



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

35

FACULTAD DE INGENIERÍA

ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO
DE ESTRUCTURA METALICA DE 9
NIVELES CONFORME AL REGLAMENTO
DE CONSTRUCCIONES PARA EL
DISTRITO FEDERAL

TESIS PROFESIONAL

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

ALBERTO GÓMEZ MENDOZA



DIRECTOR: ING. RAÚL GRANADOS GRANADOS

MEXICO, D. F.

ENERO 2000



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UITT/186/98

Señor
ALBERTO GOMEZ MENDOZA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. RAUL GRANADOS GRANADOS, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

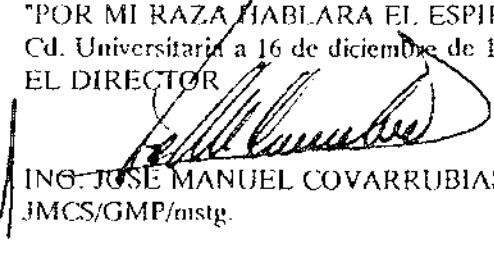
**ANALISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METALICA DE 9 NIVELES
CONFORME AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.**

- INTRODUCCION
- I. ANALISIS DE LA ESTRUCTURA SUJETA A CARGAS VERTICALES
- II. ANALISIS SISMICO ESTATICO
- III. ANALISIS DINAMICO
- IV. ANALISIS Y DISEÑO DE VIGAS
- V. ANALISIS Y DISEÑO DE COLUMNAS
- VI. ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION
- VII. PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACION
- VIII. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 16 de diciembre de 1998
EL DIRECTOR


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP/mstg.

AGRADECIMIENTOS.

A mis padres y hermanos por su apoyo y motivación para la culminación de mis estudios profesionales.

Al maestro Raúl D. Granados Granados por sus invaluable comentarios y su desinteresada dirección de este trabajo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y en especial a la facultad de Ingeniería por los conocimientos brindados a mi formación profesional.

A mis maestros y amigos, así como a todas a aquellas personas que me apoyaron para la realización de este trabajo.

INDICE.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METALICA DE 9 NIVELES CONFORME AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.

Introducción.

Consideraciones generales. 1 a 3

CAPITULO I

Análisis de la estructura sujeta a cargas verticales.

1.1 Evaluación de cargas. 4 a 9

CAPITULO II

Análisis Sísmico Estático.

Introducción 10 a 13

2.1 Diseño por Sismo 14 a 21

2.2 Distribución de las fuerzas sísmicas-
entre los elementos resistentes 22 a 27

CAPITULO III

Análisis dinámico.

Introducción. 28 a 34

3.1. Análisis Modal Espectral. 35 a 36

CAPITULO IV

Diseño de vigas.

Introducción. 37 a 43

4.1 Estados limite de falla. 44 a 57

4.2 Curvas esfuerzo deformación del acero. 58

Ejemplos.

CAPITULO V

Diseño de columnas.

Introducción.	59 a 63
5.1 Estados límite de falla.	64 a 72
5.2 Revisión de las secciones extremas.	73 a 75
5.3 Revisión de la columna completa por inestabilidad individual	76 a 77
5.4 Soldadura y conexiones	78 a 84
Ejemplos.	

CAPITULO VI

Análisis y diseño de la cimentación.

6.1 Análisis de la cimentación.	85 a 87
6.2 Diseño de la cimentación.	88 a 90

CAPITULO VII

Procedimiento constructivo.

7.1 Cimentación	91
7.2 Fabricación de la estructura metálica.	92
7.3 Montaje de la estructura metálica.	93

CAPITULO VIII

Conclusiones.	94
----------------------	----

ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METALICA DE 9 NIVELES CONFORME AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.

Introducción.

Consideraciones generales.

Uno de los primeros pasos en el cálculo de un edificio es definir su estructuración; ésta debe ser compatible con las necesidades del proyecto arquitectónico, y se lleva a cabo preferentemente fijando la posición de las columnas y ligando estas por medio de traveses para formar marcos rígidos. Las traveses, a su vez reciben el sistema de piso que comúnmente está formado por losas de concreto reforzado, en este caso, el sistema de piso está formado por una lámina acanalada y un colado en sitio, cubierto con un acabado determinado.

Se acostumbra introducir además traveses secundarios, las cuales desempeñan entre otras funciones, la de dar rigidez a la losa y en consecuencia reducir sus vibraciones debidas a cargas dinámicas, tomar fuertes concentraciones de carga tales como muros, bases de maquinaria, reducir las dimensiones de la losa, etc.

Una vez determinada la estructuración se procede al análisis.

En el cálculo de la estructura se consideran generalmente dos etapas:

El análisis bajo la acción de las cargas estáticas y el análisis por cargas dinámicas debidas a la acción del sismo ó del viento, las cuales se les llama accidentales debido a que no obran constantemente sobre la estructura, si no que su acción es eventual.

Las cargas estáticas están constituidas por las llamadas cargas muertas y cargas vivas.

Las cargas muertas son aquellas que no cambian de posición, tales como el peso propio de los miembros estructurales, el peso de los elementos que constituyen los pisos, el peso de muros y ventanas.

Las cargas vivas son las ocasionadas por las personas, muebles etc, estas pueden cambiar de posición y pueden dejar de actuar; en realidad las cargas vivas pueden no ser estáticas, pero con fines prácticos se consideran como tales y para su estimación, el Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito

Federal especifica valores que pretenden tomar en cuenta el carácter dinámico que pueden tener estas cargas.

Un análisis riguroso de las cargas estáticas, exige considerar cargas muertas y vivas por separado, con objeto de colocar éstas últimas en la condición más desfavorable para el miembro que se estudia. Este tipo de análisis es necesario cuando la intensidad de la carga viva es considerable en relación con la carga muerta.

Sin embargo, cuando la carga viva es poco intensa y su naturaleza es tal que no se introduce gran error al considerar todos los miembros cargados simultáneamente, se hace el análisis para cargas muertas y vivas superpuestas y posteriormente, se efectúa un análisis sísmico considerando las cargas muertas más la carga viva reducida de acuerdo con el Reglamento.

En relación con las cargas accidentales, éstas pueden ser debidas a la acción del viento o bien ocasionadas por movimientos telúricos, explosión, incendio, etc.

En la Ciudad México, los efectos debidos a la acción de los sismos suelen ser superiores a los efectos ocasionados por la acción del viento, especialmente en estructuras pesadas.

En consecuencia basta con analizar el edificio sometido a las acciones sísmicas.

En la actualidad, los estudios teóricos encaminados a la determinación de las acciones sísmicas, han tenido un desarrollo considerable, debido a que en la última década se han presentado movimientos sísmicos de importancia.

En el caso concreto de la Ciudad de México, se puede decir que en el año de 1985, había instalados diez instrumentos que registraron los sismos de los días 19 y 20 de septiembre; tres en Ciudad Universitaria, dos en la Central de Abastos, dos en Tláhuac, uno en el sismológico de Tacubaya, otro cerca de los Viveros de Coyoacán y el último en la Secretaria de Comunicaciones y Transportes.(S.C.T).

Con base en estos registros fue posible adecuar sobre mejores bases el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, incorporando normas de diseño que permiten la construcción de estructuras más resistentes a los temblores que frecuentemente afectan a nuestra capital.

Una vez obtenidas las acciones generales por sismo, se procede a diseñar la estructura superponiendo estas con las debidas a carga estática.

El diseño de la estructura se hará para la condición más desfavorable entre la debida a carga estática y la combinación de ésta con la debida a sismo.

Descripción del edificio tema de este trabajo.

En este estudio trataremos el análisis y diseño de la estructura para un edificio de oficinas que se pretende construir en la Ciudad de México.

La obra que nos ocupa, se encuentra localizada al Sureste de la Ciudad, en la avenida Constituyentes No 373 esquina con la calle de Camino de Toros, en la Colonia Presidentes, Delegación Alvaro Obregon México D.F.

El lote tiene un área aproximada de 581m^2 . su superficie es sensiblemente plana. Este edificio constará de 3 sótanos, planta baja y 6 niveles sobre la banquetta, la estructura se resolvió con marcos rígidos de acero en dos direcciones ortogonales (como lo indica el Reglamento) formados por columnas y trabes, las columnas son de sección cajón formadas por 4 placas soldadas, las trabes son perfiles laminados, denominados como IR de acuerdo con el Manual de Diseño de acero (IMCA).

El sistema de piso para todos los niveles está formado por una lámina acanalada y una losa de concreto con $f'c = 250\text{ kg/cm}^2$, colada en sitio.

Además, en los sótanos existen muros de concreto en el perímetro que forman parte de la rigidez y resisten cargas verticales y horizontales.

CAPITULO I

Análisis de la estructura sujeta a cargas gravitacionales.

1.1 Evaluación de cargas.

Como se expuso en el capítulo anterior el sistema de piso formado por la losa transmite la carga a las traveses secundarias y principales y estas a su vez a las columnas, las cuales lo hacen al terreno por medio de la cimentación.

Para determinar las cargas de losa que gravitan sobre las traveses, se recurre a reglas que definen la distribución en cada tablero de losa.

El sistema de piso planteado solamente trabaja en una dirección, por lo tanto el área tributaria que gravita sobre la traveses es la línea media de los tableros adyacentes al miembro considerado y el área tributaria de las traveses que forman el lado menor del tablero, será nula, quedando entonces áreas rectangulares. La carga en la traveses, será igual a la superficie de su área tributaria, multiplicada por la intensidad de carga que se tenga en el tablero.

Cuando se tienen muros desplantados sobre la losa y el eje de estos no coincide con ninguna traveses, se efectúa una distribución de carga en la losa debido a su rigidez, sin embargo, cuando su posición no está definida con precisión, se acostumbra considerar sobre cada traveses, el peso de muros comprendidos en su área tributaria respectiva, en base a una densidad promedio.

En resumen, sobre un tramo de traveses gravitan las siguientes cargas.

- a. Cargas transmitidas por el sistema de piso.
- b. Cargas transmitidas por muros o ventanales.
- c. Peso propio de la traveses.

Respecto a las cargas transmitidas por la losa, ya se dijo como se determina el área tributaria de cada traveses y sólo resta calcular para el caso de nuestro edificio, la intensidad de carga que actúa sobre la losa.

A continuación se lleva a cabo esta determinación, teniéndose en cuenta los siguientes artículos especificados en el Reglamento.

Cargas muertas.

Artículo 196. Se consideran como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

Artículo 197.

a).- Se incrementará en 20 kg/m^2 el peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar.

b).- Se incrementará en 20 kg/m^2 el peso muerto calculado cuando sobre una losa precolada, se coloque una capa de mortero.

De manera que el incremento total será de 40 kg/m^2 . Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

Cargas vivas.

Artículo 198.- Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en el artículo 199.

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinas en salas de espectáculos.

Cuando se prevén tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

Artículo 199. Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberán tomar en consideración las siguientes disposiciones:

i.- La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.

ii.- La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.

iii.- La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

iv.- Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de los problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición del artículo 187 de este Reglamento.

INTENSIDAD DE CARGA

Cargas consideradas:

Estacionamientos	Niveles.	E-1, E-2, E-3	
Losacero QL-99-M62 CAL. 22-	capa de compresión de 5.0 cm		200 kg/m ²
Piso terminado.			120 kg/m ²
Sobrecarga de Reglamento.			40 kg/m ²
Plafond.			30 kg/m ²
Peso de estructura.			60 kg/m ²
Muros (muros de bloque hueco de concreto tipo intermedio).			100kg/m ²
Carga Viva (estacionamiento).			250 kg/m ² *
Total			800 kg/m²

Piso terminado.	granito $2800 \text{ kg/m}^3 \times 0.02 = 56 \text{ kg/m}^2$.
Mortero.	$2000 \text{ kg/m}^3 \times 0.03 = 60 \text{ kg/m}^2$.
	Total 116 kg/m ²

Para condiciones accidentales se considera una carga viva de 180 kg/m² de acuerdo con el capítulo V del Reglamento de construcciones del D.F.

Carga total para análisis sísmico 730 kg/m²

*Más una concentración de 1500 kg, en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

OFICINAS.

	Plantas	PB y NIVS. 1	A	5
Losacero QL-99-M62 CAL. 22- capa de compresión de 5.0 cm				200 kg/m ²
Piso terminado.				120 kg/m ²
Plafond.				30kg/m ²
Sobrecarga de Reglamento.				40 kg/m ²
Peso de estructura.				60 kg/m ²
Muros (muros de bloque hueco de concreto tipo intermedio).				100 kg/m ²
Carga Viva (oficinas).				250 kg/m ² *
Total				800 kg/m ²

Para condiciones accidentales se considera una carga viva de 180 kg/m² de acuerdo con el capítulo V del Reglamento de construcciones del D.F.

Carga total para análisis sísmico 730 kg/m².

*Más una concentración de 1500 kg, en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

Planta AZOTEA.

Losacero QL-99-M62 CAL. 22- capa de compresión de 5.0 cm	200 kg/m ²
Relleno (tezontle).	190 kg/m ²
Enladrillado.	100 kg/m ²
Sobrecarga de Reglamento.	40 kg/m ²
Plafond.	30 kg/m ²
Peso de estructura.	60 kg/m ²
Carga Viva (azotea, pendientes menores al 5%).	100 kg/m ² *
Total	720 kg/m²

Enladrillado.

$$\begin{aligned} \text{Ladrillo macizo prensado } (0.02\text{m})(1900 \text{ kg/m}^3) &= 38 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Mortero cemento - arena } (0.03\text{m})(2000 \text{ kg/m}^3) &= 60 \text{ kg/m}^2 \\ &\text{total } 98 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Relleno de tezontle.

$$(0.20\text{m})(950\text{kg/m}^3) = 190 \text{ kg/m}^2.$$

Peso volumétrico tezontle.	950 kg/m ³
Peso volumétrico mortero cemento arena.	2000 kg/m ³
Peso volumétrico de tabique macizo prensado.	1900 kg/m ³

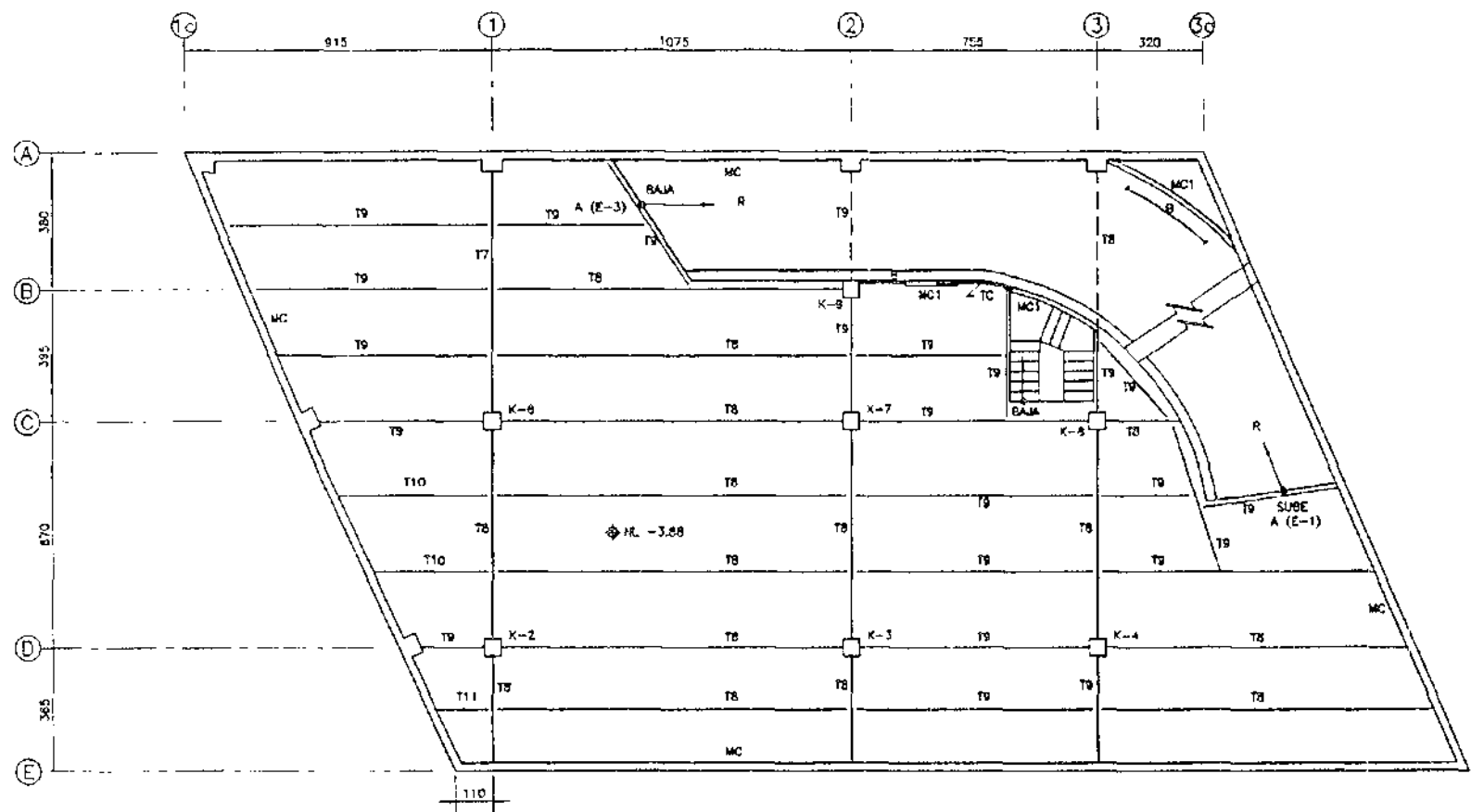
Para condiciones accidentales se considera una carga viva de 70 kg/m² de acuerdo con el capítulo V del Reglamento de construcciones del D.F.

Carga total para análisis sísmico 690kg/m².

*Más una concentración de 100 kg, en la posición más crítica.

Tabla de cargas vivas unitarias, en kg/m2 del R. C. D. F.

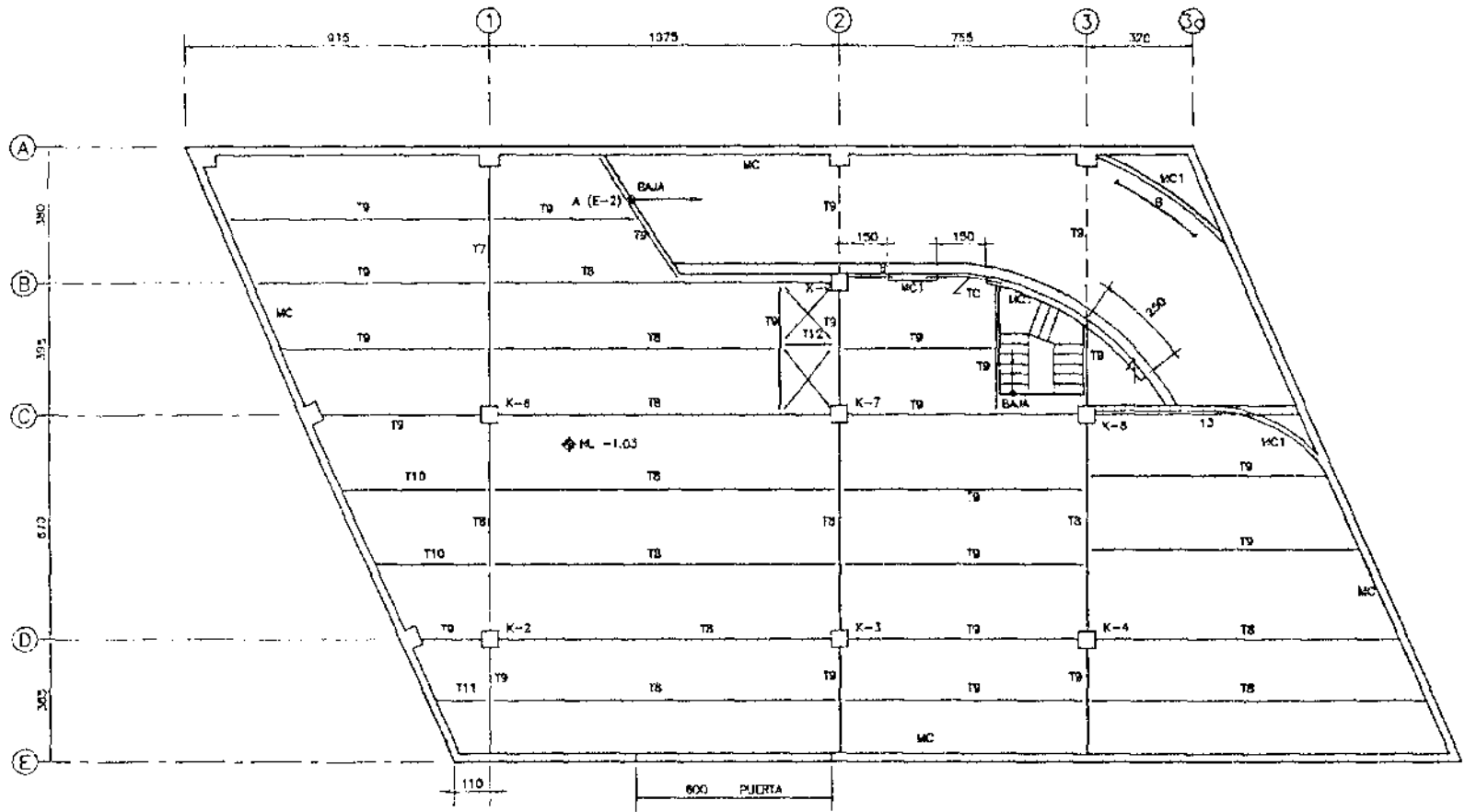
Destino de piso o cubierta.	W	Wa	Wm
a)-Habitacion (casa - habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internado de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	70	90	170
b)-Oficinas despachos y laboratorios.	100	180	250
c)-Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestibulos y pasajes de acceso libre al público).	40	150	350
d)-Estadios y lugares de reunión sin escaleras individuales.	40	350	450
e)-Otros lugares de reunión sin asientos individuales.	40	250	350
f)-Comercios, fabricas y bodegas.	0.8W	0.9W	W
g)-Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%.	15	70	100
h)-Cubiertas y azoteas con pendiente mayor al 5%.	5	20	40
i)-Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	15	70	300
J)-Garages y estacionamientos (para automóviles exclusivamente).	40	100	250



PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL (E-2) NL -3.88

ED.F.C.C DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
 CONSTITUYENTES
 FECHA:

TITULO: TESIS PROFESIONAL
 NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
 ESCALA: 1:200

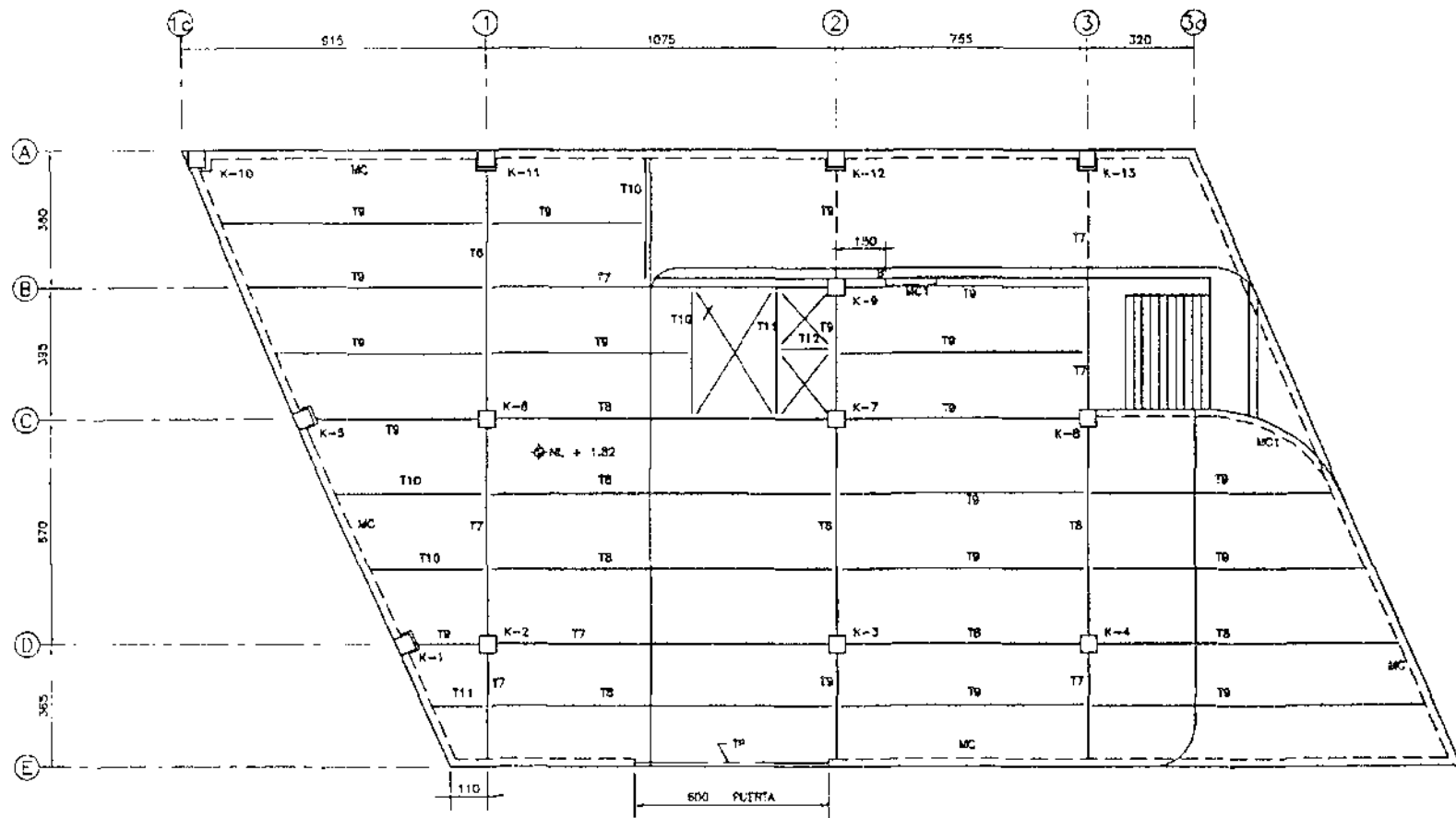


PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL (E-1) NL -1.03

EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
 CONSTITUYENTES

FECHA:

TITULO: TESIS PROFESIONAL
 NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
 ESCALA: 1:200

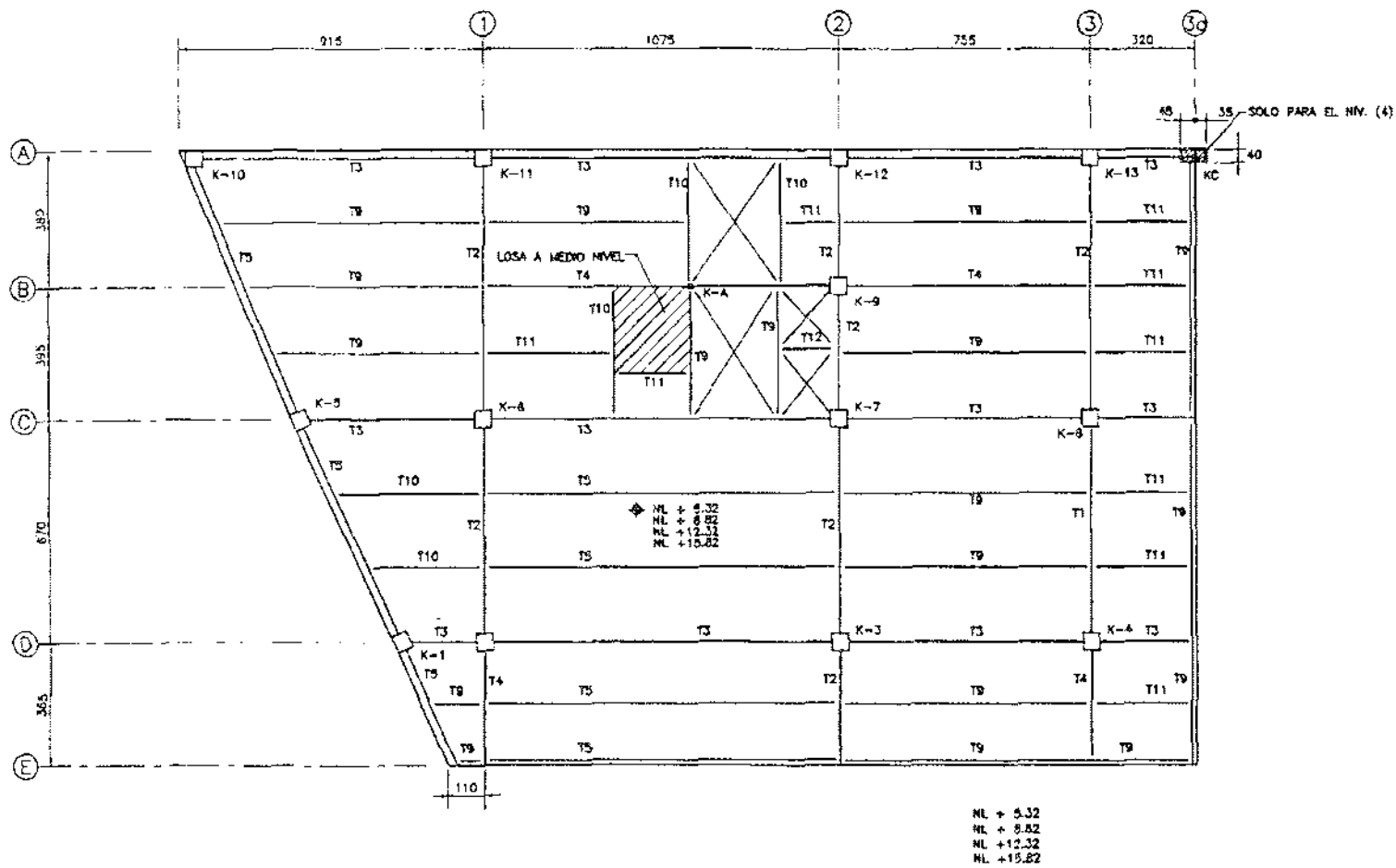


PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL (P. B.) NL + 1.82

EDIFICIO DE COCINAS Y ESTACIONAMIENTO
CONSTITUYENTES

FECHA:

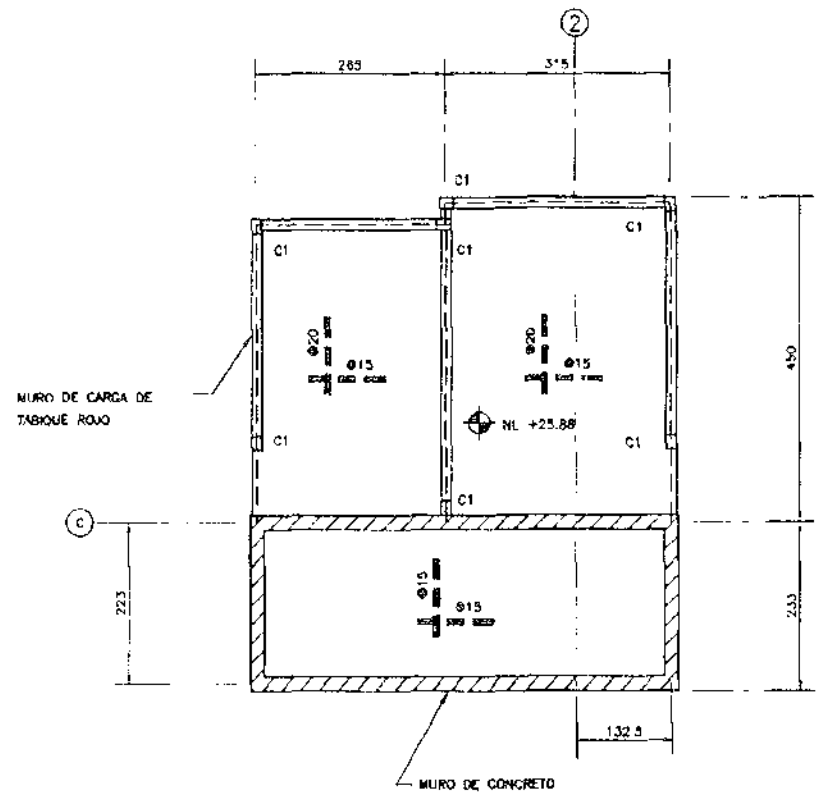
TITULO: TESIS PROFESIONAL
NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
ESCALA: 1.200



PLANTA ESTRUCTURAL NIVELES (1, 2, 3 Y 4)

EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
 CONSTITUYENTES
 FECHA:

TITULO: TESIS PROFESIONAL
 NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
 ESCALA: 1:200



PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL (7) NL +25.86

LOSA MACIZA DE 15 CM DE ESPESOR, ARMADA CON VARILLAS Ø1/2"
A LAS SEPARACIONES INDICADAS EN PLANTA.

EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
CONSTITUYENTES

FECHA:

TITULO:

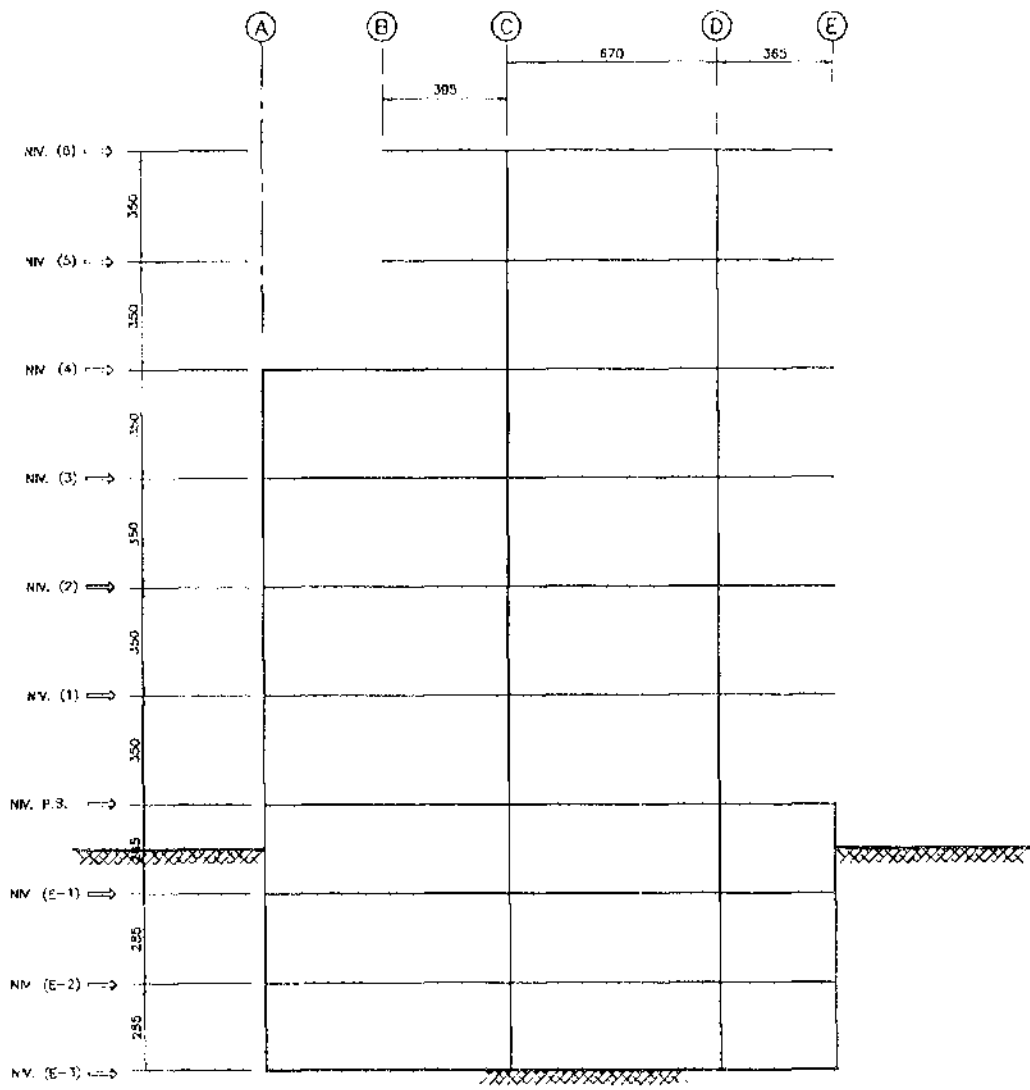
NOMBRE:

ESCALA:

TESIS PROFESIONAL

ALBERTO GOMEZ MENDOZA

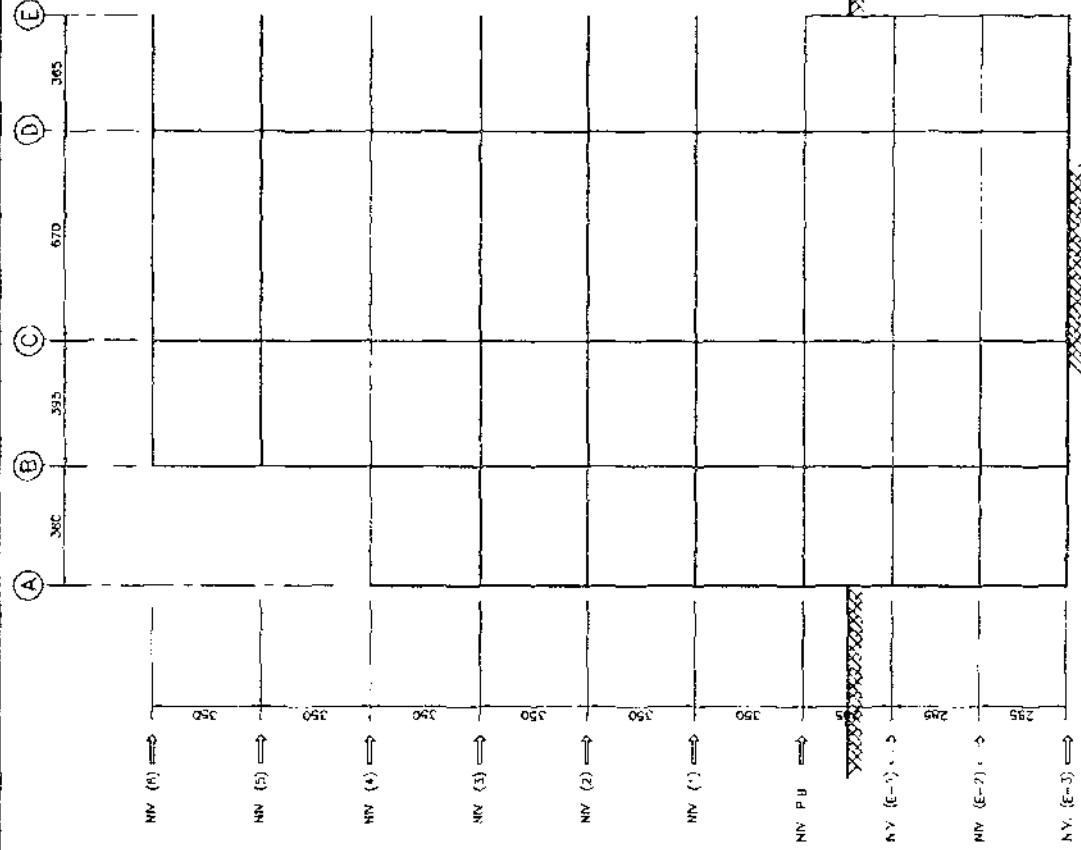
1:100



MARCO EJES 1 Y 3

EDIFICIO: DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
 CONSTITUYENTES
 FECHA:

TITULO: TESIS PROFESIONAL
 NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
 ESCALA: 1:200

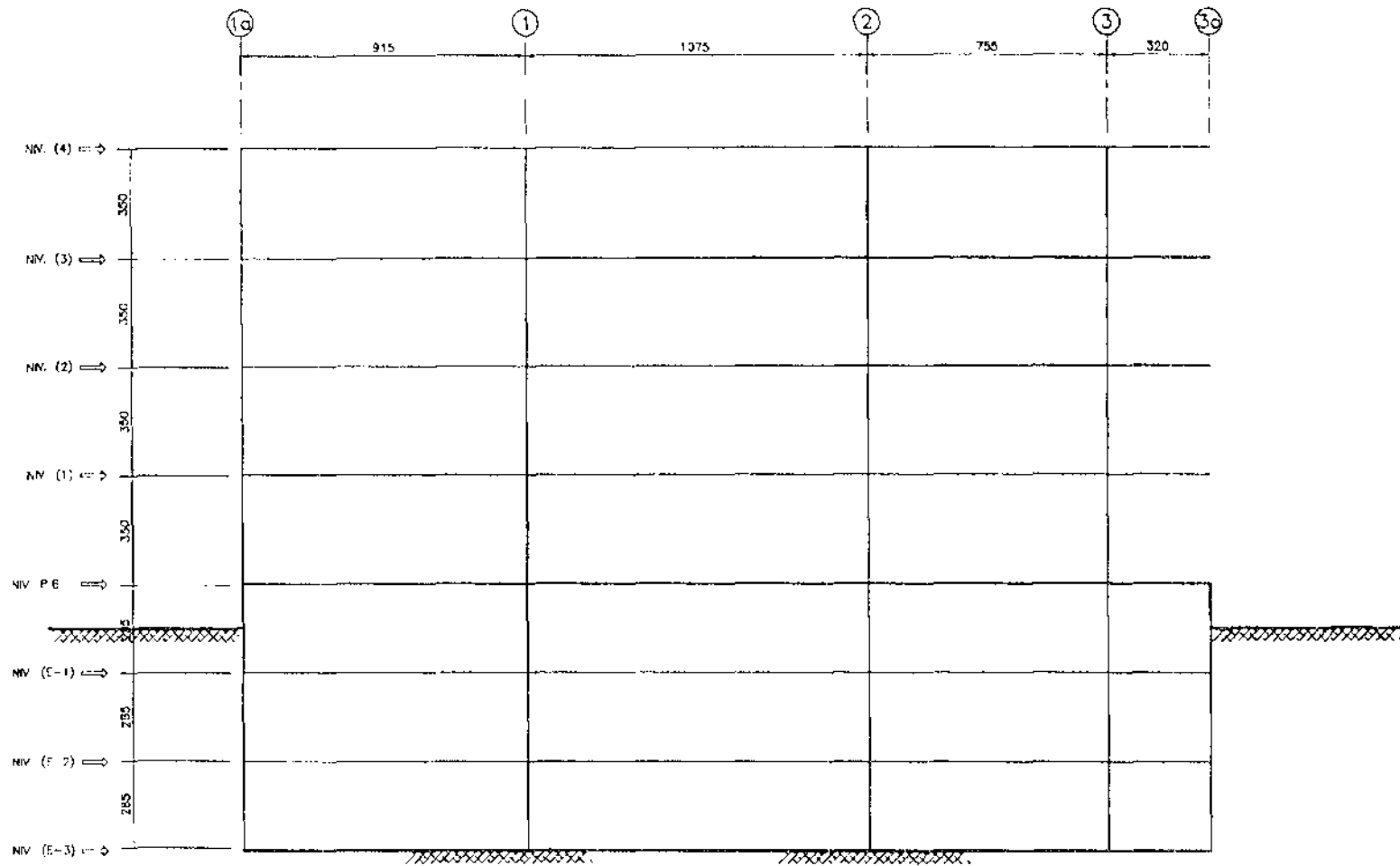


MARCO EJE 2

EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
CONSTITUYENTES

TITULO: TESIS PROFESIONAL
 NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
 ESCALA: 1:200

FEC-IA:

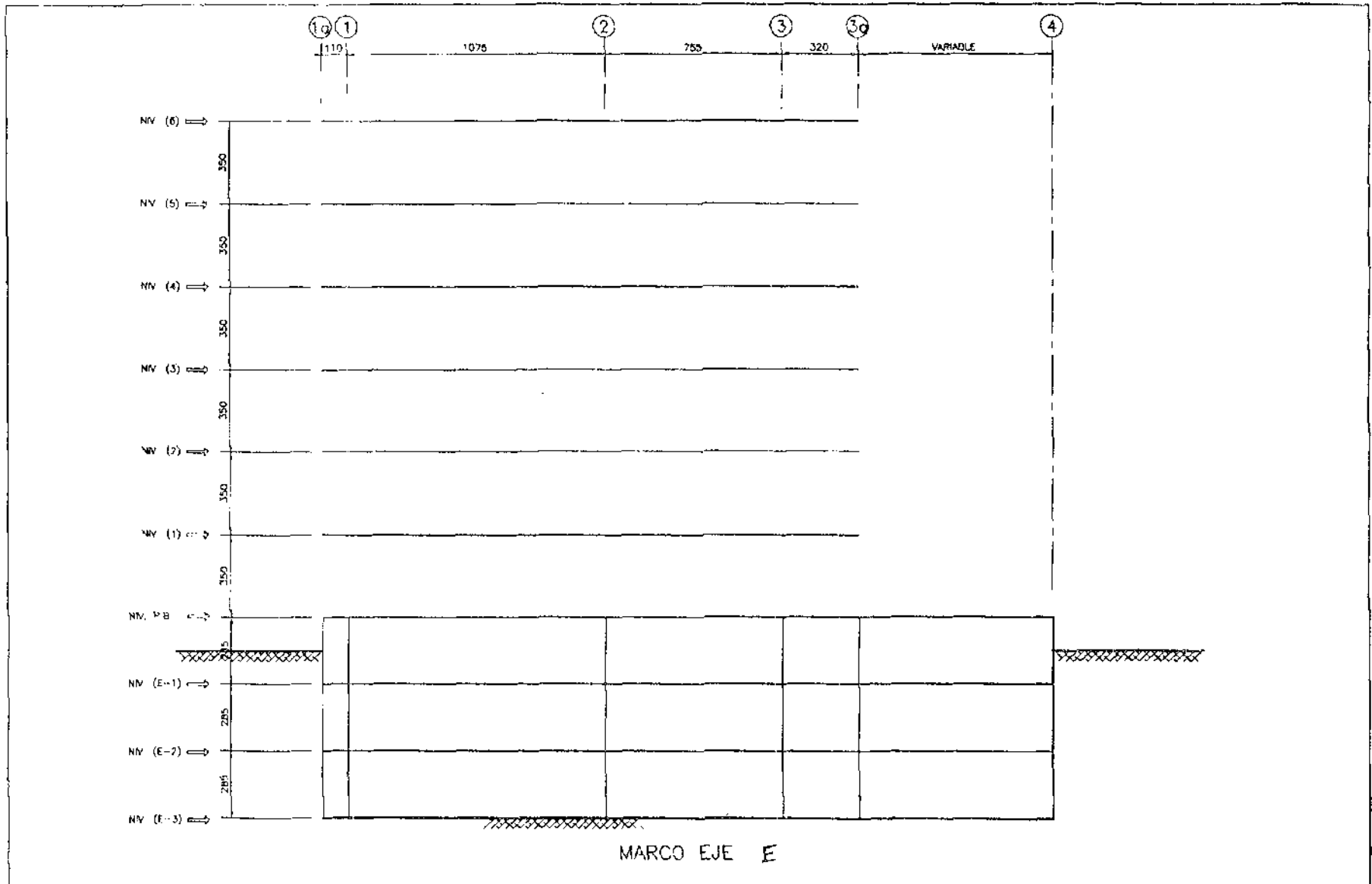


MARCO EJE A

EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
CONSTITUYENTES

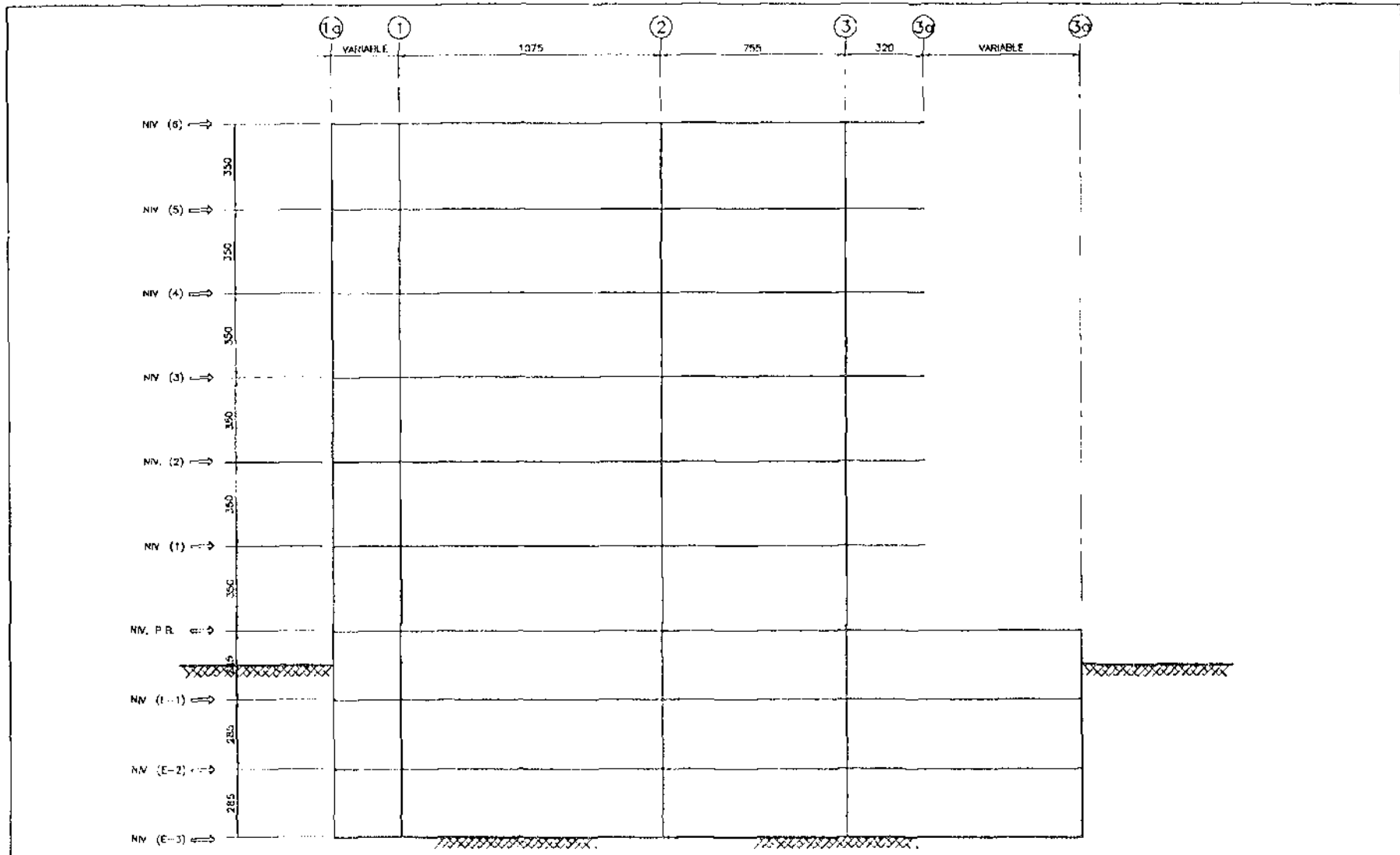
FECHA: .

TITULO: TESIS PROFESIONAL
 NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
 ESCALA: 1:200



MARCO EJE E

EDIFICIO	DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO CONSTITUYENTES	TITULO:	TESIS PROFESIONAL
FECHA:		NOMBRE:	ALBERTO GOMEZ MENDOZA
		ESCALA:	1:200



MARCO EJE D

EDIFICIO	DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO CONSTITUYENTES	TITULO:	TESIS PROFESIONAL
FECHA:		NOMBRE:	ALBERTO GOMEZ MENDOZA
		ESCALA:	1:200

CAPITULO II

Análisis Sísmico Estático.

Introducción.

Clasificación.

Las estructuras se clasifican de acuerdo a su uso o destino, con el propósito de establecer diferentes niveles de seguridad en función de la importancia relativa del inmueble y su función.

Esto se debe a que ciertas construcciones deben tener mayor protección que otras, ante un evento sísmico, ya que es necesario preservar los bienes y evitar las pérdidas de un gran número de vidas, puesto que en dichas edificaciones se realizan actividades importantes para la población; tal es el caso de hospitales, escuelas, centrales telefónicas, entre otras.

Con la finalidad de garantizar un nivel de seguridad estructural bajo condiciones normales, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en su edición de 1997, Artículo 174, clasifica las edificaciones en dos grupos:

Grupo A - Construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas o que constituyen un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia humana, como hospitales y escuelas, estadios, templos, salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que puedan alojar más de 200 personas; gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas, terminales de bomberos, instalaciones eléctricas y centrales telefónicas y de telecomunicaciones, archivos y registros públicos de particular importancia a juicio del departamento, museos monumentos y locales que alojen equipo especialmente costoso.

Grupo B.- Construcciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, las que se subdividen en:

Subgrupo B1.- Construcciones de más de 30m de altura o con más de 6000m de área total construida, ubicadas en las zonas I y II según se definen en el artículo 175, y construcciones de más de 15m de altura o 3000m de área total construida, en zona III,

Subgrupo B2.- Las demás de este grupo.

La clasificación de las estructuras dependerá del criterio del Ingeniero, en especial cuando ésta tenga usos mixtos, o por el valor del inmueble o su contenido a juicio del propietario o del Departamento del Distrito Federal.

Por otra parte el cambio de uso de una estructura con respecto del proyecto original, podría causarle daños importantes a esta.

Un edificio diseñado para resistir los efectos combinados de cargas vertical y carga de sismo, puede soportar sin gran problema sobrecargas verticales importantes, pero en caso de sismo sus efectos podrán verse incrementados.

Zonificación.

Los efectos de un sismo sobre cualquier estructura dependen de la distancia al epicentro, la profundidad del foco, la magnitud del sismo, del tipo de terreno sobre el que están desplantadas y de la interacción de éste con la estructura.

Un diseño realizado para soportar las acciones gravitacionales comunes en una zona no sísmica puede resultar inapropiado para resistir efectos sísmicos severos en una zona sísmica. Ninguna zona puede considerarse totalmente asísmica, por lo que estos efectos se deben tomar en consideración en el diseño de las estructuras.

Las estructuras se clasifican de acuerdo a su ubicación con el objeto de tener diferentes valores para el coeficiente sísmico, dependiendo del tipo de suelo y su respuesta a movimientos sísmicos.

El cinturón Circunpacífico es una zona angosta alrededor del Océano Pacífico, que incluye al continente Americano y termina en la zona sur de Nueva Zelanda. En esta zona se libera anualmente entre el 80 y 90% de la energía sísmica en el mundo.

Gran parte del territorio nacional está ubicado dentro de esta zona, por lo que con gran frecuencia se presentan sismos de gran magnitud.

El Reglamento del D.F. de 1997 clasifica localmente a las estructuras de acuerdo con su ubicación conforme a lo establecido en los Arts. 175 y 219, distinguiéndose en la Ciudad de México tres zonas: Lomas, transición y Lago.

Es importante mencionar que en las zonas de lago y transición principalmente, se presentan constantes cambios en las propiedades mecánicas, tales como disminución de la compresibilidad y un aumento de la capacidad de carga; esto acarrea la presencia de hundimiento en el terreno, debido al acomodo de las partículas.

Este fenómeno se presenta en pocos años y aún en meses, debido principalmente al bombeo profundo para el abastecimiento de agua, el efecto de sobre carga de antiguos rellenos superficiales, el peso de las estructuras y el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial.

En el valle de México, el origen de todos los suelos es directa o indirectamente volcánico. De origen volcánico directo podemos citar los domos policénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac, tezontles y cenizas del peñon de marqués y las coladas resientes del pedregal de San Angel originadas en el Xitle. La formación de los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósitos y de la alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, en el que existían fauna y flora abundante.

Durante los períodos de sequía, el nivel del lago baja y se forman costras endurecidas por deshidratación y secado solar.

La zona del lago se caracteriza por estratos de arcilla blanda altamente compresibles de gran espesor, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable.

En la zona de transición se observa que los depósitos lacustres se van intercalando capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y en algunas ocasiones importantes depósitos de gravas y boleos.

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de la sierra que rodean al valle, de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona de lago. Se presentan dos tipos de transición:

1. Transición interestratificada. Esta se presenta en los suelos originados al pie de las barrancas, en los que se acumularon los acarrees fluviales que descendieron a

la planicie. El ancho de esta franja varía de acuerdo al clima que prevaleció en esa época.

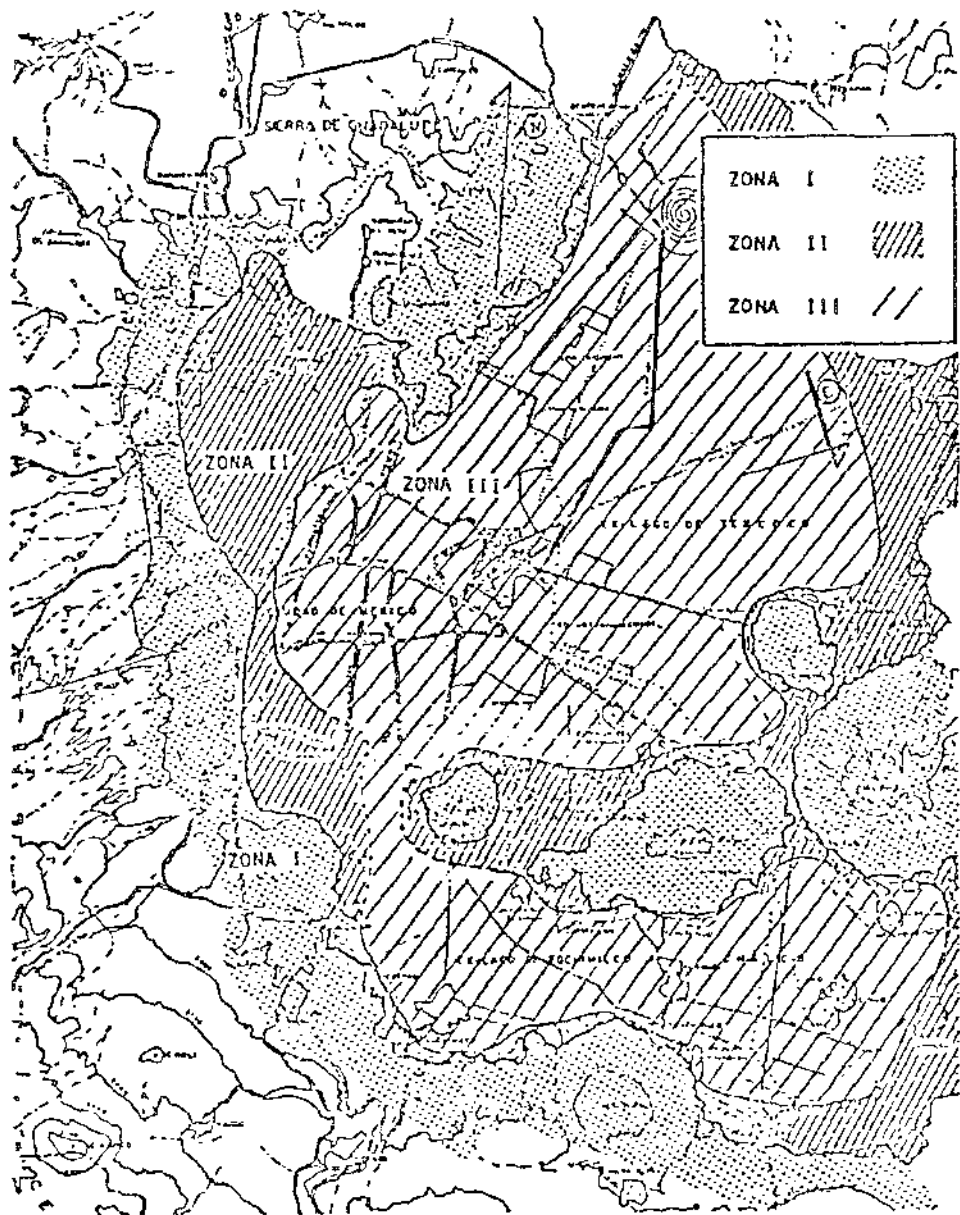
2. Transición abrupta. Esta transición se observa entre los rellenos de la cuenca y de los cerros que sobre salen de dicho relleno. Los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos.

Por lo que se refiere a la zona de lomas, podemos mencionar que se encuentra formada por los cerros que delimitan la cuenca al poniente y al norte, así como también los derrames del Xitle.

La sierra de las Cruces, ubicada al poniente, se constituye por abanicos volcánicos y superficialmente por acumulaciones de materia piroclástica, que fueron producidos durante su actividad explosiva y posteriormente transportados por el agua y el hielo.

Al norte, la sierra de Guadalupe está formada por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas, que se extienden desde el Tepeyac hasta la zona de barrientos. En su parte central se encuentra ubicado en el valle de Cuauhtepac, en donde se encuentra el volcán Tres Padres.

En el cerro del Xitle, se originaron unas lavas que descendieron y cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y la planicie lacustre ubicada entre Tlalpan y San Angel, donde se localizan los valles de las Fuentes Brotantes y los que se delimitan entre el Cerro de Zacatepetl y las lomas de Tarango.



Zonificación Sísmica de la Ciudad de México.

FIG. I NTC - CIMENTACIONES

EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTOS
CONSTITUYENTES

FECHA:

TITULO:
NOMBRE:
ESCALA:

TESIS PROFESIONAL.
ALBERTO GOMEZ MENDOZA
SIN

2.1 Diseño por sismo.

Introducción.

En ningún lugar del mundo se han podido elaborar normas totalmente seguras que tomen en cuenta los diversos factores que ligan las características de los temblores y las respuestas de las estructuras.

A mediados del siglo pasado se empezó a tratar de construir estructuras resistentes a movimientos sísmicos, solo que este tipo de construcciones, era de pocos pisos y su estructura estaba formada por muros de gran espesor generalmente de piedra, que proporcionaban una rigidez muy grande; esto hizo que se pensara que al excitar a la estructura un sismo, todas las partes constituyentes de ésta se desplazarán la misma cantidad. A consecuencia de esto, se consideró que un sismo producía aceleraciones horizontales en las diversas masas de una estructura equivalentes a un porcentaje de la aceleración de la gravedad.

Con el tiempo, y las exigencias del desarrollo de los conocimientos humanos, se empezaron a construir estructuras con materiales de mayor resistencia y una relación de esbeltez más grande, dando como resultado un comportamiento distinto que el considerado hasta ese momento, teniendo varios fracasos de estructuras calculadas con la aplicación de estos códigos o especificaciones, principalmente en la parte alta de aquellas estructuras.

Lo primero que se pensó, fue que los coeficientes empleados, aplicados a la aceleración de la gravedad eran bajos, por lo que se incrementaron éstos, consiguiéndose secciones sobradas en la parte baja de la estructura y aún escasas en la alta, ó bien secciones aceptables en la alta, pero demasiado sobradas en la baja.

En el capítulo VI del artículo 202 del Reglamento de Construcciones del D. F se establecen las bases y requisitos generales mínimos de diseño para que las estructuras tengan seguridad adecuada ante los efectos de los sismos; se acepta el método estático para la solución de sistemas estructurales que no excedan de 60 m de alto.

Coefficiente Sísmico.

El Reglamento de Construcciones del D, F. edición 1997 propone factores vinculados al comportamiento dinámico de los edificios al ser excitados por un movimiento sísmico; como son el coeficiente sísmico y el factor de comportamiento sísmico, los cuales se describen en seguida:

El coeficiente sísmico se establece el artículo 206 del Reglamento Construcciones del D.F.

Para calcular la fuerza cortante en la base, el Reglamento da distintos valores de un coeficiente sísmico C , dependiendo de las propiedades del subsuelo, del uso para el que se destina la construcción y del tipo de estructura.

Una de las maneras de medir un sismo es empleando espectros de respuesta. Estas son gráficas de respuesta máximas de estructuras de un grado de libertad de distintos periodos, obtenidas a partir del registro de la excitación sísmica, vista como aceleración registrada por un acelerógrafo.

Los espectros de respuesta muestran las características del sismo desde el punto de vista del efecto desplazamiento, velocidad y aceleración sobre las estructuras.

Es evidente que durante la vida útil de una estructura más de una vez estará sujeta a la acción de un sismo, conviene considerar no solo el espectro de respuesta de un sismo, sino los de todos aquellos que pudieran tener efecto sobre la estructura. Para cubrir esta posibilidad se utilizan espectro de diseño.

Los espectros de diseño se idealizan en tres ramas una ascendente, una horizontal y otra descendente expresada como una función exponencial.

Los coeficientes sísmicos del R. C. D. F, corresponden a las ordenadas máximas del espectro de aceleraciones.

En este código se define el coeficiente sísmico como la relación.

$$C_S = \frac{V}{W} ; V = C_S W$$

El coeficiente sísmico C_S es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel.

Se presentan los diferentes valores del coeficiente sísmico, para una estructura del grupo B de acuerdo con la zonificación del Reglamento del Distrito Federal.

ZONA	C
I terreno firme	0.16
II terreno de transición	0.32
III terreno Compresible	0.40

Sí la estructura de acuerdo con el uso o destino corresponde al grupo A, se deberán multiplicar los valores por 1.5.

Factor de comportamiento sísmico.

A continuación se describe el factor de comportamiento sísmico para el sistema estructural, este factor se describe en la sección 5 de las Normas y el Artículo 207 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Los sistemas estructurales en general, además de estar clasificados por su uso y por la zona en que se encuentran, pueden clasificarse de acuerdo a las propiedades internas de la estructura, esto es, a su capacidad para disipar la energía del sismo por un proceso de deformación. Esto dependerá del material con que se fabrique la estructura, de los criterios de estructuración con que se proyecte y de las conexiones que se dispongan.

El factor de comportamiento sísmico incluye la capacidad de los elementos estructurales a resistir cargas cíclicas durante la acción de un sismo; y se presentan propiedades como ductilidad, resistencia y deformación, sin incurrir en una falla frágil en los miembros sometidos a movimientos sísmicos.

El factor de comportamiento sísmico varía entre 1 y 4 de acuerdo con los requisitos de estructuración y resistencia.

Los requisitos que deben cumplir las estructuras aumentan conforme aumenta el valor del factor de comportamiento sísmico (Q), lo cual trata de reflejar la eficiencia con que se disipa la energía del sismo en función de la capacidad de la estructura al deformarse para distribuir los esfuerzos entre los elementos que componen la estructura, tratando de eliminar las concentraciones de esfuerzos provocados por diferencia en rigideces.

En los sistemas estructurales rígidos en los que se encuentran muros de mampostería con poca capacidad de deformación, se emplearán fuerzas sísmicas de diseño poco reducidas, mientras que en los marcos dúctiles, con alta capacidad de deformación, podrán emplearse las fuerzas sísmicas más reducidas por efecto de su ductilidad. Al mejorar las características de la estructura, se permite aumentar el valor del factor de comportamiento sísmico (Q), ya que se reduce la probabilidad de que un defecto o debilidad de un elemento aislado produzca la falla total o parcial de la estructura.

Para el sistema estructural planteado, el valor del factor de comportamiento sísmico que le corresponde de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas

es $Q = 3.0$; para que un sistema estructural se le asigne este valor debe cumplir los siguientes requisitos:

- 1.- La resistencia en todos los entrepisos debe ser suministrada con marcos rígidos de acero en las dos direcciones ortogonales, con un sistema de piso que, sirva como diafragma rígido, y que tenga la resistencia para transmitir las fuerzas cortantes a los elementos resistentes.
- 2.- En ninguna planta el edificio cuenta con muros de mampostería ligados a la estructura que participen como elementos estructurales rígidos.
- 3 - Los marcos de acero y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas Técnicas Complementarias correspondientes para marcos y muros dúctiles.

Condiciones de Regularidad.

Si un sistema estructural no cumple con las condiciones de regularidad, que se indican en la sección 6 de las Normas Técnicas Complementarias de sismo referentes a asimetría, dimensiones, limitaciones para irregularidades, tanto en planta como en elevación, así como distribución equilibrada de cargas y resistencias, el factor de ductilidad deberá reducirse y se multiplicará por 0.8.

Para que una estructura pueda considerarse como regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas y rigideces, así como a muros y otros elementos resistentes.
2. La relación de altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considere de la entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido o resistente.
6. No tiene aberturas en su sistema de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20% del área de la planta.

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70% de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de ésta. Se exige de este último requisito al último piso de la construcción.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los entrepisos en dos direcciones ortogonales por diafragma horizontales y por trabes o losas planas.
10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100% a la del entrepiso inmediatamente inferior.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente es, excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Una vez definidos el coeficiente sísmico C y el factor de ductilidad Q y las condiciones de regularidad, se procede a la evaluación de la fuerza sísmica horizontal que obra en cada piso del sistema estructural donde se supone concentrada la masa.

Calculo de la fuerza cortante.

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cuál las deformaciones estructurales pueden ser despreciables). La forma como se especifica el cálculo de fuerzas horizontales expresa en forma algebraica la variación lineal de aceleraciones, de magnitud ajustada para que la fuerza cortante en la base sea igual a $V_0 = (C/Q)W_0$; siendo V_0 la fuerza cortante basal, W_0 el peso de la construcción, Q es el factor de comportamiento que se fija en la sección 5 de las Normas Técnicas y C el coeficiente sísmico, que establece el artículo 206 del Reglamento, ambos antes descritos.

Se muestra la fórmula para evaluar la fuerza sísmica en cada nivel de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} C_s \sum W_i \quad \text{---} \quad 1$$

Se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos.

P_i = Fuerza sísmica horizontal en el nivel i

W_i = Peso del nivel i .

$\sum W_i$ = peso total del edificio.

h_i = Elevación del nivel i medida desde la base de la estructura.

C_s = Coeficiente sísmico reducido por ductilidad especificado por el Reglamento.

Ver tabla 1 para ejemplificación de la fórmula 1

Tabla 1 FUERZA SÍSMICA CORTANTE Y POSICIÓN DE LA CORTANTE EN CADA PISO DEL EDIFICIO.

DIRECCION X

NIVEL	Wi	Hi	Wi hi	Pix	Vix	Yi	Pix Yi	$\Sigma PixYi$	Yi
9	313,00	29,05	9092,65	88,25	88,27	11,50	1014,92	1014,92	11,50
8	260,00	26,05	6773,00	65,74	154,02	11,23	738,25	1753,18	11,38
7	350,00	22,55	7892,50	76,61	230,64	9,66	740,01	2493,19	10,81
6	350,00	19,05	6667,50	64,72	295,18	9,66	625,15	3118,34	10,56
5	350,00	15,55	5442,50	52,83	348,01	9,66	510,29	3628,63	10,43
4	350,00	12,05	4217,50	40,94	388,93	9,66	395,44	4024,07	10,35
PB 3	400,00	8,55	3420,00	33,19	422,13	9,29	308,38	4332,45	10,26
E1 2	573,00	5,70	3266,10	31,70	453,83	8,69	275,48	4607,93	10,15
E2 1	580,00	2,85	1653,00	16,04	469,83	8,71	139,74	4747,68	10,11
SUMAS	3526,00		48424,75						

FUERZA SÍSMICA CORTANTE Y POSICIÓN DE LA CORTANTE EN CADA PISO DEL EDIFICIO.

DIRECCION Y

NIVEL	Wi	Hi	Wi hi	Piy	Viy	Xi	Piy Xi	$\Sigma PiyXi$	Xi
9	313,00	29,05	9092,65	88,25	88,27	12,81	1130,54	1130,54	12,81
8	260,00	26,05	6773,00	65,74	154,01	12,38	813,85	1944,39	12,63
7	350,00	22,55	7892,50	76,61	230,61	12,73	975,19	2919,58	12,66
6	350,00	19,05	6667,50	64,72	295,33	12,73	823,83	3743,41	12,68
5	350,00	15,55	5442,50	52,83	348,16	12,73	672,47	4415,88	12,58
4	350,00	12,05	4217,50	40,94	389,09	12,73	521,11	4936,99	12,69
PB 3	400,00	8,55	3420,00	33,19	422,29	14,97	496,93	5433,91	12,87
E1 2	573,00	5,70	3266,10	31,70	453,99	18,45	584,89	6018,80	13,26
E2 1	580,00	2,85	1653,00	16,04	470,03	18,45	296,02	6314,82	13,43
SUMAS	3526,00		48424,75						

2.2 Distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes.

Se describe el procedimiento para distribuir las fuerzas sísmicas que actúan en los pisos de este edificio entre los elementos resistentes verticales (marcos y muros). En este procedimiento se acepta la hipótesis de que los pisos son diafragmas rígidos en su plano. La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso (e_s), se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel.

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

$$1.5 e_s + 0.1b \quad \text{ó} \quad e_s - 0.1b$$

Para calcular la excentricidad de diseño, se debe tomar en valor absoluto la excentricidad torsional, (diferencia entre la posición de la fuerza cortante sísmica y el centro de torsión) en las dos direcciones ortogonales.

Cuando las excentricidades de diseño son positivas o negativas, las dos fuerzas se encuentran ubicadas de un solo lado del centro de torsión; cuando existe este caso, al efecto de traslación se suma al efecto de rotación en todos los marcos que se encuentren en el mismo sentido; para este caso se deberá tomar la excentricidad mayor, que produce la fuerza cortante torsional más desfavorable.

Para los marcos que se encuentren en el sentido opuesto al centro de torsión; a los efectos de traslación se resta los efectos de la fuerza torsional; para este caso se deberá tomar en cuenta la excentricidad menor que producen los efectos torsionales de menor intensidad.

De esta manera se pueden obtener cortantes torsionales negativos y fuerzas sísmicas negativas; como se puede apreciar en el análisis sísmico torsional que se muestra en las tablas No. 3,4,5

Se debe tener cuidado en tomar con el signo correspondiente la fuerza sísmica; de lo contrario se estará modificando el cortante basal de la estructura.

Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de (e_s) calculado para los entrepisos que se hallen abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado, donde (e_s) es la excentricidad torsional calculada en el entrepiso considerado y b es la máxima dimensión en planta de dicho entrepiso, medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno que se este analizando.

También se debe tener presente que el artículo 203 estipula que las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneas del movimiento del terreno, y que cada sección crítica, debe considerar la suma vectorial de los efectos de un componente de movimiento del terreno con 0.3 de los efectos del otro, en adición a los efectos de fuerzas gravitatorias.

El procedimiento de distribución de fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes consiste en los siguientes pasos:

Resumen.

La fuerza horizontal P_i aplicada en el centro de gravedad de cada nivel, se calcula como se describe en la tabla 1.

Se obtiene por equilibrio estático la línea de acción de la cortante sísmica en cada entrepiso para las dos direcciones ortogonales paralelas a los sistemas resistentes en ambas direcciones y en todos los entrepisos, ver tablas 1.

Se determina la posición del centro de torsión en cada entrepiso. Este centro es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entrepiso sea exclusivamente de traslación; en caso contrario existe torsión o rotación relativa entre dichos niveles.

Las expresiones para calcular el centro de torsión son las siguientes.

$$X_t = \frac{\sum(R_{jy}X_j)}{\sum R_{jy}}$$

$$Y_t = \frac{\sum(R_{jx}Y_j)}{\sum R_{jx}}$$

R_{jx} y R_{jy} rigidez de los marco en los ejes X y Y respectivamente.

X_j , Y_j , son las coordenadas de los elementos resistentes.

La fuerza cortante que debe ser resistida por un elemento resistente cualquiera es igual a la suma de los dos efectos siguientes:

El debido a la fuerza cortante del piso, supuesta actuando en el centro de torsión, y el debido al momento torsionante del piso.

Si la dirección analizada es paralela al eje X se obtienen los cortantes siguientes:

En los elementos resistentes X por efecto de la fuerza aplicada en el centro de torsión.

$$V_{ix} = V_x * R_{jx} / \sum R_{jx}$$

En los elementos resistentes X_1 por efecto de la torsión.

$$M_t * R_{jx} * Y_{jt} / \sum R_{jx} * Y_{jt}^2 + \sum R_{jy} * X^2$$

En los elementos resistentes Y_1 , por efecto de la fuerza aplicada en el centro de torsión.

$$V_{iy} = V_y * R_{jy} / \sum R_{jy}$$

En los elementos resistentes Y_1 , por efecto de la torsión.

$$M_t * R_{jy} * X_{jt} / \sum R_{jx} * Y_{jt} + \sum R_{jy} * X^2$$

En las expresiones anteriores, V_x , V_y representan la fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado en las direcciones X y Y respectivamente.

X_{jt} , Y_{jt} representan las distancias de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso en cuestión.

M_y Es el momento de torsión en el entrepiso considerado, que es igual al producto de la fuerza cortante en el entrepiso por la más desfavorable de las siguientes excentricidades.

$$e_1 = 1.5e_s + 0.1b \quad \text{ec.1}$$

$$e_2 = e_s - 0.1b \quad \text{ec.2}$$

Donde (e_s) es la excentricidad calculada, y es la distancia entre la línea de acción de la fuerza cortante y el centro de torsión, como se explicó anteriormente; ésta excentricidad se debe tomar en valor absoluto; de lo contrario se estará alterando la fuerza cortante total.

(b) es la mayor dimensión en planta del entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del sismo.

En la ecuación (1), a la excentricidad calculada amplificada ($1.5 e_s$) se le suma en el mismo sentido, la excentricidad accidental ($0.1b$).

En la ecuación (2) a la excentricidad calculada (e_s) se le resta, en sentido contrario, la excentricidad accidental ($0.1b$); puede ocurrir que en este caso la excentricidad resultante sea de signo opuesto al de la calculada.

Para que la hipótesis de análisis se cumpla, es necesario que la losa sea capaz de resistir como diafragma las fuerzas que actúan sobre ella, como consecuencia de su participación, transmitiendo la fuerza sísmica a los elementos resistentes.

Con un programa basado en las expresiones anteriores se realizó un análisis sísmico estático y un análisis dinámico, de acuerdo con el Reglamento del Distrito Federal; los resultados del análisis estático calculado con excel, son similares a los calculados con el programa, lo cual corrobora los resultados.

Para el diseño por sismo se utilizó el 100% de la fuerza sísmica estática.

Resultados del análisis estático torsional.

En los entrepisos mencionados a continuación, (ver tabla 2) la excentricidad torsional calculada estáticamente, (e_s) excede de 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

En la dirección X

Para los entrepisos E2, E1, P.B y 1 AL 4

$$e_{sx} = 0.1bx = 0.1 \times 30.65 = 3.065$$

Para los entrepisos 5 y 6 se tiene:

$$e_{sx} = 0.1bx = 0.1 \times 26.64 = 2.664$$

En la dirección Y

Para los entrepisos E2, E1, P.B y 1 AL 4

$$e_{sy} = 0.1by = 0.1 \times 18.10 = 1.810$$

Para los entrepisos 5 y 6 se tiene:

$$e_{sy} = 0.1by = 0.1 \times 14.30 = 1.430$$

tabla 2.

NIVEL	$c_{sx} = (X_t - X_v)$		$0.1b_X$	$e_{sy} = (Y_t - Y_v)$		$0.1b_Y$
E2	0.93	<	3.065	-1.89	>	1.81
E1	1.05	<	3.065	-2.16	>	1.81
P.B	1.40	<	3.065	-2.58	>	1.81
1	8.53	>	3.065	0.19	<	1.81
2	8.48	>	3.065	0.02	<	1.81
3	8.93	>	3.065	-0.28	<	1.81
4	9.11	>	3.065	-0.59	<	1.81
5	0.34	>	2.664	-0.45	<	1.43
6	1.12	>	2.664	-0.06	<	1.43

Conclusiones:

Para los entrepisos 1 al 4 la excentricidad torsional en la dirección X es mayor que el 10% de la dimensión de la planta, medida paralelamente a la dirección considerada.

Para los entresijos E2, E1 y P.B la excentricidad torsional en la direcci3n Y es mayor que el 10% de la dimensi3n de la planta, medida paralelamente a la direcci3n considerada.

Las plantas no son sim3tricas con respecto a dos ejes ortogonales en la geometr3a; en este caso se realiz3 una simplificaci3n proyectando los marcos sismo - resistentes en direcci3n ortogonal.

No todas las columnas est3n restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas.

De acuerdo con los resultados arrojados en el an3lisis s3smico torsional, y de las condiciones geom3tricas y de distribuci3n de carga y resistencias del sistema estructural, se deduce que la estructura no cumple con los requisitos de regularidad que fija la secci3n 6 de las Normas T3cnicas; por lo que se adopta el coeficiente s3smico de $Q = 3$ estipulado arriba, y se reduce por 0.8, quedando finalmente $Q=2.4$

En la tabla siguiente se presentan, en forma esquematizada, las operaciones para la obtenci3n de fuerzas cortantes en los elementos resistentes, de los entresijos E2, E1 Y Planta baja. Estas tablas se elaboraron en excel.

PLANTA NIVEL E2
DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

SENTIDO	V	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	Mt1=ve1	Mt2=Ve2
X	470.00	0,67	18,10	2,82	-1,14	1323,05	-535,80
Y	470.00	1,90	30,65	5,92	-1,17	2780,05	-547,55

Xv = 13,43	Xt = 15,33	ex = Xt - Xv	-1,90
Yv = 10,11	Yt = 9,44	ey = Yt - Yv	0,67

DIRECCION X

EJE	Rjx	Yj	RjxYj	Yjt	RjxYjt	RjxYjt ²	EFECTO DE VX			EFECTO DE VY TORSION	Vx+0,3Vy	0,3Vx+Vy
							DIRECTO	TORSION	TOTAL			
1X	1500000,0	0,0	0,0	-9,4	-14160000,0	133670400,0	190,3	10,4	200,7	16,1	205,5	76,3
2X	350000,0	7,8	2712500,0	-1,7	-591500,0	999635,0	44,4	0,4	44,8	0,7	45,0	14,1
3X	355000,0	14,5	5129750,0	5,1	1792750,0	9053387,5	45,0	3,3	48,3	6,8	50,3	21,3
4X	1500000,0	18,1	27150000,0	8,7	12990000,0	112493400,0	190,3	23,6	213,9	49,5	228,7	113,7
SUMAS	3705000,0		34992250,0			256216822,5						

EFFECTO DE LA FUERZA CORTANTE
APLICADA EN EL CENTRO DE TORSION

$$V_{ix} = \frac{R_{jx}}{\sum R_{jx}}$$

$$Y_{jt} = 9,4$$

$$V_{ix} = \frac{R_{jx} Y_{jt} M_{tx}}{\sum R_{jx} Y_{jt}^2 + \sum R_{jx} X_{jt}^2}$$

EFFECTO DE TORSION EN X

DIRECCION Y

EJE	Rjy	Xj	RjyXj	Xjt	RjyXjt	RjyXjt ²	EFECTO DE VY			EFECTO DE VX TORSION	Vy+0,3Vx	0,3Vy+Vx
							DIRECTO	TORSION	TOTAL			
5Y	1000000,0	0,0	0,0	15,3	15330000,0	235008900,0	227,3	58,4	285,8	27,8	294,1	113,5
6Y	18400,0	5,1	94576,0	10,2	187496,0	1910584,2	4,2	0,7	4,9	0,3	5,0	1,8
7Y	27500,0	15,9	436425,0	-0,6	-15400,0	8624,0	6,3	0,0	6,3	0,0	6,3	1,9
8Y	21500,0	23,4	503960,0	-8,1	-174365,0	1414100,2	4,9	0,1	5,0	0,1	5,1	1,8
9Y	1000000,0	30,7	30650000,0	-15,3	-15320000,0	234702400,0	227,3	11,5	238,8	11,3	242,2	82,9
SUMAS	2067400,0		31684961,0			473044608,4						

EFFECTO DE LA FUERZA CORTANTE
APLICADA EN EL CENTRO DE TORSION

$$V_{iy} = \frac{R_{jy}}{\sum R_{jy}}$$

$$X_{jt} = 15,3$$

$$V_{iy} = \frac{R_{jy} X_{jt} M_{ty}}{\sum R_{jy} Y_{jt}^2 + \sum R_{jy} X_{jt}^2}$$

EFFECTO DE TORSION EN Y

NIVEL PLANTA BAJA

DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

SENTIDO	V	es	p	a1=1.5es+0.1t	e2=es-0.1b	Mt1=ve1	Mt2=ve2
X	422.00	1.02	18.10	3.34	-0.79	1409.48	-333.38
v	422.00	2.46	30.70	5.76	-0.61	2652.72	-257.42

Xv = 12,87	Xt = 15,33	ex = Xt - Xv	2,46
Yv = 10,26	Yt = 9,44	ey = Yt - Yv	-1,02

EJE	Rjx	Yj	RjxYj	Yjt	RjxYjt	RjxYjt2	EFECTO DE VX			EFECTO DE VY		Vx+0,3Vy	0,3Vx+Vy
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	VY	TORSION		
1X	1200000,00	0,00	0,00	-9,24	-11088000,0	102453120,0	187,97	7,15	195,12	17,74	200,44	76,28	
2X	160000,00	7,75	1240000,00	-1,49	-238400,0	355216,0	25,06	0,15	25,22	0,38	25,33	7,95	
3X	134000,00	14,45	1936300,00	5,21	698140,0	3637309,4	20,99	1,90	22,89	3,85	24,05	10,72	
4X	1200000,00	18,10	21720000,00	8,86	10632000,0	94199520,0	187,97	28,98	216,95	151,16	262,30	216,25	
SUMAS	2694000,00		24895300,00			200645165,4							

EFECTO DE LA FUERZA CORTANTE
APLICADA EN EL CENTRO DE TORSION

$$V_{ix} = \frac{R_{jx}}{\sum R_{jx}}$$

Yjt = 9,24

$$V_{tx} = \frac{R_{jx} Y_{jt} M_{tx}}{\sum R_{jx} Y_{jt}^2 + \sum R_{jx}^2 Y_{jt}}$$

EFECTO DE TORSION EN X

EJE	Rjy	Xj	RjyXj	Xjt	RjyXjt	RjyXjt2	EFECTO DE VX			EFECTO DE VY		Vx+0,3Vy	0,3Vx+Vy
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	VY	TORSION		
5Y	670000	0,00	0,00	15,33	10271100,0	157455963,0	205,39	56,66	262,05	89,98	289,04	168,60	
6Y	10000	5,14	51400,00	10,19	101900,00	1039361,0	3,07	0,56	3,63	0,89	3,90	1,98	
7Y	15000	15,87	238050,00	-0,56	-8400,00	4704,0	4,60	0,00	4,60	0,02	4,61	1,40	
8Y	11600	23,44	271904,00	-8,11	-94076,00	762956,4	3,56	0,05	3,60	0,00	3,60	1,08	
9Y	670000	30,65	20535500,00	-15,32	-10264400,0	157250608,0	205,39	5,11	210,50	6,62	212,48	69,77	
SUMAS	1376600		21096854,00			316512592,4							

EFECTO DE LA FUERZA CORTANTE
APLICADA EN EL CENTRO DE TORSION

$$V_{iy} = \frac{R_{jy}}{\sum R_{jy}}$$

Xjt = 15,33

$$V_{ty} = \frac{R_{jy} X_{jt} M_{ty}}{\sum R_{jy} X_{jt}^2 + \sum R_{jy}^2 X_{jt}}$$

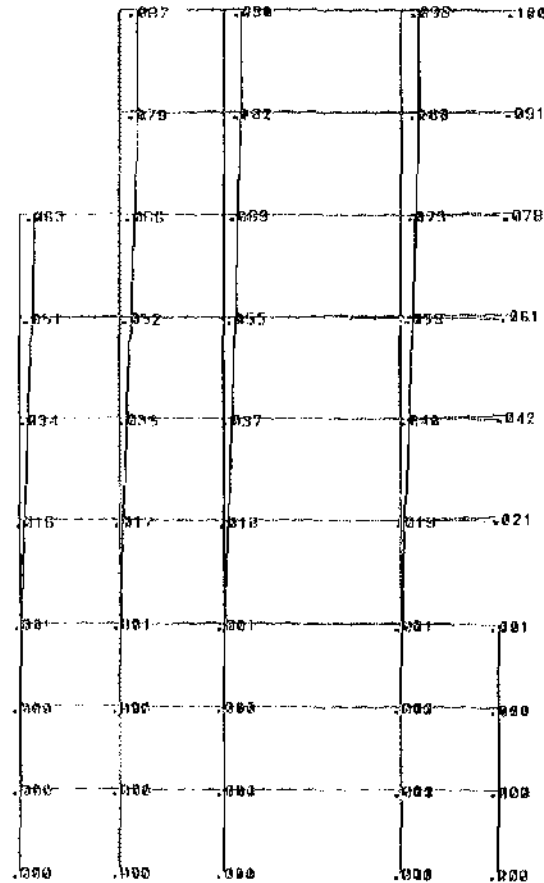
EFECTO DE TORSION EN Y

DESPLAZAMIENTOS DIRECCION X

HN/ELEM
DFDR LOAD= 2

STRUCTURE DATA

TYPE SPACE
 NJ - 251
 NM - 496
 NL 136
 NS : 0
 NRJ 24
 NI : 5
 XMAX= 30.7
 YMAX= 29.5
 ZMAX= 18.1



EJE 2

Max Displ. 0.104
 1:251,M 496,E 136

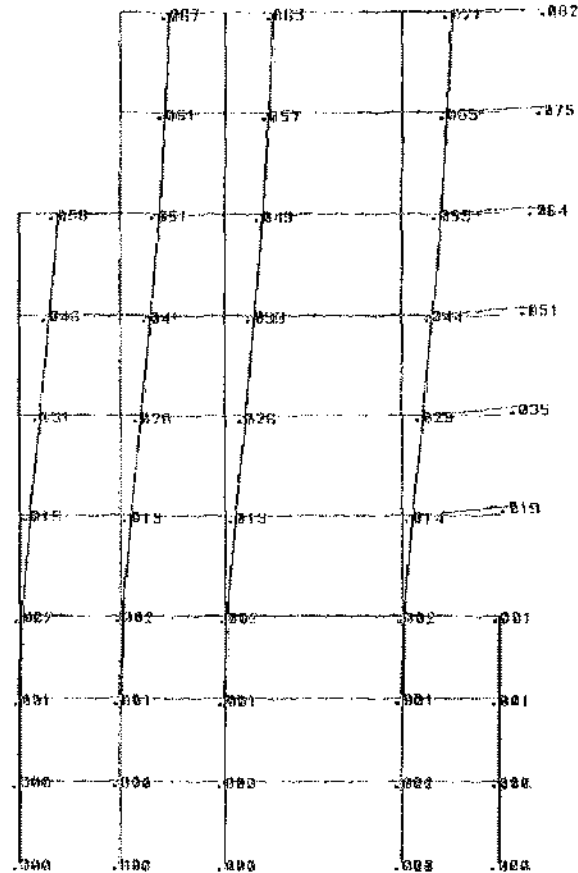
UNIT MET MTO

DESPLAZAMIENTO DIRECCION Z

NN/ELEM
DFDR LOAD= 3

STRUCTURE DATA

TYPE - SPACE
 NJ = 251
 NM = 496
 NE = 136
 NS = 0
 NR.I = 24
 NL = 5
 YMAX = 30.7
 YMIN = 29.5
 ZMAX = 18.1



EJE 2

Max Displ = 0.145
 J=251, N=496, E=136

UNIT MET MTO

CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS DIRECCION X						
DESPLAZAMIENTO					DESPLAZAMIENTO PERMISIBLE	
NIVEL	H(m)	DX(cm)	DX-1(cm)	DX-1*Q(cm)		DXP = 0.012*H*100(cm)
E2	2.85	0.00	0.00	0.00	<	3.42
E1	2.85	0.00	0.00	0.00	<	3.42
P.B	2.85	0.00	0.00	0.00	<	3.42
1	3.50	1.70	1.70	4.08	<	4.20
2	3.50	3.40	1.70	4.08	<	4.20
3	3.50	5.10	1.70	4.08	<	4.20
4	3.50	6.30	1.20	2.88	<	4.20
5	3.50	7.90	1.60	3.84	<	4.20
6	3.00	8.70	0.80	1.92	<	3.60

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, no exceden a 0.012 veces la diferencia de elevaciones correspondientes.
Los elementos no estructurales, están separados de la estructura principal de manera que no sufren daños por las deformaciones de ésta.

El desplazamiento horizontal calculado se obtuvo con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que fijan las Normas Técnica Complementarias y se multiplicaron por el factor de comportamiento sísmico.

Los desplazamientos mostrados arriba se obtuvieron con el 100% de las fuerzas estáticas; no existe reducción de las fuerzas estáticas; debido a que los cortantes estático y dinámico son prácticamente iguales.

CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS						
DIRECCION Z						
		DESPLAZAMIENTO			DESPLAZAMIENTO PERMISIBLE	
NIVEL	H(m)	DZ(cm)	DZ-1(cm)	DZ-1*Q(cm)		DZP = 0.012*H*100(cm)
E2	2.85	0.00	0.00	0.00	<	3.42
E1	2.85	0.00	0.00	0.00	<	3.42
P.B	2.85	0.00	0.00	0.00	<	3.42
1	3.50	1.30	1.30	3.12	<	4.20
2	3.50	2.60	1.30	3.12	<	4.20
3	3.50	3.30	0.70	1.68	<	4.20
4	3.50	4.50	1.20	2.88	<	4.20
5	3.50	5.70	1.20	2.88	<	4.20
6	3.00	6.70	1.00	2.40	<	3.60

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, no exceden a 0.012 veces la diferencia de elevaciones correspondientes.
 Los elementos no estructurales, están separados de la estructura principal de manera que no sufren daños por las deformaciones de ésta.

El desplazamiento horizontal calculado se obtuvo con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que fijan las Normas Técnica Complementarias y se multiplicaron por el factor de comportamiento sísmico.

Los desplazamientos mostrados arriba se obtuvieron con el 100% de las fuerzas estáticas; no existe reducción de las fuerzas estáticas; debido a que los cortantes estático y dinámico son prácticamente iguales.

Análisis dinámico.**Introducción.**

La magnitud es una medida de la energía liberada durante un temblor, la cual se determina tomando el logaritmo natural del mayor movimiento registrado durante la llegada de ondas sísmicas y aplicando una corrección estándar para tomar en cuenta la distancia del lugar donde se tomó el registro al epicentro.

Los tres tipos de magnitud empleados por los sismólogos son la local (mL) la de ondas de cuerpo (Mb) y la de ondas de superficie (Ms).

La intensidad es una medida de la severidad de un temblor en cierto lugar. Un mismo temblor tiene distintas intensidades en diferentes lugares. La escala de la intensidad más comúnmente usada en el medio es la de Mercalli modificada, la cual es una escala de tipo subjetiva; que se determina en base en informes de como fue sentido el temblor, de como daño a las estructuras, de los cambios que se produjeron en la superficie de la tierra en el lugar en cuestión; y se asigna a la intensidad valores entre I y XII.

Los temblores se clasifican de acuerdo con el fenómeno que los origina. Los más frecuentes, y de mayor importancia en Ingeniería, se originan por desplazamientos relativos súbitos dentro de la corteza terrestre, resultantes de la acción de fuerzas geológicas, y se denominan tectónicos.

Se le llama foco al punto donde se considera que emanan primero las ondas sísmicas. La proyección de este punto en la superficie de la tierra se conoce como epicentro o epifoco.

Del foco de un temblor se emiten distintos tipos de ondas sísmicas, que debido a la complejidad de los mecanismos focales, a la irregularidad de las formaciones geológicas por las que viajan, a múltiples reflexiones y refracciones en distintas capas del terreno; dan como resultado que las vibraciones en el terreno donde interesa construir un edificio sean muy irregulares. Entre los aparatos que existen para medir los movimientos en la superficie del terreno el más importante en la Ingeniería estructural son los acelerógrafos, que miden la historia de aceleraciones en el lugar donde están colocados; esta historia se conoce como acelerograma.

En dinámica estructural, el número de coordenadas independientes necesarias para especificar la configuración o posición de un sistema en cualquier instante de tiempo se conoce con el número de grado de libertad.

Para estructuras modeladas como sistemas con una sola coordenada de desplazamiento, (un solo grado de libertad) pueden ser representados por el modelo matemático que tiene los siguientes elementos:

Un elemento de masa m , que representa la masa o propiedad de inercia de la estructura, un elemento de resorte k , que representa la fuerza interna del sistema y la capacidad de la estructura de almacenar energía potencial, un elemento de amortiguación c , que representa las características friccionales y la pérdida de la energía de la estructura y la fuerza de excitación $f(t)$ se escribe en esta forma para indicar que es una función del tiempo.

Los modelos matemáticos son sólo idealizaciones conceptuales de estructuras reales; los modelos matemáticos pueden proporcionar un conocimiento exacto y completo del comportamiento mismo, pero sólo pueden dar una información limitada o aproximada acerca del comportamiento del sistema físico real. No obstante desde el punto de vista práctico, la información que se adquiere en el análisis del modelo matemático puede bastar para una adecuada comprensión del comportamiento dinámico del sistema físico.

Frecuencia y periodo.

La respuesta de un sistema ante un movimiento irregular del terreno como el que ocurre en un sismo, se puede analizar a partir de la solución del caso de movimiento armónico y por lo tanto periódico; esto es, puede ser expresado por una función seno y coseno de la misma frecuencia, ω . El período puede ser fácilmente calculado ya que las funciones seno y coseno tienen un período de 2π . El período T del movimiento está determinado por:

$$\omega T = 2\pi$$

$$T = 2\pi/\omega$$

El período se expresa en segundos por ciclo o simplemente en segundos, entendiéndose tácitamente que se trata de segundos por ciclo. El valor recíproco del período es la frecuencia natural, f .

La frecuencia natural f se expresa generalmente en hercios o ciclos por segundo (cps). Debido a que la cantidad ω sólo difiere de la frecuencia natural f en el factor constante 2π , también algunas veces se le denomina frecuencia natural. Para distinguir entre estas dos expresiones de la frecuencia natural, se puede llamar a ω frecuencia circular angular. A menudo estas dos cantidades se distinguen por el contexto o por las unidades. La frecuencia natural f se expresa en cps, como se ha indicado, mientras que la frecuencia circular ω se da en radianes por segundo (rad/seg).

Cuando la frecuencia del sistema ω es muy inferior o muy superior a la de la excitación, ω el desplazamiento máximo del sistema estructural, no excede al desplazamiento del terreno, pero a medida que las dos frecuencias se van aproximando entre sí, (o sea cuando la relación tiende a uno) hay una amplificación cada vez mayor del movimiento del terreno y el desplazamiento en la masa llega a ser varias veces superior al del terreno y se inducen en el sistema fuerzas muy grandes. De hecho, cuando la relación de frecuencias tiende a 1.0, el desplazamiento del sistema llega a infinito, y si el amortiguamiento es nulo se presentará el fenómeno de resonancia.

$$D = \frac{Y}{y_{st}} = \frac{1}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2r\xi)^2}} \quad \text{ec.3.1}$$

$$\xi = \frac{C}{C_{cr}} < 1.0 \quad r = \frac{\omega}{\omega}$$

D = desplazamiento del terreno.

r = razón de frecuencias.

E = razón de amortiguamiento.

C = amortiguamiento.

C_{cr} = Amortiguamiento crítico.

ω = Frecuencia del Terreno.

ω = Frecuencia del Sistema

Así un sismo de magnitud no muy grande registrado cerca del epicentro, tiene periodos dominantes muy cortos y producirá los efectos mayores en estructuras cuyo periodo fundamental es también corto, que son las estructuras rígidas; un sismo de gran magnitud a distancias intermedias tiene un efecto importante dentro un amplio intervalo de periodos y por lo tanto será muy desfavorable tanto para las estructuras relativamente rígidas, como para aquellas flexibles; finalmente en un sismo a gran distancia, predominarán movimientos de periodo grande y, por lo tanto se afectarán mayormente las estructuras altas y flexibles.

Coeficiente de amortiguamiento.

El amortiguamiento desempeña un papel importante, en especial cuando existen condiciones cercanas a la resonancia; basta un amortiguamiento relativamente pequeño para reducir drásticamente la respuesta.

Fuerzas llamadas de fricción o de amortiguación están siempre presentes en cualquier sistema en movimiento. Estas fuerzas disipan energía; en otras palabras, la presencia de estas fuerzas de fricción constituyen un mecanismo por el cual la energía mecánica del sistema, energía cinética o potencial, se transforma en otros tipos de energía, como el calor; el mecanismo de esta transformación o disipación de energía es bastante complejo y en la actualidad no se comprende totalmente. Para considerar estas fuerzas de disipación en el análisis de sistemas dinámicos, es necesario introducir simplificaciones, basadas en la experiencia, en cuanto a su naturaleza.

Cuando se consideran las fuerzas de amortiguación o de fricción en el análisis dinámico de estructuras, se considera que éstas son proporcionales a la magnitud de la velocidad y opuestas a la dirección del movimiento. Este tipo de fricción se conoce como amortiguación viscosa; es el tipo de fricción que se produce en un cuerpo restringido en su movimiento por un medio viscoso.

Acelerograma.

Un acelerograma de un sismo se puede considerar como la superposición de manera aleatoria de un gran número de ondas armónicas que cubren una gama de frecuencias y amplitudes amplias, dentro de un intervalo de periodos dominantes que dependen del tipo de sismo, de la distancia al epicentro y del tipo de suelo.

Los registros sísmicos hechos a las estructuras tienen variaciones que dependen³² del mecanismo fuente, de la geología de la trayectoria, condiciones locales en el sitio, así como de otros factores. Sin embargo, como éstos son insuficientes es necesario simular movimientos del terreno para complementar las mediciones hechas durante sismos reales. Los movimientos simulados del terreno se construyen en base a estadísticas de la frecuencia, variación de la amplitud y duración del temblor. Es razonable trazar la curva media de cada uno de estos, reducirlos a una intensidad común y adoptar para diseño la envolvente de todos los espectros medios reducidos, multiplicándolos por un factor que tome en cuenta la intensidad esperada, las consecuencias de la falla de la estructura, su importancia, etc.

Desde el punto de vista del diseño sísmico de edificios, son muy importantes las características de los temblores porque a partir de estos registros sísmicos se calculan los diferentes espectros de respuesta. Estas cantidades son medidas instrumentales de la intensidad de un temblor.

Los espectros de respuesta muestran las características del sismo desde el punto de vista del efecto, desplazamiento, velocidad y aceleración, sobre la estructura; estos se obtienen a partir del registro de la excitación sísmica vista como aceleración registrada por un acelerógrafo.

Espectros de diseño.

Durante la vida útil de una estructura, estará sujeta en más de una ocasión a la acción de un sismo, por lo que conviene considerar todos los espectros que pudieran actuar en ella. Para cubrir esta posibilidad se utilizan espectros de diseño.

Los espectros de diseño se idealizan en tres ramas: una ascendente, una horizontal y otra descendente expresada como una función exponencial.

Los espectros de diseño especificados tienen una amplia porción horizontal con lo que se busca cubrir las incertidumbres de los periodos calculados, tanto los naturales de vibración como el más largo entre los dominantes del terreno T_s .

El espectro de aceleraciones de diseño esta en función del periodo natural de vibración de la estructura; las ordenadas espectrales son necesarias para la obtención de las fuerzas de inercia, las cuales sirven para determinar los esfuerzos a los que la estructura será sometida bajo la suposición de presentar un comportamiento lineal.

Los coeficientes sísmicos que se emplean en el cálculo de las fuerzas horizontales, se emplean como ordenadas máximas en el espectro de diseño, toman en cuenta las incertidumbres en la valuación de los períodos, la influencia del amortiguamiento, etc.

Para valores de T (periodo del sistema) menores que T_a (periodo del terreno) se permite reducir el valor del coeficiente sísmico; estos valores corresponden a estructuras de poca altura y rígidas, que han demostrado un buen comportamiento ante sismos de gran intensidad.

Para valores de T (periodo del sistema) mayores de T_b , (periodo del terreno) se permite reducir el coeficiente sísmico, son funciones decrecientes en r ; las estructuras para periodos largos tienen en general un número elevado de grados de libertad y por lo tanto de modos de falla; estas estructuras son especialmente sensibles a los efectos de segundo orden.

Se indica a continuación los valores de la ordenada del espectro de aceleraciones "a" para diseño sísmico.

$$a = \left[1 + \frac{T}{T_a} \right] \frac{C}{4} ; \text{ SI } T < T_a$$

$$a = C ; \text{ SI } T_a < T < T_b$$

$$a = \left[\frac{T_b}{T} \right] r * C ; \text{ SI } T > T_b$$

Donde:

T : Periodo del sistema estructural.(seg).

T_a y T_b son periodos del terreno(seg).

C : Coeficiente Sísmico.

r : Depende de la zona donde se localiza la estructura.

Se presentan los diferentes valores del periodo del terreno, de acuerdo con la Zonificación del Reglamento del Distrito Federal.

ZONA	Ta seg	Tb seg	r
I terreno firme	0.2	0.6	1/2
II terreno de transición	0.3	1.5	2/3
III terreno Compresible	0.6	3.9	1

3.1 Análisis Modal Espectral.

El Reglamento del Distrito Federal adopta como método de análisis dinámico el análisis modal y el análisis paso a paso de respuesta a temblores específicos; el más empleado es el método de análisis modal, o análisis modal con técnicas de espectros de respuesta.

Este método es de aplicación general cuando se requiere determinar la respuesta lineal de estructuras de varios grados de libertad; se basa en el hecho de que la respuesta total es la superposición de las respuestas de los diferentes modos naturales de vibración.

De acuerdo a la sección 9.1 de la N. T. C. de Sismo si se aplica este procedimiento de análisis deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con períodos igual a 0.4 seg, pero en ningún caso podrán considerarse menos que los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis.

Una vez que se han determinado los modos de vibrar que tiene el edificio es necesario combinarlos para conocer el comportamiento de la estructura ante una excitación dinámica específica tomando en cuenta la contribución de cada modo.

La respuesta final será la combinación de las respuestas independientes de cada uno de los modos, multiplicadas por un factor denominado coeficiente de participación, dado en la siguiente expresión.

$$C_m = \frac{\sum_{i=1}^n m_i Z_{im}}{\sum_{i=1}^n m_i Z_{im}^2}$$

Donde m_i masa del nivel i .

Z_{im} desplazamiento de la masa i en el modo m .

N número de niveles.

Con este procedimiento de participación se calculan las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc.) y se combinarán como lo establece la sección 9.1 de la N. T. C. de sismo, para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la siguiente expresión.

$$S = (\sum S_i^2)^{1/2}$$

Esta expresión es aplicable mientras disten lo suficiente entre sí las frecuencias de los modos naturales de vibración que contribuyen significativamente a las respuestas de diseño; los periodos de los modos naturales en cuestión deberán diferir al menos en 10% entre sí

La fuerza cortante basal calculada con este método de análisis no deberá ser menor que 80% que la que arrojaría un análisis estático.

En la siguiente gráfica se muestra el espectro sísmico empleado para determinar los efectos dinámicos inducidos a la estructura. Este espectro se construyó con la ayuda de las expresiones anteriores, considerando los parámetros para una estructura del grupo B, ubicada en las zonas 1, 2 y 3 cuyo factor de comportamiento es igual a 2.4.

```
*****
*
*          S T A A D - I I I
*          Revision 22.3
*          Proprietary Program of
*          Research Engineers, Inc.
*          Date=   OCT  2, 1999
*          Time=   6:26:54
*
*
*          USER ID: PROYECT ESTR ASOC SC
*****
```

```
1. STAAD SPACE RES SPECTRUM          EDIFICIO CONSTITUYENTES
2. SET EXM 7340032
3. UNIT METER WTON
4. IGNORE LIST
5. SET ECHO OFF
871. START USER TABLE
872. TABLE 1
873. UNIT CM
874. ISECTION
875. IS-1
876. 76.2 1.3 76.2 26.5 1.7 26.5 1.7 0 0 0
877. END
878. MEMBER PROPERTIES
879. *MURC EJE A
880. 1 101 201 PRI AX 1.36 AY 1.0 AZ 1.0 IX 0.0055 IY 21.6 IZ 96.0
881. 2 102 202 PRI AX 1.90 AY 1.0 AZ 1.0 IX 0.026 IY 0.006 IZ 96.0
882. 3 103 203 PRI AX 1.86 AY 1.5 AZ 1.5 IX 0.024 IY 0.0064 IZ 96.0
883. 4 104 204 PRI AX 1.07 AY 0.8 AZ 0.8 IX 0.014 IY 0.0038 IZ 96.0
884. 5 105 205 PRI AX 0.730 AY 0.6 AZ 0.6 IX 0.0055 IY 21.6 IZ 96.0
885. *MURC EJE 1 Y 5
886. 6 106 206 PRI AX 0.840 AY 0.65 AZ 0.65 IX 0.011 IY 21.6 IZ 4.30
887. 11 111 211 PRI AX 0.840 AY 0.65 AZ 0.65 IX 0.011 IY 21.6 IZ 4.30
888. 12 112 212 PRI AX 1.160 AY 0.90 AZ 0.90 IX 0.0155 IY 21.6 IZ 4.30
889. 17 117 217 PRI AX 1.160 AY 0.90 AZ 0.90 IX 0.0155 IY 21.6 IZ 4.30
890. 18 118 218 PRI AX 1.130 AY 0.85 AZ 0.85 IX 0.0151 IY 21.6 IZ 4.30
891. 23 123 223 PRI AX 1.130 AY 0.85 AZ 0.85 IX 0.0151 IY 21.6 IZ 4.30
892. *MURC DEL EJE E
893. 24 124 224 PRI AX 1.58 AY 1.30 AZ 1.30 IX 0.015 IY 21.6 IZ 96.0
894. 25 125 225 PRI AX 0.68 AY 0.55 AZ 0.55 IX 0.025 IY 0.006 IZ 96.0
895. 26 126 226 PRI AX 1.940 AY 1.60 AZ 1.60 IX 0.025 IY 0.006 IZ 96.0
896. 27 127 227 PRI AX 1.88 AY 1.50 AZ 1.50 IX 0.024 IY 0.006 IZ 96.0
897. 28 128 228 PRI AX 0.1 AY 0.1 AZ 0.1 IX 0.01 IY 0.001 IZ 0.001
898. 29 129 229 PRI AX 1.53 AY 1.20 AZ 1.20 IX 0.0148 IY 21.6 IZ 96.0
899. *
900.          301 401 501 601          TA ST TUBE DT 0.4 WT 0.4 TH 0.019
901.          302 402 502 602          TA ST TUBE DT 0.4 WT 0.4 TH 0.025
902.          303 403 503 603          TA ST TUBE DT 0.4 WT 0.4 TH 0.019
903.          304 404 504 604          TA ST TUBE DT 0.4 WT 0.4 TH 0.025
904. 8 108 208 308 406          TA ST TUBE DT 0.4 WT 0.4 TH 0.025
905.          508 608 708 808          TA ST TUBE DT 0.4 WT 0.4 TH 0.019
906.          312 412 512 612 712 812          TA ST TUBE DT 0.4 WT 0.4 TH 0.019
```

1132.	857	CON GY	-8.9	4.46
1133.	858	CON GY	-8.6	
1134.	860	UNI GY	-1.2	
1135.	861	CON GY	-6.0	2.23
1136.	861	CON GY	-5.0	4.46
1137.	862	CON GY	-12.9	
1138.	864	CON GY	-7.7	
1139.	865	CON GY	-8.05	2.23
1140.	865	CON GY	-8.0	4.46
1141.	866	CON GY	-7.7	
1142.	868	CON GY	-2.4	
1143.	869	CON GY	-2.7	2.23
1144.	869	CON GY	-2.7	4.46
1145.	870	CON GY	-2.3	

1146. *

1147. LOAD 2 FUERZA SISMICA DIRECCION X

1148. JOINT LOAD

1149. ***** MASAS DIRECCION X

1150.	101	201	301	401	501	601	701	FX	26		
1151.	102	202	302	402	502	602	702	FX	29		
1152.	103	203	303	403	503	603	703	FX	24		
1153.	104	204	304	404	504	604	704	FX	20		
1154.	105	205	305					FX	12		
1155.	108	208	308	408	508	608	708	FX	27		
1156.	111	211	311					FX	12		
1157.	112	212	312	412	512	612	712	812	912	FX	16
1158.	113	213	313	413	513	613	713	813	913	FX	47
1159.	114	214	314	414	514	614	714	814	914	FX	39
1160.	115	215	315	415	515	615	715	815	915	FX	12
1161.	117	217	317					FX	16		
1162.	118	218	318	418	518	618	718	818	918	FX	27
1163.	119	219	319					FX	36		
1164.	419	519	619	719	819	919		FX	35		
1165.	120	220	320					FX	48		
1166.	420	520	620	720	820	920		FX	34		
1167.	121	221	321					FX	50		
1168.	421	521	621	721	821	921		FX	12		
1169.	123	223	323					FX	11		
1170.	124	224	324					FX	11		
1171.	126	226	326					FX	11		
1172.	127	227	327					FX	11		
1173.	808							FX	14		
1174.	908							FX	14		

1175. ***** MASAS DIRECCION Z

1176.	101	201	301	401	501	601	701	FZ	26		
1177.	102	202	302	402	502	602	702	FZ	29		
1178.	103	203	303	403	503	603	703	FZ	24		
1179.	104	204	304	404	504	604	704	FZ	20		
1180.	105	205	305					FZ	12		
1181.	108	208	308	408	508	608	708	FZ	27		
1182.	111	211	311					FZ	12		
1183.	112	212	312	412	512	612	712	812	912	FZ	16
1184.	113	213	313	413	513	613	713	813	913	FZ	47
1185.	114	214	314	414	514	614	714	814	914	FZ	39
1186.	115	215	315	415	515	615	715	815	915	FZ	12
1187.	117	217	317					FZ	16		

```

1188. 118 218 318 418 518 618 718 818 918 FZ 27
1189. 119 219 319 FZ 36
1190. 419 519 619 719 819 919 FZ 36
1191. 120 220 320 FZ 48
1192. 420 520 620 720 820 920 FZ 34
1193. 121 221 321 FZ 50
1194. 421 521 621 721 821 921 FZ 12
1195. 123 223 323 FZ 11
1196. 124 224 324 FZ 11
1197. 126 226 326 FZ 11
1198. 127 227 327 FZ 11
1199. 808 FZ 14
1200. 908 FZ 14
1202. SPECTRUM SRSS X 1 ACC SCALE 9.81
1203. 0.1 0.16 ; 0.2 0.24 ; 0.3 0.32 ; 0.4 0.32 ; 0.5 0.32 ; 0.6 0.32
1204. 0.7 0.32 ; 0.8 0.32 ; 0.9 0.32 ; 1.0 0.32 ; 1.1 0.32 ; 1.2 0.32
1205. 1.3 0.32 ; 1.4 0.32 ; 1.5 0.32
1206. LOAD 3 FUERZA SISMICA DIRECCION Z
1207. SPECTRUM SRSS Z 1 ACC SCALE 9.81
1208. 0.1 0.16 ; 0.2 0.24 ; 0.3 0.32 ; 0.4 0.32 ; 0.5 0.32 ; 0.6 0.32
1209. 0.7 0.32 ; 0.8 0.32 ; 0.9 0.32 ; 1.0 0.32 ; 1.1 0.32 ; 1.2 0.32
1210. 1.3 0.32 ; 1.4 0.32 ; 1.5 0.32
1212. LOAD COMB 4
1213. 1 1 2 1 3 0.33
1214. LOAD COMB 5
1215. 1 1 3 1 2 0.33
1216. *
1217. PERFORM ANALYSIS

```

P R O B L E M S T A T I S T I C S

```

-----
NUMBER OF JOINTS/MEMBER-ELEMENTS/SUPPORTS = 251/ 632/ 24
ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH = 29/ 29
TOTAL PRIMARY LOAD CASES = 3, TOTAL DEGREES OF FREEDOM = 1362
SIZE OF STIFFNESS MATRIX = 243160 DOUBLE PREC. WORDS
REQD/AVAIL. DISK SPACE = 13.90/ 146.8 MB, EXMEM = 12.0 MB

```

```

++ Processing Element Stiffness Matrix.          6:27: 0
++ Processing Global Stiffness Matrix.          6:27: 2
++ Processing Triangular Factorization.         6:27: 4
-- Calculating Joint Displacements.              6:27:11
++ Calculating Eigensolution.                   6:27:19

```

CALCULATED FREQUENCIES FOR LOAD CASE 2

MODE	FREQUENCY(CYCLES/SEC)	PERIOD(SEC)
1	1.021	0.97979
2	1.090	0.91742
3	1.381	0.72407
4	2.730	0.36636
5	3.134	0.31905
6	3.775	0.26488
7	4.633	0.21583
8	5.368	0.18629
9	6.292	0.15893
10	7.209	0.13872
11	8.093	0.12356
12	9.009	0.11100
13	9.463	0.10567
14	10.455	0.09565
15	10.632	0.09405
16	11.680	0.08562
17	12.069	0.08286
18	12.809	0.07807
19	14.231	0.07027
20	18.733	0.05338
21	19.332	0.05173
22	19.442	0.05143
23	19.783	0.05054
24	20.593	0.04856
25	20.923	0.04775
26	22.383	0.04468
27	23.284	0.04295

++ Calculating Response Spectrum Displacements.

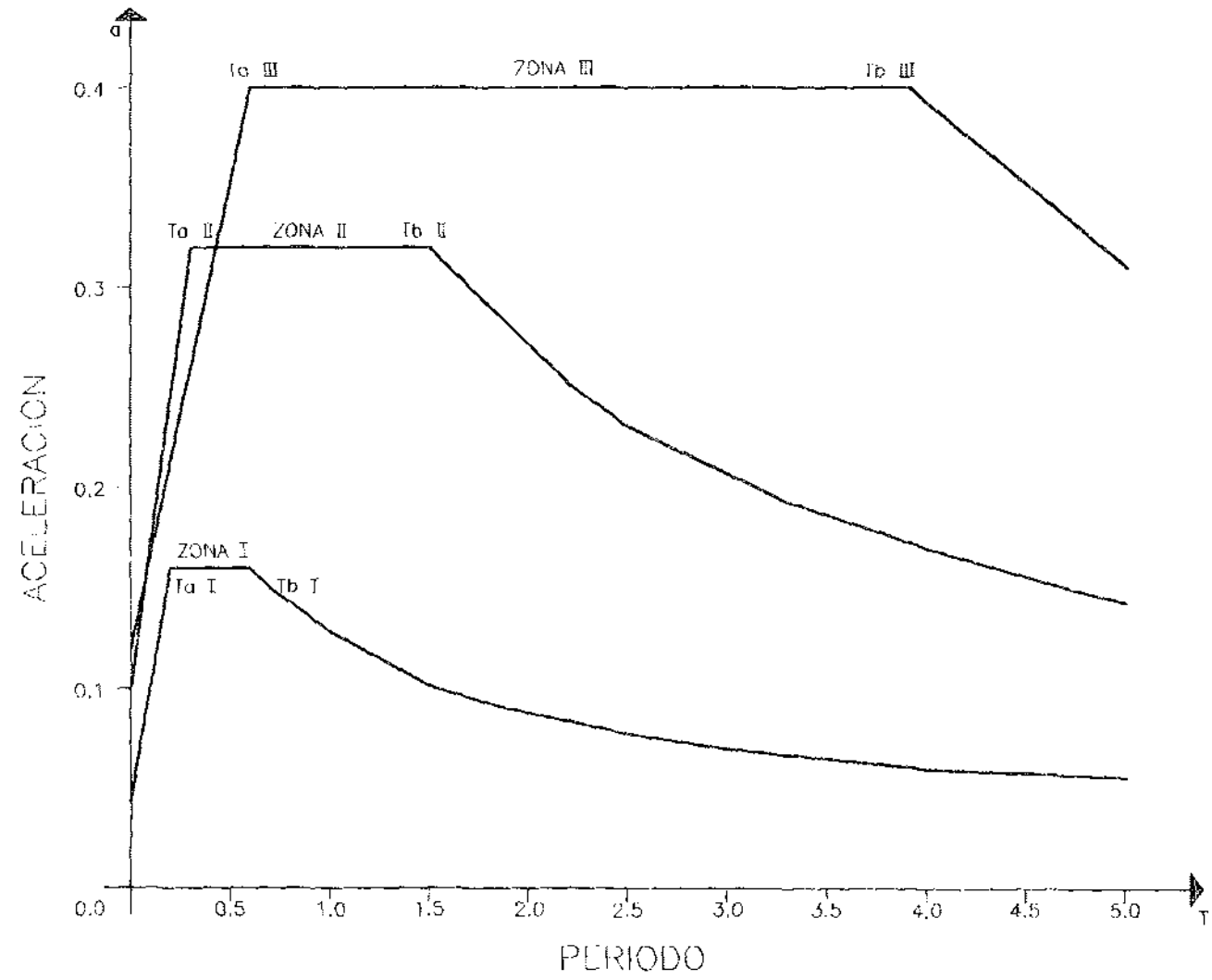
0:28:42

MASS PARTICIPATION FACTORS IN PERCENT

BASE SHEAR IN MTON

MODE	X	Y	Z	SUMM-X	SUMM-Y	SUMM-Z	X	Y	Z
1	0.26	0.00	37.28	0.196	0.000	37.281	2.08	0.00	396.72
2	45.33	0.00	0.98	45.525	0.000	38.264	482.37	0.00	10.46
3	1.89	0.00	9.57	47.415	0.000	47.837	20.12	0.00	101.87
4	0.33	0.00	4.63	47.749	0.000	52.469	3.55	0.00	49.29
5	5.70	0.00	0.31	53.445	0.000	52.781	60.62	0.00	3.33
6	0.02	0.00	2.04	53.465	0.000	54.821	0.20	0.00	19.80
7	6.38	0.00	2.16	53.842	0.000	56.984	3.16	0.00	18.17
8	1.44	0.00	0.52	56.282	0.000	57.503	18.58	0.00	3.95
9	0.08	0.00	1.60	56.360	0.000	59.103	0.54	0.00	11.02
10	0.07	0.00	1.82	56.430	0.000	60.920	0.45	0.00	11.54
11	1.44	0.00	0.09	57.870	0.000	61.005	8.56	0.00	0.51
12	0.01	0.00	0.33	57.883	0.000	61.335	0.08	0.00	1.85
13	0.00	0.00	4.51	57.885	0.000	65.842	0.01	0.00	24.66
14	0.01	0.00	0.04	58.454	0.000	65.880	3.70	0.00	0.19
15	0.05	0.00	1.50	58.544	0.000	67.378	0.25	0.00	7.50
16	3.06	0.00	16.61	58.606	0.000	84.048	0.28	0.00	75.94
17	0.31	0.00	3.26	58.920	0.000	87.303	1.38	0.00	14.35
18	0.00	0.00	3.93	58.922	0.000	91.281	0.01	0.00	16.55
19	0.01	0.00	0.57	58.934	0.000	91.860	0.04	0.00	2.14
20	30.92	0.00	0.04	89.856	0.000	93.902	87.83	0.00	0.12
21	0.03	0.00	0.01	89.888	0.000	91.909	0.09	0.00	0.02
22	0.64	0.00	2.40	90.527	0.000	94.363	1.75	0.00	6.72
23	0.20	0.00	0.01	90.722	0.000	94.369	0.53	0.00	0.02
24	1.34	0.00	0.17	92.061	0.000	94.539	3.46	0.00	0.44
25	0.30	0.00	0.22	92.362	0.000	94.757	0.76	0.00	0.55
26	0.30	0.00	0.13	92.366	0.000	94.888	0.61	0.00	0.31
27	0.01	0.00	0.43	92.372	0.000	95.317	0.01	0.00	0.98
TOTAL SHEAR							494.92	0.00	422.22

EDIFICIO DE OFICINAS ESTACIONAMIENTOS TITULO. TESIS PROFESIONAL
 CONSTITUYENTES NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
 FECHA: ESCALA. SIN



ESPECTROS DE DISEÑO DE ACUERDO AL R.C.D.F. PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B, MULTIPLICAR LOS VALORES POR 1.5 PARA ESTRUCTURAS DE GRUPO A.

Diseño de vigas.

Introducción.

Distribución de esfuerzos en el rango elástico.

Hipótesis básicas.

Solo las vigas rectas de área transversal constante y con un eje de simetría serán objeto de estudio. Además se considera que los momentos flexionantes aplicados están en un plano que contiene a ese eje de simetría y al eje longitudinal de la viga; conviene además, que por sencillez en el trazo del croquis el eje de simetría se tome verticalmente.

La línea que pase por el centroide de todas las secciones transversales se considerará como eje de la viga.

Se pasarán dos planos que corten a la viga perpendicularmente a su eje; las intersecciones de estos planos con el plano longitudinal que pasa por el eje de la viga y el eje de simetría vertical se indican por las rectas AB y CD fig. 4.1a. Por consiguiente cuando este eje se somete a momentos flexionantes M en sus extremos, las vigas se flexionan y los planos perpendiculares al eje de la viga se inclinan ligeramente, pero las líneas AB y CD permanecen rectas; esto se puede verificar satisfactoriamente en forma experimental fig.4.1b.

1. Hipótesis fundamental de la teoría de la flexión, con base en la geometría de las deformaciones:

Las secciones planas tomadas perpendicularmente al eje de una viga, siguen siendo planas después de que la viga se flexiona.

En una viga sometida a flexión, las deformaciones en las fibras varían lineal o directamente como sus distancias respectivas desde la superficie neutra fig. 4.2.

Estas deformaciones axiales están asociadas a los esfuerzos que actúan en dirección normal a la sección de una viga.

Ley de Hooke.

El esfuerzo es directamente proporcional a la deformación.

Combinando las hipótesis precedentes se obtiene la base para establecer la teoría de la flexión para el caso elástico.

En una sección transversal de una viga los esfuerzos que resultan de la flexión varían linealmente en relación con sus distancias respectivas desde el eje neutro fig 4.3.

Los esfuerzos actúan en dirección normal a la sección transversal de la viga, son el resultado del alargamiento o acortamiento axial de las diversas fibras de la viga.

La hipótesis cinemática básica de la teoría de la flexión como se enunció con anterioridad, seguirá siendo aplicable aún si el material se comporta inelásticamente.

Inicialmente se desconoce la situación del eje neutro.

Un método posible consiste en suponer una distribución de deformaciones localizando así un eje neutro provisional; dichos ensayos se deben continuar hasta que la suma de las fuerzas C en el lado de la compresión de la viga sea igual a la suma de las fuerzas T de tensión; cuando se cumple tal condición queda localizado el eje neutro de la viga.

En el caso de flexión inelástica el eje neutro de una viga puede no coincidir con el eje centroidal del área transversal, coincidirá sólo si dicha área tiene dos ejes de simetría y el diagrama esfuerzo deformación es idéntico a tensión y a compresión. Una vez localizado el eje neutro y conocidas las magnitudes C y T , se puede determinar su línea de acción.

La distribución de esfuerzos que se indica en la fig. 4.4 se aplica después de que ocurre una gran deformación general de la viga. En el cálculo del momento resistente, se pueden despreciar los esfuerzos correspondientes a las áreas triangulares abc , bde sin que se afecte mucho la exactitud, estas aportan poca resistencia al momento flexionante aplicado debido a sus cortos brazos de momento.

De manera que el idealizar la distribución de esfuerzos en la forma mostrada en la fig. 4.4. resulta admisible y tiene un significado físico simple; toda la mitad superior de la viga está sometida a un esfuerzo de compresión uniforme σ_{yp} , en tanto que la inferior está toda bajo un esfuerzo de tensión uniforme σ_{yp} . Se deduce por simetría que la viga se divide en zonas iguales de tensión y de compresión.

$$C = T = \sigma_{yp} \left(\frac{bh}{2} \right)$$

(esfuerzo X área)

Cada una de estas fuerzas actúa a una distancia del eje neutro igual a $h/4$. Por lo tanto, el momento resistente plástico o último de la viga es:

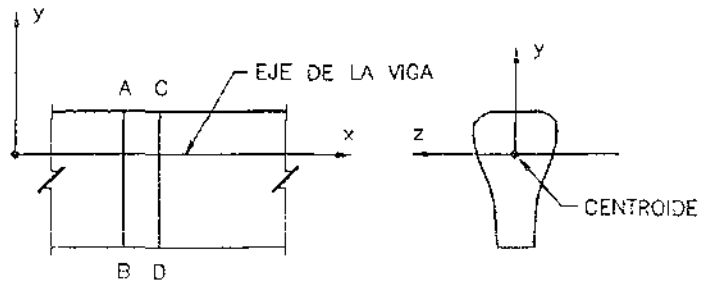


FIG. 4.1a

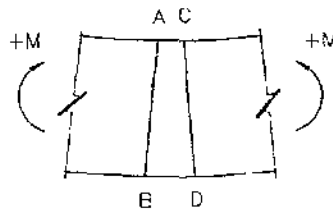


FIG. 4.1b

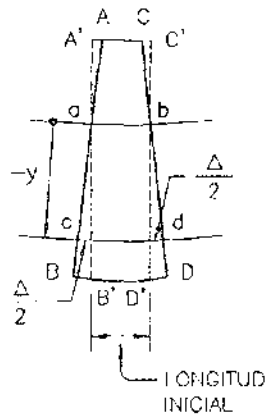


FIG. 4.1c

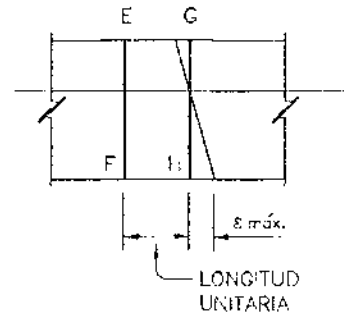


FIG. 4.2

FIG. 4.2 COMPORTAMIENTO DE UNA VIGA EN FLEXIÓN

EDIFICIO OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
CONSTITUYENTES

FECHA:

TITULO. TESIS PROFESIONAL
NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
ESCALA: SIN

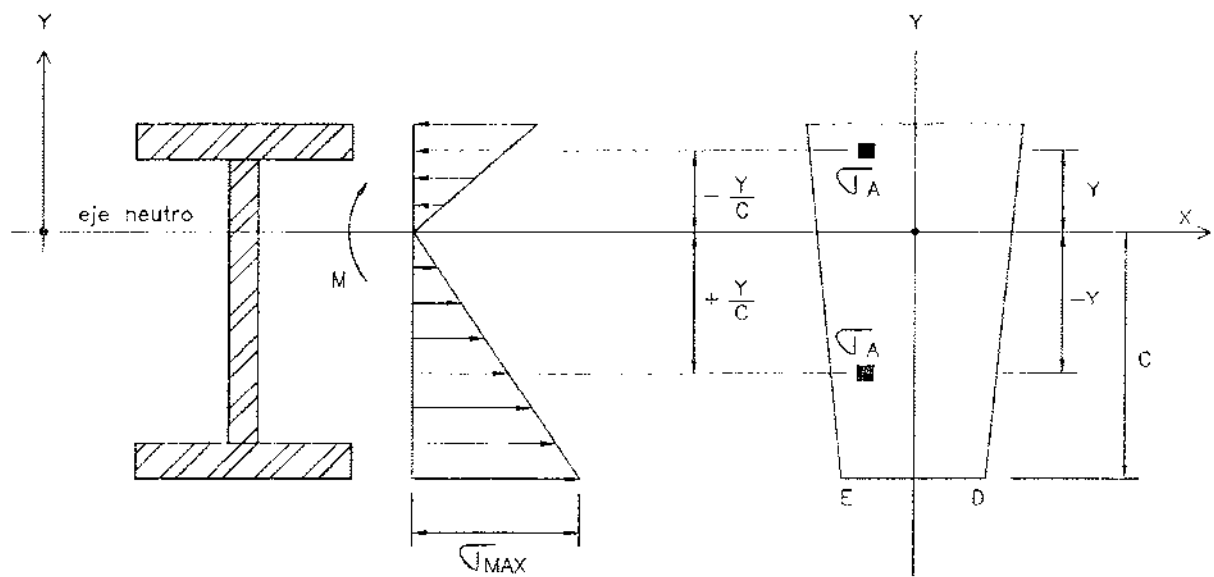


FIG. 4 3 ESFUERZOS DE FLEXION EN LAS VIGAS

EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTOS
CONSTITUYENTES

FECHA:

TITULO: TESIS PROFESIONAL
NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
ESCALA: SIN

$$M_p = M_{ult.} = C \left(\frac{h}{4} + \frac{h}{4} \right) = \sigma_{yp} \frac{bh^2}{4}$$

(esfuerzo X módulo de sección plástica)

Donde b es el ancho y h la altura de la viga.

El momento flexionante en una viga de sección rectangular cuando en las fibras externas se llega justamente a σ_{yp} , según la fórmula de la flexión elástica, es:

$$M_{yp} = \sigma_{yp} = \left(\frac{bh^2}{6} \right)$$

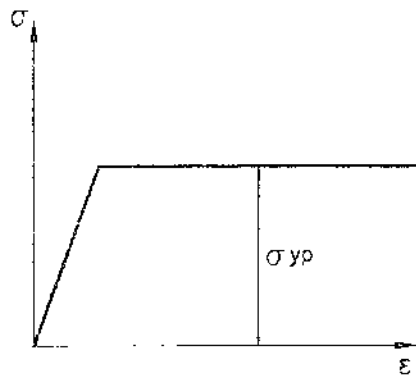
La relación $\frac{M_p}{M_{yp}}$ depende únicamente de las propiedades de la sección transversal de un elemento y se llama factor de forma.

El factor de forma para una viga rectangular indica que M_{yp} se puede exceder en un 50%, antes de alcanzar la capacidad última de la viga.

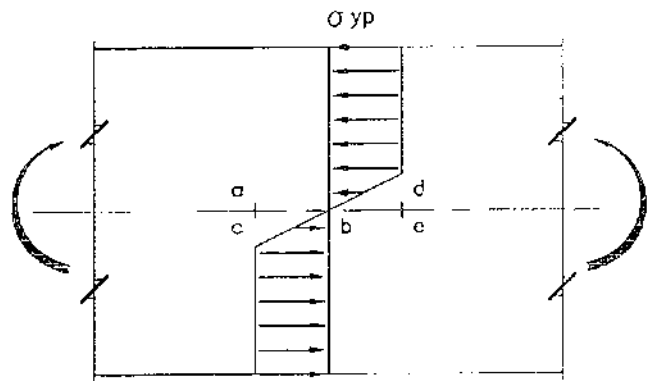
Tratándose de cargas estáticas como las que se presentan en edificios, la capacidad última se puede determinar utilizando momentos plásticos; los procedimientos basados en dichos conceptos constituyen el llamado método plástico de diseño, para este método se define el momento plástico y el módulo plástico como sigue:

Para el caso de la viga rectangular:

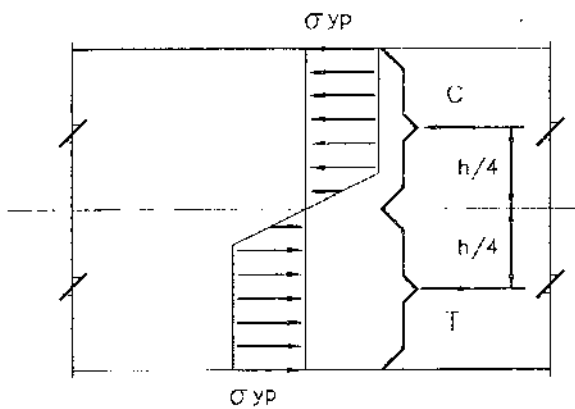
$$M_p = \sigma_{yp} Z \quad Z = \frac{bh^2}{4}$$



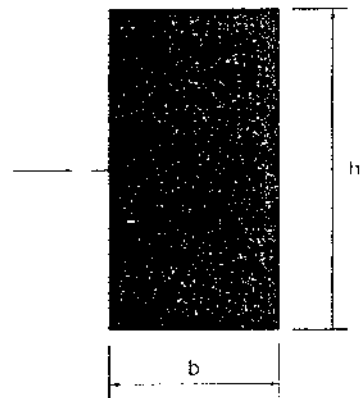
(a)



(b)



(c)



(d)

FIG. 4.4 ESFUERZOS DE FLEXIÓN INELÁSTICA.

EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
CONSTITUYENTES
FECHA:

TÍTULO: TESIS PROFESIONAL
NOMBRE: ALBERTO GÓMEZ MENDOZA
ESCALA: SIN

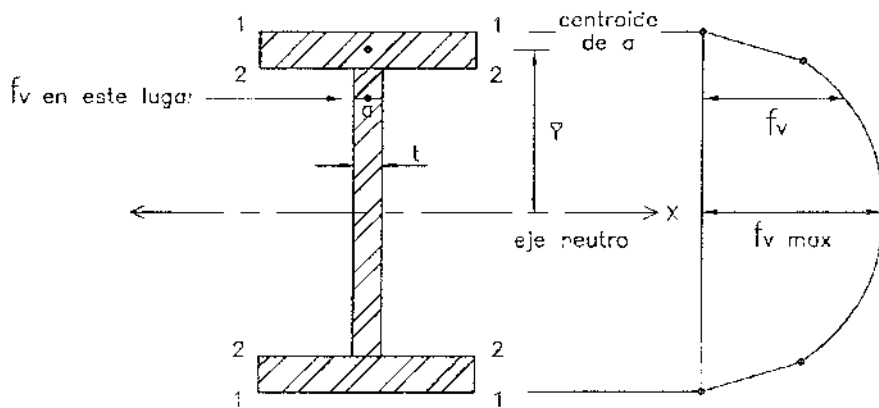
La fórmula del esfuerzo cortante en el caso de vigas se basa en la fórmula de la flexión. En consecuencia, se aplican todas las limitaciones impuestas a dicha fórmula; se supone que el material es elástico y tiene el mismo módulo de elasticidad, a tensión que a compresión. La teoría desarrollada sólo es aplicable a las vigas rectas.

Además, hay otras limitaciones que no existen en la fórmula de la flexión. Algunas de ellas se describen a continuación.

Considérese el caso de una sección a través de la viga I fig. 4.5. El esfuerzo cortante calculado para el nivel 1-1 es cero. Así mismo, no existen esfuerzos cortantes en el plano superior de la viga; puesto que la superficie superior de la viga es una superficie libre. En términos matemáticos esto significa que se cumplen las condiciones en la frontera. Tratándose de vigas de sección rectangular la situación en las fronteras es la correcta.

Una situación diferente queda al descubierto cuando se examinan los esfuerzos cortantes determinados para la viga I a los niveles 2-2. Las condiciones de frontera no son satisfechas por elementos de los patines, los esfuerzos cortantes tienen un valor diferente de cero, Sin embargo, dichos planos deben estar libres de esfuerzo cortante ya que son superficies libres de la viga. Esto lleva a una contradicción que no se puede resolver por los métodos de la mecánica de materiales, y es necesario recurrir a las técnicas más avanzadas de la teoría matemática de la elasticidad para obtener una solución correcta.

Por fortuna, el efecto anterior de la fórmula del esfuerzo cortante en el caso de vigas no es demasiado serio, pues son pequeños los esfuerzos cortantes en los patines; los esfuerzos de corte significativos se producen en el alma, y para todos los fines de la práctica están dados correctamente por la ecuación $t = VQ/It$.



$$f_v = \frac{VQ}{It} = \frac{VA\bar{y}}{It}$$

FIG. 4.5 ESFUERZOS A CORTANTES EN LAS VIGAS

EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTOS
CONSTITUYENTES

FECHA:

TITULO:
NOMBRE:
ESCALA:

TESIS PROFESIONAL
ALBERTO GOMEZ MENDOZA
SIN

En la actualidad se emplean dos criterios diferentes para diseñar traveses armados, de acuerdo con el primero, sus dimensiones se fijan tomando como criterio de falla la iniciación del pandeo del alma, (esfuerzos permisibles) mientras que cuando se emplea el segundo se toma en cuenta la capacidad de carga del alma después del pandeo y el criterio de falla es la resistencia real de la trabe (resistencia última).

Al utilizar el primer criterio se considera de una manera semirracional, disminuyendo en una forma más o menos arbitraria los coeficiente de seguridad contra el pandeo del alma; el segundo criterio, en cambio, permite determinar la capacidad de carga real de la trabe por lo que da lugar a diseños con un coeficiente de seguridad constante y, en general, más económicos.

El AISC, permite diseñar con los dos criterios; para nuestro caso de estudio, nos enfocaremos por el criterio de resistencia última del Reglamento del Distrito Federal.

Las cargas que obran sobre las vigas son principalmente gravitacionales, normales a su eje, además, por la continuidad que suele haber entre las vigas y las columnas aparecen momentos en sus extremos, que aumentan de importancia cuando actúan sobre la estructura fuerzas horizontales, producidas por viento o sismo. Este segundo tipo de acciones no existe en las vigas secundarias, que forman parte de los sistemas de piso, pero no del esqueleto principal de la estructura.

Las sollicitaciones que soportan las vigas son flexión y cortante, de manera que el problema de diseño consiste en proporcionar resistencias suficientes ante esas dos acciones, o en su combinación en todas las secciones transversales y, al mismo tiempo proporcionar rigidez adecuada para evitar deformaciones excesivas.

Secciones tipo 1 (secciones para diseño plástico) el momento resistente alcanza el valor de M_p y lo excede ligeramente, a causa del endurecimiento por deformación, mientras crecen las deflexiones; eventualmente la resistencia de la viga disminuye, después de importantes deformaciones inelásticas, cuando se inicia el pandeo lateral local del patín comprimido o del alma, si se ignora el endurecimiento por deformación, lo que es apropiado en problemas de diseño de vigas, M_p es el momento máximo que puede soportar un perfil de acero estructural; corresponde a su plastificación total.

Para que una sección sea clasificada como tipo 1, sus patines deben de estar conectados al alma en forma continua, además, si está sometida a flexión debe tener un eje de simetría en el plano de carga, y si trabaja en compresión axial o en flexocompresión debe tener dos ejes de simetría.

Secciones tipo 2 (secciones compactas) también desarrollan el momento plástico, pero el pandeo local, empieza antes que en las tipo 1, impide que se presenten deformaciones plásticas importantes (bajo momento constante de esa magnitud) antes de que se inicie la pérdida de resistencia; las secciones tipo 2 en flexión deben tener un eje de simetría en el plano de carga, a menos que en el análisis se incluyan los efectos producidos por la asimetría.

Secciones tipo 3 Se pandean localmente cuando el momento no llega todavía a M_p ; pero alcanza un momento resistente $M_r = F_r M_y = F_r S F_y$, producto del factor de resistencia por el momento elástico de la sección.

Secciones tipo 4 (secciones esbeltas) tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de algunos de los elementos planos que la componen, fallan por pandeo local bajo un momento menor que M_y , su resistencia a la flexión debe expresarse en función de las relaciones ancho/grueso de los elementos planos.

En vigas de sección transversal tipo 1 ó 2 en las que L distancia entre puntos del patín comprimido soportados lateralmente no excede de L_u , el momento resistente es:

$M_r = F_r Z F_y$, producto del factor de resistencia por el momento plástico de la sección $M_p = Z F_y$, puesto que no se producen fallas por pandeo local ni lateral antes de que se alcance ese momento

- a) Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas.
- b) Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica.
- c) Pandeo lateral por flexotorsión.
- d) Iniciación del flujo plástico en la sección crítica.
- e) Pandeo local del alma, producido por flexión.
- f) Plastificación del alma por cortante.
- g) Tensión diagonal en el alma.
- h) Flexión y fuerza cortante combinados.
- i) Fatiga.
- j) Además deben considerarse también estados limite de servicio, de deformaciones y vibraciones excesivas.

b) Resistencia de diseño por flexión.

Para evaluar las resistencias de diseño correspondientes a los diversos estados limite de falla por flexión mencionados arriba; aplicables a vigas laminadas de eje recto dobladas en frío o en caliente, y a trabes armadas y sección transversal constante.

Se divide en dos partes; la primera se refiere al caso frecuente, en estructuras reales, en que el pandeo lateral no es crítico, ya sea porque el sistema de piso que se apoya en la viga le proporciona soporte lateral continuo o, al menos, en puntos suficientemente cercanos unos de otros, en la segunda parte se determina la resistencia de vigas cuando queda regida por inestabilidad lateral.

b1) Miembros soportados lateralmente.

$$L < L_u$$

Si sobre la viga se apoya una losa de concreto reforzado en la que queda ahogado el patín comprimido o si ambos están conectados mecánicamente, como en la construcción compuesta, por conectores de cortante electrosoldados puede suponerse que se cuenta con restricción suficiente para evitar todo desplazamiento lateral o torsional; o láminas metálicas soldadas con puntos de soldadura al patín comprimido de la viga; este último punto resuelve el problema de nuestro edificio.

Se definen tres longitudes características L_p , L_u , L_r correspondientes a distancias del patin comprimido soportados lateralmente, que separan los diferentes comportamientos de las vigas, desde el punto de vista de su posible falla por pandeo lateral; los valores de esas longitudes dependen de las características geométricas de las secciones transversales de las vigas, de las propiedades mecánicas del material, y de la manera en que varia el momento flexionante a lo largo del tramo considerado.

L_p es la longitud máxima no soportada lateralmente para que las vigas de sección transversal tipo 1 puedan desarrollar el momento plástico M_p , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación de un mecanismo de colapso; su valor esta dado por las siguientes ecuaciones que son validas, respectivamente, para secciones I y para secciones rectangulares, macizas o en cajón, estas ecuaciones provienen de estudios experimentales.

Secciones I.

$$L_p = \frac{253000 + 155000 \left(\frac{M_1}{M_p} \right)}{F_y} r_y \quad \text{ec.4.1}$$

Secciones rectangulares, macizas o en cajón.

$$L_p = \frac{352000 + 211000 \left(\frac{M_1}{M_p} \right)}{F_y} r_y \leq \frac{211000 r_y}{F_y} \quad \text{ec.4.2}$$

En las expresiones anteriores,

M_p Es el momento plástico resistente del miembro en estudio.

M_1 Es el menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente.

r_y Es el radio de giro alrededor del eje de menor momento de inercia.

El cociente M_1/M_P es positivo cuando el segmento de viga entre puntos soportados lateralmente se flexiona en curvatura doble, y negativo cuando lo hace en curvatura simple.

El patín comprimido debe soportarse lateralmente en todas las secciones en que aparezcan articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

b2) Miembros no soportados lateralmente.

$$L > L_u$$

La resistencia de miembros en flexión cuyo patín comprimido está provisto de soportes laterales con separaciones mayores que L_u , es igual a:

a) Para secciones tipo 1 o 2 con dos ejes de simetría, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

$$M_u = \frac{\pi E}{C_m L_b} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L_b} \right)^2 C_a \right]} \quad \text{ec.4.3}$$

Si el momento flexionante para el que se inicia el pandeo lateral, calculado con la ec. 4.3, es mayor que $2/3M_p$, las suposiciones que llevan a la obtención de la ec. 4.3, dejan de ser validas, pues la rigidez del patín comprimido disminuye al plastificarse sus extremos antes de que se inicie el pandeo, por la superposición de los esfuerzos debidos a las cargas residuales existentes en los elementos de acero estructural.

En ese caso el momento resistente de diseño se calcula con la ec.4.4 que proporciona la resistencia de diseño reducida por la plastificación parcial de la viga; si el valor de MR obtenido con la ec. 4.4 excede de $FRMp$, MR es el momento resistente de diseño, ya que $FRMp$ es la resistencia nominal máxima de una viga en flexión (ignorándose el endurecimiento por deformación).

$$M_u > \frac{2}{3} M_P, M_R = 1.15 F_R M_P \left(1 - \frac{0.28 M_P}{M_u} \right) \quad \text{ec.4.4}$$

Pero no mayor que $F_R M_P$.

$$M_u \leq \left(\frac{2}{3} \right) M_P, M_R = F_R M_u \quad \text{ec. 4.5}$$

En vigas de sección transversal I o H, laminadas o hechas con tres placas soldadas, M_u , momento resistente nominal de la sección, cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico, e calcula con la ec.4.3

L_u es la longitud libre más grande para que las vigas tipo 1 ó 2 sean capaces, de desarrollar el momento M_p , pero no de conservarlo durante las rotaciones plásticas de manera que ese momento, se alcanza sólo un instante y disminuye inmediatamente después; si $L \leq L_u$ los miembros tipo 3 desarrollan el momento $M_y = 0.6 f_y S_x$, por último, L_r es la distancia entre puntos soportados que separa el pandeo lateral elástico del inelástico. L_u y L_r se calculan con las ecuaciones siguientes:

Miembros de sección transversal I

$$L_u = \frac{\sqrt{2\Pi}}{X_u} \sqrt{\frac{ECa}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad \text{ec.4.6}$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2\Pi}}{X_r} \sqrt{\frac{ECa}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad \text{ec.4.7}$$

E es el modulo de elasticidad del acero y G su módulo de elasticidad al esfuerzo cortante; se tomarán iguales a 2040000 kg/cm² y 784000 kg/cm², respectivamente. En las ecs. anteriores,

$$X_u = 4.293 C \frac{Z F_y}{GJ} \sqrt{\frac{Ca}{I_y}} = 3.220 X_r, X_r = \frac{4}{3} C \frac{Z F_y}{GJ} \sqrt{\frac{Ca}{I_y}}$$

En secciones I laminadas o hechas con placas soldadas, de proporciones semejantes a las laminadas, pueden utilizarse las expresiones simplificadas.

$$L_u = \frac{6.55}{X_u} \frac{d r y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad \text{ec.4.8}$$

$$L_r = \frac{6.55}{X_r} \frac{d r y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad \text{ec.4.9}$$

Donde

$$X_u = 7.7C \left(\frac{d}{t} \right)^2 \frac{F_y}{E} = 3.22X_r, \quad X_r = 2.4C \left(\frac{d}{t} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

d es el peralte de la sección y t el grueso del patin comprimido.

Para miembros de sección transversal rectangular, maciza o hueca:

$$L_u = 0.91 \frac{E}{CZ F_y} \sqrt{I_y J} \quad \text{ec.4.10}$$

$$L_r = 2.92 \frac{E}{CZ F_y} \sqrt{I_y J} = 3.22L_u \quad \text{ec.4.11}$$

Para secciones tipo 3 o 4 con dos ejes de simetría y para canales en las que esta impedida la rotación alrededor del eje longitudinal, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

$$M_R = 1.15 F_R M_y \left(1 - \frac{0.28 M_y}{M_u} \right) < F R M_y \quad \text{ec.4.12}$$

Cuando la distancia entre puntos soportados lateralmente es mayor que L_u el estado limite de falla de vigas de sección transversal I ó H flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia suele ser el de pandeo lateral por

flexotorsión; este fenómeno ocasiona disminuciones en la resistencia a la flexión⁴⁹ que pueden ser muy significativas.

El patín comprimido de una viga en flexión tiene un comportamiento parecido al de una columna en compresión axial; el pandeo se presenta en el plano principal de menor momento de inercia de la sección transversal.

c) Pandeo lateral por flexotorsión.

El patín en tensión no se patea por si solo, tiende a conservarse recto y, a través del alma, ejerce una acción estabilizadora sobre el patín comprimido; sin embargo, eventualmente se produce el pandeo lateral, y el patín comprimido arrastra al que trabaja en tensión y, los desplazamientos laterales del patín en tensión son siempre menores que los del patín en compresión; un instante después de la iniciación del pandeo la posición de una sección transversal intermedia de la viga ver fig 4.3, la línea de acción de la carga vertical ya no coincide con el eje centroidal vertical ni pasa por el centroide de la sección, como antes del pandeo, de manera que la flexión original, alrededor del eje horizontal, se transforma en flexión biaxial; aparecen al mismo tiempo, momentos de torsión; puesto que el pandeo se presenta acompañado por flexión alrededor del eje vertical y por torsión.

La resistencia a la torsión puede descomponerse en dos partes; resistencia a la torsión de **Saint Venant** y **oposición al alabeo de las secciones transversales**.

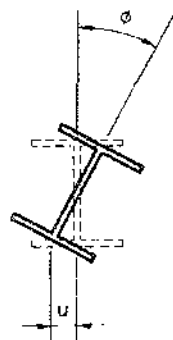
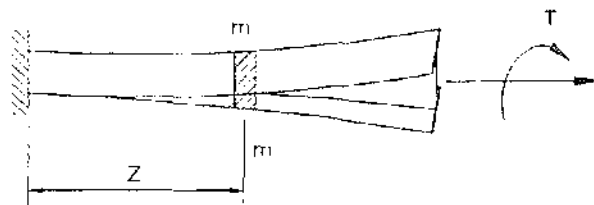
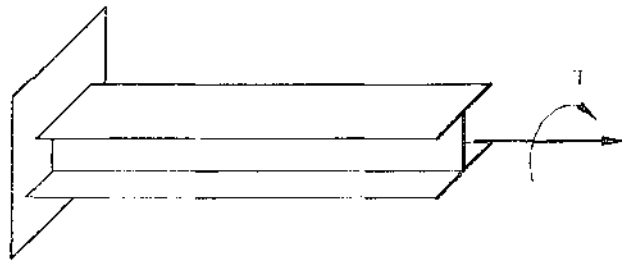
La resistencia a la torsión de Saint Venant, debida a los esfuerzos cortantes que se generan por la rotación relativa de las secciones transversales adyacentes, es función del producto **GJ**, donde **G** es el módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del material y **J** la constante de torsión de Saint Venant, para secciones abiertas formadas por rectángulos angostos, del tipo de las I ó H , $J = 1/3 \sum bt^3$, en algunas bibliografías se denomina como $K_t = \frac{1}{3} (2b_f t_t^3 + d_w t_w^3)$ donde **b** y **t** son el ancho y el grueso de cada rectángulo, y la suma abarca a todos los que componen la sección; el esfuerzo torsional máximo se denomina de la siguiente manera:

$$f_{vmax} = \frac{1}{3} \frac{Tt}{(2b_f t_t^3 + d_w t_w^3) G}$$

La resistencia al alabeo se origina por la oposición de los patines a flexionarse alrededor del eje principal alojado en el plano del alma, cuando la viga se pandea sus secciones transversales se desplazan lateralmente y giran y cuando estas deformaciones varían a lo largo del eje longitudinal producen alargamientos en la mitad exterior de los patines y acortamientos en la interior los que, ocasionan fuerzas internas, equivalentes en cada patín; un momento alojado en su plano medio horizontal, acompañado por las fuerzas cortantes correspondientes. La resistencia a la torsión por alabeo proviene del par generado por las fuerzas cortantes de los dos patines, es una función del producto ECa , en el que E es el módulo de elasticidad del material y Ca la constante de torsión por alabeo de las secciones transversales, lo mismo que J , Ca depende solo de la geometría de sus secciones; para vigas I ó H $Ca = \frac{Iy(d - tp)^2}{4}$, donde d es el peralte total de la sección, tp el grueso de los patines y $(d - tp)$ la distancia entre sus centros de gravedad

Para dar soporte lateral a las vigas se debe evitar el movimiento lateral y el giro de las secciones transversales, para ello esos elementos pueden ser las mismas vigas secundarias que transmiten las cargas a la trabe en estudio, o miembros colocados especialmente; estos miembros deben tener resistencia y rigidez, bajo fuerzas axiales de compresión, suficientes para resistir la tendencia de la trabe a girar y deformarse lateralmente.

Los requisitos anteriores se satisfacen dimensionando los elementos que proporcionan soporte lateral al patin comprimido de las vigas, y sus conexiones, de manera que resistan como mínima una fuerza igual al uno por ciento de la compresión existente en el patin en el punto soportado.



Sección mm

FIG. 4.7 VIGA SUJETA A MOMENTO TORSIONANTE PURO.

EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
CONSTITUYENTES
FECHA:

TITULO: TESIS PROFESIONAL
NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
ESCALA: SIN

Este artículo se aplica al alma (o almas en el caso de miembros de alma múltiple, como las secciones en cajón) de vigas de sección transversal con dos ejes de simetría, sometidas a fuerzas cortantes alojadas en uno de los planos de simetría, que coincide con el alma cuando ésta es única o es paralelo a ellas en miembros con más de una alma.

La resistencia de diseño al cortante, V_R , de una viga o trabe de eje recto y de sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es:

$$V_R = V_N F_R \quad \text{ec.4.13}$$

$$F_R = 0.90$$

V_N es la resistencia nominal que se determina como se indica a continuación.

Al evaluar V_N se tendrá en cuenta si la sección tiene una o más almas.

$$\frac{h}{t} \leq 1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \quad V_N = 0.66 F_y A_a \quad \text{ec.4.14}$$

d) El alma falla por cortante en el intervalo por endurecimiento por deformación.

$$1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \quad V_N = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{\frac{h}{t}} A_a \quad \text{ec.4.15}$$

f) La falla es por plastificación del alma por cortante.

Si $1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$ Entonces se consideran dos casos:

f1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma.

$$V_N = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{\frac{h}{t}} A_a \quad \text{ec.4.16}$$

$$V_N = \left[\frac{922\sqrt{F_y k}}{\frac{h}{t}} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right) + \frac{0.50F_y}{\sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right] A_a \quad \text{ec.4.17}$$

$$\text{Si } 2000\sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t}$$

Se consideran dos casos:

f3) Estado límite de iniciación de pandeo del alma

$$V_N = \frac{1845000k}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} A_a \quad \text{ec.4.18}$$

f4) Estado límite de falla por tensión diagonal.

$$V_N = \left[\frac{1845000}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right) + \frac{0.50F_y}{\sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right] A_a \quad \text{ec. 4.19}$$

Para poder tomar como estado límite de falla por tensión diagonal, ecs. 4.17 y 4.19 la sección debe tener una sola alma (secciones I laminadas o formadas por placas) y estar reforzada con atiesadores transversales, diseñados de acuerdo con el inciso 4.5.7.

En las expresiones anteriores A es el área del alma, igual al producto de su grueso t, por el peralte total de la sección d; h es el peralte del alma (distancia libre entre

patines); "a" la separación entre atiesadores transversales, y k un coeficiente sin⁵³ dimensiones, que se calcula con la ecuación 3.3.28:

d, h y t se toman en cm, y V_N se obtiene en kg, cuando la sección tiene dos o más almas, A_a es la suma de las áreas de todas ellas.

$$k = 5.0 + \frac{5.0}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

k se toma igual a 5.0 cuando la relación a/h es mayor que 3.0 o que $\left[260\left(\frac{h}{t}\right)\right]^2$,

y cuando no se emplean atiesadores. En almas no atiesadas h/t no debe exceder de 260.

h) Flexión y cortante combinados.

Cuando se necesitan atiesadores transversales y el cociente V_D/M_D está comprendido entre los límites siguientes:

$$\frac{1.33V_R}{M_R} \geq \frac{V_D}{M_D} \geq 0.6 \frac{V_R}{M_R}$$

$$V_D \leq V_R$$

$$M_D \leq M_R$$

$$0.727 \frac{M_D}{M_R} + 0.455 \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0$$

M_R es la resistencia de diseño en flexión.

V_R la resistencia de diseño al cortante.

M_D y V_D son el momento flexionante y la fuerza cortante de diseño.

Cargas que producen fatiga.

Las fallas por fatiga se originan generalmente en una región localizada en la que existe una concentración de esfuerzo, la que causa una grieta diminuta. Esta pequeña grieta se va extendiendo a las regiones circundantes, bajo el efecto de cargas repetidas, hasta que la resistencia estática de la estructura disminuye a tal grado que falla repentinamente, como si estuviese sometida a carga estática..

Los factores principales asociados con las fallas por fatiga pueden reunirse como siguen:

- a) Un número grande de ciclos de carga.
- b) Un amplio rango de variaciones de esfuerzo.
- c) Un esfuerzo elevado en el miembro con un rango pequeño de esfuerzos durante la carga cíclicas.
- d) Concentraciones locales de esfuerzos debidas a detalles de diseño y fabricación.

Los edificios rara vez quedan sometidos a cargas repetidas con amplios rangos de esfuerzos, exceptuando algunos miembros componentes que pueden soportar grúas u otro tipo de cargas móviles.

El diseño de las estructuras teniendo en cuenta todos los factores, representa una tarea verdaderamente difícil. El tipo y la magnitud de las cargas cíclicas que deberá soportar la estructura durante la vida útil son, en el mejor de los casos, inciertos, y cuando se combinan con los esfuerzos indefinidos que ocurren realmente, el ingeniero que se enfrenta con la tarea de la selección de material que llene estos requisitos necesita un juicio y experiencia considerables.

Los datos de fatiga en los aceros, en los que se basan los juicios sobre su comportamiento estructural, se obtienen de especímenes de prueba, probados bajo condiciones de laboratorio.

En el diseño de los elementos en flexión se consideran los estados límite de servicio de deformaciones excesivas y de vibraciones.

Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

1.- Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y no rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que correspondan a condiciones normales de operación.

Se considera como estado límite de falla a cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Se considera como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

En las construcciones comunes, la revisión de los estados límite de deformaciones se considera cumplida si se comprueba que no exceden los valores siguientes:

I.- La falla vertical, incluyendo los efectos a largo plazo, igual al claro entre 240, más 0.50 cm. Además para miembros cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables; Se considera como estado límite una flecha medida después de la colocación de los elementos no estructurales igual al claro entre 480, más 0.3 cm, para elementos en voladizo, los límites anteriores se multiplicarán por 2.0.

II.- Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculadas con algunos de los métodos de análisis sísmico mencionados en el artículo 203 de este Reglamento, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo

que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En tal caso, el límite en cuestión será 0.012.

El desplazamiento horizontal calculado se obtendrá con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que fijan las Normas Técnicas Complementarias y se multiplicaran por el factor de comportamiento sísmico.

Vibraciones.

Al controlar las vibraciones se busca, en la mayoría de los casos, la comodidad de los ocupantes de los edificios.

Cuando las vigas soportan maquinaria o equipo de determinadas características, se trata también de evitar vibraciones, que interfieran en su funcionamiento o que coaccionan solicitaciones excesivas. Como puede ser si el conjunto maquinaria estructura de soporte entra en resonancia. También algunas actividades humanas pueden producir resonancia por lo que este fenómeno ha de cuidarse en estacionamientos que es nuestro caso de estudio, salones de baile y en otros locales en que las solicitaciones tengan carácter periódico y repetitivo.

Las vibraciones están relacionadas con las deformaciones producidas por carga vertical estática pero dependen, también en buena parte de las características dinámicas del sistema de piso.

4.2 Curvas esfuerzo deformación del acero.

Las curvas esfuerzo - deformación de fig.4.8 describen los aspectos más importantes del comportamiento de vigas con cargas de magnitud creciente perpendiculares a su eje, alojadas en el plano de simetría de sus secciones transversales.

La respuesta inicial, bajo cargas pequeñas, es elástica lineal, como lo muestra el primer tramo, recto, de las curvas OA.

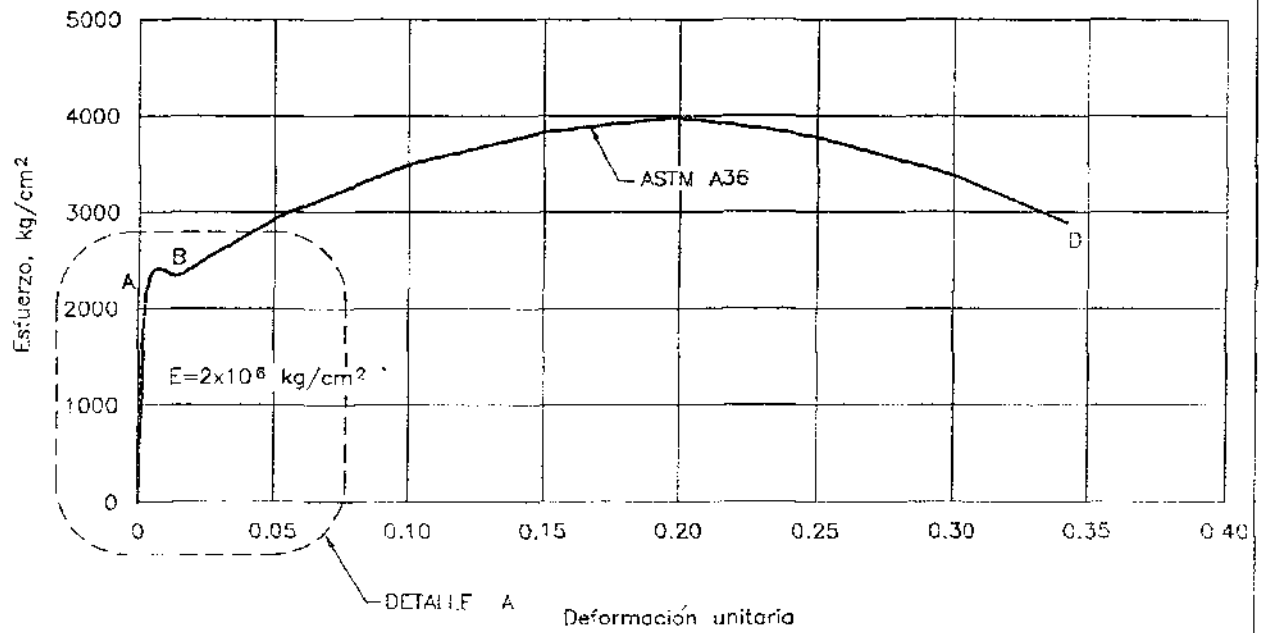
El comportamiento elástico lineal termina cuando la suma de los esfuerzos normales producidos por las cargas y los residuales existentes en la viga llega, al esfuerzo de fluencia σ_y . (punto A de la curva con la línea continua de la fig. 4.8).

Si las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que componen la viga, y el contraventeo lateral de que está provista, son adecuados para posponer la falla por pandeo local y lateral hasta que se presenten deformaciones plásticas importantes; bajo estas condiciones, crece la carga y fluye plásticamente una porción cada vez mayor del material, lo que hace que la capacidad de la viga para soportar incrementos adicionales de carga disminuya, hasta que desaparece cuando el momento flexionante iguala al plástico resistente M_p , en la sección crítica. (punto B)

La viga es isostática; de no serlo, su resistencia máxima no se alcanza cuando se forma la primera articulación plástica, si no cuando se convierte en un mecanismo. A partir del (punto B) la curva es aproximadamente horizontal; la deformación crece, sin cambio apreciable en la carga, hasta ser varias veces mayor a la iniciación del flujo plástico. Por último, después de una deformación apreciable, el acero entra en el intervalo de endurecimiento por deformación, y el momento resistente sobrepasa a M_p .(Punto D).

El comportamiento descrito por la curva OABCD es el más deseable desde los puntos de vista de resistencia y capacidad de rotación de las vigas, corresponde a un caso ideal, que rara vez se presenta en las estructuras.

La situación más común en vigas reales de proporciones adecuadas y con contraventeo lateral suficiente es la representada por la curva OAB; el momento resistente no se incrementa por endurecimiento por deformación, pero se alcanza el momento plástico del perfil, que se conserva durante deformaciones plásticas sucesivas.



CURVA ESFUERZO-DEFORMACION PARA ACERO A-36

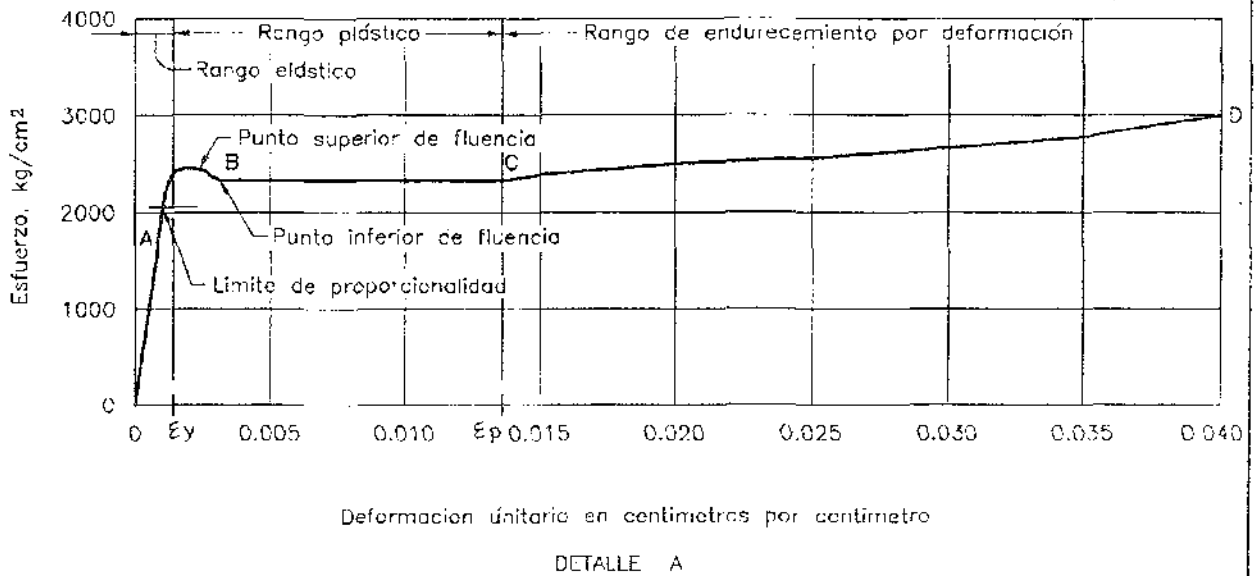


FIG. 4.8

EDIFICIO	DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO CONSTITUYENTES	TITULO:	TESIS PROFESIONAL
FECHA:	.	NOMBRE:	ALBERTO GOMEZ MENDOZA
		ESCALA:	SIN

1	DISEÑO DE TRABES ARMADAS POR EL		
2	REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL (secciones I).		
	UNIDADES kg*cm.		
3			
4	Elemento 844 nivel 5		
5	Elementos mecanicos carga gravitacional		
6	M1cv=kg*cm	4480000.00	
7	M2cv=kg*cm	4000000.00	
8	V1cv=	12.00	
9	Elementos mecanicos carga Horizontal		
10	M1ch=kg*cm	2400000.00	
11	M2ch=kg*cm	2200000.00	
12	V1ch=	10.00	
13	Combinaciones de carga		
14			
15	FLEXIÓN		
16			
17	Mu = (Mcv + Mch)*1.1	7568000	
18	Mu = (Mcv)1.4	6272000	
19	M1=M1cv+M1s	62.00	
20	CORTANTE		
21			
22	Vu = (Vcv+ Vch)*1.1	24.2	
23	Vu = (Vcv)*1.4	16.8	
24			
25	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS		
26			
27	A (cm)	147.0	
28	Ix (cm4)	72000.0	
29	Iy c(m4)	2000.0	
30	Zx c(m3)	2820.0	
31	Zy (cm3)	440.0	
32	Sx (cm3)	2620.0	
33	Sy (cm3)	330.0	
34	rx (cm)	22.0	
35	ry c(m)	5.3	
36	L c(m)	1075.0	
37	d (cm)	55.0	
38	bf (cm)	25.0	
39	tf (cm)	1.6	
40	tw (cm)	1.3	
41	Patin superior arriostrado por el sistema de piso		
42	Lb Aprox. L/4, depende de la variación del	2.7	
43	momento flexionante.		

44	CONSTANTES		
45			
46	Módulo de elasticidad al cortante.		
47	$G = E/2*(1+u) = 7840000 \text{ kg/cm}^2$	784000	
48	Constante de torsión para secciones abiertas		
49	b y t son el ancho y el espesor de los rectángulos		
50	en los que se divide la sección		
51	$J = 1/3 * \sum b * t^3 \text{ (cm}^4)$	106.0	
52	Resistencia a la torsión por alabeo		
53	$C_a = I_y((d-t)^2)/4 = \text{ (cm}^6)$	1.43E+06	
54	E	2100000	
55	FR	0.90	
56	Fy	2500	
57	$C = 0.6 + 0.4(M1/M2)$ curvatura simple	0.96	
58	$C = 0.6 - 0.4(M1/M2) > 0.4$ curvatura doble	0.40	
59			
60	Rango plástico y rotaciones para la formación de un mecanismo		
61	$L_p = ((25300 + 155000(M1/M_p))/F_y) * r_y \text{ (cm)}$	825.34	
62	Rango plástico sin rotaciones		
63	$X_u = (4.293 * C * Z * F_y)/(G * J) * (C_a/I_y)^{0.5}$	3.89	
64	$L_u = ((2 * 3.14^{0.5})/X_u) * (E * C_a/G * J)^{0.5} * (1 + (1 + X_u^2))^{0.5} \text{ (cm)}$	274.33	
65	$X_r = 4/3 * C * (Z * F_y/G * J) * (C_a/I_y)^{0.5}$	1.21	
66	$L_r = ((2 * 3.14^{0.5})/X_r) * (E * C_a/G * J)^{0.5} * (1 + (1 + X_r^2))^{0.5} \text{ (cm)}$	632.32	
67	Cuando el pandeo lateral no es crítico.		
68			
69	Soporte lateral continuo en patin superior (sistema de piso)		
70	$L_b < L_u$		
71	$M_p = Z_x * F_y \text{ (t*m)}$	70.50	
72	$M_R = FR * Z_x * F_y = FR * M_p \text{ (t*m)}$	63.45	
73	$M_u/M_R =$	1.19	< 1.33
74			
75	CORTANTE		
76			
77	Aa (cm)	71.5	
78	$V_N = 0.66 * F_y * A_a \text{ (ton)}$	117.975	
79	$V_R = V_N * FR \text{ (ton)}$	106.1775	< 24.2 TON.

DISEÑO DE TRABES ARMADAS POR EL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL (secciones I). UNIDADES kg*cm.		
Elemento 444 nivel 1		
Elementos mecanicos carga gravitacional		
M1cv=kg*cm		1560000.00
M2cv=kg*cm		1160000.00
V1cv=		9.00
Elementos mecanicos carga Horizontal		
M1ch=kg*cm		3980000.00
M2ch=kg*cm		3850000.00
V1ch=		7.00
Combinaciones de carga		
FLEXIÓN		
$M_u = (M_{cv} + M_{ch}) * 1.1$		6094000
$M_u = (M_{cv}) * 1.4$		2184000
$M_1 = M_{1cv} + M_{1s}$		50.10
CORTANTE		
$V_u = (V_{cv} + V_{ch}) * 1.1$		17.6
$V_u = (V_{cv}) * 1.4$		12.6
PROPIEDADES GEOMÉTRICAS		
A (cm)		147.0
Ix (cm ⁴)		72000.0
Iy (cm ⁴)		2000.0
Zx (cm ³)		2820.0
Zy (cm ³)		440.0
Sx (cm ³)		2620.0
Sy (cm ³)		330.0
rx (cm)		22.0
ry (cm)		5.3
L (cm)		1075.0
d (cm)		55.0
bf (cm)		25.0
tf (cm)		1.6
tw (cm)		1.3
Patin superior arriostrado por el sistema de piso		
Lb Aprox. L/4, depende de la variación del momento flexionante.		270.0

CONSTANTES		
Módulo de elasticidad al cortante.		
$G = E/2*(1+\mu) = 7840000 \text{ kg/cm}^2$	784000	
Constante de torsión para secciones abiertas b y t son el ancho y el espesor de los rectángulos en los que se divide la sección		
$J = 1/3 * \sum b * t^3 \text{ (cm}^4)$	106.0	
Resistencia a la torsión por alabeo		
$C_a = I_y / ((d - t_f)^2 / 4) = \text{ (cm}^6)$	1.43E+06	
E	2100000	
FR	0.90	
Fy	2500	
C = 0.6 + 0.4(M1/M2) curvatura simple	0.90	
C = 0.6 - 0.4(M1/M2) > 0.4 curvatura doble	0.40	
Rango plástico y rotaciones para la formación de un mecanismo		
$L_p = ((25300 + 155000(M1/M_p)) / F_y) * r_y \text{ (cm)}$	769.88	
Rango plástico sin rotaciones		
$X_u = (4.293 * C * Z * F_y) / (G * J) * (C_a / I_y)^{0.5}$	3.89	
$L_u = ((2 * 3.14^{0.5}) / X_u) * (E * C_a / G * J)^{0.5} * (1 + (1 + X_u^2))^{0.5} \text{ (cm)}$	274.33	
$X_r = 4/3 * C * (Z * F_y / G * J) * (C_a / I_y)^{0.5}$	1.21	
$L_r = ((2 * 3.14^{0.5}) / X_r) * (E * C_a / G * J)^{0.5} * (1 + (1 + X_r^2))^{0.5} \text{ (cm)}$	632.32	
Cuando el pandeo lateral no es crítico.		
Soporte lateral continuo en patín superior. (sistema de piso) $L_b < L_u$		
$M_p = Z_x * F_y \text{ (t*m)}$	70.50	
$M_R = FR * Z_x * F_y = FR * M_p \text{ (t*m)}$	63.45	
$M_u / M_R =$	0.96	< 1.33
CORTANTE		
Aa (cm)	71.5	
$V_N = 0.66 * F_y * A_a \text{ (ton)}$	117.975	
$V_R = V_N * FR \text{ (ton)}$	106.1775	<< $V_u = 17,60$

Diseño de columnas.**Introducción.**

Los marcos rígidos están compuestos por elementos horizontales, vigas o trabes armadas, y por columnas, de eje generalmente vertical; estas han de ser capaces de soportar las cargas gravitacionales que les transmiten las vigas adyacentes y los tramos de columnas que se encuentran sobre ellas, llevándolas eventualmente a la cimentación, así como los momentos producidos por cargas verticales que reciben de las vigas, ocasionados por continuidad por ellas. Además, han de ayudar a soportar las fuerzas horizontales, contribuyendo, al mismo tiempo, a darle a la estructura la rigidez lateral necesaria para evitar problemas de inestabilidad de conjunto y mantener los desplazamientos laterales de entrepiso por debajo de los límites admisibles.

Relación de esbeltez.

La resistencia al pandeo por flexión de los miembros de eje recto y sección transversal constante, comprimidos axialmente, es función de su esbeltez, que depende de su longitud libre de pandeo, de las condiciones de apoyo de la barra y de las características geométricas de sus secciones transversales.

El parámetro que define la esbeltez es la "relación de esbeltez", KL/r , donde L es la longitud libre de pandeo de la columna, r el radio de giro correspondiente al eje de las secciones transversales alrededor del que se presenta la flexión durante el pandeo y K el factor de longitud efectiva, que es función de las restricciones a los giros y a los desplazamientos laterales que haya en los extremos de la columna.

Factor de longitud efectiva.

La base de la teoría de las columnas es la barra matemáticamente recta, de sección transversal constante, articulada en los dos extremos, sobre la que actúa una fuerza de compresión aplicada exactamente a lo largo de su eje, cuya esbeltez es tal que el pandeo se inicia cuando los esfuerzos están por debajo del límite de fluencia del material, en esa condición la carga crítica (o carga de pandeo, o de bifurcación del equilibrio), se calcula con la expresión.

$$P_E = P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

E es el módulo de elasticidad del material, I el momento de inercia de la sección transversal correspondiente al eje alrededor del que se flexiona la columna al pandearse y L su longitud libre de pandeo, $P_{cr} = P_E$ recibe el nombre de carga crítica de Euler.

Si las condiciones de apoyo son diferentes de las mencionadas arriba se modifica la ec.5.1, sustituyendo la longitud real de la columna por una longitud KL ,

La expresión para el cálculo de la carga crítica de pandeo elástica es:

ec. 5.2

$$P_{cr} = AF_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

La expresión para el esfuerzo crítico de pandeo elástico es:

ec. 5.3

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

Como $\pi^2 E$ es constante, el esfuerzo crítico únicamente está en función de la relación de esbeltez; por lo que para una relación de esbeltez dada exista un esfuerzo crítico como el que se muestra en la tabla 5.1.

En la práctica no hay columnas aisladas en las edificaciones, y la columna, aislada perfecta no es más que un concepto teórico; las columnas reales tienen imperfecciones iniciales, y suelen formar parte de estructuras más complejas, su estabilidad depende de la estructura completa, que transmite a la columna flexiones y torsiones, además de fuerzas axiales, y ejerce restricciones en sus extremos.

Sin embargo, la columna aislada biarticulada ha sido tradicionalmente, en la actualidad, el punto de partida para el diseño de las columnas reales.

Para diseñar individualmente las columnas de las estructuras, utilizando la solución del problema de pandeo de la estructura completa, se requiere

determinar la "longitud efectiva" de cada columna, para tener en cuenta su interacción con el resto de la estructura; la longitud efectiva de una columna es la distancia entre los puntos de inflexión teóricos en el instante en que se inicia el pandeo.

Los coeficientes de longitud efectiva K de columnas con condiciones de apoyo bien definidos se conocen con exactitud, pueden obtenerse, resolviendo un problema de valores característicos, semejante al de la columna biarticulada, considerando las condiciones de frontera impuestas por los apoyos.

En la fig. 5.1. se proporcionan valores de K para varias condiciones de apoyo idealizadas, en las que se supone que las restricciones que impiden las rotaciones y traslaciones de los extremos son nulas o cien por ciento efectivas.

Las rotaciones del extremo superior se consideran impedidas cuando la columna está unida rígidamente a una trabe de gran peralte; si se impiden los desplazamientos lineales de la trabe, por medio de contraventeos verticales o muros de rigidez, la columna se encuentra en el caso a, y si no se evitan los desplazamientos, en el c ó f.

La suposición de que hay articulaciones en los extremos superiores (casos b y d) puede deberse a que las trabes sean muy flexibles o la forma en que estén conectadas con las columnas.

<p>La configuración de la columna pandeada se muestra con línea punteada</p>	(a)	(b)	(c)	(c)	(e)	(f)			
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0			
Valor de diseño recomendado para K, cuando las condiciones reales de apoyo se aproximan a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0			
Representación esquemática de las condiciones de apoyo	 	Rotación impedido	Rotación libre	Rotación impedido	Rotación libre	Traslación impedido	Traslación impedido	Traslación libre	Traslación libre

FIG. 5. VALORES DEL COEFICIENTE K PARA COLUMNAS AISLADAS CON DIVERSAS CONDICIONES DE APOYO.

EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
CONSTITUYENTES

FECHA:

TITULO:
NOMBRE:
ESCALA:

TESIS PROFESIONAL
ALBERTO GOMEZ MENDOZA
S/N

Nomogramas para la determinación del factor de longitud efectiva en columnas de marcos rígidos.

Para evaluar la longitud efectiva de columnas de marcos en los que deben considerarse los efectos de esbeltez ocasionados por desplazamientos laterales de los niveles, aplicable en marcos simples, consiste en obtener K estudiando una porción del marco que incluye a la columna de interés; las condiciones de borde de esa porción se fijan de manera que sean compatibles con el comportamiento de la estructura completa. El factor de longitud efectiva K se obtiene por interpolación de los valores tabulados el nomograma de la fig.5.2; que constituye el método empleado con más frecuencia en la actualidad.

En edificios altos y esbeltos carentes de muros de cortante o de contraventeos verticales, cuya resistencia y rigidez lateral provienen exclusivamente de las características de las vigas y columnas que componen la estructura, es posible que las longitudes efectivas de las columnas excedan de dos o más veces la altura de entrepiso.

Cuando se utiliza la fig.5.2 ha de tenerse en cuenta que están basados en suposiciones que rara vez se cumplen al cien por ciento en estructuras reales. Las hipótesis más importantes son las siguientes:

- 1.- El comportamiento de la estructura en conjunto y de cada una de sus partes es elástico lineal.
- 2.- Todos los miembros son de sección transversal constante, que pueden variar de un nivel a otro.
- 3.- Todas las conexiones son rígidas
- 4.- En el instante en que se inicia el pandeo, las vigas que forman parte de marcos contraventeados adecuadamente se flexionan en curvatura simple, con rotaciones en sus extremos iguales en magnitud y de signos contrarios.
- 5.- En el instante en que se inicia el pandeo, las vigas que forman parte de marcos no contraventeados se flexionan en curvatura doble, con rotaciones en sus extremos iguales de magnitud y en signo.
- 6.- Los parámetros de rigidez de todas las columnas son iguales entre sí.

Las restricciones que imponen las vigas a las rotaciones de las juntas se distribuyen entre las dos columnas que concurren en ellas en proporción a sus

rigideces I/L .

8.- Todas las columnas se pandean simultáneamente.

Cuando las condiciones en la estructura real difieren significativamente de la hipótesis anteriores, la aplicación directa de los nomogramas puede llevar a diseños excesivamente conservadores y, en ocasiones, absurdos.

En el desarrollo de las ecuaciones que dan origen a los nomogramas se encuentra que la resistencia de la columna al pandeo elástico depende de los cocientes, calculados en sus dos extremos, de las sumas de las rigideces I/L de las columnas y de las vigas que concurren en cada uno de ellos y que se encuentran en el plano de la flexión, es decir, de los parámetros.

$$G = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_C}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_V}$$

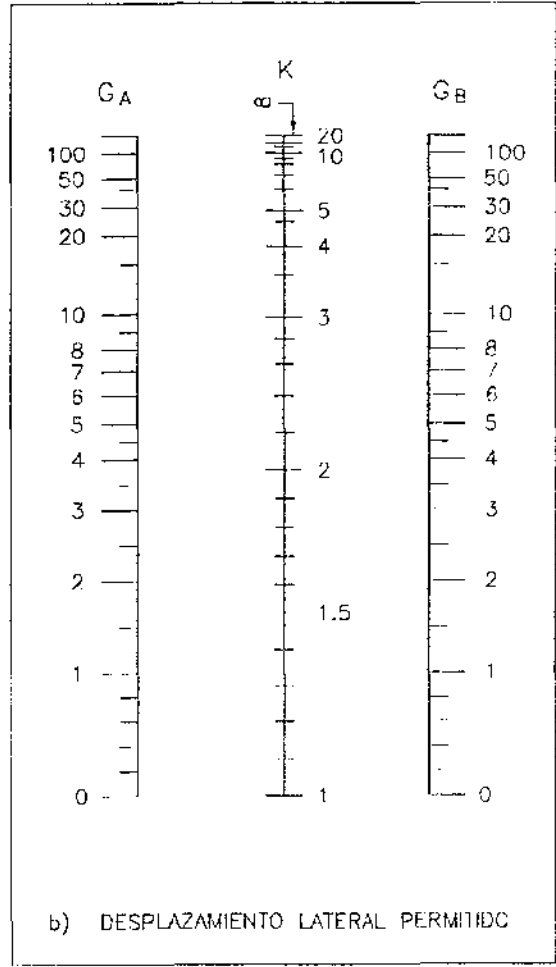
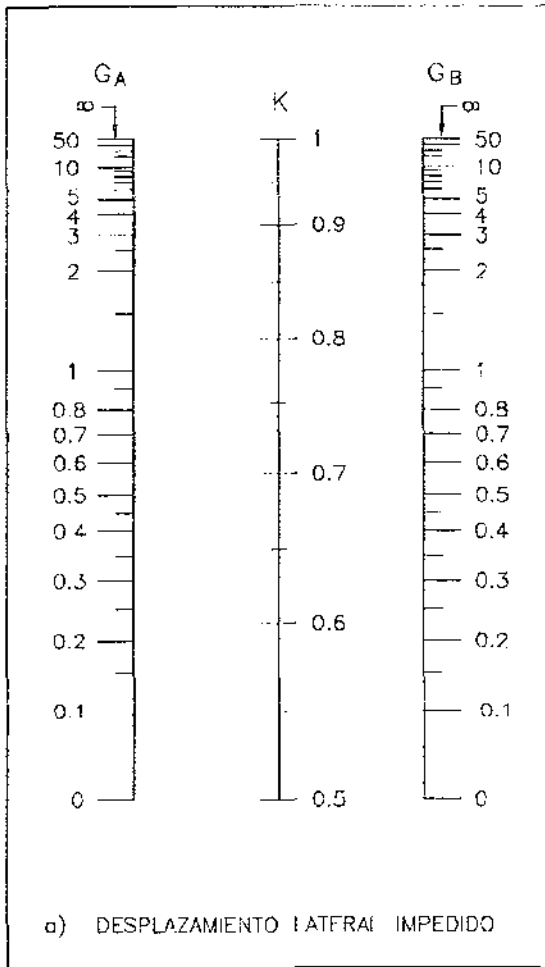


FIG. 5.2 NOMOGRAMAS PARA LA DETERMINACION DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA EN COLUMNAS DE MARCOS RIGIDOS.

EDIFICIO OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
CONSTITUYENTES
FECHA:

TITULO: TESIS PROFESIONAL
NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
ESCALA: SIN

En el diseño de miembros flexocomprimidos deben considerarse los siguientes estados límite de falla:

- a) Pandeo de conjunto de entrepiso, bajo carga gravitacional.
- b) Pandeo individual de una o más columnas, bajo carga gravitacional.
- c) Inestabilidad de conjunto de entrepiso, bajo la combinación de carga gravitacional y horizontal.
- d) Inestabilidad individual de una o más columnas o porque se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas, bajo la combinación de cargas gravitacionales y horizontales.
- e) Pandeo Local.

En las Normas Técnicas Complementarias se mencionan cinco estados límite de falla por inestabilidad; dos se refieren a columnas individuales y las otras dos a fenómenos de conjunto y uno de pandeo local.

Pandeo individual y de conjunto.

Casos a, b

El pandeo de conjunto de entrepiso bajo cargas gravitacionales, o su inestabilidad producido por cargas gravitacionales y horizontales combinadas, son fenómenos de conjunto, en los que intervienen todas las columnas, vigas, muros de rigidez; que estén ligados entre sí de manera tal que sus extremos experimenten desplazamientos horizontales iguales; esto se presenta debido al sistema de piso que funciona como diafragma rígido transmitiendo las fuerzas cortantes a los sistemas estructurales en función de su rigidez.

Las dos formas de inestabilidad de conjunto mencionadas se presentan cuando la magnitud de las cargas gravitacionales, o gravitacionales y horizontales combinadas, anulan la rigidez lateral de entrepiso.

Como los desplazamientos laterales son función de la rigidez lateral de la estructura; ésta rigidez es de importancia, tanto para controlar los desplazamientos como para evitar fallas por inestabilidad de conjunto, estos fenómenos están relacionados entre sí.

Las edificaciones muy flexibles experimentan desplazamientos importantes y serán susceptibles de fallar por inestabilidad.

Esta forma de falla no se discute en las Normas Técnicas Complementarias porque no suele ser crítica en construcciones urbanas, cuya esbeltez no es grande; sin embargo, sí puede regir el diseño de algunas estructuras especiales.

Inestabilidad individual.

Casos c,d

Cuando la resistencia ante fuerzas horizontales y la rigidez lateral de entrepiso son elevadas, puede fallar individualmente alguna de las columnas que constituyen el sistema estructural, bajo cargas menores; comparadas con las cargas que llevarían el entrepiso completo al colapso. Esta situación puede presentarse cuando sólo hay cargas gravitacionales o en combinación con fuerzas horizontales; en este sentido la falla puede ser por inestabilidad de la columna completa o porque se agote la resistencia de alguna de las secciones extremas.

Pandeo local.

Como todos los miembros de estructuras metálicas, debe tenerse en cuenta la posible pérdida de resistencia por pandeo local, que es función de las relaciones ancho grueso de los elementos planos que los componen Artículo 2.3 de las Normas Técnicas Complementarias.

La secuela de diseño que se recomienda corresponde al caso más general cubierto por las Normas Técnicas; columnas situadas en la intersección de dos marcos rígidos, perpendiculares entre sí, que forman parte de la estructura de edificios de varios pisos. En esas condiciones, las columnas trabajan en flexocompresión biaxial y son parte de entre pisos en los que pueden presentarse desplazamientos laterales de los niveles que los limitan.

Diseño utilizando la longitud efectiva.

Cuando se emplea este método cada columna individual se diseña con la ec. de interacción deducida para columnas aisladas, en la que se incluye el factor de longitud efectiva K que le corresponde por ser parte de una estructura teniendo en cuenta las restricciones en los extremos.

Se emplean los elementos mecánicos obtenidos con un análisis de primer orden, los que se amplifican, en las ecs. de diseño, para incluir aproximadamente los efectos de segundo orden.

Los factores de longitud efectiva se incluyen en el cálculo de la carga crítica P_E y está a su vez se encuentra incluida en el factor de amplificación

El esfuerzo en una columna comprimida axialmente en el instante en que se inicia el pandeo de conjunto del sistema estructural es igual al esfuerzo crítico de una columna biarticulada de longitud efectiva KL .

La resistencia en compresión axial de columnas se determina con la longitud efectiva KL , que sustituye a la longitud real; con lo que se modifica su capacidad para resistir compresión, como resultado de su participación en la respuesta de la estructura completa.

Las fórmulas de interacción proporcionan una manera de investigar la resistencia de miembros flexocomprimidos ante las sollicitaciones de carga axial y flexión; además, sirven para evitar la inestabilidad del sistema estructural por medio de los factores de longitud efectiva K_x , K_y ,

Existen tres aspectos importantes que influyen notablemente en la reducción de la resistencia por esbeltez de una columna sujeta a flexocompresión, estos son:

- 1.- El efecto de los momentos flexionantes en los dos extremos de la columna.
- 2.- La forma de la curvatura del eje de la columna.
- 3.- El desplazamiento lateral relativo entre los extremos de la columna.

Efectos de los cuales haremos una breve descripción.

- 1.- Efectos de los momentos flexionantes en los extremos de la columna.

El efecto de los momentos flexionantes en los extremos de la columna tiene influencia en la magnitud de las deformaciones y, en consecuencia, en los momentos de segundo orden. Consideremos el caso del ejemplo de la columna de la figura 5.3, en la cual los momentos en los extremos son iguales y de signo contrario. Podemos observar que el momento de primer orden es constante a lo largo del eje de la columna y la columna se deforma en curvatura simple. El momento máximo de segundo orden, $P\delta$, que se presenta a la media altura de la columna se suma al momento de primer orden para obtener el momento total. En estas columnas siempre hay reducción de resistencia por efectos de esbeltez ya que como se puede apreciar, el momento total obtenido es la suma de los momentos máximos de primero y de segundo orden fig. 5.3.

Si en cambio, los desplazamientos lineales de los extremos son significativos los momentos flexionantes se incrementan por el efecto $P\Delta$, como se muestra en la fig. 5.4.

- 2.- Desplazamiento lateral relativo entre los dos extremos de la columna y forma de la curvatura.

Este efecto se presenta normalmente en columnas que forman parte de marcos no contraventados, es decir, en aquellos que no tienen elementos que impidan el desplazamiento en su plano.

El coeficiente C_m para cada plano de flexión depende de las siguientes condiciones:

- 1.- De la variación de los momentos en la columna.
- 2.- De la forma de la curvatura del eje de la columna (simple o doble).
- 3.- Del desplazamiento lateral relativo entre los dos extremos de la columna.
- 4.- De la ausencia o presencia de las cargas transversales entre los puntos de apoyo en el plano de flexión considerado.

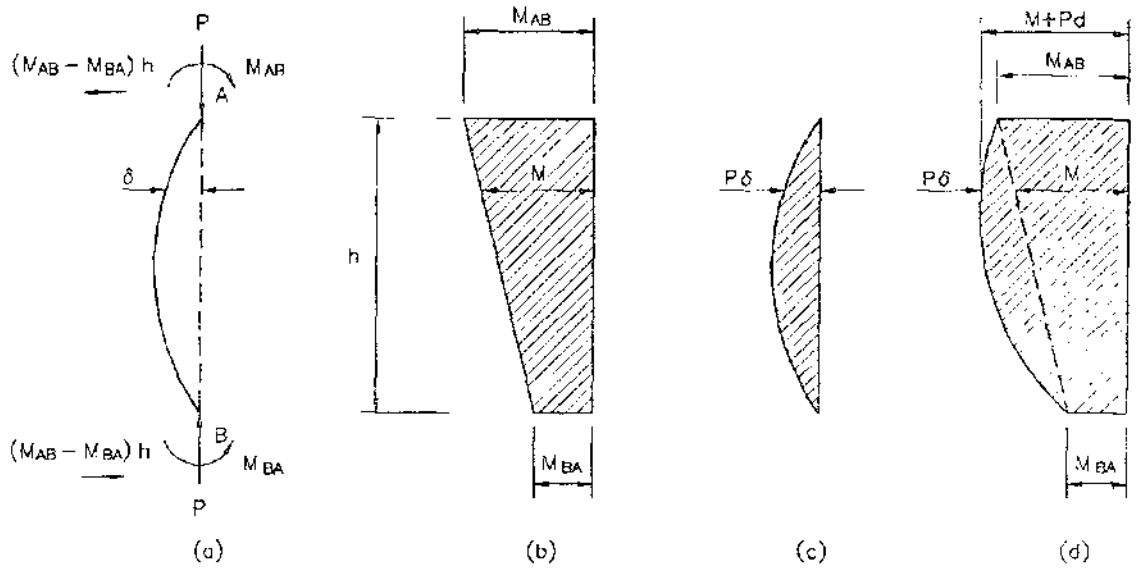
a).- Para elementos en flexocompresión que forman parte de marcos restringidos contra desplazamientos laterales en su plano, de tal manera que no exista la posibilidad de desplazamiento lateral relativo entre los extremos y sin estar sujetos a cargas transversales entre sus apoyos en el plano de la flexión.

$$C_m = 0.6 \pm 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

Es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura simple y negativo cuando la curvatura es doble.

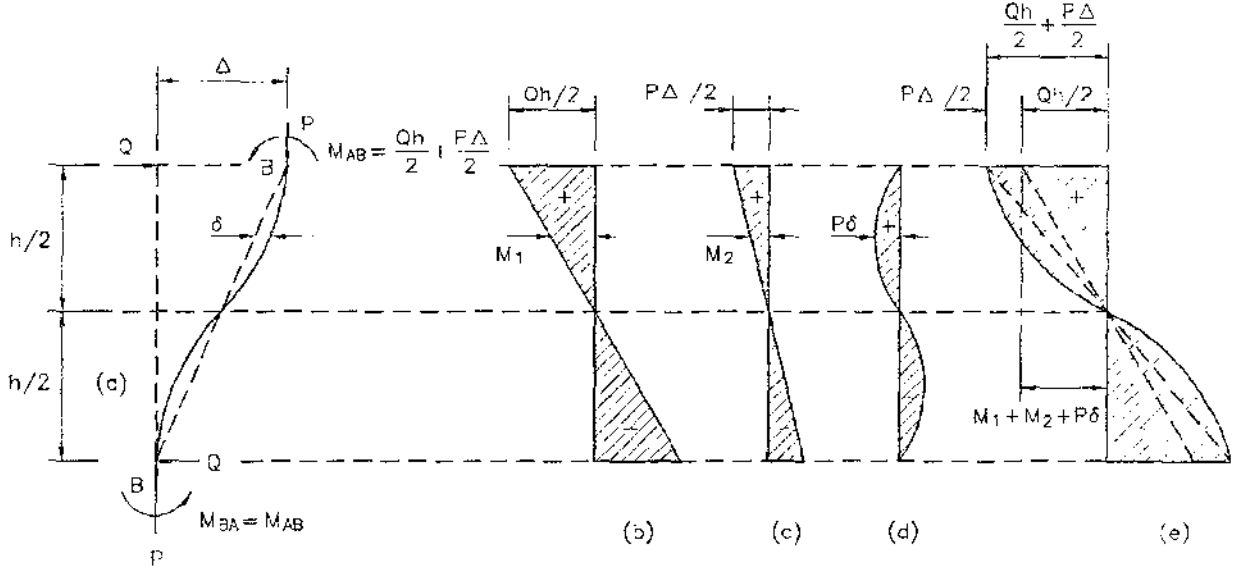
M_1 Y M_2 son el momento menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo de barra en consideración tomados en valor absoluto.

b).- Para elementos a flexocompresión en marcos no restringidos contra desplazamiento lateral en su plano $C_m = 0.85$.



- (a) COLUMNA Y CARGAS
- (b) MOMENTOS DE PRIMER ORDEN (PRIMARIOS)
- (c) MOMENTOS DE SEGUNDO ORDEN (SECUNDARIOS)
- (d) MOMENTOS TOTALES (PRIMARIOS Y SECUNDARIOS)

EFECTOS GEOMETRICOS DE SEGUNDO ORDEN EN COLUMNAS CON EXTREMOS FIJOS LINEALMENTE (EFECTO $P\delta$).



- (a) COLUMNA Y CARGAS
- (b) MOMENTOS DE PRIMER ORDEN (PRODUCIDOS POR FUERZAS HORIZONTALES EXCLUSIVAMENTE)
- (c) MOMENTOS PRODUCIDOS POR EL EFECTO $P\Delta$ (DE SEGUNDO ORDEN)
- (d) MOMENTOS PRODUCIDOS POR EL EFECTO $P\delta$ (DE SEGUNDO ORDEN)
- (e) MOMENTOS TOTALES

FIG. 5.4 EFECTOS GEOMETRICOS DE SEGUNDO ORDEN EN COLUMNAS EXTREMOS SE DESPLAZAN LINEALMENTE (EFECTOS $P\Delta$ Y $P\delta$)

EDIFICIO	OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO CONSTITUYENTES	TITULO:	TESIS PROFESIONAL
FECHA:	.	NOMBRE:	ALBERTO GOMEZ MENDOZA
		ESCALA:	SIN

Evaluación de los factores de amplificación B1 Y B2.

$$B_{1X} = \frac{C_X}{\left(1 - \frac{P_u}{F_R(P_{EX})_{ti}}\right)} \quad \text{ec.5.9}$$

$$B_{1Y} = \frac{C_Y}{\left(1 - \frac{P_u}{F_R(P_{EY})_{ti}}\right)} \quad \text{ec.5.10}$$

$$B_{2X} = \frac{1}{\left(1 - \frac{\Sigma P_u}{F_R (\Sigma P_{EX})_{tp}} \right)}$$

ec.5.11

$$B_{2Y} = \frac{1}{\left(1 - \frac{\Sigma P_u}{F_R (\Sigma P_{EY})_{tp}} \right)}$$

ec.5.12

$$B_{2XY} = \frac{1}{\left(1 - \frac{\Sigma P_u \Delta_{OH}}{F_R (\Sigma H)L} \right)}$$

ec.5.13

P_u incluye $CM + CV +$ efectos sísmicos.

ΣP_E Suma de cargas críticas de pandeo elástico, de todas las columnas del entrepiso, en la dirección que se este analizando.

P_E Carga crítica de pandeo elástica, con desplazamiento lateral del entrepiso.

Δ_{OH} Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección correspondiente, provienen del análisis de computadora.

P_u Carga axial última

ΣP_u Sumatoria de carga axial última de entrepiso.

F_R Factor de resistencia.

ΣH Suma de fuerzas horizontales.

L Altura de entrepiso.

En el cálculo de los factores de amplificación B_1 ocasionados por carga vertical, la fuerza P_u es la compresión total en la columna, que incluye carga vertical más sismo, mientras que ΣP_u , que interviene en la evaluación del factor de amplificación B_2 producido por fuerzas horizontales, es la carga vertical total en el entrepiso, muerta más viva sin ningún efecto sísmico.

Se determinan los momentos de diseño de cada columna, en los planos, con las ecs.5.14 y 5.15. El momento máximo en el miembro (M_u), está amplificado por interacción fuerza axial desplazamiento lateral. Los momentos de primer orden que no están asociados con movimientos laterales en los extremos se multiplican por el factor de amplificación B_1 , y los que sí están asociados con ellos, por el factor de amplificación B_2 , indicados con anterioridad.

B_1 y B_2 toman en cuenta los efectos $P\delta$ ocasionados por carga gravitacional y $P\Delta$ producidos por fuerzas horizontales.

Si los elementos mecánicos se obtienen por medio de un análisis convencional de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, los momentos de diseño se determinan como sigue:

Para revisión de las secciones extremas:

$$\begin{aligned} M_{uox} &= (M_{ti})_X + B_{2X}(M_{tp})_X \\ M_{uoy} &= (M_{ti})_Y + B_{2Y}(M_{tp})_Y \end{aligned} \quad \text{ec.5.14}$$

Para revisión por inestabilidad:

$$\begin{aligned} M^*_{uox} &= B_{1X}(M_{ti})_X + B_{2X}(M_{tp})_X \\ M^*_{uoy} &= B_{1Y}(M_{ti})_Y + B_{2Y}(M_{tp})_Y \end{aligned} \quad \text{ec.5.15}$$

B_1 , que corresponde al efecto $P\delta$, no aparece en la ec. 5.14 porque ese efecto no incrementa nunca los efectos en los extremos; en cambio, sí puede amplificarlos en secciones intermedias, por lo que se incluye en la revisión por inestabilidad.

Con las ec.5.14 se determinan los momentos de diseño M_{ti} y M_{tp} en los dos extremos de la columna, que se revisan por separado. En cambio, la ec. 5.15 se

aplica una sola vez; al multiplicar el mayor de los momentos M_{ti} en los dos extremos por el coeficiente C_m que aparece en el numerador de B1; obteniéndose así un momento uniforme ficticio equivalente que, amplificado por el

factor $\frac{1}{\left(1 - \frac{P_u}{F_R P_E}\right)}$, produce un momento máximo igual al máximo amplificado de la barra sometida a la flexión no uniforme real.

El término $B_2 M_{tp}$ que forma parte de las dos ecs. 5.14 y 5.15, representa el momento en alguno de los extremos de la barra amplificada por efecto $P\Delta$, B_2 es el factor de amplificación.

a) Secciones tipo 1 y 2. la ecs 5.16, con la que se revisa la resistencia de los extremos de las barras flexocomprimidas de sección transversal I, H o en cajón, tipo 1 ó 2, en las que no hay pandeo local antes de que se produzca la plastificación completa, se determina con la ec. de interacción no lineal 5.16. M_{pcx} y M_{pcy} , momentos resistentes de diseño de la sección flexionada alrededor de cada uno de los ejes centroidales y principales, calculados teniendo en cuenta la presencia de la fuerza de diseño de compresión y suponiendo, en cada caso, que el otro momento es nulo, se evalúan con las ecs. 5.17 y 5.18, y se ha impuesto la condición de que M_{pcx} y M_{pcy} no pueden ser mayores que los momentos plásticos resistentes de diseño, que se obtienen multiplicando los nominales por F_R .

Cuando la sección es cajón, cuadrada o rectangular, los dos momentos M_{pcx} y M_{pcy} pueden evaluarse, conservadoramente, con la ec.5.17, deducida para secciones I flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia.

La ec. 5.16 sólo puede utilizarse para revisar secciones H, I o cuadradas huecas, pues sólo para ellas se han evaluado el exponente α . Su campo de aplicación se aplicará, seguramente, en el futuro.

La ec. 5.16 es aplicable también a secciones rectangulares en cajón, utilizando el mismo exponente α que para las cuadradas y calculando M_{pcx} y M_{pcy} con las ecs. 5.17y 5.18.

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse las condiciones siguientes:

$$\left(\frac{M_{uox}}{M_{pcx}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{uoy}}{M_{pcy}} \right)^\alpha \leq 1.0 \quad \text{ec.5.16}$$

α es un exponente numérico que depende de la forma de la sección transversal y de la magnitud de la fuerza normal;

Cálculo de los coeficientes α .

El exponente α tiene los valores siguientes:

Secciones H

$$\alpha = 1.60 - \frac{P}{2L_n P}$$

Secciones en cajón, cuadradas.

$$\alpha = 1.70 - \frac{P}{2L_n P}$$

Si no se conoce el coeficiente α de alguna sección en particular se puede suponer conservadoramente igual a 1.0.

Cualquier sección.

$$\alpha = 1.0$$

$$F_R = 0.90$$

Obtención de los momentos resistentes de flexión M_{pcx} y M_{pcy} , producidos por compresión:

ec.5.17

$$M_{pcx} = 1.18F_R M_{px} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{px}$$

ec.5.18

$$M_{pcy} = 1.67F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{py}$$

$F_R M_{px}$ y $F_R M_{py}$ son los momentos plásticos resistentes reducidos por la presencia de la carga axial.

P_u , M_{uox} y M_{uoy} son la fuerza axial de diseño de la columna y los momentos de diseño en el extremo considerado.

$M_{px} = Z_x F_y$ y $M_{py} = Z_y F_y$ son los momentos plásticos resistentes nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente.

$P_y = A_t f_y$ es la fuerza axial nominal que, obrando por sí sola, ocasionaría la plastificación de una columna corta cuyas secciones transversales tienen un área A_t .

Si en la ec.5.16 se hace $\alpha = 1.0$ y se sustituyen M_{pcx} y M_{pcy} por sus valores (ecs. 5.17 y 5.18 se obtiene:

$$\text{ec.5.19} \\ \frac{M_{uox}}{1.18F_R M_{px} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right)} + \frac{M_{uoy}}{1.67F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y}\right)} \leq 1.0$$

Multiplicando todos los términos por $1 - \frac{P_u}{F_R P_y}$, pasando los factores numéricos a los numeradores, y reordenando, se llega a:

$$\text{ec.5.20} \\ \frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Al emplear la ec. 5.20 se pierde la restricción de que los momentos plásticos reducidos por carga axial no excedan de M_{pcx} ó M_{pcy} , por lo que pueden obtenerse resultados inseguros; para evitarlo, se comprueba que se satisface también, simultáneamente, la ec. 5.21, que puede regir cuando la fuerza axial es pequeña y M_{pcx} , o ambos, son mayores que los momentos plásticos de diseño.

ec.5.21

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

La ec.5.16 con $\alpha = 1.0$ es válida para secciones transversales de cualquier forma, siempre y cuando tengan dos ejes de simetría y que se cuenten con fórmulas para poder evaluar M_{pcx} y M_{pcy} . Si no se cumple alguna de esas dos condiciones se utiliza la ec. 5.22, en la que no se considera la resistencia fuera del intervalo elástico.

$$\text{ec.5.22} \\ \frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{F_R M_{yx}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{yy}} \leq 1.0$$

a).- Secciones tipo 1 y 2. Para revisar el estado limite de falla de inestabilidad de la columna completa, se utiliza la ec. 5.24 modificada para ampliar su campo de aplicación al caso en que los momentos exteriores tienen cualquier magnitud y sentido y para cubrir tanto las columnas con extremos fijos linealmente como aquellas en que uno de los extremos se desplaza respecto al otro.

$$\text{ec.5.24} \\ \left(\frac{M^*_{uox}}{M_{ucx}} \right)^\beta + \left(\frac{M^*_{uoy}}{M_{ucy}} \right)^\beta \leq 1.0$$

El exponente β tiene alguno de los valores siguientes:

Para secciones H

$$\beta = 0.4 + P + \frac{B}{D} \geq 1.0 \quad ; \quad \text{Para } \frac{B}{D} \geq 0.3$$

$$\beta = 1.0 \quad \text{Para } \frac{B}{D} < 0.3$$

Secciones cajón, cuadradas.

$$\beta = \frac{1.3 + 1000p}{\left(\frac{L}{r} \right)^2} \geq 1.4$$

Si no se conoce el coeficiente β de alguna sección en particular, se puede suponer conservadoramente igual a 1.0.

Cualquier otra sección $\beta = 1.0$

D es el paralte de la sección, y B el ancho de los patines.

ec.5.25.

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right)$$

ec.5.26

$$M_{ucy} = F_R M_{Py} \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right)$$

F_R Es el factor de reducción de la resistencia.

M_{ucx} y M_{ucy} son los momentos resistentes de diseño de la columna flexionada

en cada uno de los planos de simetría, reducidos por la presencia de compresión y por posible pandeo lateral.

En la ec. 5.24 lo mismo que en las ecs. 5.27 se utilizan siempre los momentos de diseño máximos, alrededor de los ejes x, y, aunque los dos no se presenten en el mismo extremo de la columna.

M^*_{uox} y M^*_{uoy} son los momentos de diseño amplificados que actúan alrededor de los ejes x, y..

P_u es la carga axial diseño que obra sobre la columna.

M_m es el momento resistente de diseño, para flexión alrededor del eje x; se calcula en forma aproximada con la siguiente ec. válida para secciones H o I.

$$M_m = F_R \left[1.07 - \frac{L}{26500 r_y} \right] M_{px} \leq F_R M_{px}$$

M_m incluye el factor de reducción de resistencia; Para evaluar M_{ux} ó M_{uy} se toma el momento plástico M_{py} porque en secciones I ó H flexionadas alrededor del eje de menor momento de inercia, y en secciones cuadradas huecas flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales, no hay pandeo lateral por flexotorsión, y como son tipo 1 ó 2 no hay pandeo lateral.

Para secciones en las que no se conoce β es conservador hacerlo igual a 1.0; así la ec. con 5.24, se reduce a la ec. 5.27, que es la forma lineal de la ec. de interacción.

Haciendo β igual a 1.0 en la ec.5.24 y sustituyendo M_{ux} y M_{uy} por sus valores la ecuación toma la forma siguiente:

$$\frac{1 - P_u}{R_c} \quad y \quad \frac{P_u}{R_c}$$

Todos los términos se multiplican por $\frac{1 - P_u}{R_c}$ y $\frac{P_u}{R_c}$ se pasa al primer miembro; La ec. queda escrita en términos de solicitaciones y resistencia de diseño.

ec.5.27

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M^*_{uox}}{M_m} + \frac{M^*_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

1	DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN POR EL METODO	
2	DEL REGLAMENTO DEL D.F (Factores de Carga y Resistencia)	
3	COLUMNA 420 de nivel P.B a nivel 1	
4	CARGA VERTICAL EN X	
5		
6	Pcv (TON)=	305,00
7	MOMENTO MENOR M1tix (TON-M)=	4
8	MOMENTO MAYOR M2tix (TON-M)=	9,7
9		
10	CARGA VERTICAL EN Y	
11		
12	MOMENTO MENOR M1tiy (TON-M)=	6,8
13	MOMENTO MAYOR M2tiy (TON-M)=	10,5
14		
15	SISMO DIRECCION X	
16		
17	CARGA VERTICAL Psx	31
18		
19	MOMENTO MENOR M1tpx (TON-M)=	49,6
20	MOMENTO MAYOR M2tpx (TON-M)=	54,8
21		
22	SISMO DIRECCION Y	
23		
24	CARGA VERTICAL Psy	86,0
25	MOMENTO MENOR M1tpy (TON-M)=	61,4
26	MOMENTO MAYOR M2tpy (TON-M)=	63,0
27		
28		
29	CONSTANTES	
30		
31	ESFUERZO DE FLUENCIA Fy =	25000
32	FACTOR DE REDUCCIÓN POR RESISTENCIA Fr=	0,9
33	MÓDULO DE ELASTICIDAD (ACERO) E (TON/M2)=	2,10E+07
34	DESPLAZAMIENTO PERMITIDO CMx = 0.85=	8,50E-01
35	DESPLAZAMIENTO PERMITIDO CMY = 0.85=	0,85
36	FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA Kx=	1,2
37	FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA Ky =	1,2
38		
39	PROPIEDADES GEOMETRICAS	
40	b=	0,4
41	h=	0,4
42	ba=	0,336
43	ha=	0,336
44	ta=	0,32
45	AREA At =2PL(40*3,2)+2PL(33,6*3,2)(M2)	0,0471
46	LONGITUD DE LA COLUMNA L (M)=	3,1
47	MOMENTO DE INERCIA Ix (M4)=	1,06E-03
48	MOMENTO DE INERCIA Iy (M4)=	1,06E-03

49	RADIO DE GIRO X r_x (M)=	0,16	
50	RADIO DE GIRO Y r_y (M)=	0,16	
51	MODULO DE SECCION PLASTICO Z_x (CM ³) = $bh^2/4$ - $baha^2/4$	8,34E-03	
52	MODULO DE SECCION PLASTICO Z_y (CM ³) = $bh^2/4$ - $baha^2/4$	8,34E-03	
53			
54			
55	FUERZA AXIAL NOMINAL $P_y = A_t F_y$ =	1,18E+03	
56			
57	CARGA CRÍTICA DE EULER $P_{crx} = (\pi^2 E I_x)/(K L)^2 =$	15876,0	
58	SUMATORIA DE CARG ACRÍTICA ΣP_{crx}	24700,0	
59	CARGA CRÍTICA DE EULER $P_{cry} = (\pi^2 E I_y)/(K L)^2 =$	15876,0	
60	SUMATORIA DE CARG ACRÍTICA ΣP_{cry}	2900	
61			
62	FACTORES DE AMPLIFICACION		
63	$\Sigma P_u = (C_M + C_V) * 1.4$	546,0	
64	FACTOR DE AMPLIFICACION $B_{1x} = C_x / (1 - P_u / (F_r P_{crx})) =$	0,87	
65	FACTOR DE AMPLIFICACION $B_{2x} = 1 / (1 - \Sigma P_u / (F_r P_{crx})) =$	1,03	
66	FACTOR DE AMPLIFICACION $B_{1y} = C_y / (1 - P_u / (F_r P_{cry})) =$	0,87	
67	FACTOR DE AMPLIFICACION $B_{2y} = 1 / (1 - \Sigma P_u / (F_r P_{cry})) =$	1,26	
68			
69	SE TOMA EL MOMENTO MAYOR para M_{tx} y M_{tpy}		
70			
71	REVISION DE LAS SECCIONES EXTREMAS		
72	secciones tipo 1 y 2		
73	Momento último dirección X		
74	$P_{ux} = (P_t + P_{sx} + 0,3 P_{sy}) 1,1$	397,98	
75	$M_{uox} = (M_{tx} + B_2 M_{tpx}) 1,1$	72,47	
76	$M_{uoy} = (M_{ty} + 0,3 B_2 M_{tpx}) 1,1$	30,09	
77	Rige la dirección Y		
78	Momento último dirección Y		
79	$P_{uy} = (P_t + P_{sy} + 0,3 P_{sx}) 1,1$	440,33	
80	$M_{uoy} = (B_1 M_{ty} + B_2 M_{tpy}) 1,1$	97,66	
81	$M_{uox} = B_1 M_{tx} + B_2 * 0,3 * M_{tpy}$	35,62	
82			
83	MOMENTO PLASTICO resistente nominal $M_{Px} = Z_x F_y$	208,54	
84	MOMENTO PLASTICO resistente nominal $M_{Py} = Z_y F_y$	208,54	
85			
86	Para secciones cajón, deberá tomarse para las dos		
87	direcciones; la solución para M_{pcx} .		
88	Momento plástico resistente de diseño.		
89	$M_{Pcx} = 1.18 F_r M_{px} (1 - P_u / (F_r P_y)) < F_r M_{px} =$	129,45	<187,7
90	$L_{np} =$	3,97	
91	$p = P_u / (F_r P_y) =$	0,42	
92	Momento plástico resistente de diseño.		
93	$M_{Pcy} = 1.67 F_r M_{py} (1 - P_u / (F_r P_y)) < F_r M_{py}$	183,20	<187,7
94	secciones H; $a = 1.60 - P / 2 L_{nP}$	1,55	
95	cualquier otra sección $a = 1.0 =$	1,00	
96	secciones en cajon, cuadradas $a = 1.7 - p / 2 L_{nP}$	1,65	
97			

98	B = ANCHO DEL PATIN.	0,29	
99	D = PERALTE DE LA SECCION.	0,48	
100	B/D	0,59	
101	secciones H; $\beta = 0.4+p+B/D > 1.0$ para B/D > 0.3	1,41	
102	$\beta = 1.0$ para B/D < 0.3	1,00	
103	secciones cajon, $\beta = 1.3 + 1000p/(L/r_x)^2 > 1.4 =$	2,41	>1,4
104	secciones cajon, $\beta = 1.3 + 1000p/(L/r_y)^2 > 1.4 =$	2,41	>1,4
105			
106			
107			
108	$(M_{uox}/M_{pcx})^{\alpha} + (M_{uoy}/M_{pcy})^{\alpha} < 1.0 =$	0,81	<1,33
109			
110			
111	REVISION DE LA COLUMNA COMPLETA		
112			
113	Momento último dirección x		
114			
115	$M^*u_{ox} = (B1M_{tix} + B2 M_{tpx})1.1$	65,64	
116	$M^*u_{oy} = (B1M_{tiy} + 0.3B2 M_{tpx})1.1$	28,57	
117			
118	Momento último dirección Y		
119	Rige la dirección Y		
120	$M^*u_{ox} = (B1M_{tix} + 0.3 B2 M_{tpy})1.1$	30,14	
121	$M^*u_{oy} = (B1M_{tiy} + B2 M_{tpy})1.1$	97,66	
122			
123	Se utilizan siempre los momentos máximos de diseño aunque		
124	no se presenten en el mismo extremo		
125	$\lambda_x = (KL/r_x) * RAIZ(F_y / I I 2 E)$	0,26	
126	$\lambda_y = (KL/r_y) * RAIZ(F_y / I I 2 E)$	0,26	
127	secciones tipo 1 y 2		
128	N=1.4	1,40	
129	$R_{cx} = (F_y / (1 + EXP(2n) - 0.15exp2n)exp1/n) AtFR < F_y AtFR$	1047,11	<1059,8
130	$R_{cy} = (F_y / (1 + EXP(2n) - 0.15exp2n)exp1/n) AtFR < F_y AtFR$	1047,11	<1059,8
131	$M_{mx} = (1.07 - (L/r_y + RAIZ(F_y)) / 26500) < M_{px}$	200,68	<208,0
132	$M_{ucx} = M_{mx}(1 - P_u / R_{cx})$	116,29	
133	$M_{ucy} = FRM_{py}(1 - P_u / R_{cy})$	108,76	
134			
135	$(M^*u_{ox}/M_{ucx})^{\beta} + (M^*u_{oy}/M_{ucy})^{\beta} < 1.0 =$	1,01	<1,33

1	DISEÑO DE COLUMNAS A FLEXOCOMPRESIÓN POR EL METODO	
2	DEL REGLAMENTO DEL D.F (Factores de Carga y Resistencia)	
3	COLUMNA 414 de nivel P.B a nivel 1	
4	CARGA VERTICAL EN X	
5		
6	Pcv (TON)=	175,00
7	MOMENTO MENOR M1tix (TON·M)=	4
8	MOMENTO MAYOR M2tix (TON·M)=	5
9		
10	CARGA VERTICAL EN Y	
11		
12	MOMENTO MENOR M1tiy (TON·M)=	5,6
13	MOMENTO MAYOR M2tiy (TON·M)=	7,5
14		
15	SISMO DIRECCION X	
16		
17	CARGA VERTICAL Psx	32
18		
19		
20	MOMENTO MENOR M1tpx (TON·M)=	49,3
21	MOMENTO MAYOR M2tpx (TON·M)=	52,7
22		
23	SISMO DIRECCION Y	
24		
25	CARGA VERTICAL Psy	30,0
26	MOMENTO MENOR M1tpy (TON·M)=	54,9
27	MOMENTO MAYOR M2tpy (TON·M)=	63,0
28		
29	CONSTANTES	
30		
31	ESFUERZO DE FLUENCIA Fy =	25000
32	FACTOR DE REDUCCIÓN POR RESISTENCIA Fr=	0,9
33	MÓDULO DE ELASTICIDAD (ACERO) E (TON/M2)=	2,10E+07
34	DESPLAZAMIENTO PERMITIDO CMx = 0.85=	8,50E-01
35	DESPLAZAMIENTO PERMITIDO CMy = 0.85=	0,85
36	FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA Kx=	1,2
37	FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA Ky =	1,2
38		
39	PROPIEDADES GEOMETRICAS	
40	b=	0,4
41	h=	0,4
42	ba=	0,336
43	ha=	0,336
44	ta=	0,32
45	AREA At =2PL(40*3,2)+2PL(35*3,2)	0,0471
46	LONGITUD DE LA COLUMNA L (M)=	3,1
47	MOMENTO DE INERCIA Ix (M4)=	1,06E-04
48	MOMENTO DE INERCIA Iy (M4)=	1,06E-04
49	RADIO DE GIRO X rx (M)=	0,16
50	RADIO DE GIRO Y ry (M)=	0,16

51	MODULO DE SECCION PLASTICO Z_x (CM ³) = $bh^2/4$ -baha ² /4	8,34E-03	
52	MODULO DE SECCION PLASTICO Z_y (CM ³) = $bh^2/4$ -baha ² /4	8,34E-03	
53			
54			
55	FUERZA AXIAL NOMINAL $P_y = A_t F_y =$	1,18E+03	
56			
57	CARGA CRÍTICA DE EULER $P_{crx} = (\pi^2 E I_x)/(K^2 L)^2 =$	1587,6	
58	SUMATORIA DE CARG ACRITICA ΣP_{crx}	24700,0	
59	CARGA CRÍTICA DE EULER $P_{cry} = (\pi^2 E I_y)/(K^2 L)^2 =$	1587,6	
60	SUMATORIA DE CARG ACRITICA ΣP_{cry}	2900	
61			
62	FACTORES DE AMPLIFICACION		
63	$\Sigma P_u = (CM+CV)*1.4$	546,0	
64	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN $B_{1x} = C_x/(1-P_u/(F_r^2 P_{crx})) =$	1,02	
65	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN $B_{2x} = 1/(1-\Sigma P_u/(F_r^2 \Sigma P_{crx})) =$	1,03	
66	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN $B_{1y} = C_y/(1-P_u/(F_r^2 P_{cry})) =$	0,97	
67	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN $B_{2y} = 1/(1-\Sigma P_u/(F_r^2 \Sigma P_{cry})) =$	1,26	
68			
69	SE TOMA EL MOMENTO MAYOR para M_{tix} y M_{tpy}		
70			
71	REVISIÓN DE LAS SECCIONES EXTREMAS		
72	secciones tipo 1 y 2		
73	Momento último dirección X		
74	$P_{ux} = (P_t + P_{sx} + 0,3 P_{sy}) 1,1$	237,60	
75	$M_{uox} = (M_{tix} + B_2 M_{tpx}) 1,1$	64,93	
76	$M_{uoy} = (M_{tiy} + 0,3 B_2 M_{tpx}) 1,1$	26,08	
77	Rige la dirección Y		
78	Momento último dirección Y		
79	$P_{uy} = (P_t + P_{sy} + 0,3 P_{sx}) 1,1$	236,06	
80	$M_{uoy} = (B_1 M_{tiy} + B_2 M_{tpy}) 1,1$	95,62	
81	$M_{uox} = B_1 M_{tix} + B_2 * 0,3 * M_{tpy}$	31,62	
82			
83	MOMENTO PLASTICO resistente nominal $M_{Px} = Z_x F_y$	208,54	
84	MOMENTO PLASTICO resistente nominal $M_{Py} = Z_y F_y$	208,54	
85			
86	Para secciones cajón, deberá tomarse para las dos		
87	direcciones; la solución para M_{pcx} .		
88	Momento plástico resistente de diseño.		
89	$M_{Pcx} = 1.18 F_{RMpx} (1 - P_u / (F_r P_y)) < F_{RMpx} =$	204,96	187,68
90	$L_{np} =$	3,97	
91	$p = P_u / (F_r P_y) =$	0,22	
92	Momento plástico resistente de diseño.	0,08	
93	$M_{Pcy} = 1.67 F_{RMpy} (1 - P_u / F_{RPy}) < F_{RMpy}$	243,61	187,68
94	secciones H; $a = 1.60 - P/2 L_n P$	1,57	
95	cualquier otra sección $a = 1.0 =$	1,00	
96	secciones en cajon, cuadradas $a = 1.7 - p/2 L_n P$	1,67	
97			
98	B = ANCHO DEL PATIN.	0,29	
99	D = PERALTE DE LA SECCION.	0,48	
100	B/D	0,59	
101	secciones H; $\beta = 0.4 + p + B/D > 1.0$ para $B/D > 0.3$	1,22	

102	$\beta=1.0$ para $B/D < 0.3 =$	1,00	
103	secciones cajon, $\beta = 1.3 + 1000p / (L/r_x)^2 > 1.4 =$	1,89	>1,4
104	secciones cajon, $\beta = 1.3 + 1000p / (L/r_y)^2 > 1.4 =$	1,89	>1,4
105			
106			
107	$(M^{uox}/M^{pcx})^\alpha + (M^{uoy}/M^{pcy})^\alpha < 1.0 =$	0,62	<1,33
108			
109			
110	REVISION DE LA COLUMNA COMPLETA		
111			
112	Momento último dirección x		
113			
114	$M^{uox} = (B1M_{tix} + B2 M_{tpx})1.1$	63,92	
115	$M^{uoy} = (B1M_{tiy} + 0.3B2 M_{tpx})1.1$	25,82	
116			
117	Momento último dirección Y		
118	Rige la dirección Y		
119	$M^{uox} = (B1M_{tix} + 0.3 B2 M_{tpy})1.1$	30,78	
120	$M^{uoy} = (B1M_{tiy} + B2 M_{tpy})1.1$	95,62	
121			
122	Se utilizan siempre los momentos máximos de diseño aunque		
123	no se presenten en el mismo extremo		
124	$\lambda_x = (KL/r_x) \cdot \text{RAIZ}(F_y / \pi^2 E)$	0,26	
125	$\lambda_y = (KL/r_y) \cdot \text{RAIZ}(F_y / \pi^2 E)$	0,26	
126	secciones tipo 1 y 2		
127	$N=1.4$	1,40	
128	$R_{cx} = (F_y / ((1 + \text{EXP}(2n)) - 0.15 \text{exp}(2n)) \text{exp}(1/n)) \text{AtFR} < F_y \text{AtFR}$	1047,11	
129	$R_{cy} = (F_y / ((1 + \text{EXP}(2n)) - 0.15 \text{exp}(2n)) \text{exp}(1/n)) \text{AtFR} < F_y \text{AtFR}$	1047,11	
130	$M_{mx} = (1.07 - (L/r_y + \text{RAIZ}(F_y)) / 26500) < M_{px}$	200,68	208,54
131	$M_{ucx} = M_{mx} (1 - P_u / R_{cx})$	155,44	
132	$M_{ucy} = F R M_{py} (1 - P_u / R_{cy})$	120,40	
133			
134	$(M^{uox}/M_{ucx})^\beta + (M^{uoy}/M_{ucy})^\beta < 1.0 =$	0,69	<1,33

Las especificaciones de las normas Técnicas Complementarias de Estructuras Metálicas del D, F, del (A.I.S.C) American Institute of steel construction, las especificaciones IMCA, y el código de Soldadura Estructural de la American Welding Society (AWS), eximen del requisito de pruebas y calificación a algunas de las uniones soldadas en columnas de estructuras de acero. Estas uniones exentas se denominan precalificadas. La precalificación de la AWS de una unión soldada se basa en la experiencia de que puede lograrse que el metal depositado en una soldadura sea sano y con propiedades mecánicas adecuadas, siempre que el trabajo sea efectuado de acuerdo con todas las disposiciones aplicadas del código de soldadura estructural. Entre las disposiciones que deben aplicarse se encuentran los requisitos relativos a la forma y geometría de las uniones.

Para diseñar y detallar correctamente estructuras soldadas, tienen que tomarse en cuenta diversos factores; tales como la magnitud, tipo y distribución de las fuerzas a transmitir, la facilidad de depósito de la soldadura, espesor de los materiales por unirse, el efecto de los esfuerzos residuales producidos por la soldadura en el material base, distorsiones, etc.

En general, todas las soldaduras de filete se consideran precalificadas; Estas uniones precalificadas se limitan a las hechas con soldadura manual de arco protegido, de arco sumergido, de arco gas metal (excepto transferencia de metal por cortocircuito) y soldaduras de arco con núcleo fundente, se permiten pequeñas desviaciones de las dimensiones, ángulos de las preparaciones y variación de la profundidad de las uniones de ranura, siempre que se mantengan éstas dentro de las tolerancias señaladas. Pueden emplearse otras formas de unión y procedimientos de soldadura siempre que sean sometidas a pruebas y calificadas de acuerdo con las especificaciones indicadas con anterioridad.

Las especificaciones de las normas Técnicas Complementarias de Estructuras Metálicas del D. F. como la sección 2.3.2.4 del Código AWS y de la sección 1.14.6.2 de las especificaciones IMCA definen la garganta efectiva de soldadura de filete como la distancia más corta entre la raíz y la cara de la sección teórica de la soldadura.

El centro de gravedad de la soldadura colocada en el extremo de un miembro sometida a la acción de una fuerza axial debe coincidir con el eje de gravedad del miembro; cuando esto no suceda, debe tomarse en cuenta el efecto de las excentricidades resultantes.

El tipo de soldadura aplicable en la construcción metálica es el de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomática o automáticamente.

Metal de aportación

Se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente, adecuados al material base que se esté soldando, teniendo especial cuidado en aceros con altos contenidos de carbón u otros elementos aleados, y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura.

Se seguirán las instrucciones del fabricante respecto a los parámetros que controlan el proceso de soldadura, como son voltaje, amperaje, polaridad y el tipo de corriente. La resistencia del material depositado con el electrodo será compatible con la del metal base.

Para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia mínimo como el esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del metal de aportación depositado, (sin mezclar con el metal base) deben ser iguales o ligeramente mayores que los correspondientes del metal base. Las soldaduras manuales obtenidas con electrodos E60XX o E70XX, que producen metal de aportación con esfuerzos mínimos especificados de fluencia de 3500 y 4000 kg/cm², de ruptura en tensión de 4200 y 4900kg/cm², son compatibles con el acero A-36, cuyos esfuerzos mínimos especificados de fluencia y ruptura en tensión son 2500 y 4100 kg/cm², respectivamente.

1.- Símbolos de tipo de unión.

B- Unión a tope

C - Unión en esquina

T - Unión en T

BC - Unión a tope o en esquina.

TC - Unión en T o en esquina.

BTC - Unión a tope, en T o en esquina.

2.- Símbolos para el espesor del metal base y penetración.

L - Espesor limitado, unión de penetración completa.

U - Espesor no limitado, unión de penetración completa.

P - Unión de penetración parcial.

3.- Símbolos para los tipo de soldadura.

1. Ranura cuadrada

2. Ranura V simple

3. Ranura V doble

4. Ranura de chaflán simple

5. Ranura de chaflán doble

6. Ranura U simple

7. Ranura U doble

8. Ranura J simple

9. Ranura J doble

4. Símbolos de proceso de soldadura.

Si la soldadura no es manual de arco protegido (SMAW), entonces es:

S - Soldadura de arco sumergido (SAW)

G -Soldadura de arco gas- metal (GMAW)

F- Soldadura de arco con núcleo fundente (FCAW)

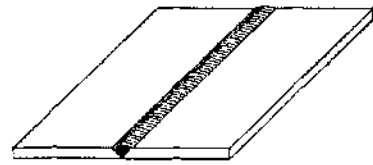
5. - Símbolos de posiciones para soldar.

F- Plana

H - Horizontal

V - Vertical

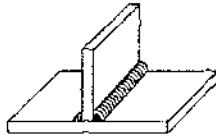
OH - Sobre cabeza



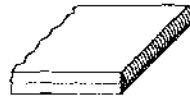
A tope



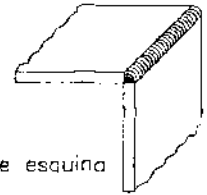
de traslape



en "T"

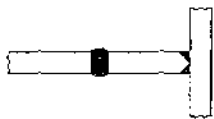


de borde

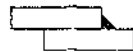


de esquina

(a)



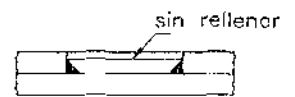
de preparación



de filete



de tapón



de ranura

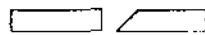
sin relleno

(b)

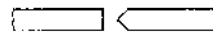
FIG. 19 CONEXIONES SOLDADAS: (a).- TIPOS DE JUNTAS, (b).- TIPOS DE SOLDADURAS



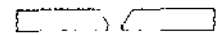
en paralelo



Visei sencillo



Visei doble



de ranura



"V" doble



"U" sencilla (línea llena)

"J" sencilla (línea punteada)



"U" sencilla (línea llena)

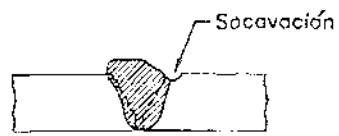
"J" sencilla (línea punteada)

FIG. 5.6 FORMAS DE PREPARACION PARA SOLDADURAS A TOPE.

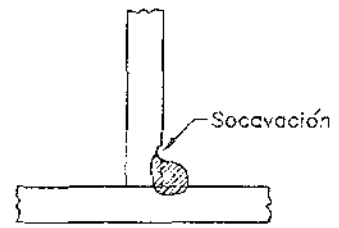
EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
CONSTITUYENTES

FECHA:

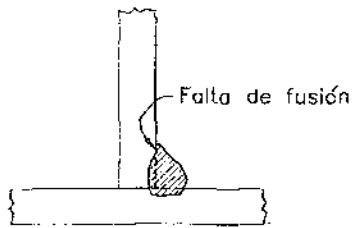
TITULO: TESIS PROFESIONAL
NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
ESCALA: SIN



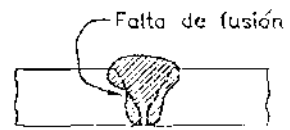
(a)



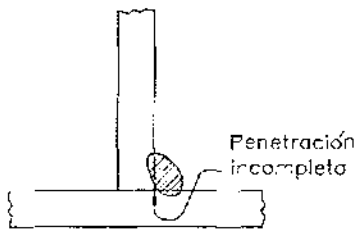
(b)



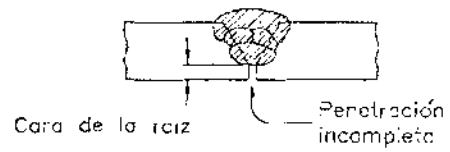
(c)



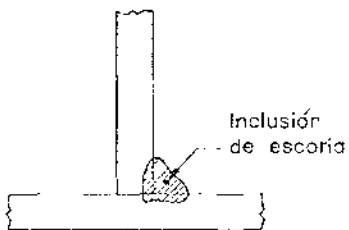
(d)



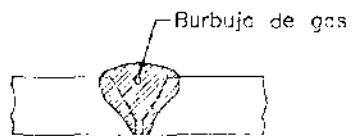
(e)



(f)



(g)



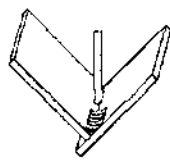
(h)

FIG. 5.7 DEFECTOS DE SOLDADURAS.

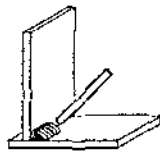
EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
CONSTITUYENTES

FECHA:

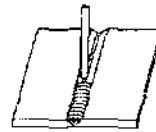
TITULO: TESIS PROFESIONAL
NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
ESCALA: SIN



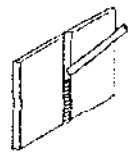
Plana



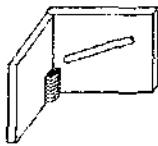
Horizontal



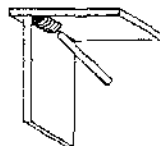
Plana



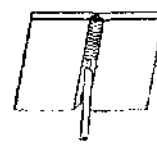
Vertical



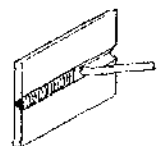
Vertical



Sobre cabeza



Sobre cabeza



Vertical

(a)

(b)

FIG. 17 POSICIONES PARA SOLDAR. (a).— SOLDADURAS DE FILETE
(b).— SOLDADURAS A TOPE

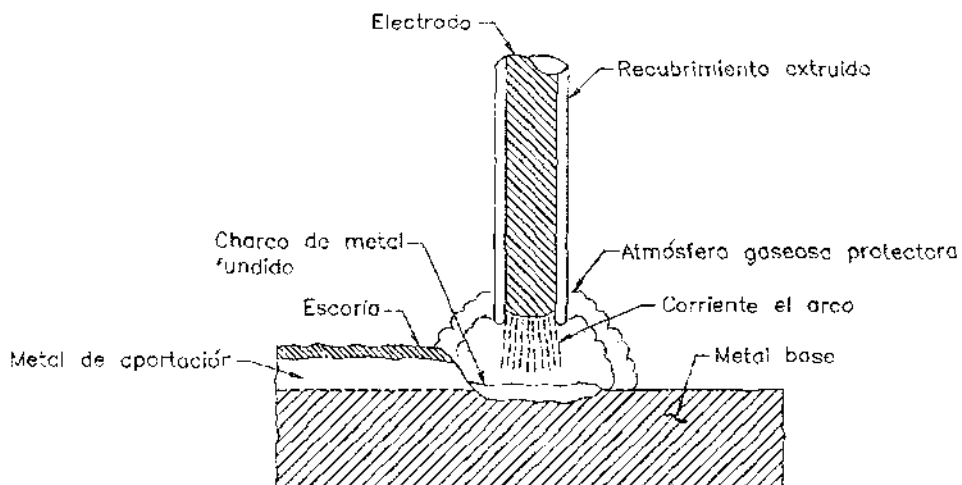


FIG. 5.8 SOLDADURA DE ARCO, CON PROTECCION.

EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
CONSTITUYENTES
FECHA:

TITULO: TESIS PROFESIONAL
NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
ESCALA: SIN

Conexiones.

Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.

Las conexiones están formadas por elementos de unión (atiesadores, placas ángulos, ménsulas), y conectores (soldadura que es nuestro caso de estudio, en otros pueden ser tornillos y remaches).

Cuando una conexión se considere flexible se diseñará, para transmitir únicamente fuerza cortante. En este caso se utilizarán elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presenten en el extremo conectado.

Las conexiones en los extremos de trabes o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñarán para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originado por la rigidez de las uniones.

En las estructuras tipo 1 las conexiones se diseñarán para la resistencia del miembro o para transmitir 1.25 veces la sollicitación más desfavorable generada por los elementos mecánicos en la junta.

En las estructuras tipo 1 las conexiones se diseñarán para la resistencia del miembro o para transmitir 1.25 veces la sollicitación de diseño correspondiente, generada por los elementos mecánicos en la junta; la que sea más desfavorable de las dos condiciones.

$$1.25 \frac{M_p}{d} \text{ o } A_p F_y$$

M_p Es el momento resistente plástico de la viga, d el peralte y A_p el área del patín de la viga o de la placa horizontal que transmite la fuerza a la columna. y F_y el esfuerzo de fluencia.

Independientemente de los requisitos establecidos por la ec.5.8.1, se colocaran atiesadores frente al patín comprimido de las vigas en todos los casos en que el peralte del alma de la columna h_c , sea mayor que:

$$\frac{34400tc^3 \sqrt{F_y c}}{P} ; F_R = 0.85 \quad \text{ec5.28.}$$

Se colocarán atiesadores frente a los patines de las vigas en tensión cuando el grueso del patín de la columna t_p , sea mayor que:

$$0.4 \sqrt{\frac{P}{F_R F_y}} \quad F_R = 0.90 \quad \text{ec5.29.}$$

El objeto de las condiciones impuestas por las expresiones 5.28.y 5.29 es evitar el pandeo del alma de la columnas frente a los patines en compresión de las vigas, y limitar los esfuerzos de flexión en los patines de la columna frente a los patines en tensión de las vigas.

Los objetos que se persiguen al colocar los atiesadores horizontales son varios; uno de los más importantes es evitar el flujo plástico del acero del alma de la columna frente a cada uno de los patines de las vigas, tanto en tensión como en compresión.

Ejemplo:

Diseñar la conexión rígida que se muestra en la fig.5.7 la columna es de sección cajón y esta compuesta de 4 placas soldadas; las vigas son de sección transversal I y están compuestas de tres placas soldadas, el acero tiene una fluencia $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ A-36.

Los elementos mecánicos que se indican corresponden a cargas de trabajo, resultantes de un análisis de primer orden.

Acciones de diseño.

El diseño se hará para la combinación de carga gravitacional + sismo con $F_c = 1.1$.

Los patines de las vigas se conectarán a la columna por medio de placas horizontales, y el alma con una placa vertical. Toda la conexión será soldada con electrodos E70XX.

Placas horizontales.

Para facilitar la soldadura de campo conviene que la del patín superior sea más angosta que ésta y la inferior más ancha.

Momento de Diseño.

$$M = 1.1(15.6 + 39.8) = 60.9 \text{ ton-m}$$

Fuerza en la placa.

$$T = \frac{M}{d} = \frac{60.9}{0.55} = 110.7 \text{ ton}$$

Area necesaria en cada placa.

$$A_t F_y F_R = T \quad A_t = \frac{T}{F_y F_R} = \frac{110.7 \times 10^3}{2530 \times 0.9} = 48.6 \text{ cm}^2.$$

Patín superior pL de $2.54 \times 23 \text{ cm} = 58.4 \text{ cm}^2 > 48.6 \text{ cm}^2$.

Patín inferior pL de $1.9 \times 27.0 = 51.3 \text{ cm}^2 > 48.6 \text{ cm}^2$.

Soldadura.

Placa superior.

Se usará soldadura de filete de 1.3 cm que tiene la siguiente resistencia de diseño:

$$F_s = 0.6 F_y = 0.6 \times 4900 \text{ kg/cm}^2.$$

$$R_D = FRF_s A = 0.8 \times 0.6 \times 4900 \text{ kg/cm}^2 \times 1.3 \times \cos 45 = 2162 \text{ kg/cm.}$$

Longitud necesaria.

$$L = \frac{T}{R_D} = \frac{110.7 \times 10^3}{2162} = 51.2 \text{ cm.}$$

Se colocarán 2 filetes longitudinales de 30 cm; por lo tanto las placas de conexión superior e inferior serán de 30cm de longitud con las dimensiones siguientes:
La placa superior de 30x23x2.54 y la placa inferior de 30x27x1.9

Placa vertical por alma.

$$VR = 1.1(9.0 + 7.0) = 17.6 \text{ ton.}$$

Diseño de la placa por cortante.

$$A_{pl} = \frac{VR}{0.9 \times 0.66 \times F_y} = \frac{17600}{0.9 \times 0.66 \times 2530} = 11.7 \text{ cm}^2$$

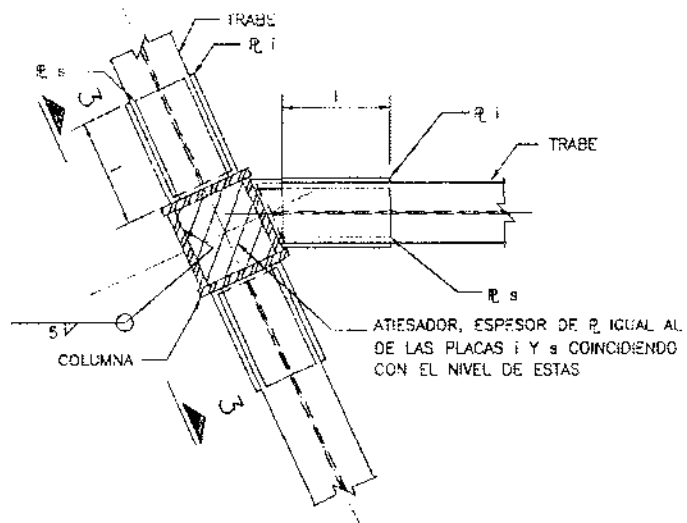
Longitud necesaria de soldadura de filete de 0.63 cm

$$R_s = FRF_s A = 0.8 \times 0.6 \times 4900 \times 0.63 \times \cos 45 = 1047 \text{ kg.}$$

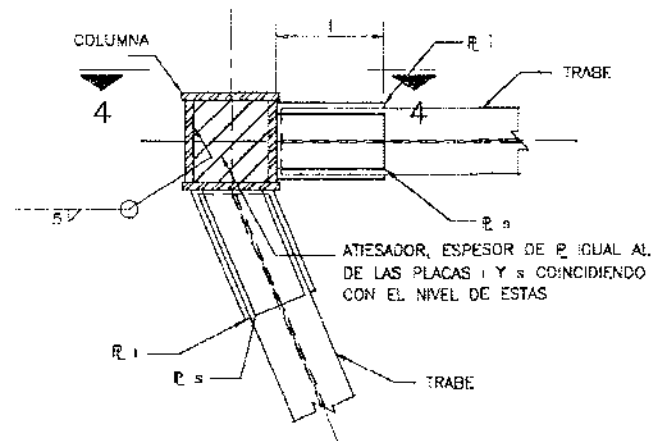
$$L_s = \frac{V_s}{R_s} = \frac{17600}{1047} = 16.8 \text{ cm}$$

Se empleará una placa de 20 cm de longitud y 0.63 cm de grueso unida al alma de la viga con un filete de 0.63cm soldadura a todo alrededor y a la columna con un filete de 0.63 cm.

$$20 \text{ cm} \times 0.63 = 12.6 \text{ cm}^2 > 11.7 \text{ cm}^2.$$



CONEXION DE TRABES
A COLUMNA (PLANTA)
C A S O 2

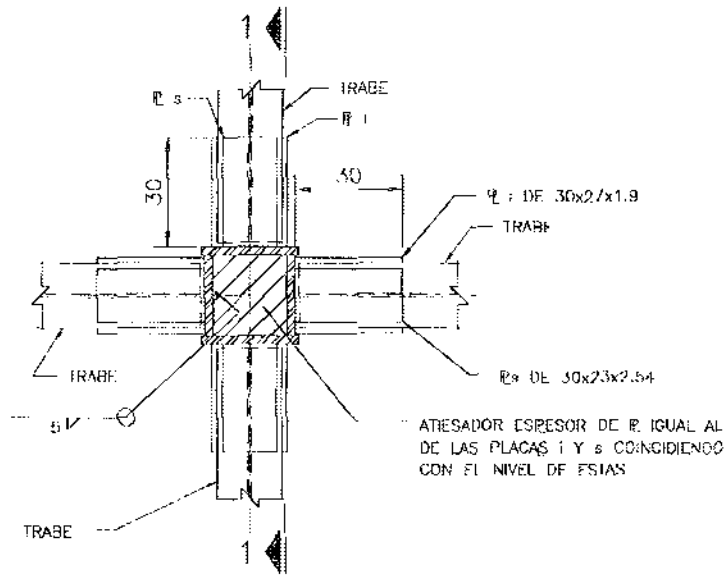


CONEXION DE TRABES
A COLUMNA (PLANTA)
C A S O 3

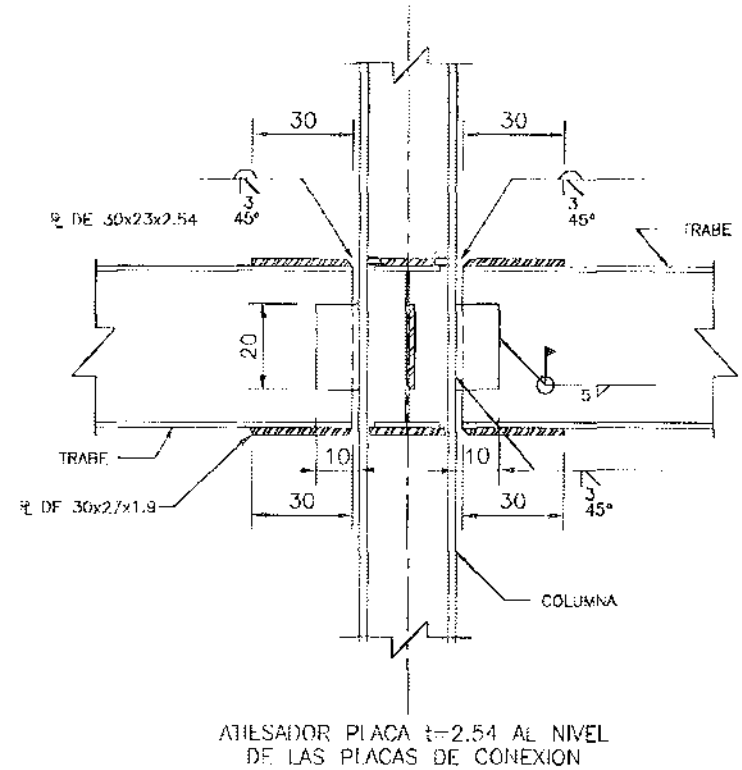
EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTO
CONSTITUYENTES

FECHA: .

TITULO: TESIS PROFESIONAL
NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
ESCALA: 1.200



CONEXION DE TRABES
A COLUMNA (PLANTA)



C O R T E 1 - 1

Análisis y diseño de la cimentación.

Introducción.

Estratigrafía y propiedades.

De acuerdo con los resultados de laboratorio, complementados con la información obtenida durante la exploración, se definió la estratigrafía del subsuelo del sitio en estudio; misma que se muestra en los perfiles estratigráficos de cada sondeo fig. 6.1 y 6.2

Conjuntando los resultados de las pruebas de laboratorio y las características de la estructura proyectada, se plantea la solución de la cimentación a base de una losa, que sirve como piso para el sótano 3, con una retícula de trabes invertidas en las dos direcciones ortogonales; desplantadas aproximadamente a 9.0m de profundidad donde se localiza el estrato limo arenoso gris oscuro.

La cimentación se analizó para carga gravitacional y sismo en las dos direcciones ortogonales

Las cargas se transmiten directamente sobre la retícula de trabes y a su vez a el estrato limo arenoso gris oscuro.

Partiendo de éstos resultados se procederá a realizar un análisis de interacción suelo estructura para el diseño de la cimentación.

6.1 Análisis de la cimentación.

Reacciones del suelo bajo una cimentación continua.

Cuando se trata de cimentaciones continuas, los movimientos diferenciales de los apoyos modifican la distribución de presiones del suelo e introducen fuerzas internas en la cimentación que no pueden ignorarse cuando el suelo es de alta compresibilidad.

En estos casos la distribución de presiones en el suelo debe cumplir con las condiciones siguientes:

- a. Debe haber equilibrio global; la resultante de las reacciones del suelo sobre la cimentación debe coincidir con las cargas aplicadas.
- b. Debe haber equilibrio local entre las reacciones del suelo, las fuerzas internas de la cimentación y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la estructura.
- c. La configuración de hundimientos producidos en el suelo por la distribución de presiones considerada debe coincidir con la configuración de desplazamientos que sufre la cimentación bajo las mismas cargas.

Modelo de la cimentación.

El procedimiento de análisis se basa en la suposición de una relación lineal esfuerzo deformación del suelo y se presta a obtener soluciones analíticas cerradas. El modelo que adopta este método, consiste en sustituir al suelo por una cama de resortes, cada uno de los cuales actúa independientemente de los demás.

Para modelar la cama de resortes se realizó una retícula de nodos y elementos en las dos direcciones ortogonales, aproximadamente a 2.0m; a cada nodo se le asignó una rigidez, que es función del módulo de reacción del suelo, y el área tributaria correspondiente, fig. 2.1.

A la retícula de trabes y losas; se les asignó las propiedades geométricas (áreas y inercias).

De acuerdo con este modelo la presión con que reacciona el suelo ante la carga transmitida por la cimentación es proporcional al hundimiento que ésta presenta en el punto en cuestión, y al módulo de reacción; se establece la relación siguiente:

$$p = ky$$

En que **p** es la presión (carga por unidad de área) ejercida por la cimentación, "**y**" es el asentamiento en el punto considerado y **k**, es el módulo de reacción, que por homogeneidad de la expresión debe tener unidades de fuerza entre longitud al cubo. (kg/cm³).

La hipótesis es equivalente a suponer que la cimentación flota sobre un líquido cuyo peso volumétrico es igual al módulo de reacción, por ello los modelos de este tipo de suelos suelen llamarse de vigas flotante.

Este modelo supone que el hundimiento en un suelo dado es proporcional a la presión ejercida y al área cargada; la mecánica de suelos nos indica que, en arcillas, el hundimiento para una misma presión aumenta en forma directamente proporcional al tamaño del área cargada, mientras que en arenas el efecto del tamaño es mucho menos acentuado. Ver tabla.6.1 para valores del módulo de elasticidad. **Es**, y el módulo de reacción **ks₁**, para diferentes tipos de suelo.

Tabla 2.1. Valores del módulo de elasticidad, E_s , y el módulo de reacción k_{rt} , para diferentes tipos de suelo.

Tipo de suelo	E_s (kg/cm ²)	k_{rt} (Kg/cm ³)
** Suelo fangoso.....	11.00 a 33.00	0.50 a 1.50
* Arena seca o húmeda, suelta (N_s 3 a 9).....	0.16H a 0.48	1.20 a 3.60
* Arena seca o húmeda, medio (N_s 9 a 30).....	0.48H a 1.60H	3.60 a 12.00
* Arena seca o húmeda, densa (N_s 30 a 50).....	1.60H a 3.20H	12.00 a 24.00
* Grava fina con arena fina.....	1.07H a 1.33H	8.00 a 10.00
* Grava media con arena fina.....	1.33H a 1.60H	10.00 a 12.00
* Grava media con arena gruesa.....	1.60H a 2.00H	12.00 a 15.00
* Grava gruesa con arena gruesa.....	2.00H a 2.66H	15.00 a 20.00
* Grava gruesa firmemente estratificada.....	2.66H a 5.32H	20.00 a 40.00
** Arcilla blanda (q_u 0.25 a 0.50 kg/cm ²).....	15 a 30	0.65 a 1.30
** Arcilla media (q_u 0.50 a 2.00 kg/cm ²).....	30 a 90	1.30 a 4.00
** Arcilla compacta (q_u 2.00 a 4.00 kg/cm ²).....	90 a 180	4.00 a 8.00
Arcilla margosa dura (q_u 4.00 a 10.00 kg/cm ²).....	180 a 480	8.00 a 24.00
Marga arenosa rígida.....	480 a 1000	21.00 a 44.00
Arena de miga y tosco.....	500 a 2500	22 a 110
Marga.....	500 a 50000	22 a 2200
Caliza margosa alterada.....	3500 a 5000	150 a 220
Caliza sana.....	20000 a 800000	885 a 36000
Granito meteorizado.....	700 a 200000	30 a 9000
Granito sano.....	40000 a 600000	1700 a 3600

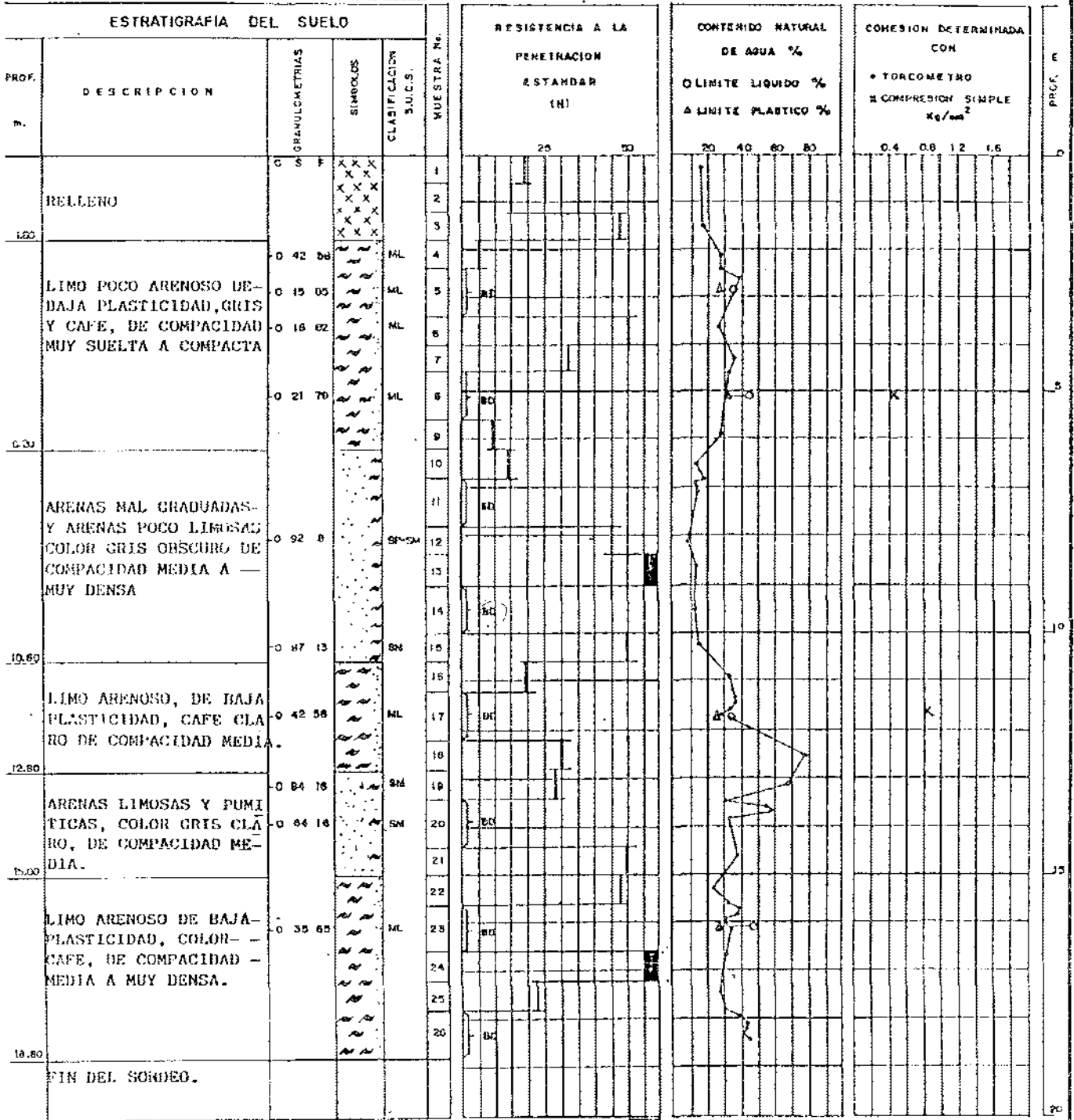
- N_s indica número de golpes en una prueba de penetración estándar.
 H = Profundidad de desplante de la cimentación, cm
 * - Los terrenos granulares si están sumergidos se tomarán con una E_s o K_{rt} igual a los de la tabla multiplicados por 0.60.
 ** = Los valores considerados corresponden a cargas de corta duración.
 Si se consideran cargas permanentes que produzcan consolidación, se multiplicarán los valores E_s y k_{rt} de la tabla por 0.25
 q_u = Resistencia del suelo

EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTOS
 CONSTITUYENTES
 FECHA:

TITULO: TESIS PROFESIONAL
 NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
 ESCALA: S/N

Cota del brocal S/C

Fecha de perforación 23-25 de Octubre de 1991



SIMBOLOGIA:

- RELLENO
- ARENA
- ARCILLA
- GRAVA
- LIMO

BD=Barra de denton
TS= Tuba shalby
NAR= Nivel de agua freatica

NOTA: No se detectó el NAF a la profundidad explorada

12 14 16 18
+ fosa Volumétrica Natural Ton/m³

EDIFICIO PARA OFICINAS
CONSTITUYENTES No. 373
MEXICO, D.F.
SONDEO SM-1
PERFIL ESTRATIGRAFICO

```

*****
*
*          S T A A D - III
*          Revision 22.3
*          Proprietary Program of
*          Research Engineers, Inc.
*          Date=   SEP 17, 1999
*          Time=   22:54:27
*
*          USER ID: PROJECT ESTR ASOC SC
*****
  
```

1. STAAD FLOOR RETICULA DE CIMENTACION				
2. INPUT WIDTH 79				
3. UNIT METER MTON				
4. JOINT COORDINATES				
5.	1	0.000	0.000	0.000
6.	2	9.150	0.000	0.000
7.	3	19.900	0.000	0.000
8.	4	27.450	0.000	0.000
9.	7	9.150	0.000	3.800
10.	8	19.900	0.000	3.800
11.	9	27.450	0.000	3.800
12.	12	9.150	0.000	7.750
13.	13	19.900	0.000	7.750
14.	14	27.450	0.000	7.750
15.	17	9.150	0.000	11.100
16.	18	19.900	0.000	11.100
17.	19	27.450	0.000	11.100
18.	22	9.150	0.000	14.450
19.	23	19.900	0.000	14.450
20.	24	27.450	0.000	14.450
21.	27	9.150	0.000	18.100
22.	28	19.900	0.000	18.100
23.	29	27.450	0.000	18.100
24.	30	38.650	0.000	18.100
25.	32	8.050	0.000	18.100
26.	37	1.690	0.000	3.800
27.	38	3.447	0.000	7.750
28.	39	5.348	0.000	11.100
29.	40	6.427	0.000	14.450
30.	42	30.650	0.000	0.000
31.	43	32.330	0.000	3.800
32.	44	34.075	0.000	7.750
33.	45	35.556	0.000	11.100
34.	46	37.037	0.000	14.450
35.	47	1.830	0.000	0.000
36.	48	3.660	0.000	0.000
37.	49	5.490	0.000	0.000
38.	50	7.320	0.000	0.000
39.	51	11.300	0.000	0.000
40.	52	13.450	0.000	0.000
41.	53	15.600	0.000	0.000

RETICULA DE CIMENTACION

-- PAGE NO. 11
 ID: PROYECT ESTR ASOC SC

546.	425	37	236
547.	426	236	1
548.	427	221	236
549.	428	237	226
550.	429	155	237
551.	430	238	38
552.	431	222	238
553.	436	235	242
554.	439	39	228
555.	440	228	17
556.	441	202	228
557.	442	241	177
558.	443	228	242
559.	445	242	243
560.	447	243	241
561.	448	242	167
562.	449	243	22

563. MEMBER PROPERTY AMERICAN

564. 26 27 31 35 39 43 62 64 68 92 TO 97 102 TO 106 111 113 114 PRI YD 0.6 ZD

565. 28 29 33 37 41 45 88 TO 91 98 101 107 110 115 116 120 TO 126 130 TO 132

566. 164 TO 167 169 TO 180 374 TO 377 400 410 PRI YD 0.5 ZD 1.5

567. 69 153 390 391 413 TO 421 PRI YD 0.25 ZD 1.5

568. 47 49 51 80 TO 87 133 TO 136 140 TO 142 168 181 TO 183 378 PRI YD 0.25 Z

569. 72 79 143 144 148 PRI YD 0.25 ZD 1.5

570. 2 3 7 8 12 13 17 18 22 23 210 213 219 222 229 232 240 PRI YD 0.6 ZD 1.5

571. 243 250 253 PRI YD 0.6 ZD 1.5

572. 4 9 14 19 24 216 225 235 246 256 PRI YD 0.6 ZD 1.5

573. 260 TO 276 309 TO 316 318 TO 322 383 384 PRI YD 0.4 ZD 1.

574. 277 317 323 PRI YD 0.4 ZD 1.

575. 278 TO 285 289 TO 295 298 TO 304 324 TO 327 329 TO 331 333 TO 334 -

576. 335 PRI YD 0.4 ZD 1.

577. 286 287 296 297 305 TO 308 328 332 336 337 PRI YD 0.4 ZD 1.

578. 154 TO 163 201 TO 203 209 211 212 218 220 221 228 230 231 241 242 251 25

579. 338 TO 342 344 TO 363 379 TO 382 PRI YD 0.4 ZD 1.

580. 184 TO 200 204 205 207 208 214 215 217 223 224 226 227 233 234 236 TO 23

581. 244 245 247 TO 249 254 255 257 TO 259 364 TO 373 401 TO 409 411 -

582. 422 423 425 TO 431 436 439 440 TO 443 445 447 TO 449 PRI YD 0.4 ZD 1.

583. 412 296 PRI YD 0.4 ZD 1.

584. CONSTANT

585. E 1.581E5 ALL

586. SUPPORT

587. 136 138 139 141 142 145 147 148 150 151 155 157 158 160 161 187 188 190

588. 195 TO 197 199 200 202 TO 205 221 222 FIXED BUT KFY 1.440E4

589. 154 164 165 168 169 171 172 175 176 178 179 181 182 201 205 TO 213 -

590. 228 FIXED BUT KFY 1.440E4

591. 9 14 19 162 162 173 183 185 186 214 215 FIXED BUT KFY 1.440E4

592. 2 TO 4 27 28 32 48 TO 58 100 TO 103 120 133 FIXED BUT KFY 1890.

593. 29 30 44 TO 46 107 TO 110 115 134 135 220 FIXED BUT KFY 1890.

594. 78 216 232 233 235 TO 238 42 43 111 FIXED BUT KFY 1890.

595. 1 FIXED BUT KFY 1890.

596. 7 8 12 13 17 18 37 38 40 59 TO 65 69 TO 74 80 TO 83 121 TO 129 137 140 1

597. 149 156 159 167 170 177 180 226 FIXED BUT KFY 4500.

598. 22 TO 24 68 77 87 90 TO 93 97 TO 99 130 TO 132 144 153 163 174 184 219 -

599. 88 89 98 217 218 231 FIXED BUT KFY 4500.

600. LOAD 1 CARGA VERTICAL

601. JOINT LOAD

RETICULA DE CIMENTACION

-- PAGE NO. 12
 ID: PROYECT ESTR ASOC SC

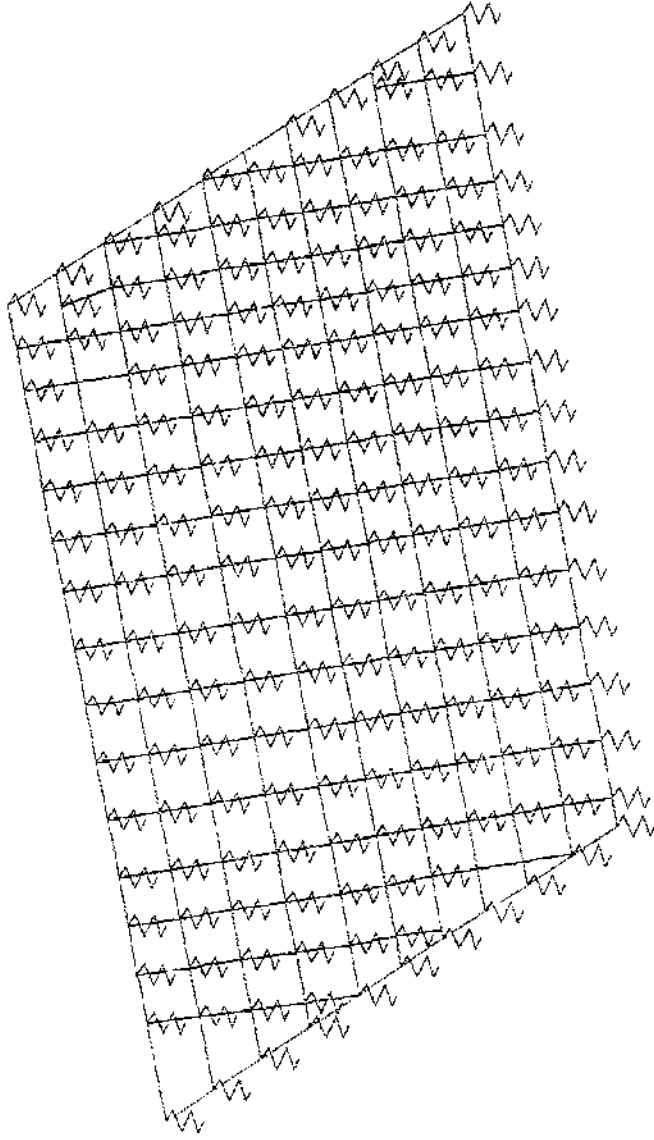
602. 1 FY -90.
 603. 2 FY -80.
 604. 3 FY -56.
 605. 4 FY -135.
 606. 8 FY -273.
 607. 12 FY -509.
 608. 13 FY -409.
 609. 14 FY -440.
 610. 40 FY -84.
 611. 22 FY -335.
 612. 23 FY -489.
 613. 24 FY -409.
 614. 27 FY -15.
 615. 28 FY -21.
 616. 29 FY -20.
 617. 38 FY -168.
 618. 40 FY -84.
 619. LOAD 2 SISMO X
 620. JOINT LOAD
 621. 1 FY 28.
 622. 2 FY 12.
 623. 3 FY -20.
 624. 4 FY 36.
 625. 12 FY 14.
 626. 13 FY -21.
 627. 14 FY 50.
 628. 40 FY -49.
 629. 44 FY 3.
 630. 46 FY 2.
 631. 23 FY -22.
 632. 24 FY 60.
 633. 38 FY -46.
 634. LOAD 3 SISMO Z
 635. JOINT LOAD
 636. 1 FY 25.
 637. 2 FY 45.
 638. 3 FY 30.
 639. 4 FY 62.
 640. 8 FY 35.
 641. 12 FY 25.
 642. 13 FY -23.
 643. 14 FY 50.
 644. 40 FY -40.
 645. 22 FY -50.
 646. 23 FY -37.
 647. 24 FY -95.
 648. 27 FY -10.
 649. 28 FY -5.
 650. 29 FY -13.
 651. 38 FY -40.
 652. LOAD COMB 4
 653. 1 1. 2 1.
 654. LOAD COMB 5
 655. 1 1. 3 1.
 656. PERFORM ANALYSIS

MN/ELEM

MODELO DE LA CIMENTACION SOPORTES

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR
RJ = 197
NM = 360
NE = 9
NS = 0
NRJ = 185
NL = 5
XMAX = 38.7
ZMAX = 0.0
ZMAX = 18.1



J..197, M=350

UNIT MET MTO

USER ID=PROYECT ESTR ASOC SC

STADPOST - PLOT (RFV: 22.3)

TITLE: REJICULA DE CIMENTACION

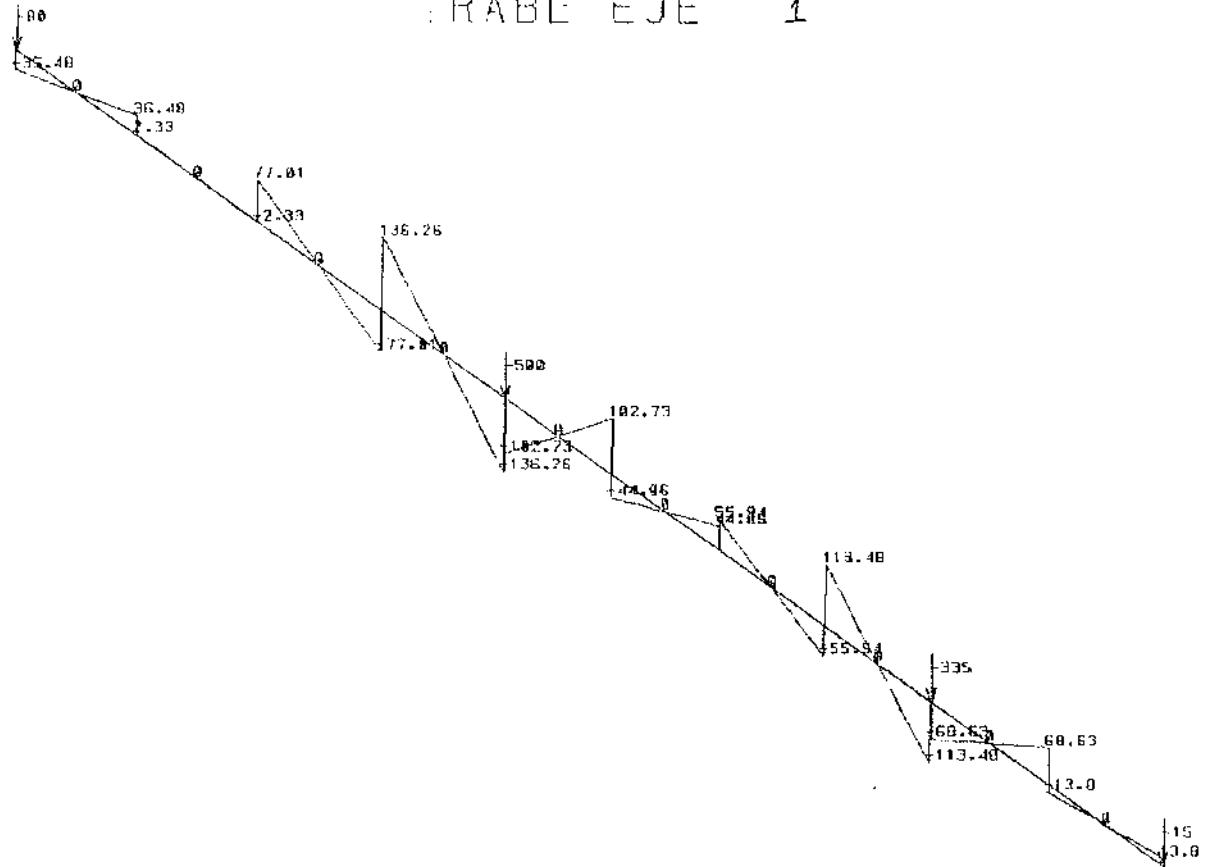
DATE: SEP 17, 1989

LN= 1 MEMBER
MOMENT M2 LN= 1

DIAGRAMA DE MOMENTOS TRABE EJE 1

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR
 NJ = 136
 NM = 355
 NE = 0
 NS = 0
 NRT = 169
 NL = 5
 XMAX = 38.7
 YMAX = 0.0
 ZMAX = 18.1



Maximum= 136.26
 J=196, M=355

UNIT MET MTO

LN= 1 MEMBER
 SHEAR FY LN= 1

DIAGRAMA DE CORTANTES TRABE EJE 1

STRUCTURE DATA

TYPE = FLOOR

NJ = 195

NM = 355

NE = 0

NS = 0

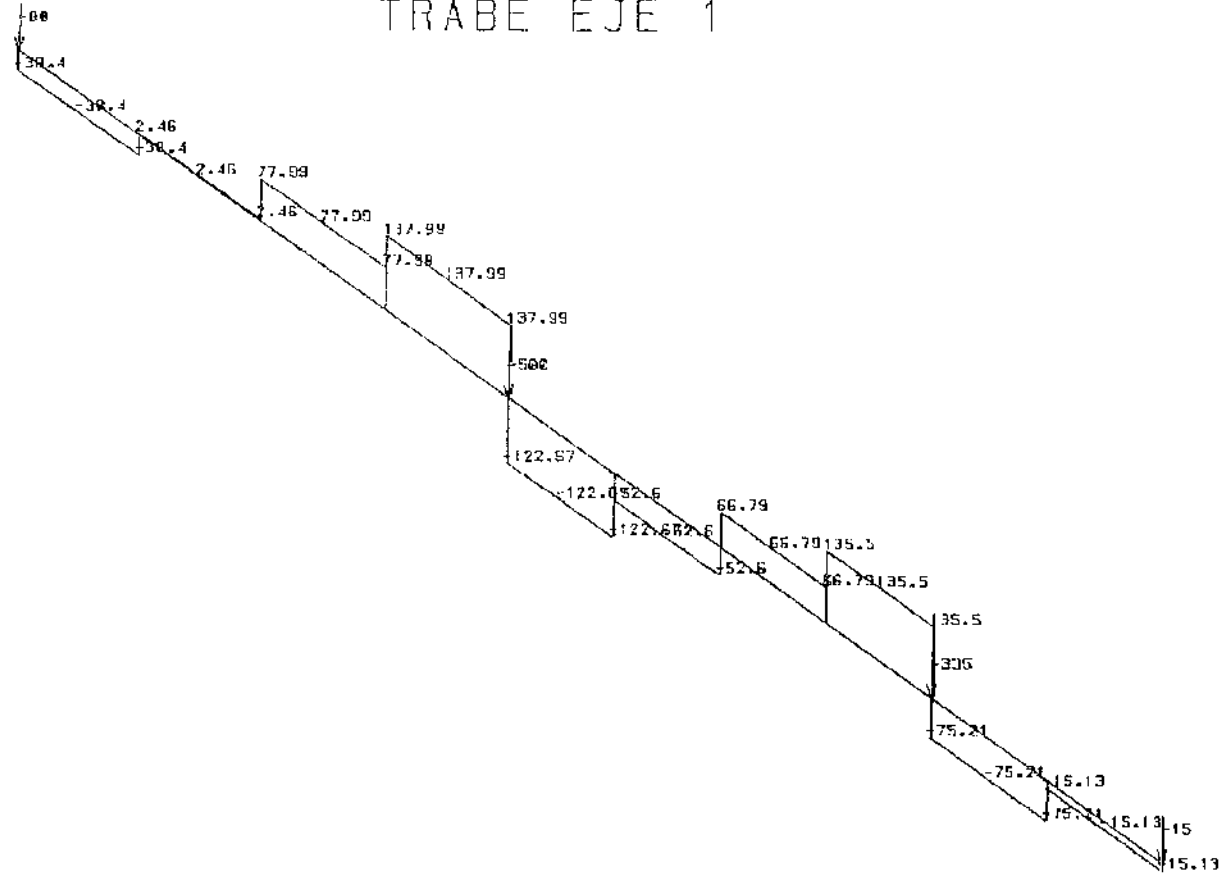
NRJ = 169

NL = 5

XMAX = 39.7

YMAX = 3.0

ZMAX = 18.1



Maximum: 137.99
 J: 196,4:355

UNIT MET MTO

El procedimiento de dimensionamiento aplicado en los ejemplos que se presentan es el llamado método plástico o de resistencia última de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del D.F.

Los resultados del análisis arrojan elementos mecánicos como fuerzas cortantes y momentos flexionantes; producto de carga gravitacional y sismo, con los cuales se forman envolventes, que multiplicadas por el factor de carga correspondiente dan como resultado los elementos mecánicos últimos, para el diseño de los elementos.

Diseño de traves simplemente armadas.

En este ejemplo se considera el caso más general, en el cual se conoce el momento flexionante y las resistencias de los materiales, y se trata de determinar las dimensiones de la sección y el área de acero necesaria. El análisis de la ecuación de flexión, según las hipótesis de las Norma Técnicas Complementarias muestra que hay tres variables independientes que intervienen en este problema b , d y q ; según la forma en que se plantea el problema y de acuerdo con un criterio conveniente, se suele fijar la sección transversal " b y d " y se calcula la tercera de ellas " q ". El procedimiento se muestra a continuación.

$$M_u = FRq(1 - 0.5q)f'cbd^2$$

$$\frac{M_u}{FRqf'cbd^2} = q(1 - 0.5q)$$

$$\frac{M_u}{FRqf'cbd^2} = q - 0.5q^2$$

$$0.5q^2 - q + c = 0$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f'c}$$

$$\rho = q \frac{f'c}{f_y}$$

$$A_s = \rho bd$$

La resistencia a fuerza cortante de miembros con refuerzo, se considera igual a la suma de la resistencia del concreto más la resistencia del acero de refuerzo transversal; es igual a la carga de agrietamiento inclinado más la contribución directa del refuerzo transversal.

Resistencia del acero de refuerzo.

$$\text{Ec. 6.1} \\ V_s = \frac{A_v f_y d (\sin \alpha + \cos \alpha)}{S}$$

$$V_s = V_u - V_c.$$

V_u = Cortante último de la sección.

V_c = Cortante resistente del concreto.

Donde A_v = Area total del refuerzo a una distancia S , medida en dirección paralela al refuerzo longitudinal.

α = Angulo entre las barras o estribos de refuerzo y el eje longitudinal del miembro.

S = Separación de estribos o barras dobladas, medida en dirección paralela a la del refuerzo longitudinal.

En el caso de estribos perpendiculares con $\alpha = 90$ la ec. 6.1 se reduce a:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

El Reglamento de Construcciones del D, F, toma la resistencia del concreto en la sección agrietada, en una sección crítica localizada a una distancia d del apoyo o de la cara de una carga concentrada. El calculo para resistencia es:

$$\text{Si } p \leq 0.01$$

$$V_c = 0.8bd(0.2 + 30p)\sqrt{f'_c}$$

$$\text{Si } p \geq 0.01$$

$$V_c = 0.5bd\sqrt{f'_c}$$

Una vez determinado el área de acero se escoge una combinación de barras con las cuales se obtenga un área que se aproxime lo más posible al área calculada. Para obtener una combinación conveniente, son útiles ayudas de diseño de manuales

El detallado se facilita por tablas que dan los anchos mínimos para alojar determinado número de barras, como las proporcionadas en las ayudas de las Normas Técnicas Complementarias del D.F. En seguida se muestra un ejemplo de la trabe con los elementos mecánicos más críticos, por flexión y cortante.

**DISEÑO DE TRABES FLEXION SIMPLE
DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO
DEL DISTRITO FEDERAL.**

Los elementos mecánicos mostrados en seguida, son resultado del análisis de la cimentación.

M = 137 T.M.	137.0 ton.m
F.C = 1.4	
MU = 134*1.4 = 191.8 T.M	191.8 ton.m
FR = 0.9	

Propiedades Geométricas.

	0.9
b = 60	60.0 cm
H = 150	150.0 cm
d = 140	140.0 cm

Parámetros de diseño.

f'c = 250kg/cm ²	250.0 kg/cm ²
f'c = 0.8*0.85f'c = 170kg/cm ²	170.0 kg/cm ²
f* <i>c</i> = 0.8f'c = 200kg/cm ²	200.0 kg/cm ²
fy = 4200kg/cm ²	4200.0 kg/cm ²
Ec. de flexión.	
Mu / FR f'c b d ² = 1 - 0.5qf'bd ²	0.11
Se obtiene una ec. de segundo grado.	
0.5q ² - q + 0.1065 = 0 ec. 1	
a = 0.5	0.5
b = -1	1
c = 0.1065	0.11

Sustituyendo a,b,c en la ec.siguiete.

$$X_{12} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Se obtiene el valor de q para el calculo del área de acero.

q1 =	0.1129
------	--------

Porcentaje de acero.

p = q*f'c/fy	0.0067
--------------	--------

Area de acero.

As=p ² *b*d	56.43 cm ²
------------------------	-----------------------

Se habilitarán varillas de 1" en un ancho de 60cm 56.45/5.0cm² = 12 vaillas de 1"

Diseño por Cortante

Los elementos mecánicos mostrados en seguida, son resultado del análisis de la cimentación.

Elementos Mecánicos

$V_u = 138.0 * 1.1 = 151.8$ 151.8 t-m

$F_r = 0.8$ 0.8

Propiedades Geométricas.

$b = 60$ 60 cm

$H = 150$ 150 cm

$d = 140$ 140 cm

Parámetros de diseño.

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f'_c = 0.8 * 0.85 f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$

$f^*_c = 0.8 f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ 200 kg/cm²

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ 4200 kg/cm²

Cortante resistente del concreto.

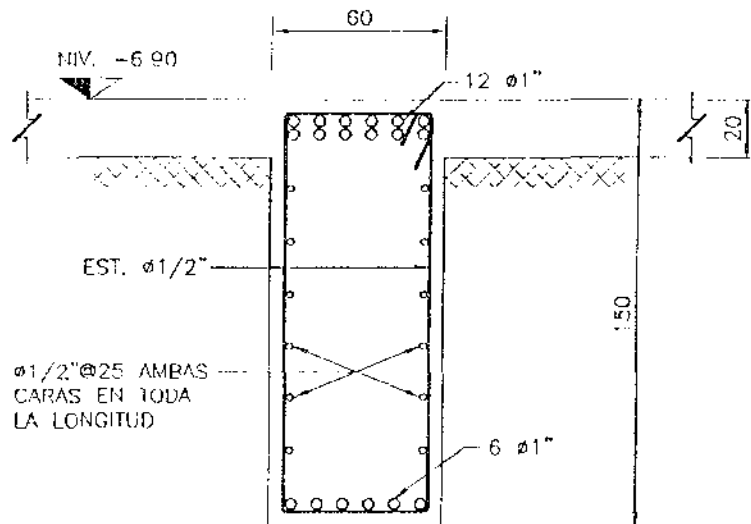
$\rho = 0.006$ 0.006

$V_c = 0.8bd(0.2 + 30\rho)^{0.5}$ 36113 kg

Separación de estribos

Estribos de 5/8"

$S = 0.8 * 2 * A_v * f_y / \alpha * V_u - V_c$ 13 cm

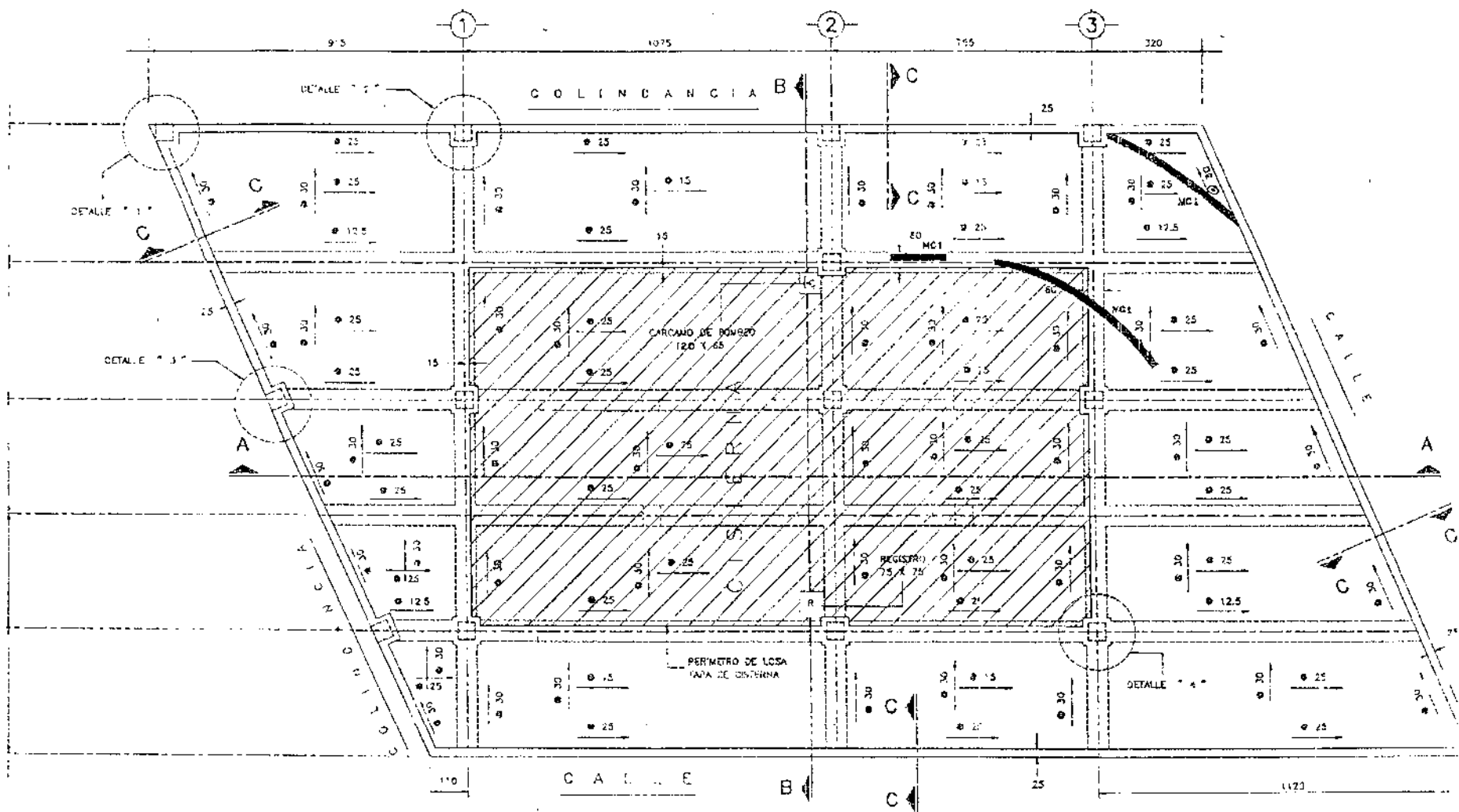


COLOCACION DE REFUERZO EN TRABES

EDIFICIO DE OFICINAS Y ESTACIONAMIENTOS
CONSTITUYENTES

FECHA:

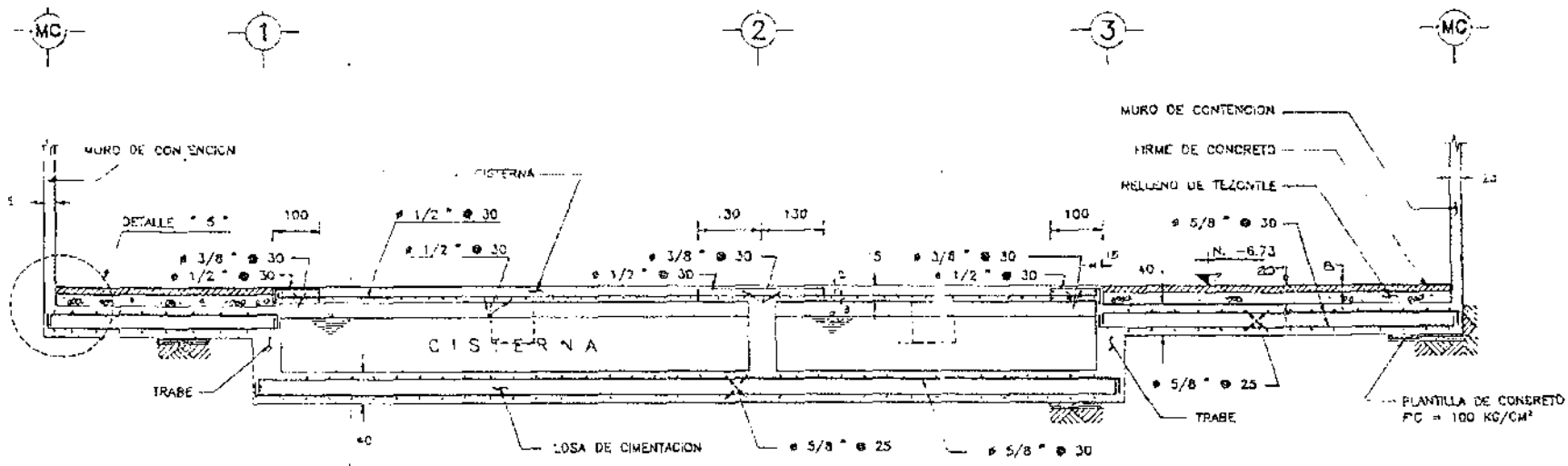
TITULO: TESIS PROFESIONAL
NOMBRE: ALBERTO GOMEZ MENDOZA
ESCALA: SIN



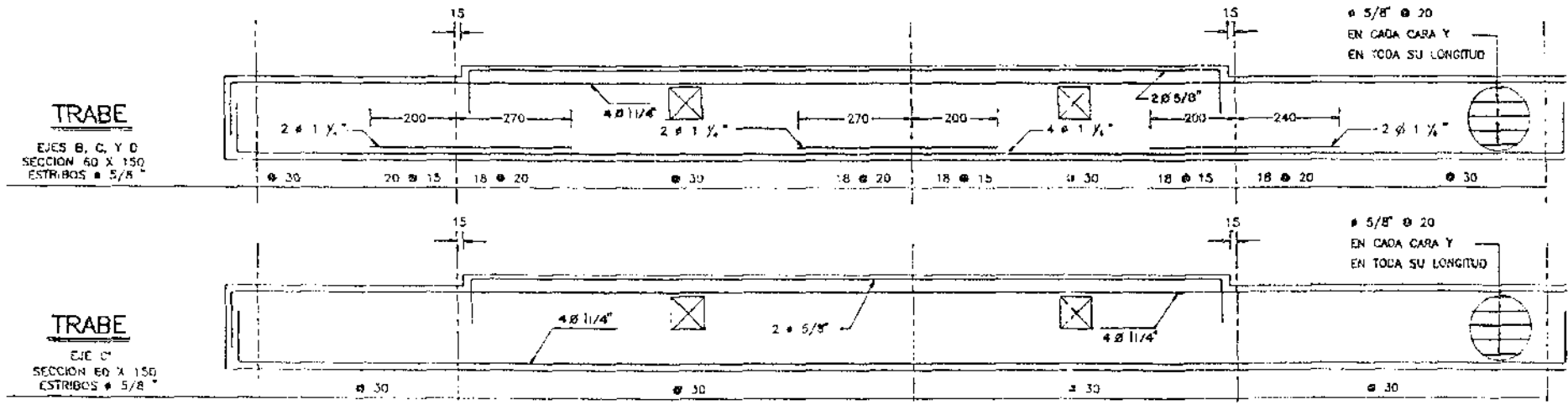
PLANTA DE CIMENTACION.

NOTAS

- LOSA DE CIMENTACION DE 40 CM DE PERALTE ARMADA CON VARILLAS Ø 5/8" CON LAS SEP-ACCIONES INDICADAS EN PLANTA
- LOSA TAPA DE CISTERNA DE 15 CM DE PERALTE ARMADA CON VARILLAS Ø 1/2"



CORTE A - A



Procedimiento constructivo.**7.1 Cimentación.**

Para la construcción de los muros de concreto perimetrales, se retiró el material existente hasta un 1.0 m detrás de éste.

Para asegurar la estabilidad del terreno se construyó un talud de 0.33 a 1.0 hasta el nivel -4.5m.

Del nivel -4.5 a -8.0 se habilitó una tablaestaca de madera con puntales a cada 4.0m que se complementa con un sistema de troqueles metálicos.

La tablaestaca es un elemento de protección vertical de la excavación.

El procedimiento consiste en crear un recinto cerrado en cuyo interior se desarrollan los trabajos.

La tablaestaca se clava en el suelo por medio de martinete que lleva una masa destinada a golpear la cabeza de la tablaestaca mediante la interposición de un casco de hinca.

La hinca por golpeo se efectúa sujetando la tablaestaca entre dos cepos verticales unidos con una guía horizontal.

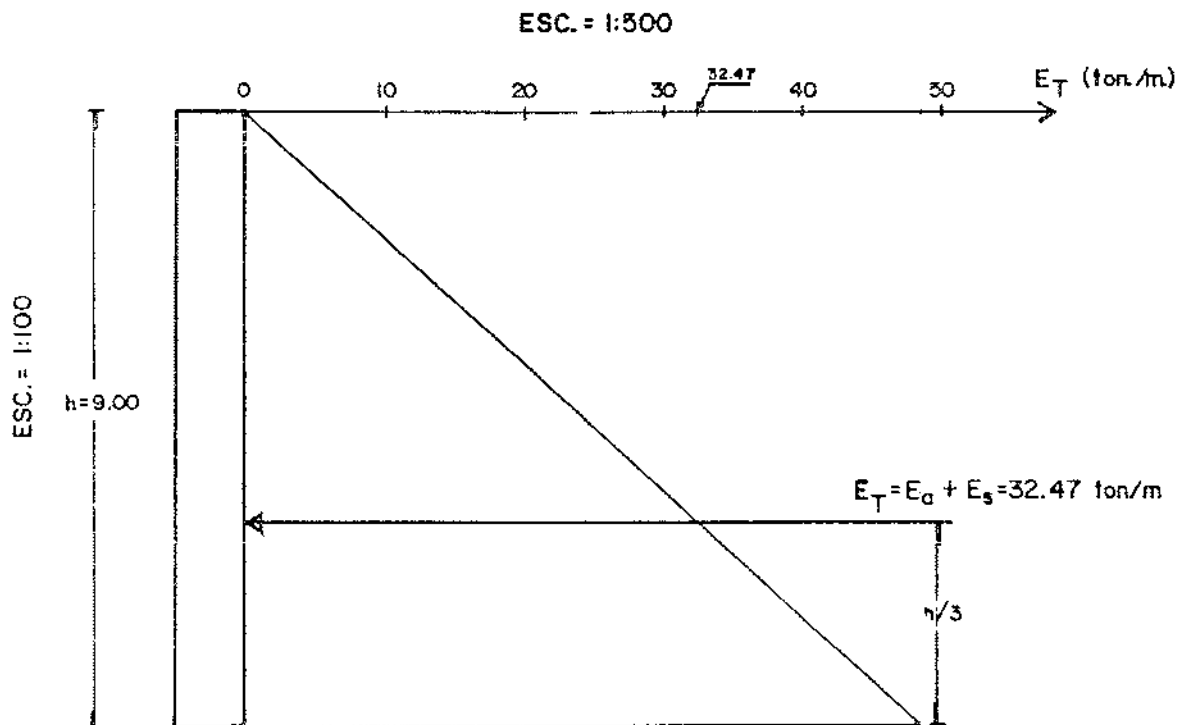
Si en el proceso de construcción de la cimentación, se encuentran cavidades fuera de las señaladas en el estudio de mecánica de suelos, o que su profundidad de piso sea mayor a la profundidad de los sondeos, se tendrá que optar por cualquiera de las siguientes alternativas.

1. Rellenarlas de una mezcla de suelo cemento consolidado a presión mínima de 1.5 kg/cm² para evitar daños de arrastre progresivo con aguas meteóricas que se drenaran, perdiendo confinamiento o sustentación la cimentación
2. Modificar los niveles de desplante de sótanos.

En caso de existir filtraciones de agua, se sellarán mediante lodos de sostenimiento o ademes, para permitir el avance de la perforación sin derrumbes.

Una vez realizada la perforación y viendo que las paredes se encuentran estables y secas totalmente, se procederá a bajar el armado y posteriormente se procederá al colado de la retícula de trabes; así como de la losa de cimentación.

EMPUJES SOBRE MUROS RIGIDOS



$$E = \frac{K_a \gamma h^2}{2} \times b$$

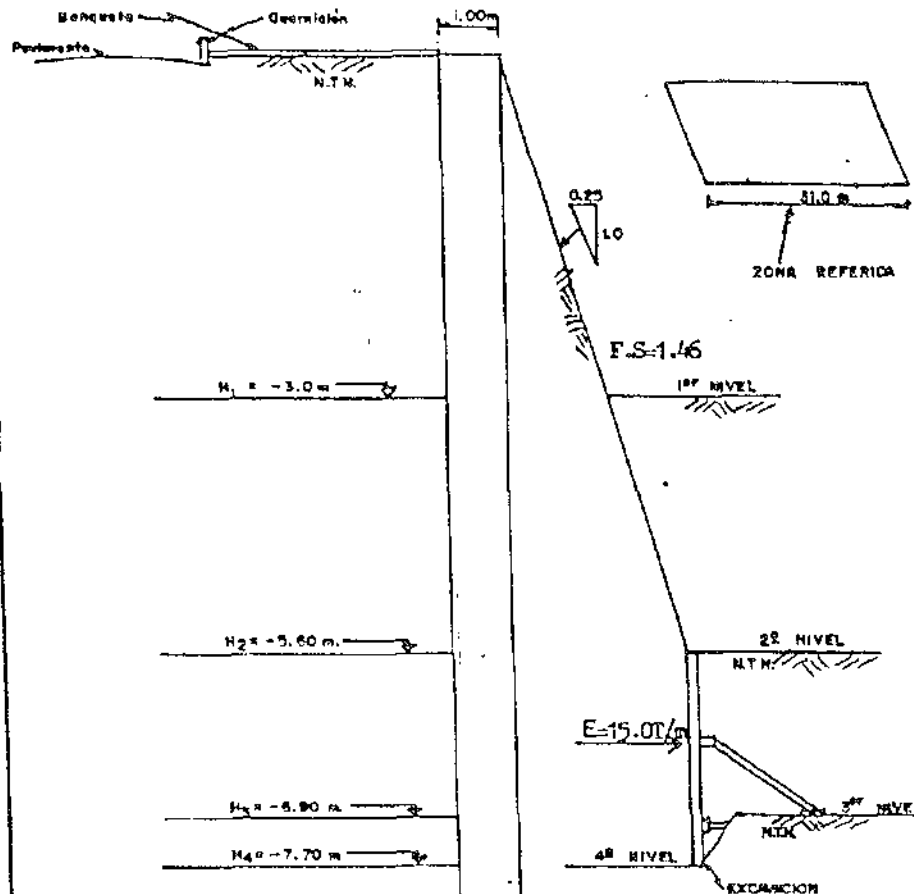
FIG. 7.1

NOTAS

E_T = EMPUJE TOTAL
 E_a = EMPUJE ACTIVO
 E_s = EMPUJE SISMICO
 ACOT. EN m.

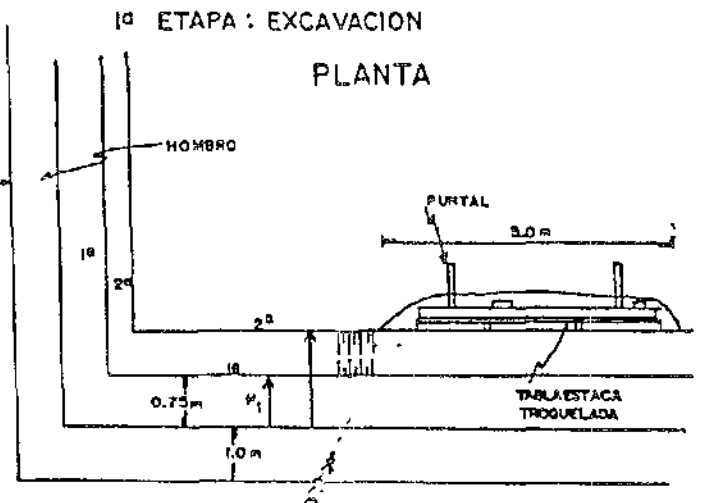
EDIFICIO PARA OFICINAS
 CONSTITUYENTES No 373
 MEXICO, D.F.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
EXCAVACION
LADO ORIENTE



ELEVACION

NOTAS
SIN ESCALA
N.T.N.=NIVEL DE TERRENO NATURAL



2ª ETAPA: COLADO DE MUROS DE CONTENCIÓN
PLANTA

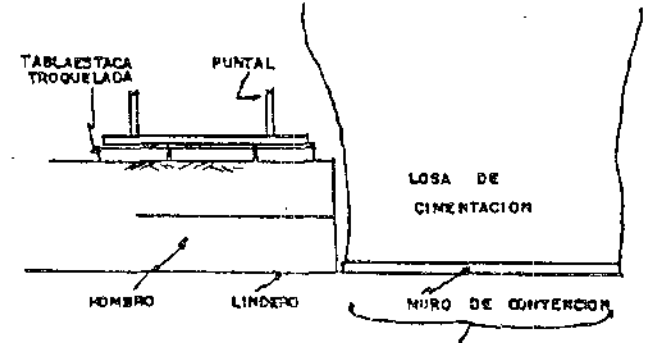


FIG. 7.2.

EDIFICIO PARA OFICINAS
CONSTITUYENTES No. 373
MEXICO, D.F.

Conceptos a considerar en la fabricación.

a.- Exactitud y tolerancias en las dimensiones de las piezas. Si éstas son rigurosas, el costo aumentará necesariamente.

b.- Rigidez de miembros grandes. Debido al gran tamaño de los miembros, no es posible conservarlos exactamente rectos; las desviaciones con respecto a su forma teórica puede conservarse dentro de ciertos límites que no afecten su capacidad de resistencia.

c.- Método para el enderezado del material y de los miembros fabricados. El método común es usar una prensa que trabaje el material a temperatura ambiente, lo cual se define como enderezado en frío; la aplicación de calor en un área reducida de la pieza, por medio de un soplete de oxígeno, es un método menos usado.

Partiendo de los planos de taller se elaboran plantillas de madera a escala natural, las cuales muestran la localización de todos los agujeros y cortes en la pieza; se prepara una lista de materiales y se envía a la laminadora.

La práctica usual es pedir a la laminadora que entregue el material para los miembros principales de la longitud exacta requerida, y el material para los demás miembros y piezas secundarias se pide de longitudes estándar.

Al recibirse el material en el patio de fabricante, se almacena hasta que se necesita para la fabricación, el taller de fabricación puede estar dividido en varias naves.

Secuencia de operaciones que se efectúan en el taller

La primera operación que se efectúa en el taller es la de trazo; se marca cada pieza con el nombre de la obra, número de parte, cantidad de piezas requeridas e instrucciones referentes al procedimiento de fabricación; las piezas se cortan a longitud requerida.

Una vez que se han fabricado todas las partes de un ensamble se llevan al lugar del armado; donde se ensamblan entre sí por medio de soldadura; se fijan las columnas junto con las placas base y se ensamblan las trabes.

La etapa siguiente a la fabricación es el transporte de las partes estructurales y ensambles al lugar de la obra, por medio de camiones, góndolas de ferrocarril o barcas. Al llegar son descargadas y almacenadas, o bien colocadas en su posición definitiva, por medio de gatos, malacates o rodillos; por último se fijan permanentemente en su lugar.

Las consideraciones más importantes al llevar a cabo estas operaciones es la seguridad de los trabajadores y de los materiales, así como la economía y la rapidez de montaje.

Para realizar con seguridad la construcción de estructuras de grandes dimensiones, se requiere de un análisis detallado de los esfuerzos y las deformaciones que se presentan durante las diferentes etapas del montaje; se suministran marcos temporales de contraventeo y de rigidez durante el montaje. Los métodos más usados en el montaje de estructuras de acero varían según el tipo y tamaño de estructuras, las condiciones del lugar, disponibilidad de equipo. Los procedimientos de montaje no pueden regularse completamente, ya que cada problema tiene características especiales.

Montaje de edificios de varios pisos.

Generalmente estos edificios se montan en tramos de dos pisos cada uno. Después de terminada la cimentación se levantan las columnas, se colocan sobre los pedestales y se atornillan en su lugar; es costumbre contraventear lateralmente las columnas durante el montaje; para evitar la inestabilidad de estas, hasta que se complete la estructura.

Una vez instaladas las columnas se izan las vigas para ajustarlas a éstas y se colocan provisionalmente sobre placas de asiento.

Tan pronto como se colocan las trabes de toda una planta, se plomean las columnas, y se nivelan las trabes; después de esto se sueldan las placas de conexión terminándose el proceso; cuando se completa un tramo se comienza el siguiente, repitiendo la secuencia del primero. Los edificios de 30 a 60m. de altura se pueden montar usando grúas montadas sobre camión, a mayor altura se necesitan plumas o grúas especiales,

La forma de la construcción, el tipo y arreglo de los elementos estructurales y la distribución de las masas tiene una influencia decisiva en la bondad del diseño sismo resistente. La sencillez, uniformidad y simetría de la construcción son aspectos que contribuyen a reducir drásticamente los riesgos de un mal comportamiento ante la acción de un sismo. Por ello es obligación del proyectista estructural pugnar para que la construcción tenga esas características, en tanto que ello no entre en conflicto con necesidades primarias de funcionamiento ni con requisitos estéticos esenciales, el proyectista debe hacer consiente al proyectista general y al propietario de que al salirse de las recomendaciones básicas de estructuración da lugar a una estructura poco económica.

El punto principal de la polémica reside en que si es preferible una alta rigidez y resistencia ante cargas laterales, aunque su ductilidad sea baja o viceversa, si conviene tener una gran capacidad de disipación de energía inelástica aun a costa de una baja rigidez que redunde en daños frecuentes ante sismos moderados.

Otro aspecto importante es que una estructura con muros (rígida) diferente de una de marcos (mas flexible), es que cae en una zona diferente del espectro y, dependiendo de la forma del espectro, pueden corresponderles ordenadas espectrales distintas. En general una estructura muy rígida será más conveniente en suelos compresibles, cuando el espectro tiene ordenadas bajas para periodos cortos, mientras que en terrenos de baja compresibilidad una estructura flexible estará sujeta a sollicitaciones menores ya que caerá en la rama descendente del espectro, donde la ordenada es menor.

El aprovechamiento de la ductilidad está limitado por el control de las deformaciones laterales; al tener que respetar los requisitos de deformaciones laterales, es necesario que la estructura posea una rigidez lateral mínima que impida en la mayoría de los casos el aprovechamiento de grandes factores de reducción por ductilidad.

Así en edificios de mediana o gran altura es poco económico la estructuración a base de marcos dúctiles únicamente, ya que el tamaño necesario de las columnas y vigas para cumplir con los requisitos de desplazamientos es mayor del necesario para resistencia y resulta en general antieconómico, conviene en estos edificios emplear muros o contraventeos para proporcionar la rigidez necesaria.

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Diseño de estructuras de acero.
Boris Bresler.
- 2.- Diseño estructural
Roberto Meli.
- 3.- Ayudas de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Estructuras metálicas.
Volumen I y II Oscar de Buen López de Eredia
- 4.- Manual de diseño Sísmico de edificios.
Enrique Bazan y Roberto Meli
- 5.- Manual de análisis Sísmico de edificios.
Departamento del Distrito Federal
Secretaria General de Obras.
- 6.- Análisis Dinámico.
Mario Paz.
- 7.- Reglamento de construcciones para el distrito Federal.
- 8.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.
- 9.- Manual de Construcción en acero IMCA tomo I y II.
- 10.- Resistencia de materiales.
Popov.
- 11.- Estudio de mecánica de suelos.
Geo - Ingeniería Dinámica.
Ing. Isidro Monter Giron.
- 12.- El análisis de la estructura y cimentación se realizó con el programa STAAD3. Rearch Ingenier.