \times 15 = 30 ; \quad b_t = 196 \div 30 = 6.5$$



$$A = 103.48 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 31627.83 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = \frac{5}{384} = \frac{w l^4}{EI} = 0.013 X$$

$$\frac{21.00 \times 793^4}{2.1 \times 10^6 \times 31627.8} = 1.6$$

$$w = 680 \times 2.73 = 1856 \text{ kg/m} = 18.56 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta = \frac{l}{360} = \frac{793}{360} = 2.20 \text{ cm} > 1.63\% \text{ OK perm}$$

Cálculo de los conectores de cortante.

El cortante por transmitir es el menor de los valores siguientes:

$$V_h = \frac{0.85 f'_c b t}{2} = \frac{0.85 \times 0.200 \times 11.2 \times 196}{2} = 186 \text{ ton}$$

$$V_h = \frac{A_s F_y}{2} = \frac{72.25 \times 2.530}{2} = 91 \text{ ton}$$

Se usarán conectores de $\emptyset 1/2"$, cuya capacidad es:

$$q = \frac{247 (1.3)^2 \sqrt{200}}{2.5} = 2.36 \text{ Ton}$$

Número de conectores requerido:

$$N = \frac{V_h}{q} = \frac{92}{2.36} = 38 \text{ conectores}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{396.5}{38} = 10 \text{ cm ; por colocarse en pares irán a cada } 20 \text{ cm}$$

Puesto que la viga tiene excedida su capacidad a flexión en el patín superior se puede hacer un ahorro de conectores, esto es:

$$\frac{V_{h'}}{V_h} = \frac{S_{ef} - S_s}{S_{tc} - S_c}$$

$$S_{ef} = \frac{M}{F_b} = \frac{1\,645\,000}{0.66 \times 2530} = 985 \text{ cm}^3$$

$$\frac{V_{h'}}{91} = \frac{985 - 895}{2040 - 895} = \frac{90}{1145} \quad \therefore \quad V_{h'} = \frac{9091}{1145} = 7.15 \text{ Ton}$$

pero nunca menor que $V_h \div 4$; $91 \div 4 = 23 \text{ Ton}$

$$\therefore \text{ el N}^\circ \text{ req. de conectores} = \frac{23 \text{ Ton}}{2.36} = 10 \text{ conectores}$$

$$\text{espaciamiento} = \frac{396.5}{10} = 39 \text{ cm}$$



Conectores de cortante en sistema de piso.



Reticula de acero en planta baja.

RETICULA DE ACERO EN PLANTA BAJA

En el nivel de planta baja existe una reticula formada por traveses de acero y muros de concreto. Estos muros tienen en el sentido longitudinal un espesor de 80 cm, y en el sentido transversal 120 cm; entre ellos forman un cajón de cimentación alrededor de todo el edificio (Fig. 26).

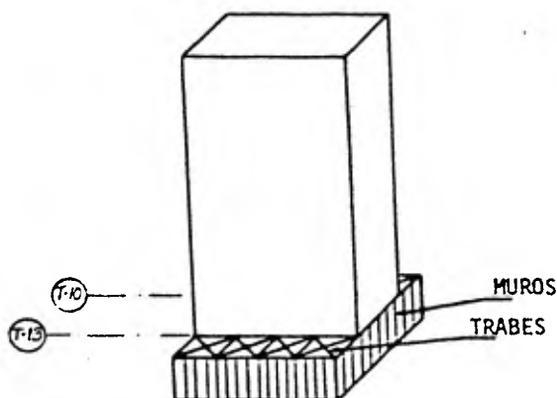


FIGURA 26.

Sabemos que en el sentido longitudinal, sólo dos marcos - resisten las fuerzas horizontales, dichos marcos son los que se alojan en los ejes T-10 y T-13. Al actuar las fuerzas de sismo en este sentido las reacciones que aparecen en los ejes T-10 y T-13 son de magnitud grande.

Por eso se optó por distribuir las reacciones de los ejes T-10 y T-13 a los demás ejes y principalmente a los muros que forman el cajón de cimentación.

Para lograr estas transmisiones se requiere tener una losa muy rígida para que haga efecto de diafragma, esto se garantiza formando una retícula de acero en la planta baja (Fig. 27)

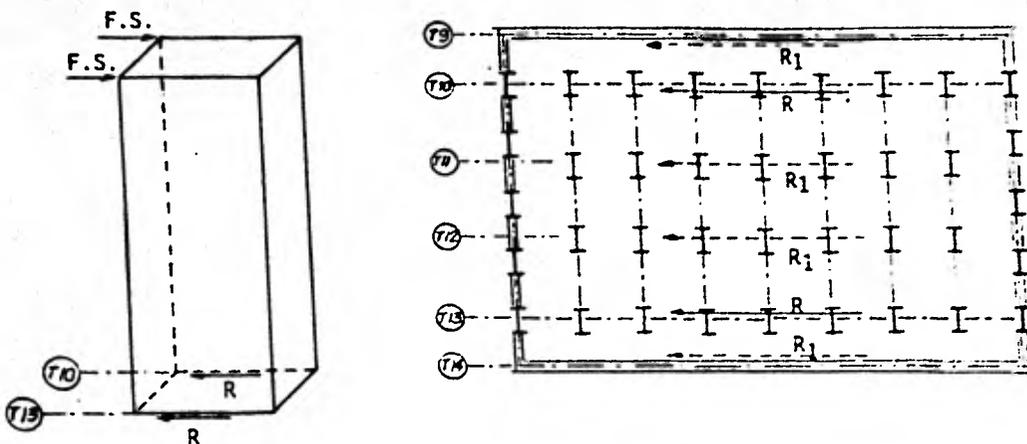


FIGURA 27.

La topología definitiva de la retícula de acero se obtuvo proponiendo algunos tipos de retículas y analizándolas, con el fin de observar qué elementos eran eficientes, además de estar supeditados al proyecto arquitectónico.

Las condiciones de carga que se usaron para los análisis fueron:

- Carga Vertical
- Sismo sentido X
- Sismo Sentido Y

$$- C.V. + S.X. + 0.3 S.Y.$$

$$- C.V. + S.Y. + 0.3 S.X.$$

En la figura 28 se muestra la retícula.

Diseño de Retícula de Acero

En el diseño de esta retícula son tres aspectos principales

- a).- Diseño de traveses que forman la retícula, trabajando a flexocompresión o bien a flexotensión.
- b).- Diseño de muros, que soportan fuerza cortante.
- c).- Diseño de la conexión entre los muros y las traveses que inciden en dichos muros.

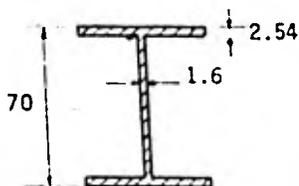
Diseño de traveses de la retícula

Para obtener los elementos mecánicos, se seleccionaron del análisis de la retícula los más desfavorables para cada tipo de perfil.

Los elementos más desfavorables fueron los siguientes:

Traveses tipo TG	TF	TE
C = 156 ton	C = 145 ton	C = 95 ton
T = 350 ton	T = 132 ton	T = 132 ton

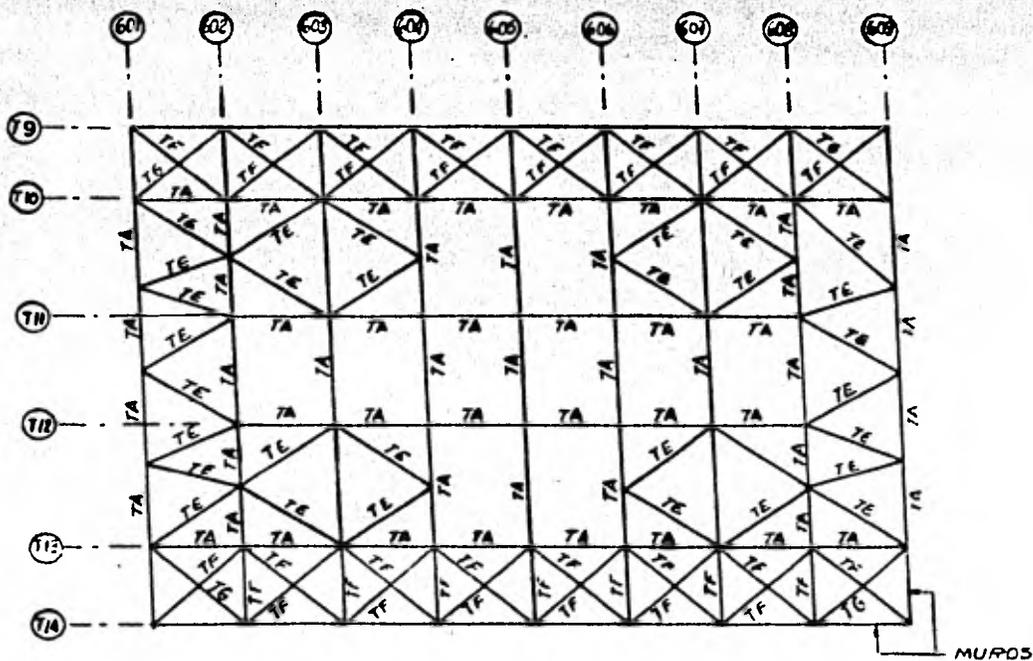
Diseño de traveses TG a flexotensión



$$A = 258.81 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 212842.13 \text{ cm}^4$$

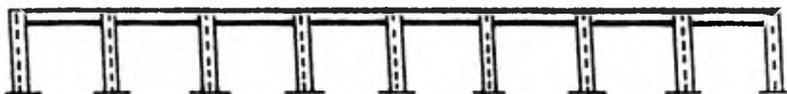
$$S_x = 6081.2 \text{ cm}^3$$



EJE T9 - T14 MURO IDEALIZADO



EJE T10 - T13



EJE 601 - 603



EJE 603 - 605 - 607



FIG. 28

$$r_x = 28.67 \text{ cm.}$$

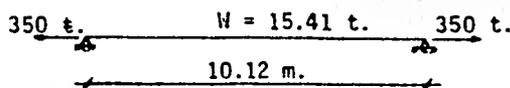
$$r_T = 7.96 \text{ cm.}$$

$$l = 10.12 \text{ m.}$$

$$W = 15.41 \text{ ton}$$

$$M = 19.5 \text{ t-m}$$

$$V = 7.71 \text{ ton}$$



Procedemos a calcular de acuerdo al Reglamento del -----

A. I. S. C.

De la expresión 1.6.-1b

$$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.33$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{350\,000}{258.82} = 1\,352.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} = \frac{M}{S_x} = \frac{1\,950\,000}{6\,081.2} = 320.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = 0.0$$

F_{bx} : de acuerdo con 1.5.1.4 de A.I.S.C.

$$\frac{l}{r_t} = \frac{506}{7.96} = 63.57$$

$$\sqrt{\frac{7\,172\,000 \text{ Cb}}{F_y}} = 53 < 63.57 < \sqrt{\frac{35\,858\,000 \text{ Cb}}{F_y}} = 119$$

F'ex :

$$\frac{K1x}{r_x} = \frac{(1)(506)}{28.67} = 17.65 \quad \text{tabla 9 de apéndice A} \quad F'ex = 23\,838 \text{ kg/cm}^2$$

A.I.S.C.

Fb_x : obtenido en la hoja anterior

$$Fb_x = 1\,454 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en la expresión 1.6-1a

$$\frac{603}{1\,459} = \frac{0.85 \times 321}{\left[1 - \frac{603}{23\,838}\right] 1\,454} = 0.41 + 0.19 = 0.60 < 1.33 \text{ } \circ \text{ O.K.}$$

Diseño de muros de concreto que forman parte de la retícula.

Los muros se revisarán para soportar fuerzas contenidas en su plano, así como fuerzas perpendiculares. Estas fuerzas las transmiten los perfiles tipo TF y TG (Fig 29).

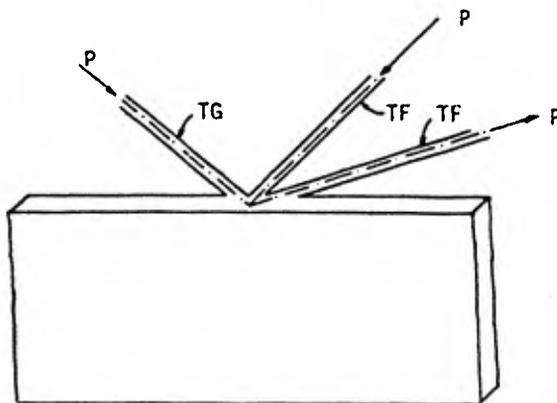


FIGURA 29.

La revisión se llevó a cabo según los Reglamentos del -
A.C.I. y el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, entre lo
más importante podemos destacar:

- Los muros de carga de concreto reforzado sometidos a cargas aproximada-
mente concéntricas se pueden dimensionar empíricamente siempre que cumplan
las siguientes limitaciones.
- La capacidad de carga de un muro será :

$$P_u = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left[\frac{l_c}{40 h} \right]^2 \right]$$

donde: A_g = área total de la sección, en cm^2

f'_c = resistencia del concreto.

h = espesor del muro.

l_c = distancia vertical entre apoyos.

ϕ = factor de reducción 0.70

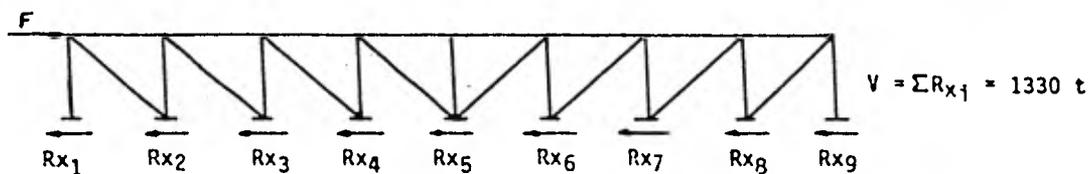
- La longitud del muro que se considera efectiva para cada carga concentrada
no debe de exceder de la distancia centro a centro entre cargas, ni tampoco
del ancho del apoyo más cuatro veces el espesor del muro.
- Los muros deben tener un espesor de por lo menos $1/25$ de la altura libre,
o del ancho sin apoyos, el que sea menor.
- El área del refuerzo horizontal de los muros de concreto reforzado no debe
ser menor de 0.0025, y el refuerzo vertical no será menor que 0.0015 veces
el área del muro.

- Los muros de espesor mayor de 25 cm, deben tener el refuerzo de cada dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro.
- Los muros deben anclarse a los pisos, columnas, pilas, o contrafuertes y en las intersecciones de ellos.
- La fuerza cortante V_{cr} que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano se determinará con el criterio siguiente:

Si en la sección considerada la relación M_u/V_u es menor o igual a 1.0 se aplica la expresión $V_{cr} = 0.85 F_R \sqrt{f'c} tL$. En ningún caso se admitirá que V_u sea mayor a $2 F_R t \sqrt{f'c}$.

Mencionando lo anterior las consideraciones que se hicieron para diseñar los muros de los ejes T-9 y T-14 son las siguientes:

La fuerza cortante de diseño se obtuvo al sumar las reacciones de los miembros de la retícula, que idealizaron al muro, esto es:



Siendo la condición que rigió, la de C.V. + 5. X + 0.3 5.Y., arrojando una fuerza cortante de 1330 ton; esta fuerza tendrá que ser absorbida por todo el largo del muro que es de 63.44 m con un espesor de 80 cm y altura de 5 m.

Valuando el cortante que toma el concreto del muro:

$$V_{cr} = 0.85 \times 0.8 \times \sqrt{200} \times 80 \times 63.44 = 4880 \text{ ton}$$

Que es mayor al cortante de $1.1 \times 1330 = 1463$ ton por lo tanto no se necesita tomar fuerza cortante con acero transversal; además cumple la limitación de ser V_u (1463) menor a $2F_R L t \sqrt{f'c} = 2 \times 0.8 \times 6344 \times 80 \times \sqrt{200} = 11483$ ton.

Armado horizontal = $0.0025 \times 80 \times 100 = 20 \text{ cm}^2$ $\emptyset 3/4$ a cada 28 cm en ambos techos.

Armado vertical = $0.0015 \times 80 \times 100 = 12 \text{ cm}^2$ $\emptyset 3/4$ a cada 45 cm en ambos techos.

Para tomar en cuenta las fuerzas normales al muro, se considera que las toma una longitud efectiva de cuatro veces el espesor más el apoyo que es de un metro (Fig 30).

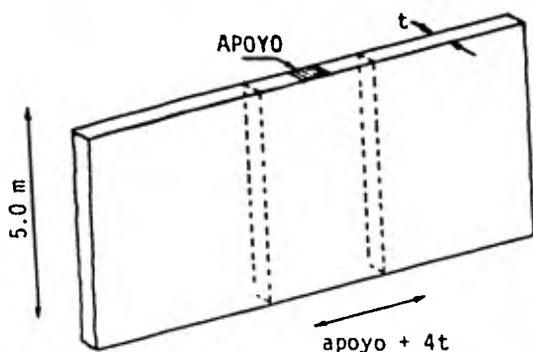


FIGURA 30.

De esta forma leemos en el miembro que representa al muro en la retícula de acero el valor más desfavorable que es 175 t-m, que le corresponde un armado vertical de $\emptyset 3/4"$ a cada 17 cm en cada lecho, que es más cerrado que el acero mínimo calculado como muro; es decir $\emptyset 3/4"$ a cada 45 cm en cada lecho por lo tanto rige la condición anterior.

CAPITULO V

CONEXIONES ATORNILLADAS

En este edificio se optó por utilizar conexiones de campo atornilladas por rapidez y facilidad en el montaje.

Existen las siguientes conexiones atornilladas tipo:

Unión entre tramos de columnas (rígida).

Unión entre tramos de vigas principales (rígida).

Unión entre viga secundaria y columna (simple).

Unión entre viga secundaria y viga principal (simple).

Unión entre tramos de diagonal (rígida).

En el diseño de las conexiones se tomaron en cuenta las - posibles fallas por cortante, aplastamiento y distancia insuficiente al borde.

En los elementos sujetos a tensión se revisó también que el área neta de su sección transversal sea suficiente.

En la Fig. 31 se muestra una unión típica entre tramos de columnas; en ella deben transmitirse fuerzas normales y cortantes, así como momentos alrededor de los dos ejes principales

En la Fig. 31 se muestra una unión típica entre tramos de columnas; en ella deben transmitirse fuerzas normales y cortantes, así como momentos alrededor de los dos ejes principales.

La conexión típica de la unión de columna a columna es:

En la que hay que transmitir

Carga axial

Momentos en dos sentidos

Cortantes

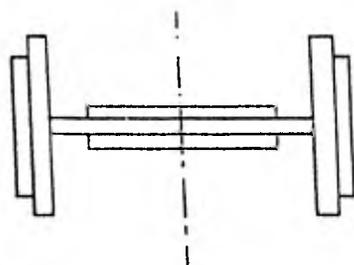
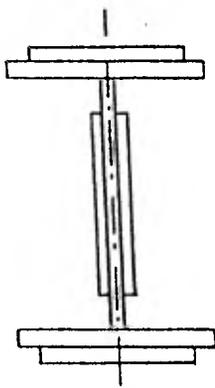
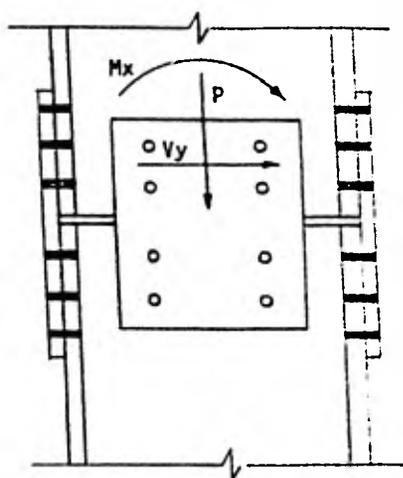
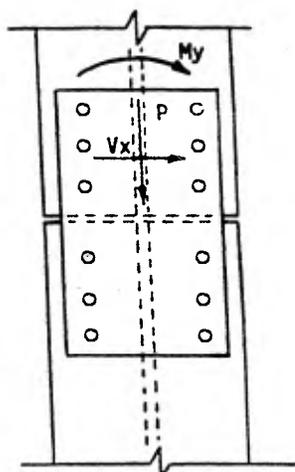
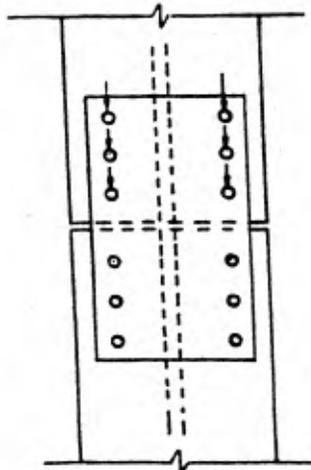


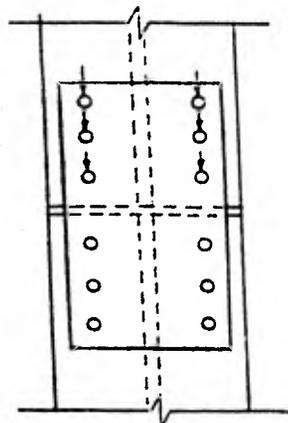
FIGURA 31.

Los efectos que producen las internas sobre los tornillos del patín son:

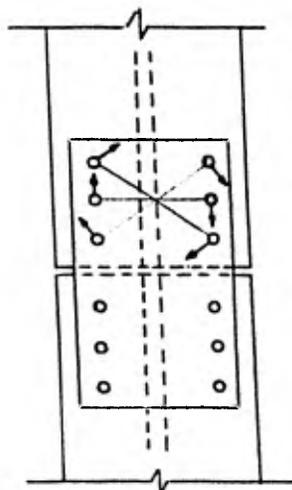
$\frac{1}{2}$ Carga Axial.- Se reparte entre el N° de tornillos



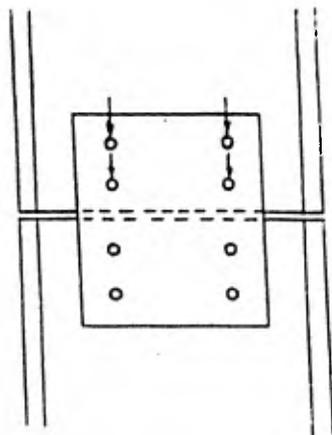
Momento X.- El momento entre paralela da una fuerza y está entre el N° de tornillos de un patín solamente.



Momento Y.- La conexión en forma de torsión.

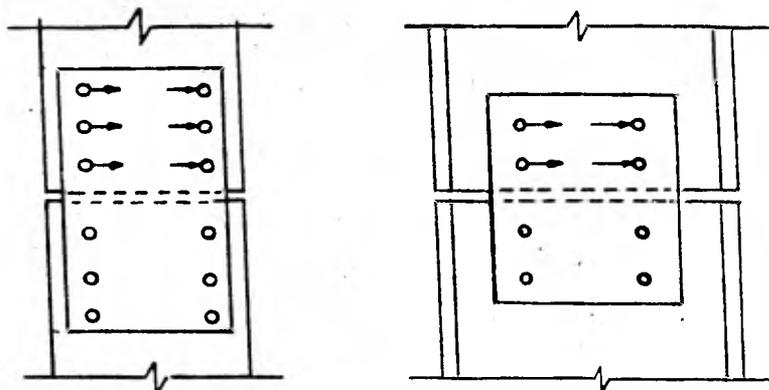


$\frac{1}{2}$ Carga Axial.- Entre el número de tornillos del alma



Cortante X.- Se reparte entre el número de tornillos de los 2 patines

Cortante Y.- Entre el número de tornillos del alma



En la Fig. 32 se muestra una junta tipo entre tramos de traves principales

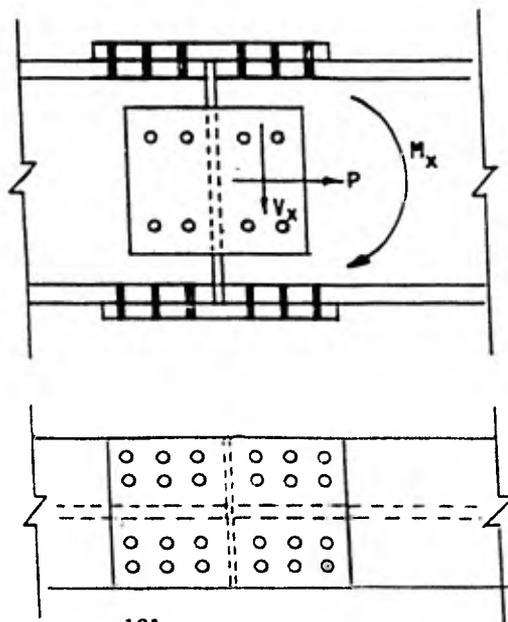
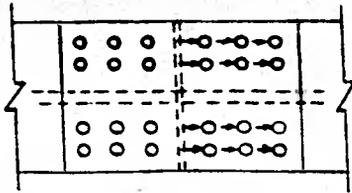


FIGURA 32.

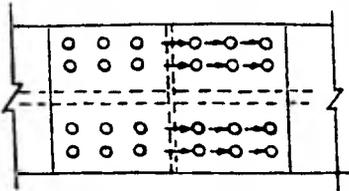
Patín:

% Fuerza Axial.- Entre el número de tornillos de 2 patines



$$f_1 = \% P \div N^{\circ} T_2 \text{ Patines}$$

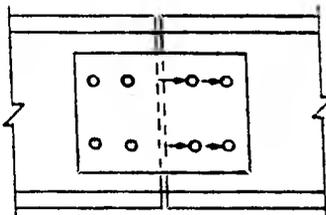
Momento.- Entre el peralte entre el N° de tornillos de un patín



$$f_2 = Mx/h \div N^{\circ} T_1 \text{ Patín}$$

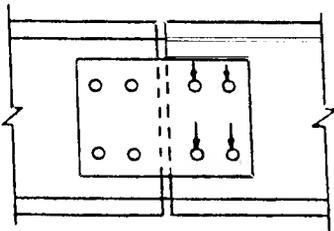
Alma:

% Fuerza Axial.- Entre el número de tornillos

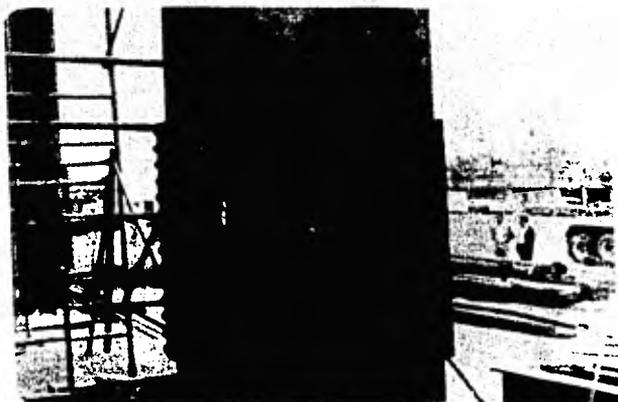


$$f_3 = \% P \div N^{\circ} T_{Alma}$$

Cortante X.- Entre el número de tornillos



$$f_4 = V_x \div N^{\circ} T_{Alma}$$



Conexión entre tramos de columnas.



Conexión entre tramos de traves.

Diseño de una conexión entre tramos de columnas

Estas conexiones se diseñaron con los elementos mecánicos más desfavorables para cada tipo de unión, es decir, de columna C-1 con C-1, C-1 con C-2, C-2 con C-2, etc.

La transmisión de la fuerza axial de compresión se hace por contacto directo entre las secciones transversales de las columnas y teóricamente no se necesitan tornillos para esta condición.

Se presenta la conexión que corresponde a la unión entre dos tramos de columna C_1 en la que aparecen tensiones netas bajo la acción simultánea de cargas verticales y sísmicas:

Datos.-

Condición.- Carga Vertical - Sismo X - 0.3 Sismo Y

$$P = 1657.9 - 0.3 \times 1886.1 - 2187.3 = 1095 \text{ Ton (Tensión)}.$$

$$M_x = 44.4 + 33.8 = 78.2 \text{ T-m}$$

$$V_x = 6.7 + 0.8 = 7.5 \text{ Ton}$$

$$M_y = 16.6 + 8.4 = 25 \text{ T-m}$$

$$V_y = 8.5 + 2.1 = 10.6 \text{ Ton}$$

Se usarán tornillos A-325, $\phi = 1 \frac{1}{4}'' = 3.2 \text{ cm}$

La conexión se muestra en la figura 33.

CONEXION ENTRE TRAMOS DE COLUMNAS

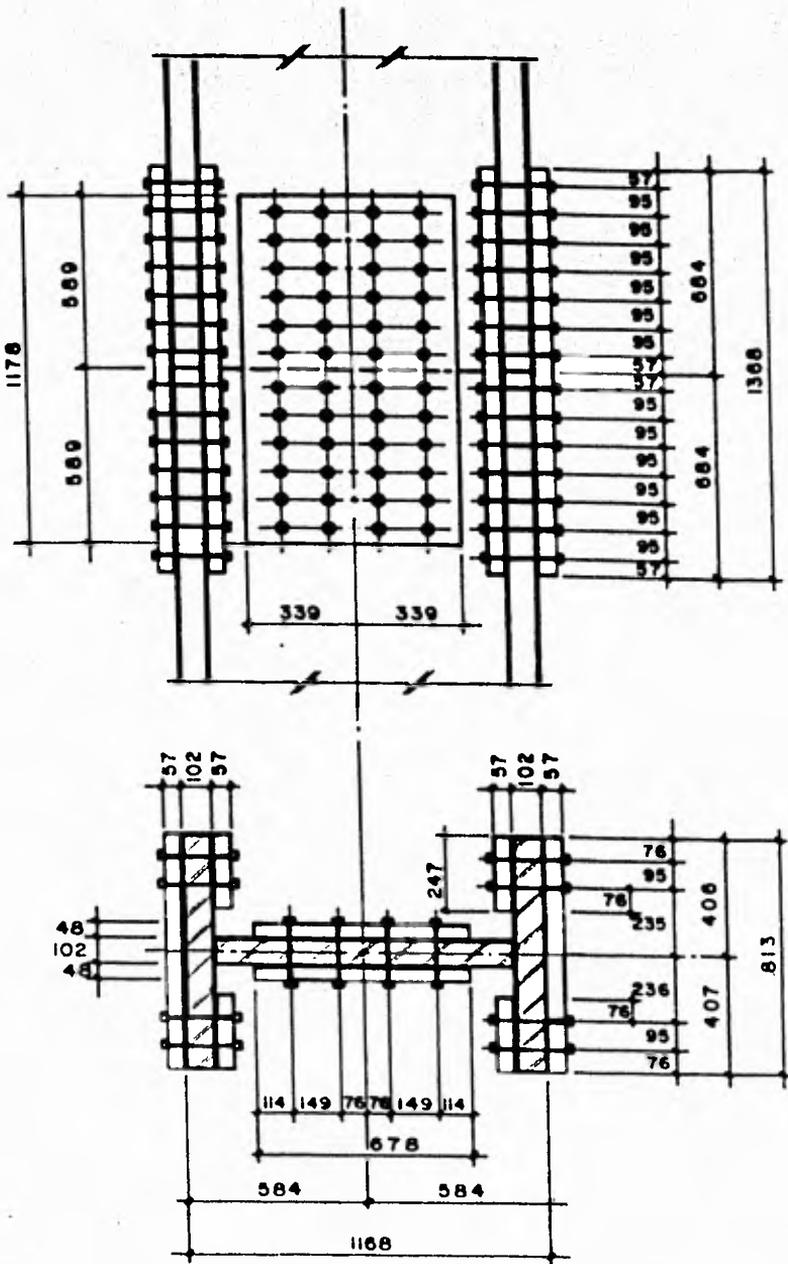


FIGURA 33

SOLUCION

1.- Separación entre tornillos.-

De especificación 1.16.4.1 y 1.16.4.2. de AISC.

a).- La separación no será menor que $2 \frac{2}{3} d = 2 \frac{2}{3} (3.2) = 8.5 \text{ cm} < 9.5$

b).- ni que $\frac{2P}{F_u t} + \frac{d}{2}$

P = fuerza transmitida por un tornillo

F_u = esfuerzo de tensión = $4\,080 \text{ kg/cm}^2$

t = espesor de la placa crítica = 5.7 cm

d = diámetro del tornillo = 3.2

Como no se conoce en este momento P, después se revisará este punto.

2.- Capacidad máxima de un tornillo.-

a).- Cortante doble = $2 A_t \times F_v = 2 (8 \times 2\,806.3) = 44.9 \text{ Ton}$

$A_t = 8.0 \text{ cm}^2$

F_v = De tabla 1.5.2.1. AISC la capacidad al cortante simple es

$F_v = 30.00 \text{ KSI} = 2\,110 \text{ kg/cm}^2$

por ser condición de sismo $F_v = 2\,110 \times 1.33 = 2\,806.3 \text{ kg/cm}^2$

b).- Aplastamiento = $A_t \times F_p = 30.72 \times 6120 = 188 \text{ Ton}$

$$A_t = 9.6 \times 3.2 \text{ cm} = 30.72 \text{ cm}^2$$

$$F_p = 1.5 F_u = 1.5 \times 4080 = 6120$$

Finalmente, la capacidad de un tornillo es igual a 44.9 Ton

3.- Patfn:

Fuerza Axial:

$$P = 0.63 \times 1095 = 690 \text{ Ton}$$

$$P/N^\circ \text{Tornillos} = 690/56 = 12.32 \text{ Ton}$$

Momento X

$$F = \frac{M}{h} = \frac{78.2}{1.07} = 73.1 \text{ Ton}$$

$$F/N^\circ \text{Tornillos} = 73.1/28 = 2.61 \text{ Ton}$$

Momento Y

$$R_x = \frac{M}{\Sigma (X_i^2 + Y_i^2)} Y$$

$$\frac{2\,500\,000}{[8(0) + 16(9.5^2) + 16(19^2) + 16(28.5^2)] + [28(23.55^2) + 28(33.05^2)]} X =$$

$$28.5 = 1.08 \text{ Ton}$$

$$R_y = \frac{M}{\Sigma (X_i^2 + Y_i^2)} X = \frac{2\,500\,000}{66\,329} \times 33.05 = 1.25 \text{ Ton}$$

Cortante Y

$$V_y/N^\circ \text{ Tornillos} = 10.6/56 = 0.2 \text{ Ton}$$

Se suma vectorialmente los valores obtenidos.

$$R = \sqrt{(12.32 + 2.61 + 1.08)^2 + (1.25 + 0.2)^2} = 16.08 \text{ Ton} < 44 \text{ Ton } \circ^\circ \text{ OK}$$

4.- Tornillos del Alma .-

Fuerza Axial

$$P = 0.37 \times 1095 = 405.15$$

$$P/N^\circ \text{ Tornillos} = 405.15/24 = 16.88 \text{ Ton}$$

Cortante en X

$$V_x/N^\circ \text{ Tornillos} = 7.5/24 = 0.31 \text{ Ton}$$

$$R = \sqrt{(7.5)^2 + (0.31)^2} = 7.51 \text{ Ton} < 44 \text{ Ton } \circ^\circ \text{ OK}$$

La conexión es correcta

5.- Regresamos al Punto 1b

Alma

$$S = \frac{2 \times 16\ 080}{4\ 080 \times 4.8} + \frac{3.2}{2} = 3.24 < 9.5 \text{ cm}$$

Patín

$$S = \frac{2 \times 7\ 510}{4\ 080 \times 5.7} + \frac{3.2}{2} = 2.25 < 9.5 \text{ cm}$$

6.- Distancia al Borde

Alma

$$S = \frac{2 \times 16\,080}{4\,080 \times 4.8} = 1.64 \text{ cm} < 5.70$$

Patín

$$S = \frac{2 \times 7\,510}{4\,080 \times 5.7} = 0.65 \text{ cm} < 5.70$$

Diseño de una conexión entre traves

Para este tipo de conexión también se tomaron los elementos mecánicos más desfavorables que se presentan cuando hay que transmitir tensión, -- flexión y cortante alrededor del eje de mayor momento de inercia; esto sucede en los marcos perimetrales.

Calcularemos la conexión correspondiente al nivel 8

Datos:

Condición de carga Vertical + Sismo Y

$$P = 232 \text{ Ton}$$

$$M_x = 63 \text{ T-m}$$

$$V_x = 23 \text{ Ton}$$

La conexión por revisar se muestra en la Fig. 34.

1.- Capacidad de tornillos.-

En el Patín:

$$a) \text{ Cortante} = A_T \times F_V = 8 \times 2\,806.3 = 22.4$$

$$A_T = \frac{\pi \times 3.2^2}{4} = 8 \text{ cm}^2$$

$$F_V = 2806.3$$

b) Al aplastamiento = $A_T \times F_p = 8 \times 6120 = 48 \text{ Ton}$

$$A_T = 2.5 \times 3.2 = 8 \text{ cm}^2$$

$$F_p = 6120 \text{ kg/cm}^2$$

∴ La capacidad será de 22 Ton

En el Alma

a) A cortante = $5 \times 2806.3 = 14 \text{ Ton}$

$$A_t = \frac{\pi (2.5^2)}{4} = 5$$

b) Al aplastamiento = $2.5 \times 6120 = 15.3 \text{ Ton}$

$$A_t = 2.5 \times 1.0 = 2.5$$

∴ La capacidad = 14 Ton

2.- Fuerza en el patín

$$\frac{M}{h} = \frac{63}{1.168} = 54$$

$$35\% \text{ Axial} = 0.35 \times 232 \text{ Ton}$$

$$= \frac{81.2}{135.2 \text{ Ton}}$$

$$135.2 \text{ Ton} \div 12 \text{ Tornillos} = 11.22 \text{ Ton/Tor.} < 22 \text{ Ton}$$

3.- Fuerza en el alma

$$\text{Cortante} = 23 \text{ Ton}$$

$$30\% \text{ Axial} = 0.3 \times 232 = 70$$

$$\text{Sumando vectorialmente} = \sqrt{23^2 + 70^2} = 73.68 \text{ Ton}$$

$$73.68 \text{ Ton} \div 6 \text{ Tornillos} = 12.28 \text{ Ton/Tornillo} < 14 \text{ Ton}$$

En el Patfn

Separación entre tornillos.

$$S = 2 \frac{2}{3} d = 2 \frac{2}{3} (3.2) = 8.5 \text{ cm} < 10.2 \text{ cm}$$

$$S = \frac{2P}{F_u t} + \frac{d}{2} = \frac{2 \times 11220}{4080 \times 2.5} + \frac{3.2}{2} = 3.8 \text{ cm} < 10.2 \text{ cm}$$

Distancia al borde

$$S_B = \frac{2P}{F_u t} = \frac{2 (11220)}{4080 (2.5)} = 2.2 \text{ cm} < 5.7 \text{ cm}$$

En el Alma:

$$S = 2 \frac{2}{3} (2.5) = 6.7 \text{ cm} < 9.5$$

$$S = \frac{2 (12280)}{4080 (1.6)} + \frac{2.5}{2} = 5.01 \text{ cm} < 9.5 \text{ cm}$$

$$S_B = \frac{2 (12280)}{4080 (1.6)} = 3.76 \text{ cm} < 5.7$$

CONEXION DE TRABES PRINCIPALES

132

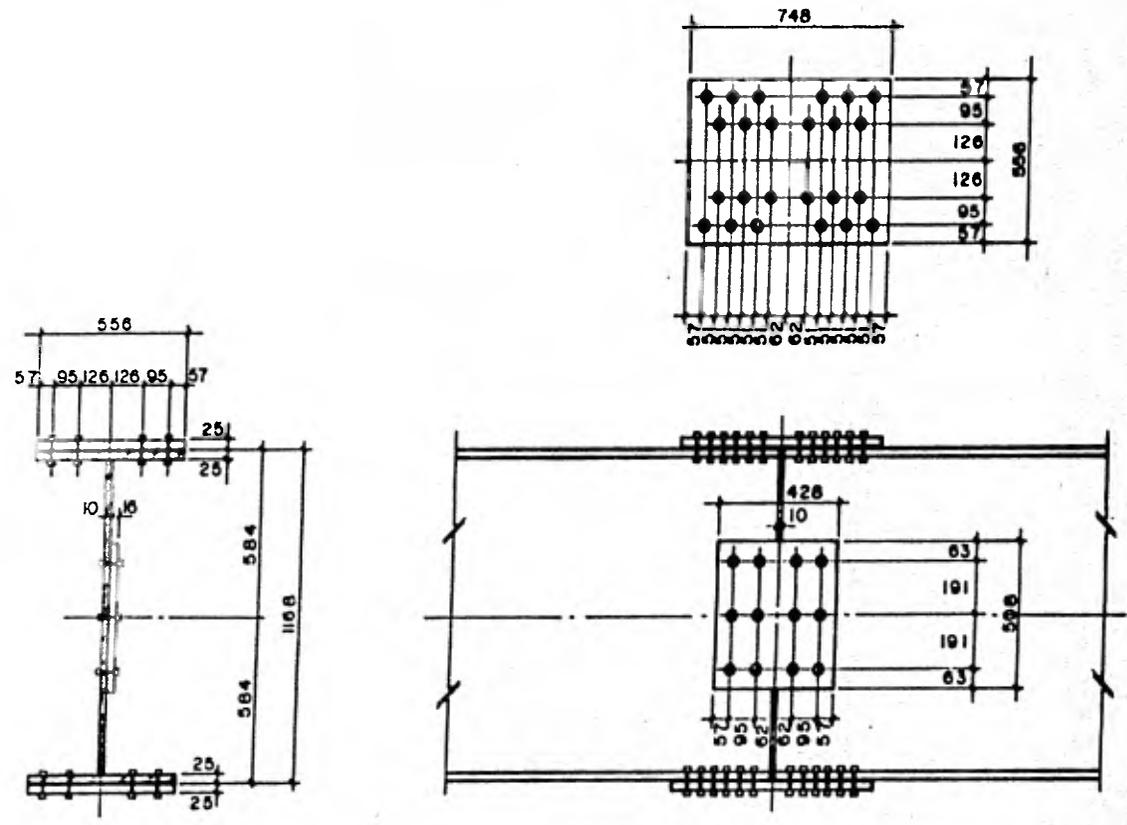
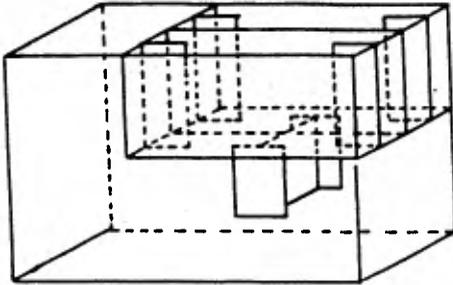


FIGURA 34

CONEXION DE TRABES DE RETICULA CON MUROS DE CONCRETO.

La fuerza que hay que transmitir de las traveses a los muros de concreto en el sentido longitudinal es de 266.5 ton.

La conexión propuesta es la siguiente:



Revisión de la compresión en el concreto:

Sentido X.

El esfuerzo permisible a compresión del concreto es

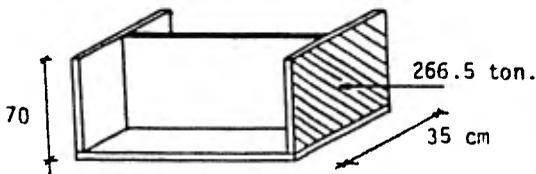
$$F_p = 1.33 \times 0.5 f'_c = 1.33 \times 0.5 \times 250 = 166 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = \frac{P}{A} = \frac{266500}{35 \times 70} = 109 \text{ kg/cm}^2 \quad 166 \text{ kg/cm}^2$$

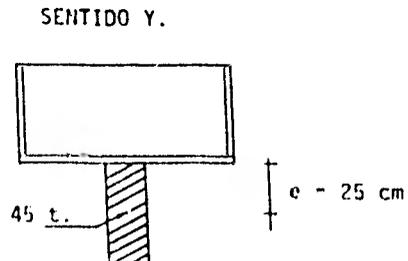
Sentido Y.

En este sentido además de existir una fuerza de tensión de 45 ton, aparece una excentricidad de 25 cm. que origina un momento de 11.25 t-m.

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{S} = \frac{45000}{1250} + \frac{1125000}{10416} = 36 + 108 = 144 \quad 166 \text{ kg/cm}^2$$



SENTIDO X.



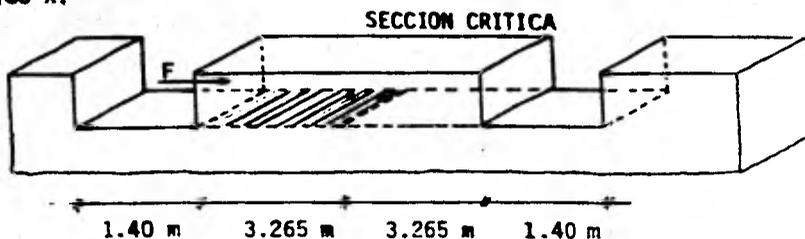
45 t.

e = 25 cm

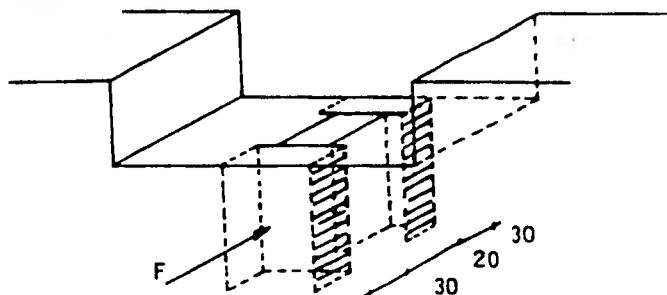
Cortante por Fricción.

La sección que se revisará a cortante por fricción será la siguiente:

Sentido X.



Sentido Y.



La resistencia a fuerza cortante, se tomará como el valor menor de los valores calculados con las expresiones siguientes:

$$V_R = F_R (A_{vf} f_y + N_u)$$

$$V_R = F_R (14 A + 0.8(A_{vf} f_y + N_u))$$

$$V_R = 0.3 F_R f^* c A$$

donde :

V_R = Capacidad última a fuerza cortante.

A_{vf} = Area de acero de refuerzo por cortante por fricción en cm^2

A = Area de la sección crítica de concreto, en cm^2

N_U = Fuerza de diseño de compresión al plano crítico.

= Coeficiente de fricción, que se tomará igual a 1.4 en concreto colado monolíticamente.

Sentido X.

$$V_U = 1.1 \times 266.5 = 293.1 \text{ ton.}$$

$$F_R = 0.8$$

$$N_U = 0.0$$

$$A_{Vf} = 41 \text{ varillas de } 3/4 \text{ " } = 116 \text{ cm}^2$$

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

$$f^*_c = 200 \text{ "}$$

$$A = 326.5 \times 80 = 26120 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo en las expresiones anteriores:

$$V_R = 0.8 \times 1.4 \times 116 \times 4200 = 545 \text{ ton.}$$

$$V_R = 0.8 (14 \times 26120 + 0.8(116 \times 4200)) = 604 \text{ ton}$$

$$V_R = 0.3 \times 0.8 \times 200 \times 26120 = 1253 \text{ ton.}$$

En todos los casos V_R es mayor que el cortante existente, por lo tanto es correcto.

Sentido Y.

$$V_U = 1.1 \times 41 = 45.1 \text{ ton}$$

$$F_R = 0.8$$

$$N_U = 0.0$$

$$A_{Vf} = 12 \text{ varillas de } 3/4 \text{ " } = 34.2 \text{ cm}^2$$

$$A = 2 (60 \times 50) = 6000 \text{ cm}^2$$

Calculando V_R :

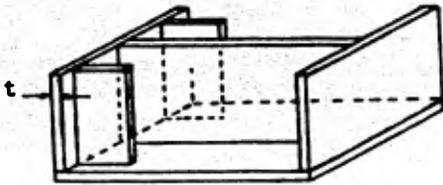
$$V_R = 0.8 \times 1.4 \times 34.24 \times 4200 = 160 \text{ ton.}$$

$$V_R = 0.8 (14 \times 6000 + 0.8(34.2 \times 4200)) = 159 \text{ ton.}$$

$$V_R = 0.3 \times 0.8 \times 200 \times 6000 = 288 \text{ ton.}$$

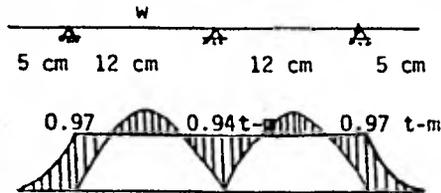
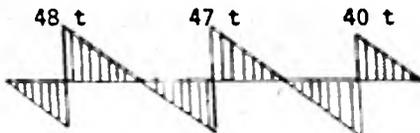
En este sentido también el cortante resistente es mayor al actuante.

Espesor de la placa que transmite la fuerza al muro .



La carga de diseño será :

$$w = \frac{266.5}{0.34} = 783.8 \text{ t/m}$$



$$\text{Esfuerzo Permisible} = 1.33 \times 0.75 \times 2530 = 2523 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = \frac{M}{S} = 2523 = \frac{97000}{S} = S = 38.44 \text{ cm}^3$$

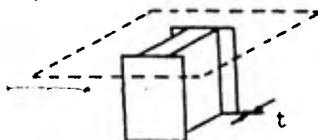
$$S = \frac{bt^2}{6} = h = \sqrt{\frac{6S}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 38.44}{70}} = 1.81 \text{ cm} = 3/4 \text{ "}$$

$$A = 1.9 \times 70 = 133 \text{ cm}^2$$

$$F_v = 1.33 \times (0.4 \times 2530) = 1345 \text{ kg/cm}^2$$

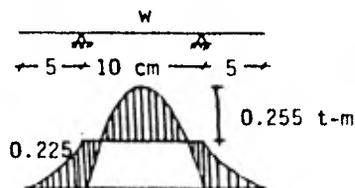
$$\frac{V}{A} = \frac{48000}{133} = 360 \text{ kg/cm}^2 \quad 1345 \text{ kg/cm}^2$$

Espesor de la placa del conector de cortante.



La carga de diseño será

$$w = \frac{41}{0.25} = 164 \text{ t/m}$$

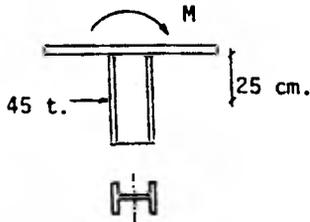


$$F_b = 2523 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{M}{F_b} = \frac{25500}{2523} = 10.12 \text{ cm}^3$$

$$h = \sqrt{\frac{6 S}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 10.11}{50}} = 1.10 \text{ cm}$$

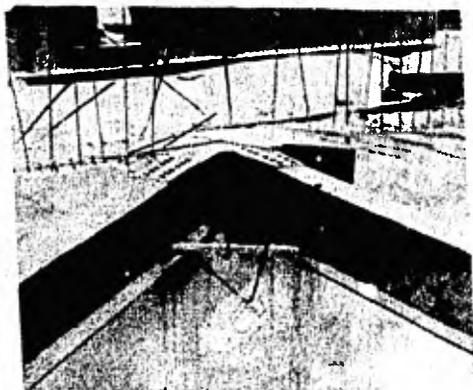
Revisión de la capacidad de los conectores de cortante.



$$M = 45 \times 0.25 = 11.25 \text{ t-m.}$$

$$S_x = 1343.96 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{1125000}{1343.96} = 837.0 \text{ kg/cm}^2 \quad 0.66 F_y$$



Conexión de traves de la retícula
de acero con muro de concreto.



BIBLIOGRAFIA

Manual of Steel Construction

American Institute of Steel Construction
Eight Edition.

Requisitos de Seguridad y de Servicio para las Estructuras

Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
Instituto de Ingeniería U.N.A.M.

Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

Normas Técnicas Complementarias
Instituto de Ingeniería U. N. A. M.

Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas

Normas Técnicas Complementarias
Instituto de Ingeniería U. N. A. M.

Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado

A.C.I. 318 - 77

Basic Steel Design

Bruce G. Johnston Fung - Jen Lin, T.V. Galambos
Prentice - Hall; Second Edition

Diseño de Estructuras de Acero

Edwin H. Gaylord Jr. y Charles N. Gaylord
E. CECSA. 1a. Edición en Español

Apuntes del Curso de Estructuras Metálicas

F. Colinas Villoslada.

Apuntes del Curso de Diseño Estructural

J. L. Sánchez Martínez.

Diseño de Estructuras de Acero

B. Bresler, T. Y. Lin, J. B. Scalzi

Ed. LIMUSA, 1980