



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

63
2EJ

FACULTAD DE INGENIERIA

"NOTAS DE APLICACION PARA LA
CLASE DE INGENIERIA SISMICA"

FALLA DE ORIGEN

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTAN:
ALEJANDRO GALLARDO ZAPRA
JAVIER GUTIERREZ FLORES



DIRECTOR DE TESIS:

M. I. JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ

MEXICO. D. F.

1995



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.

A MI MADRE

POR EL CARIÑO BRNDADO Y SU:

APOYO PARA EL DESARROLO DE

MI CARRERA

A MI ESPOSA:

POR SUS SACRIFICIOS Y AMOR

A MIS HIJOS:

QUE SON EL MOTIVO DE MI SUPERACION.

UN AGRADECIMIENTO POR EL

APOYO BRNDADO DURANTE MI INFANCIA A:

ING. SAMUEL. SCHOELMAN BARBERENA

SRA. MARTA REBORA DE SCHOELMAN

UN AGRADECIMIENTO ESPECIAL A LOS INGENIEROS:

ING. JAIME ORTIZ PULIDO

ING. FLORENTINO MEJIA CHAVEZ

M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUAREZ

ALEJANDRO GALLARDO ZAFRA

**A MI ABUELITA:
POR SU CARIÑO Y APOYO BRINDADO
DURANTE TODOS ESTOS AÑOS.**

A MI PADRE :

**POR QUE CON SU EJEMPLO SU
COMPRENSION Y FORTALEZA
ME HA ENSEÑADO A ENFRENTAR
CUALQUIER RETO QUE SE ME
PRESENTE EN LA VIDA.**

A MI MADRE :

**PORQUE CON SU TERNURA
Y AMOR ME HA ENSEÑADO A
SENTIR LO MISMO POR MIS
SEMEJANTES.**

**A MIS HERMANOS
POR SU APOYO Y CARIÑO.**

**A MI ESPOSA:
POR SU AMOR, COMPRENSION Y INTERESA
QUE LA HACEN LA COMPAÑERA IDEAL.**

A MIS AMIGOS :

PORQUE SON ELLOS UNA PARTE ESENCIAL

EN MI VIDA Y POR SER SU AMISTAD UNO DE LOS

REGALOS MAS PRECIADOS QUE HE RECIBIDO DEL CREADOR.

A MIS PROFESORES:

POR SU DESEMPEÑO DURANTE MI ESTANCIA

EN SUS CATEDRAS IMPARTIDAS

UN ESPECIAL AGRADECIMIENTO A LOS PROFESORES ::

DR. GUSTAVO AYALA MILIAN

M.I. JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ

M.I. OCTAVIO GARCIA DOMINGUEZ

POR SU APOYO Y CONSEJOS RECIBIDOS.

JAVIER GUTIERREZ FLORES



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-010/95

Señores
ALEJANDRO GALLARDO ZAFRA
JAVIER GUTIERREZ FLORES
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"NOTAS DE APLICACION PARA LA CLASE DE INGENIERIA SISMICA"

- INTRODUCCION**
- I. SISMICIDAD, SISMOLOGIA Y RIESGO SISMICO**
- II. DINAMICA ESTRUCTURAL**
- III. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO SISMICO DE CONSTRUCCIONES**
- IV. APLICACION A UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO**
- V. DIAGNOSTICO, REPARACION Y REFUERZO DE CONSTRUCCIONES**
- VI. CONCLUSIONES**
- BIBLIOGRAFIA**

Ruego a ustedes 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 les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán 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 24 de marzo de 1995.
EL DIRECTOR


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*nl

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

	PAG.
<u>I. SISMICIDAD, SISMOLOGÍA Y RIESGO SÍSMICO</u>	
A. SISMOLOGÍA	
1. SISMO	I.1
2. CAUSA DE LOS SISMOS.....	I.1
3. FALLAS.....	I.2
a. DESLIZAMIENTO EN INCLINACIÓN	I.2
b. DESLIZAMIENTO HORIZONTAL.....	I.2
4. EPICENTRO	I.3
5. INSTRUMENTACIÓN	I.3
a. SISMÓGRAFO	I.3
b. ACELERÓGRAFO	I.4
6. ONDAS SÍSMICAS	I.4
a. ONDA DE CUERPO.....	I.4
b. ONDA DE SUPERFICIE	I.4
7. ESCALA E INTENSIDAD DE LOS SISMOS	I.4
a. ESCALA DE INTENSIDAD.....	I.5
b. ESCALA DE MAGNITUD	I.5
c. ESCALA DE ENERGÍA	I.6
B. SISMICIDAD	
1. SISMICIDAD LOCAL	I.6
2. SISMICIDAD REGIONAL	I.7
3. SISMICIDAD MICROREGIONAL	I.7
C. RIESGO SÍSMICO	
1. RIESGO SÍSMICO	I.7
2. REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DE MÉXICO.....	I.8
a. INFORMACIÓN EMPLEADA	I.8
b. CORRELACIÓN ENTRE MAGNITUD, INTENSIDAD Y DISTANCIA	I.8
c. SISMICIDAD LOCAL.....	I.8

d. INTENSIDAD Y PERIODOS DE RECURRENCIA.....	I.9
e. INFLUENCIA DEL TERRENO.....	I.9
f. INTENSIDAD Y RESPUESTA ESTRUCTURAL.....	I.9
g. INTENSIDAD DE DISEÑO.....	I.10

II. DINÁMICA ESTRUCTURAL

SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

A. ECUACIONES DE MOVIMIENTO.....	II.1
B. VIBRACIONES LIBRES SIN AMORTIGUAMIENTO.....	II.2
C. VIBRACIONES LIBRES CON AMORTIGUAMIENTO.....	II.9
D. VIBRACIONES FORZADAS SIN AMORTIGUAMIENTO.....	II.14
E. VIBRACIONES FORZADAS CON AMORTIGUAMIENTO.....	II.17
F. ESPECTROS DE RESPUESTA.....	II.19

SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

G. VIBRACIONES DE ESTRUCTURAS DE VARIOS PISOS.....	II.20
H. VIBRACIONES LIBRES SIN AMORTIGUAMIENTO.....	II.22
I. MÉTODO DE NEWMARK.....	II.27
J. VIBRACIONES FORZADAS CON AMORTIGUAMIENTO.....	II.30

III. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE CONSTRUCCIONES

A. INTRODUCCIÓN.....	III.1
B. ANÁLISIS DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES.....	III.1
C. ANÁLISIS DINÁMICO.....	III.2
D. SELECCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS.....	III.3
E. CONDICIONES DE REGULARIDAD.....	III.4

IV. APLICACIÓN A UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO

MEMORIA DESCRIPTIVA

CONTENIDO.....	IV.1
A. ANTECEDENTES.....	IV.2
B. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.....	IV.2
1. UBICACIÓN.....	IV.2
2. FUNCIONALIDAD.....	IV.2
3. ESTRUCTURACIÓN.....	IV.3

C. CONSIDERACIONES GENERALES.....	IV.3
1. CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA	IV.3
2. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....	IV.3
D. EVALUACIÓN DE CARGAS	IV.4
1. CARGAS MUERTAS.....	IV.4
2. CARGAS VIVAS.....	IV.4
3. CARGAS ACCIDENTALES	IV.5
4. COEFICIENTE SÍSMICO.....	IV.5
5. CARGAS POR ANÁLISIS SÍSMICO.....	IV.6
E. ANALISIS SÍSMICO Y ESTRUCTURAL.....	IV.6
F. REVISIÓN Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES REPRESENTATIVOS Y DE ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO	IV.7
1. REVISIÓN DE TRABES	IV.8
2. REVISIÓN DE COLUMNAS	IV.8
3. REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITES.....	IV.9
G. CONCLUSIONES.....	IV.10

MEMORIA DE CÁLCULO

H. ANÁLISIS DE CARGAS.....	IV.12
I. REVISIÓN POR CORTANTE BASAL.....	IV.14
J. REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS	IV.18
K. REVISIÓN DE COLUMNAS	IV.19
L. REVISIÓN POR TENSIÓN DIAGONAL.....	IV.30

V. DIAGNÓSTICO REPARACIÓN Y REFUERZO DE CONSTRUCCIONES

A. EVALUACIÓN DE SEGURIDAD SÍSMICA.....	V.1
1. REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS.....	V.2
VI. <u>CONCLUSIONES</u>	VI.1

REFERENCIAS

INTRODUCCIÓN

En este trabajo se hace una recopilación basada en la clase del curso de Ingeniería Sísmica, que en el primer capítulo nos muestra una breve reseña de los orígenes de los sismos y formas de interpretación para aplicarse al cálculo de estructuras.

En el capítulo dos se fundamentan en forma analítica, las ecuaciones que permiten modelar de manera aproximada el comportamiento de los sismos; con éstas se pueden obtener los datos que permiten conocer las acciones a las que está sujeta una estructura y así poder diseñar la misma de una manera satisfactoria.

Se presentan gráficas de las ecuaciones que permiten conocer el comportamiento ante condiciones fijas y acciones variables.

El mismo capítulo presenta ejemplos de una estructura, analizando uno de sus marcos y obteniendo sus acciones, el mismo ejemplo se aplica aumentando primero un nivel y luego otro para obtener las acciones de las mismas mediante un método analítico y otro numérico; a manera de comprobación de uno con el otro, obteniéndose los mismos resultados. Se presentan también ilustraciones que facilitan el entendimiento de los conceptos analizados.

El capítulo tres presenta los criterios de análisis que se pueden utilizar y las condiciones que debe cumplir una estructura para poder ser considerada estable ante la presencia de un sismo.

El capítulo cuatro se trata del análisis completo en forma dinámica de una estructura de concreto en la que se revisan de acuerdo con los reglamentos y sus normas vigentes el comportamiento de la misma, mediante el uso de un paquete de computadora, el análisis se hace de forma tridimensional y sujeta a las condiciones mismas del paquete. En este capítulo se analizan sólo algunas columnas que se consideraron más representativas, la

revisión considerada contempló análisis por pandeo, compresión, tensión diagonal tanto para vigas como para columnas. Cabe mencionar que las vigas se consideraron equivalentes de acuerdo a las consideraciones que marca el reglamento para losas planas.

En el quinto capítulo se presentan algunas consideraciones para la elaboración de análisis diagnóstico y reparación de estructuras.

Finalmente las conclusiones del presente trabajo.

**I. SISMICIDAD, SISMOLOGÍA Y
RIESGO SÍSMICO**

A. SISMOLOGÍA

Sismología: Es una parte de la geofísica que trata de los sismos y de los movimientos vibratorios del suelo en general.

1. SISMO

Movimiento brusco, sacudida o sucesión de vibraciones de la corteza terrestre.

2. CAUSAS DE LOS SISMOS

Tectónicas

Volcánicas

Deslizamiento de taludes

Meteoritos

Explosiones

Tectónica de placas: Señala que la tierra está cubierta por varias capas de placas duras que actúan unas con otras y, entonces, generan sismos. Las placas tectónicas duras, litosfera, se asientan sobre una relativa capa suave, astenósfera, y se mueven como cuerpos rígidos. Ver fig. 1

La medida de las placas es de aproximadamente 70 km de espesor bajo el mar y dos veces dicha cantidad bajo la tierra. En los límites de las placas existen cordilleras mezocénicas, fallas de transformación, arcos de islas, y zonas orogénicas.

En las orillas mezocénicas fluye hacia la superficie de la tierra un manto hirviente y se enfría, formando la placa, la cual se expande en forma horizontal. Las placas tectónicas se cruzan en las fallas de transformación y se absorben de regreso al manto en las zonas

orogénicas. A menudo los sismos se generan en la zonas de subducción (fig. 1.2), y en las regiones en donde las placas se deslizan unas con otras.

Un arco de islas es una cadena de islas con el contorno de un arco que se forma fuera del marginal. Un arco de islas presenta un alto nivel de sismicidad e incluye a algunos o varios volcanes en su eje.

3. FALLAS

Las fallas se forman cuando ocurren deslizamientos recíprocos de las capas de roca con un plano determinado. Según la dirección, los deslizamientos se clasifican de la siguiente manera:

a. Deslizamiento en inclinación

El deslizamiento se lleva a cabo en una dirección vertical.

- **Falla normal**

La capa superior de la roca se desliza hacia abajo. fig. 1.4a

- **Falla de reversa**

La capa superior de roca se desliza hacia arriba. Fig. 1.4b

b. Deslizamiento Horizontal

El deslizamiento ocurre en una dirección horizontal.

- **Falla lateral izquierda:**

Vista desde una capa de la roca, la otra se desliza hacia la izquierda. Fig 1.4c

- **Falla lateral derecha**

Vista desde una capa de la roca se desliza hacia la derecha. Fig. 1.4d

Las fallas reales son a menudo una combinación de los cuatro tipos de deslizamiento. Se les llama falla sísmica a las fallas que emergen a la superficie de la tierra a causa de un sismo. El

mejor ejemplo conocido de una falla sísmica es el de 300 km de largo y un deslizamiento horizontal de 6.4 m en la falla de San Andrés misma que ocasionó el sismo de San Francisco en el año de 1906.

4. EPICENTRO

El punto donde el movimiento sísmico se origina es el llamado foco, centro o hipocentro del sismo, la proyección del foco sobre la superficie de la tierra es el epicentro. Las distancias del foco y el epicentro al punto observado del movimiento del terreno son llamados distancia focal y distancia epicentral respectivamente.

5. INSTRUMENTACIÓN

a. Sismógrafo:

Es un instrumento que registra los movimientos del suelo cuando éste es perturbado por el paso de ondas engendradas por un sismo.

El sismógrafo se funda en la inercia de una masa suspendida elásticamente de un bastidor rígido y solidario del suelo; cuando éste se mueve, la masa conserva su posición, consiguientemente la distancia entre ambos elementos experimenta una variación que es registrada en un papel arrastrado por un mecanismo de relojería. Según como se suspenda y disponga la masa, el aparato será sensible a una u otra de las tres componentes del movimiento del suelo (longitudinal, transversal y vertical).

Así pues, una estación sismológica necesita de por lo menos tres sismógrafos y en realidad ha de disponer de un número superior, porque los instrumentos que son sensibles a las oscilaciones de corto periodo, no sirven para detectar las de largo periodo, y es un instrumento de movimiento continuo.

b. Acelerógrafo

Para los objetivos de la ingeniería sísmica se deben registrar los sismos intensos, para este propósito se han hecho los acelerógrafos de movimiento intenso. Normalmente, el registrador de un acelerógrafo está en reposo hasta que la aceleración del terreno exceda de un valor preestablecido, con el cual se dispara el medidor que registra los movimientos.

6. ONDAS SÍSMICAS

Dos clases de ondas sísmicas viajan desde los focos en el cuerpo terrestre: la onda de cuerpo y la onda de superficie.

a. Onda de cuerpo

La cual se propaga en un continuo infinito es, a la vez, una onda P y una onda S.

- La onda P a menudo llamada onda longitudinal o compresiva, se propaga en la misma dirección que su propia vibración
- La onda S llamada onda transversal o de cortante se propaga en una dirección perpendicular al de su vibración.

b. Onda de Superficie

Se propaga en la superficie de la tierra y se manifiestan con más frecuencia en sismos poco profundos, principalmente se clasifican en dos formas:

- Las ondas L (Love) tienen lugar en las formaciones estratificadas y vibran en un plano paralelo a la superficie y perpendicularmente a la dirección de propagación de onda.
- Las ondas R (Rayleigh) vibran en un plano perpendicular a la superficie de la tierra y presentan un movimiento elíptico. Su velocidad es menor, y aunque muy semejante a la S.

7. ESCALA E INTENSIDAD DE LOS SISMOS

a. Escala de intensidad

Es una escala de la intensidad del movimiento del terreno que se determina, mediante la percepción humana y por los efectos del movimiento del terreno y en los seres vivientes. A lo largo del tiempo se han propuesto diferentes escalas pero las más recientes son:

1. Mercalli Modificada (MM) elaborada por F. Newman en el año de 1931.
2. La de Medvedev-Sponhever-Karnik (MSK) elaborada en el año 1964.
3. La de la Agencia Meteorológica de Japón (AMJ) elaborada en 1981.

Ver fig 1.7 y tabla 1.1

b. Escala de magnitud:

El tamaño de un sismo está estrechamente ligado con la cantidad de energía liberada. A menudo, la magnitud M definida por Richter (en 1965) se utiliza para formular el tamaño del sismo. El valor M se da por medio de la siguiente ecuación.

$$M = \log A$$

Cuando el tipo de sismómetro de Wood-Anderson muestra una amplitud máxima en un punto a 100 km del epicentro.

Sin embargo, un sismómetro estándar no siempre se encuentra en un punto a 100 km del epicentro, en cuyo caso se puede utilizar la ecuación:

$$M = \log A - \log A_0$$

donde A es la amplitud máxima de la traza registrada para un sismo en particular seleccionado como estándar. Puesto que el amortiguamiento de una onda sísmica depende

de la estructura subterránea, la forma para la magnitud derivada para California no puede aplicarse directamente determinar el valor de otras áreas y debe modificarse. por ejemplo:

$$M = \log a + 3 \log \Delta - 2.92 \text{ ----- California.}$$

$$M = \log a + 1.73 \log \Delta - 0.83 \text{ ----- Japón.}$$

Es decir que dependiendo del amortiguamiento de la zona en estudio será la fórmula a utilizar.

c. Escala de energía

Parte de la energía de deformación liberada por un sismo se dispersa desde la región focal con un movimiento de onda sísmica. El resto se transforma en energía potencial, la cual permite que tenga lugar la deformación de la corteza y que la energía se absorba en la destrucción de las rocas y el deslizamiento de las fallas.

Gutenberg y Richter (1956) muestran la siguiente relación entre la energía de un sismo, E, y la magnitud, M.

$$\text{Log } E = 4.8 + 1.5 M$$

B. SISMICIDAD

1. SISMICIDAD LOCAL

Suele entenderse por sismicidad local una descripción de ocurrencia de temblores en cierto volumen de corteza terrestre, en función de las magnitudes de dichos eventos.

2. SISMICIDAD REGIONAL

Describe el proceso de ocurrencia de movimientos del terreno en cierta estación (sitio de interés), en función de características pertinentes de dichos movimientos: intensidad, duración, aceleración máxima del terreno, ordenada espectral correspondiente a cierto período y grado de amortiguamiento, etc.- sin tener en cuenta la geología local, es decir como si la estación se hallase en roca firme o relativamente firme.

3. SISMICIDAD MICROREGIONAL

La influencia de la geología local se tiene en cuenta en la sismicidad microregional ajustándolas en cada sitio de conformidad con las modificaciones que en los movimientos del terreno introducen allí dichas características geológicas.

C. RIESGO SÍSMICO

1. RIESGO SÍSMICO

Se define en términos de las relaciones entre intensidades sísmicas y sus períodos de recurrencia. Los primeros se expresan cuantitativamente por medio de los valores máximos absolutos de la velocidad y aceleración del terreno.

A partir de relaciones empíricas que permiten estimar ordenadas espectrales en términos de intensidades, pueden proporcionarse espectros de diseño una vez que se ha elegido un período de recurrencia.

En la evaluación de riesgo sísmico se parte de una estimación *a priori* de la sismicidad local de diversas zonas geotectónicas. La que se modifica al asimilar los datos estadísticos sobre

magnitudes de temblores ocurridos en intervalos de tiempo. Para obtener curvas frecuencia-intensidad, se emplean relaciones empíricas entre magnitud y distancia focal.

2. REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DE MÉXICO

a. Información empleada

Dada la escasez de información, se dividió al país en zonas geotectónicas, para estimar, la sismicidad local en cada una de ellas, y transformar dicha información en relaciones entre intensidad y períodos de recurrencia en cada estación. Para estimar la sismicidad local en cada zona se emplearon dos fuentes de información:

- Datos estadísticos sobre magnitudes de sismos originados en cada zona.
- Sismicidad en zonas comparables a la que interesaba, pero para las cuales se contaba con mayor información.

b. Correlación entre la Magnitud, Intensidad y Distancia

Se designa por a y v respectivamente, a los valores absolutos máximos de la aceleración y de la velocidad del terreno en un lugar determinado, por M a la magnitud y R a la distancia entre el lugar de interés y el foco instrumental. Para ligar estas variables se han obtenido las siguientes expresiones semiempíricas:

$$v = 15e^M (R + 0.17e^{0.59M})^{1.7}$$

$$a = 1230e^{0.8M} (R + 25)^2$$

c. Sismicidad Local

Atendiendo a sus características geotectónicas el territorio de la República Mexicana, las zonas continentales y marítimas adyacentes, se dividieron en varias provincias sísmicas según se muestran en la fig. donde las áreas 10.12.15.16.17. y 20 pertenecen a la zona de

baja sismicidad de la tierra y el resto al cinturón circupacífico, se acordó representar la sismicidad de una zona determinada por la ecuación siguiente:

$$\lambda (M) = \lambda e^{-\beta (M-M_0)}$$

Donde:

$\lambda(M)$ = Sismicidad de una zona determinada

β = Varía entre los límites relativos estrechos de la corteza terrestre.

M = Máximo valor de la magnitud.

M_0 = Magnitud base en la zona.

d. Intensidades y periodos de recurrencia:

Las curvas frecuencia contra intensidad, o intensidad contra periodo de recurrencia en un sitio determinado pueden generarse a partir de la función $\lambda(M)$

en la vecindad. En efecto sea A el sitio de interés y dv un volumen elemental distante R de A. Para todo y el número medio por unidad de tiempo de temblores que se generan en dv y que tienen intensidad mayor que M en A vale:

$$dv(y) = \int_v \lambda (M(y, R)) dv$$

e. Influencia del Terreno

Las dificultades más serias son las asociadas a la determinación de las propiedades mecánicas del suelo, al análisis de la influencia del comportamiento no lineal durante temblores intensos, y al efecto de irregularidades topográficas.

f. Intensidad y Respuesta Estructural

Dados los máximos valores absolutos en la aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno durante un temblor, es posible obtener las envolventes de las espectros de respuesta

para distintos grados de amortiguamiento y comportamiento inelástico. Designando por D a las ordenadas del espectro de desplazamiento, por:

$$v = (2\pi / T) D$$

$$a = (4\pi / T^2) D$$

a las seudovelocidades y a las pseudoaceleraciones respectivamente, las ordenadas de cada uno de estos espectros pueden leerse simultáneamente el trazo logarítmico de la fig. 9

g. Intensidad de diseño

No hay en los mapas de las figuras 3 a 8 ninguna referencia a la máxima intensidad que pueda esperarse en cada punto. Como se mencionó en cada punto. Como se menciona al principio, tales valores son difíciles de estimar y su orden de magnitud es superior al de los valores para los cuales resulta costeable diseñar estructuras que no sean excepcionales. De aquí que se adopte como criterio formal de diseño sísmico, entre un conjunto de proyectos alternativos, de aquel que conduce al equilibrio óptimo entre seguridad y costo. Aparte de los datos sismológicos que se presentan en las figuras 3 - 8, influyen las relaciones entre intensidad y respuesta estructural y entre esta última y el comportamiento y el costo de daños e influyen los costos iniciales y de mantenimiento y los beneficios que se esperan en la construcción.

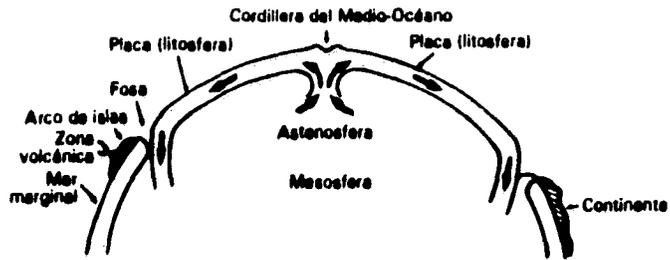


Figura 1 Tectónica de placas.

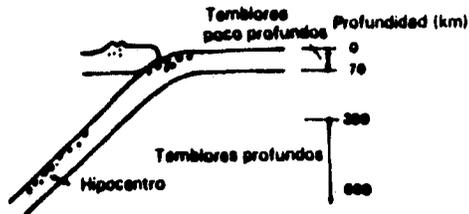
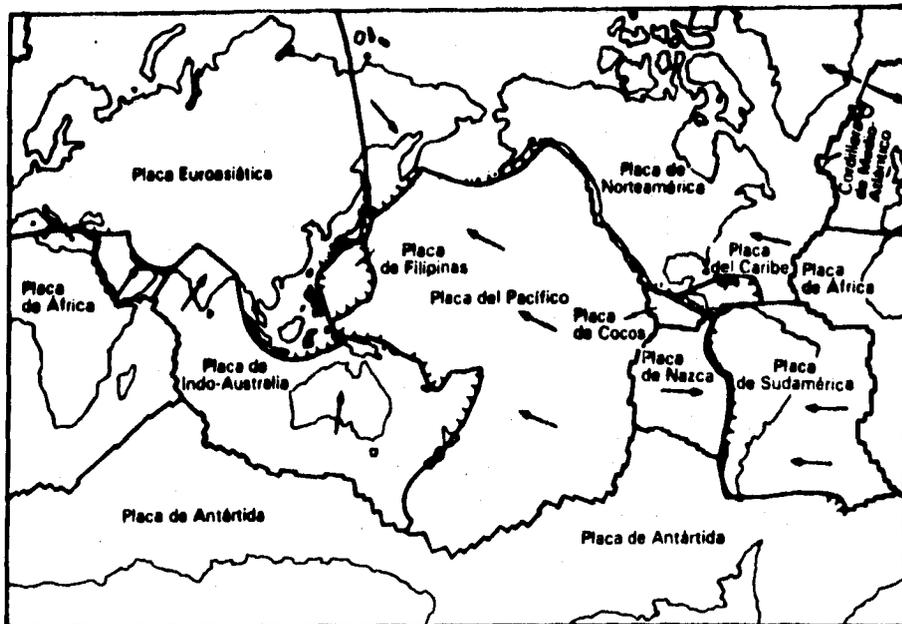


Figura 1-3 Modelo idealizado de la zona de subducción y el hipocentro.



▲▲▲ Zona de subducción
 ↔ Zona de diseminación

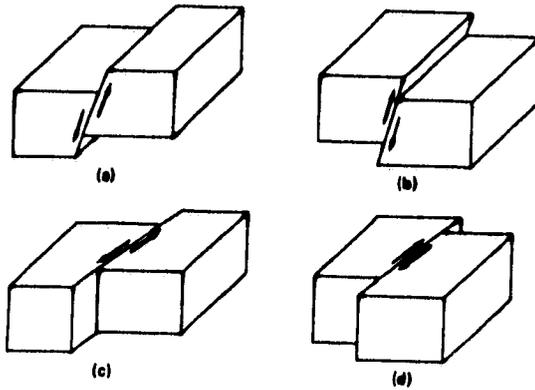


Figura 1-4 Tipos principales del movimiento de una falla. (a) Falla normal. (b) Falla de reversa. (c) Falla lateral izquierda. (d) Falla lateral derecha.

TABLA 1-1 Síntesis de la escala Mercalli modificada

Valor de intensidad	Descripción
I	No se percibe, excepto en circunstancias sumamente favorables
II	Percibido por personas en descanso
III	Se percibe en interiores; no siempre se reconoce como sismo
IV	Se agitan puertas, ventanas y platos; los vehículos detenidos se mecen perceptiblemente
V	Se percibe en exteriores; las personas dormidas despiertan; las puertas oscilan
VI	Todos lo perciben; caminata inestable; los platos y ventanas se rompen
VII	Dificultad para estar de pie; lo advierten los manejadores; caída de enyesado
VIII	Se afecta la conducción de vehículos; daños a la mampostería ordinaria
IX	Pánico general; mampostería débil destruida; mampostería ordinaria considerablemente dañada
X	La generalidad de la mampostería y estructuras de marcos destruidas con tintientos
XI	Los rieles se tuercen considerablemente; la tubería subterránea se rompe
XII	Daño total; los objetos cruzan el aire

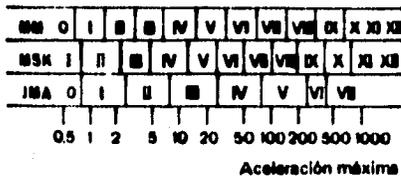
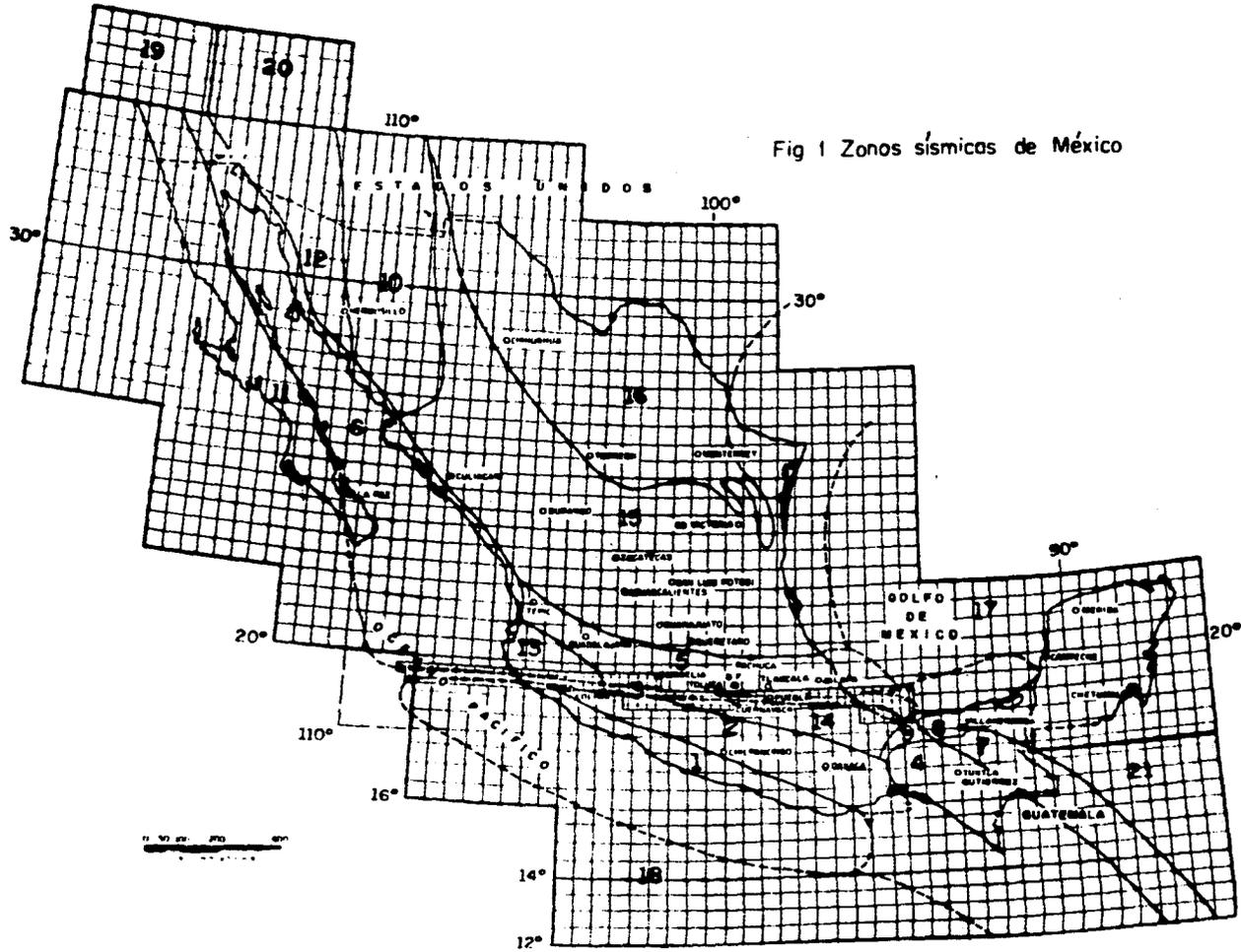
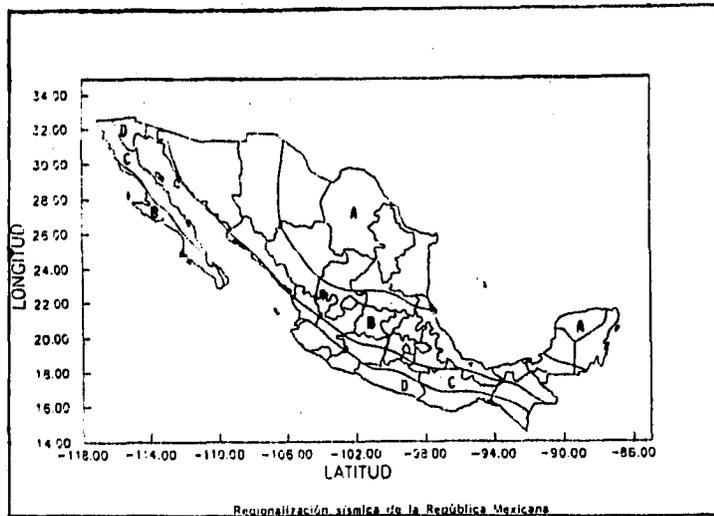


Figura 1-7 Relación entre los diferentes tipos de escalas de intensidades y máxima aceleración. (De AIJ, Data for Earthquake Resistant Design of Buildings, Tokio, 1981 (en japonés)).

Fig 1 Zonas sísmicas de México





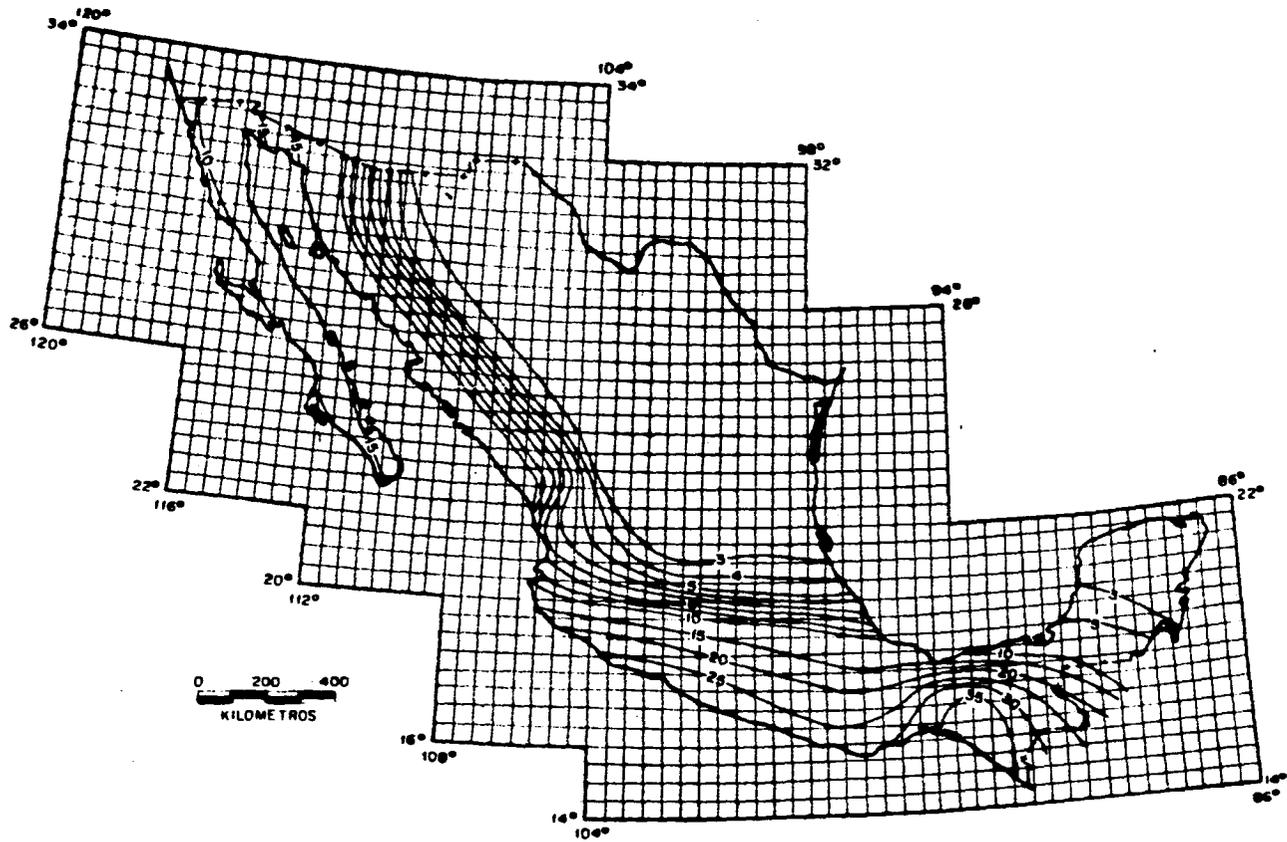


Fig 3 Velocidades máximas del terreno con periodo de recurrencia igual a 50 años

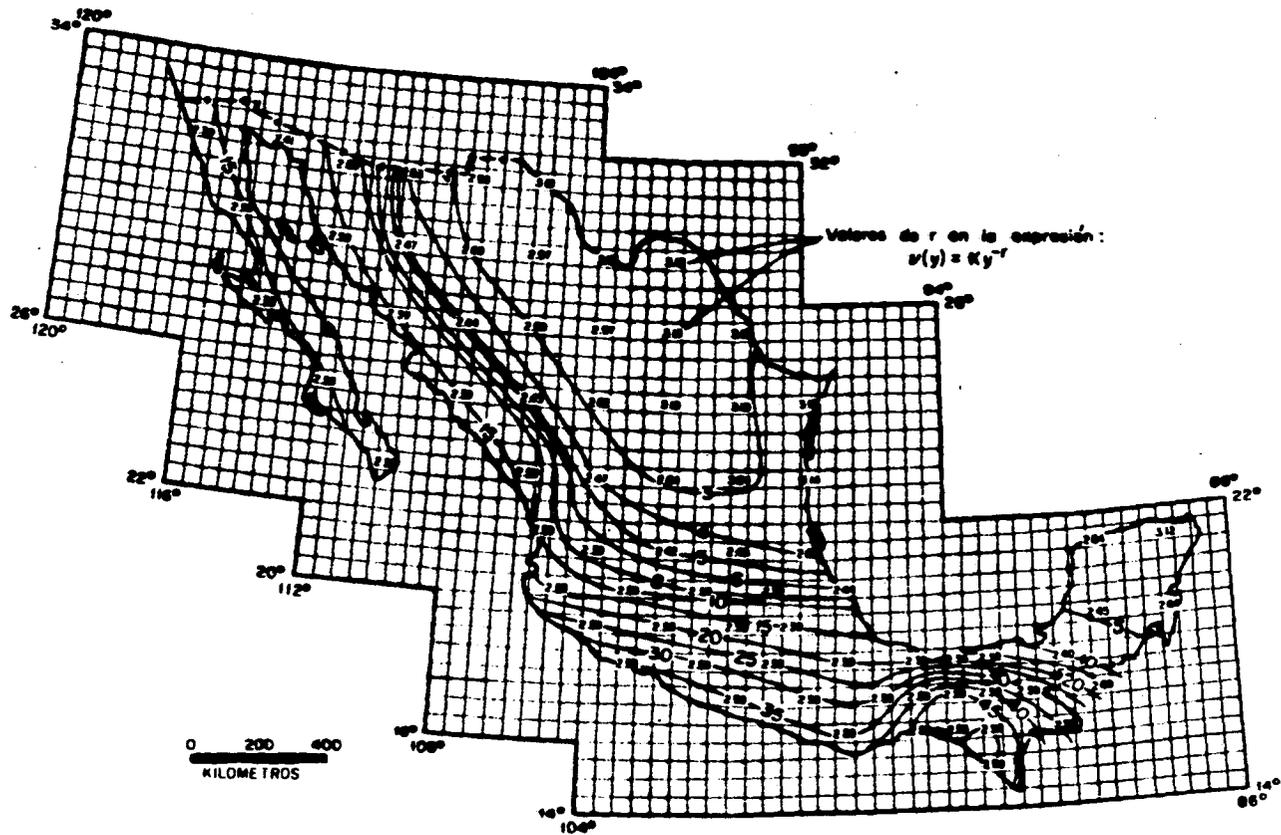


Fig 4 Velocidades máximas del terreno con periodo de recurrencia igual a 100 años

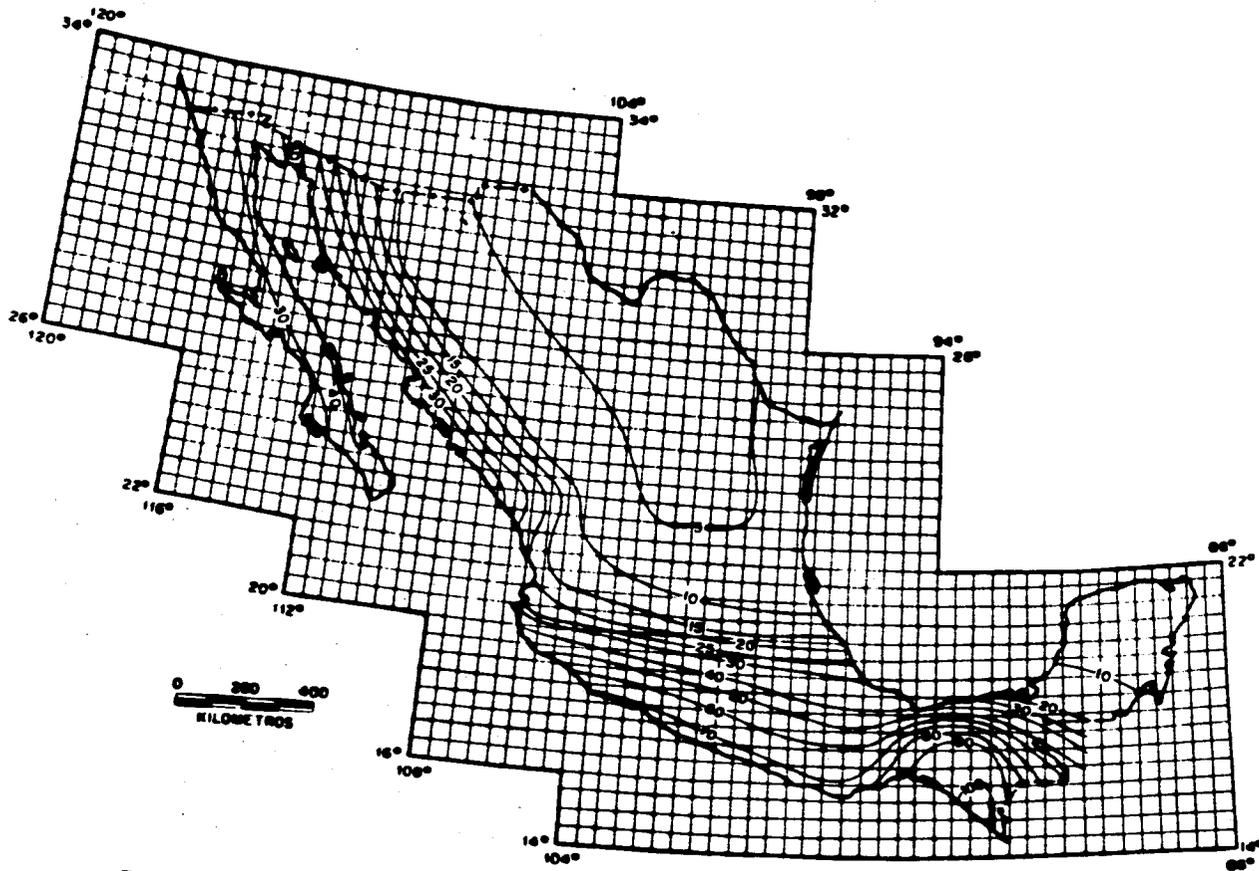


Fig 5 Velocidades máximas del terreno con periodo de recurrencia igual a 500 años

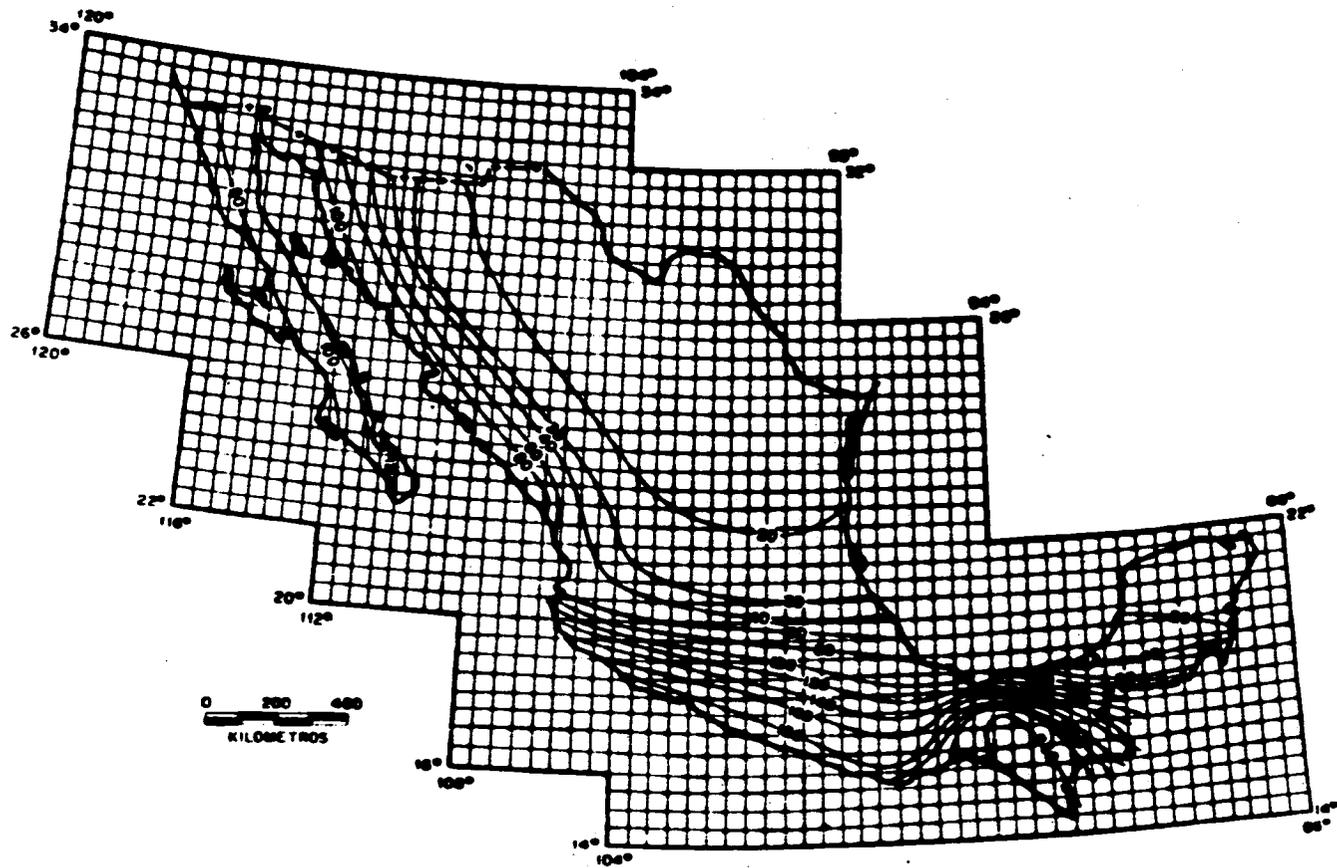


Fig 6 Aceleraciones máximas del terreno con periodo de recurrencia igual a 50 años

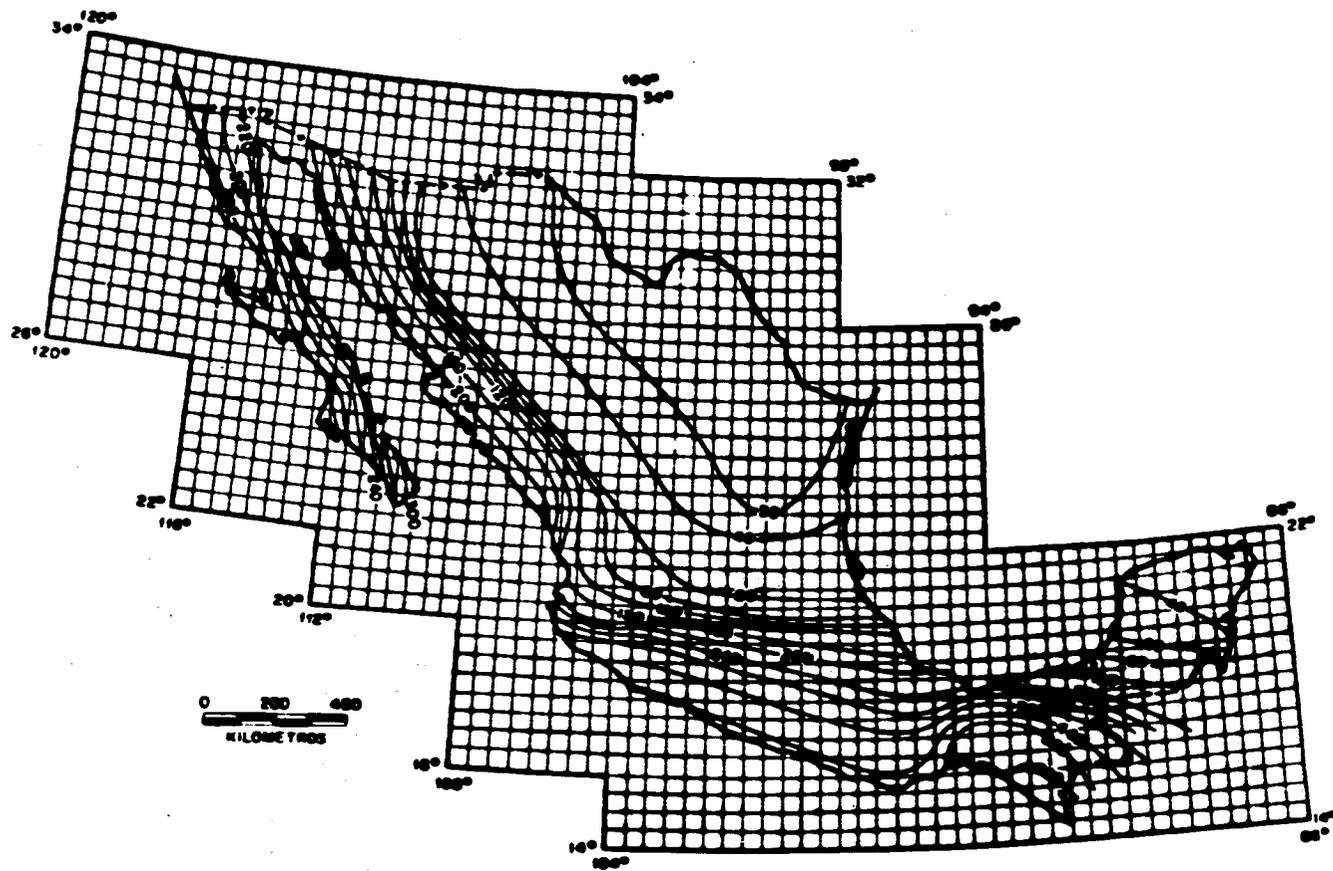


Fig 8 Aceleraciones máximas del terreno con periodo de recurrencia igual a 500 años

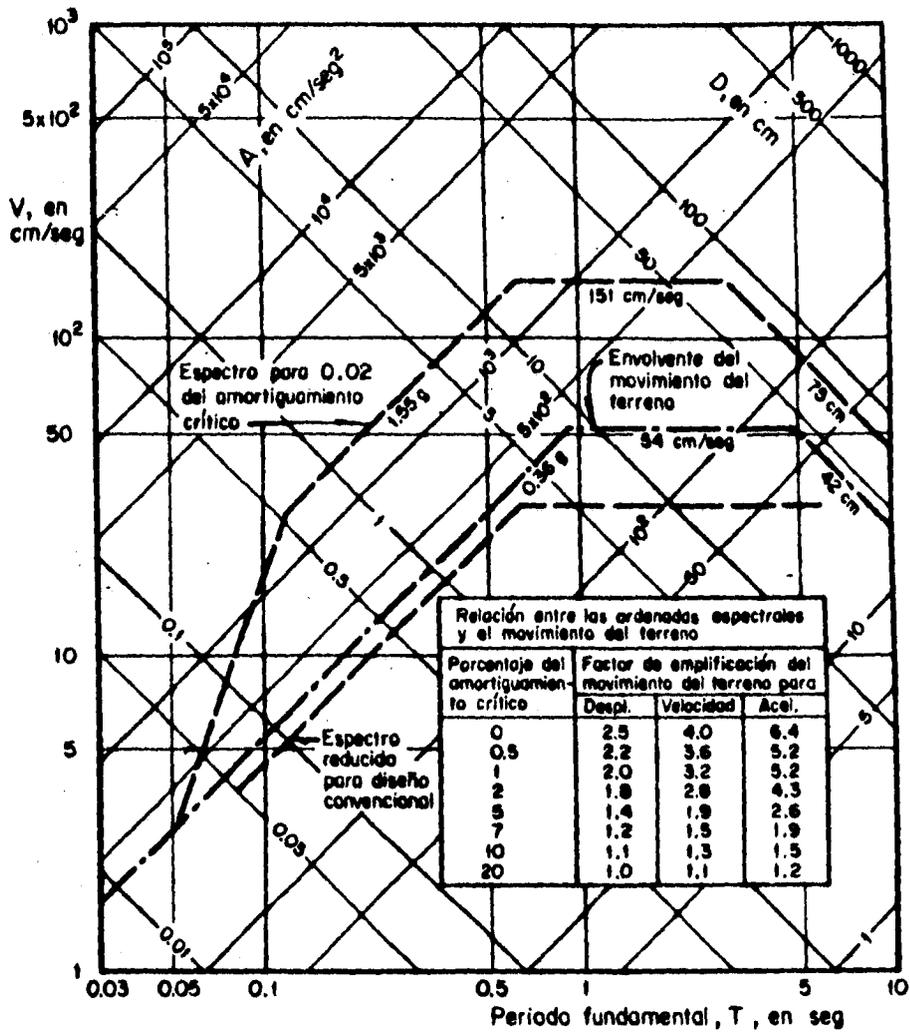


Fig 9 Construcción de espectros de diseño

II. DINÁMICA ESTRUCTURAL

SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

A. ECUACIONES DE MOVIMIENTO

Para analizar el movimiento de una estructura se propone hacer una representación mediante un modelo que refleje su comportamiento. ver fig (1).

Aplicando el principio de D' Alambert la ecuación de movimiento queda:

$$F_I + F_D + F_s - F(t)$$

en donde : $F_I = m \ddot{d}(t)$ = Fuerza de inercia.

$F_D = c \dot{d}(t)$ = Fuerza de Amortiguamiento.

$F_s = k d(t)$ = Fuerza del Resorte.

Ahora bien, sustituyendo:

$$m\ddot{d}(t) + c\dot{d}(t) + kd(t) = F(t)$$

Cuando la estructura se encuentra sujeta a movimiento del terreno:

$$F_I = m[\ddot{d}(t) + \ddot{d}(t)g]$$

Sustituyendo en la ecuación de movimiento :

$$m[\ddot{d}(t) + \ddot{d}(t)g] + c\dot{d}(t) + kd(t) = 0$$

O bien :

$$m\ddot{d}(t) + c\dot{d}(t) + kd(t) = -d(t)g$$

B. VIBRACIONES LIBRES SIN AMORTIGUAMIENTO

Ahora bien suponiendo que no se aplica movimiento alguno al terreno se obtiene la ecuación de movimiento libre para estructuras de un grado de libertad. Por tanto la ecuación se simplifica a:

$$m \ddot{d}(t) + k \dot{d}(t) = 0$$

Si dividimos la ecuación entre la masa:

$$\ddot{d}(t) + k/m \dot{d}(t) = 0$$

$$\ddot{d}(t) + w^2 \dot{d}(t) = 0 ; \text{ donde } w^2 = k/m$$

Obtenemos una ecuación homogénea de primer orden, la cual, puede ser resuelta de la siguiente forma; Si la proponemos como solución:

$$d(t) = c_1 e^{x t}$$

$$\dot{d}(t) = c_1 x e^{x t}$$

$$\ddot{d}(t) = c_1 x^2 e^{x t}$$

Sustituimos los valores dentro de la ecuación de movimiento y simplificando términos nos queda:

$$c_1 x^2 e^{x t} + w^2 c_1 e^{x t} = 0$$

$$x^2 = -w^2$$

$$x = \pm w i$$

Por tanto, sustituyendo este valor en la ecuación original :

$$d(t) = c_1 e^{w i t} + c_2 e^{-w i t}$$

La cual representa la ecuación de movimiento. Pero sabemos que, $e^{-i x} = \cos x \pm i \operatorname{Sen} x$; por lo tanto la ecuación se puede representar como:

$$d(t) = C_1 (\cos w t + i \operatorname{Sen} w t) + C_2 (\cos w t - i \operatorname{Sen} w t)$$

Reacomodando términos:

$$d(t) = (C_1 + C_2) \cos w t + (C_1 - C_2) i \operatorname{Sen} w t$$

Ahora bien si definimos a: $C_1 = (C_1 + C_2) \cos w t$; $C_2 = (C_1 - C_2) i \operatorname{Sen} w t$ y sustituimos en la ecuación de movimiento:

$$d(t) = C_1 \text{Sen}(wt) + C_2 \text{Cos}(wt) \text{---(1)}$$

$$\dot{d}(t) = C_1 w \text{Sen}(wt) + C_2 w \text{Cos}(wt) \text{---(2)}$$

$$d(t=0) = d_0 \text{---} \dot{d}(t=0) = \dot{d}_0$$

en donde la ecuación :

(1) nos representa la ecuación de movimiento y;

(2) la ecuación de velocidad.

sujeta a sus condiciones de frontera.

Ahora bien, valuando las condiciones de frontera en las ecuaciones (1) y (2) se llega a:

$$d(t) = \frac{\dot{d}_0}{w} \text{Sen}(wt) + d_0 \text{Cos}(wt)$$

$$\dot{d}(t) = \dot{d}_0 \text{Cos}(wt) - w d_0 \text{Sen}(wt)$$

Es esencial también definir dos importantes conceptos como son la frecuencia (w) y el periodo (T), el primero nos representa la frecuencia con que se repite el movimiento y el segundo cada cuanto se repite el mismo.

$$w = \sqrt{k/m} \text{---} \text{FRECUENCIA}$$

$$T = 2\pi/w \text{---} \text{PERIODO}$$

EJEMPLO:

Se trata de una estructura que presenta alguna peculiaridades en las secciones de traveses y columnas, y está ubicada frente al Instituto de Investigaciones Biomédicas, en el croquis se muestra su ubicación. fig (2)

Para la misma aplicaremos lo visto hasta ahora y obtendremos su frecuencia, su periodo, sus ecuaciones de movimiento y velocidad para el marco E entre 1 - 2.

Para obtener la frecuencia requerimos de la rigidez de entrepiso y la masa del mismo, primero obtendremos la rigidez mediante:

1. MÉTODO DE LAS RIGIDECES.
2. CONDENSACIÓN ESTÁTICA.

I. MÉTODO DE LAS RIGIDECES

Para obtener la rigidez plantearemos una representación esquemática de los grados de libertad del marco a analizar, ver fig (3), donde si recordamos la definición de K_{ij} como la fuerza en el grado de libertad i cuando en el grado de libertad j hay un desplazamiento unitario. podemos obtener la matriz de rigideces

De siguiente forma:
$$K = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix}$$

Sustituyendo los valores del marco en cuestión :

$$K = \begin{bmatrix} 4EI / L_v + 4EI / L_c & 2EI / L_v & 6EI / L_c^2 \\ 2EI / L_v & 4EI / L_v + 4EI / L_c & 6EI / L_c^2 \\ 6EI / L_c^2 & 6EI / L_c^2 & 12EI / L_c^3 + 12EI / L_c^2 \end{bmatrix}$$

De esta manera sustituyendo los valores reales de la estructura en cuestión podemos obtener la rigidez del marco.

Esta misma rigidez se puede obtener por medio del **MÉTODO DE CONDENSACIÓN ESTÁTICA** de la siguiente forma:

Primeramente descomponemos la matriz de rigideces en sub-matrices :

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ p_3 \end{Bmatrix} \Rightarrow \begin{bmatrix} K_{AA} & K_{AB} \\ K_{AB} & K_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_A \\ d_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_A \\ P_B \end{Bmatrix}$$

Ahora bien si nos referimos a una fuerza originada por un sismo $P_A=0$ por lo tanto:

$$K_{AA}d_A + K_{AB}d_B = 0 \text{ -----(1)}$$

$$K_{BA}d_A + K_{BB}d_B = P_B \text{ -----(2)}$$

De (1)

$$K_{AA} d A = -K_{AB} d B$$

$$d A = -K_{AA}^{-1} K_{AB} d B \text{ ----- (3)}$$

Si sustituimos (3) en (2)

$$K_{BA} [-K_{AA}^{-1} K_{AB} d B] + K_{BB} d B = P_B$$

Y reordenando los términos nos queda:

$$[K_{BB} - K_{BA} K_{AA}^{-1} K_{AB}] d B = P_B$$

De donde la rigides K la obtenemos de :

$$K = [K_{BB} - K_{BA} K_{AA}^{-1} K_{AB}]$$

Ahora bien si consideramos para el ejemplo :

1. $E = 8000 \sqrt{f_c}$; $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

2. Vigas :----- 25 x 35 cm

3. columnas:----- 25 x 45 cm

4. losa ----- 10 cm

Con estos datos se calculan las cargas que existen sobre la estructura y distribuir las en el marco que analizaremos:

CARGAS MUERTAS:

Vigas :----- 0.25 x 0.40 x 5 x 2.4 x 6 = 7.20 Ton

0.25 x 0.40 x 12.5 x 2.4 x 2 = 6.00 Ton

Columnas:----- 0.25 x 0.45 x 1.5 x 2.4 x 8 = 3.24 Ton

Losa ----- 12.5 x 5.3 x 0.10 x 2.4 = 15.90 Ton

W = 32.34. Ton

CARGAS VIVAS :

12.5 x 5.00 x 0.07 = 4.38 C. V = 4.38 Ton

W = 36.72 Ton

CARGA DE DISEÑO : $W = 1.1 (36.72) = 40.4 \text{ ton}$

Conocida la carga de diseño podemos obtener la masa del entrepiso, dividiendo la misma sobre la aceleración de la gravedad:

$$m = 40.4 / 9.81 = 4.11 \text{ T s}^2 / \text{m}$$

Para obtener la rigidez también necesitamos calcular los momentos de inercia de las secciones :

$$I_v = (0.25)(0.40)^3 / 12 = 0.0013 \text{ m}^4 \quad I_c = (0.45) \times (0.25)^3 / 12 = 0.0005859 \text{ m}^4$$

Sustituyendo los valores en la matriz de rigideces nos queda :

$$\begin{bmatrix} 2060.45 & 588.31 & 441.91 \\ 588.31 & 2060.45 & 441.91 \\ 441.91 & 441.91 & 589.22 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ \Delta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones:

$$d_1 = -3.77 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$d_2 = -3.77 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\Delta = 2.264 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Donde una vez calculado el desplazamiento que sufre la estructura podemos conocer la rigidez de la siguiente forma :

$$P = k d \Rightarrow k = P / d ; \text{ donde ; } P = \text{ fuerza ; } k = \text{ Rigidez ; } d = \text{ desplazamiento}$$

Sustituyendo valores :

$$K = \frac{1}{2.264 \times 10^{-4}} = 442.45 \text{ Ton / m}$$

Determinada la rigidez de un marco, la rigidez del entrepiso la obtenemos multiplicando la misma por el número de marcos que componen la estructura. Por lo tanto para nuestra estructura multiplicamos por cuatro dado que es el número de marcos que la componen :

$$K = 4 \times 442.45 = 1769.9 \text{ T/m}$$

$$K = 4 \times 4424.5 = 17699 \text{ KG/cm}$$

A manera de comprobación : Método de Condensación Estática :

$$K_{AA} = \begin{bmatrix} 2060.45 & 588.31 \\ 588.31 & 2060.45 \end{bmatrix} \quad K_{AB} = \begin{bmatrix} 441.91 \\ 441.91 \end{bmatrix}$$

$$K_{BA} = [441.91 \quad 441.91] \quad K_{BB} = [589.22]$$

$$K_{AA}^{-1} = \begin{bmatrix} 5.2837 & -1.5087 \\ -1.5087 & 5.28377 \end{bmatrix} \times 10^{-4}$$

$$K_{BA} K_{AA}^{-1} K_{AB} = [441.91 \quad 441.91] \begin{bmatrix} 5.2837 & -1.5087 \\ -1.5087 & 5.28377 \end{bmatrix} \times 10^{-4} \begin{bmatrix} 441.91 \\ 441.91 \end{bmatrix}$$

$$K_{BA} K_{AA}^{-1} K_{AB} = [147.44]$$

$$K_{BA} K_{AA}^{-1} K_{AB} - K_{BB} = [589.22] - [147.44] = 441.77 \text{ T/m}$$

Por tanto la rigidez es la misma, por lo que se comprueba, que tanto un método como el otro nos sirven para obtener la rigidez de entrepiso:

$$\text{RIGIDEZ DE ENTREPISO : } K = 4 \times 441.77 = 1767.11 \text{ T/m}$$

Una vez conocidos la masa y rigidez de entrepiso podemos calcular la frecuencia y el periodo sustituyendo en sus ecuaciones respectivas:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{W}} \quad ; \quad T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{1769.9}{4.11}} = 20.75 \frac{\text{rad}}{\text{seg}}$$

$$T = \frac{2\pi}{20.75} = 0.302 \text{ seg.}$$

Para obtener las ecuaciones tanto de movimiento como de velocidad lasvaluaremos para las siguientes condiciones de frontera:

$$\begin{aligned} \text{a) } d_0 &= 2 \text{ cm} & \dot{d}_0 &= 0 \text{ seg} \\ \text{b) } d_0 &= 0 \text{ cm} & \dot{d}_0 &= 20 \text{ seg} \\ \text{c) } d_0 &= 2 \text{ cm} & \dot{d}_0 &= 20 \text{ seg} \end{aligned}$$

Sustituyendo los valores en las ecuaciones correspondientes nos queda que:

1) Ecuación de movimiento :

Caso a) $d(t) = 2 \text{ Cos} (20.75 t)$

Caso b) $d(t) = (20 / 20.75) \text{ Sen} (20.75 t)$

Caso c) $d(t) = (20/20.75) \text{ Sen} (20.75 t) + 2 \text{ Cos} (20.75 t)$

2) Ecuación de velocidad

Caso a) $\dot{d}(t) = - 2 (20.75) \text{ Sen} (20.75 t)$

Caso b) $\dot{d}(t) = 20 \text{ Cos} (20.75 t)$

Caso c) $\dot{d}(t) = 20 \text{ Cos} (20.75 t) - 2 (20.75) \text{ Sen} (20.75 t)$

Ahora bien valuando estas ecuaciones para distintos valores de t podemos obtener gráficas como las que se muestran en la fig. (4) y (5). En donde se manifiestan las variaciones tanto de la frecuencia como del periodo.

C. VIBRACIONES LIBRES CON AMORTIGUAMIENTO

El estudio de movimiento libre es un tanto irreal, dado que se estaría suponiendo que la masa se encuentra en un vacío perfecto, y no así en la realidad, dado que se encuentra sujeta a una fuerza opositora debida al medio ambiente que lo rodea, es decir, un medio que se puede suponer viscoso que afectaría a la ecuación de movimiento de la siguiente forma:

$$m \ddot{d}(t) + c \dot{d}(t) + k d(t) = 0$$

Si

$$\begin{aligned}d(t) &= c_1 e^{\alpha t} \\ \dot{d}(t) &= c_1 \alpha e^{\alpha t} \\ \ddot{d}(t) &= c_1 \alpha^2 e^{\alpha t}\end{aligned}$$

y sustituimos en la ecuación original, dividimos entre la masa, la constante y el exponencial llegamos

a :

$$m c_1 \alpha^2 e^{\alpha t} + c c_1 \alpha e^{\alpha t} + k c_1 e^{\alpha t} = 0$$

$$\alpha^2 + \frac{c}{m} \alpha + \frac{k}{m} = 0$$

$$\alpha^2 + \frac{c}{m} \alpha + \omega^2 = 0$$

resolviendo:

$$X_{1,2} = \frac{-\left(\frac{c}{m}\right) \pm \sqrt{\left(\frac{c}{m}\right)^2 - 4\omega^2}}{2}$$

simplificando:

$$X_{1,2} = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \omega^2}$$

En esta expresión se observa que según el signo de $\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \omega^2$ podemos distinguir tres posibles resultados :

1. AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO

$$\left(\frac{\zeta}{2m}\right)^2 - \omega^2 = 0$$

Con lo cual $X_{1,2} = -\frac{\zeta}{2m}$ y la ecuación de movimiento será:

$$d(t) = c_1 e^{-\frac{\zeta}{2m}t} + c_2 e^{-\frac{\zeta}{2m}t}$$

por otro lado $\left(\frac{\zeta}{2m}\right)^2 - \omega^2$ es igual a $\frac{\zeta}{2m} = \omega$ o lo que es lo mismo:

$$\zeta_{cr} = 2m\omega$$

el cual, se define como el coeficiente de amortiguamiento crítico.

Si recordamos la ecuación de movimiento :

$$m \ddot{d}(t) + c \dot{d}(t) + k d(t) = 0$$

y al dividir entre la masa:

$$\ddot{d}(t) + c/m \dot{d}(t) + k/m d(t) = 0$$

si definimos:

$$c/m = 2\xi\omega^2$$

$$k/m = \omega^2$$

obtenemos:

$$\ddot{d}(t) + 2\xi\omega \dot{d}(t) + \omega^2 d(t) = 0$$

Por otro lado sabemos que : $\zeta_{cr} = 2m\omega$, si lo igualamos con el coeficiente de amortiguamiento de la ecuación de movimiento tendríamos que:

$$\frac{\zeta}{m} = 2\xi\omega \Rightarrow \zeta = 2\xi\omega m$$

igualando y ordenando terminos:

$$\frac{\zeta}{\zeta_{cr}} = \frac{2m\xi\omega}{2m\omega} \Rightarrow \frac{\zeta}{\zeta_{cr}} = \frac{2m\xi\omega}{2m\omega}$$

quedando:

$$\frac{\zeta}{\zeta_{cr}} = \xi$$

Donde ξ es la relación del coeficiente de amortiguamiento viscoso para su valor en el amortiguamiento crítico y se conoce simplemente como factor de amortiguamiento.

Es decir si $\xi = 100\%$ se estaría hablando de que la estructura en un cien por ciento está amortiguada.

si $\xi = 60\%$ se estaría hablando de que la estructura en un sesenta por ciento está amortiguada.

y así sucesivamente; Con estas consideraciones se puede escribir la ecuación de movimiento y su solución como:

$$\ddot{d}(t) + 2\xi\omega\dot{d}(t) + \omega^2 d(t) = 0$$

$$X_{1,2} = -\xi\omega \pm \sqrt{(\xi\omega)^2 - \omega^2}$$

cuya solución para el caso crítico; el radical vale cero y:

$$d(t) = c_1 e^{-\omega t} + c_2 t e^{-\omega t}$$

constituyendo valores:

$$d(t) = c_1 e^{-\omega t} + c_2 t e^{-\omega t}$$

y como $\xi = 1$

$$d(t) = (c_1 + c_2 t) e^{-\omega t}$$

$$\dot{d}(t) = -\omega(c_1 + c_2 t) e^{-\omega t} + c_2 e^{-\omega t}$$

valuando para las condiciones iniciales :

$$d(t=0) = d_0$$

$$\dot{d}(t=0) = \dot{d}_0$$

finalmente las ecuaciones de movimiento y velocidad serán :

$$d(t) = (d_0 + \dot{d}_0 t) e^{-\alpha t}$$

$$\dot{d}(t) = -\alpha (d_0 + \dot{d}_0 t) e^{-\alpha t} + \dot{d}_0 e^{-\alpha t}$$

2. CASO SUBAMORTIGUADO:

$$\sqrt{(\xi\omega)^2 - \omega^2} < 0$$

Para estos sistemas el valor del coeficiente de amortiguamiento ξ varía en un rango del 2% < ξ < 15% .

Si $\sqrt{(\xi\omega)^2 - \omega^2}$ la multiplicamos por (-1) (-1) no alteramos la ecuación, y nos queda :

$$\sqrt{\omega^2 - (\xi\omega)^2} \sqrt{i}$$

Ahora bien, si definimos a :

$$i(\omega\sqrt{1-\xi^2}) = i\omega'$$

y valuamos para distintos valores de ξ tenemos que :

ξ %	$\sqrt{1-\xi^2}$
5	0.9987
10	0.9950
15	0.9886

y de aquí se puede decir que : $\omega = \omega' \implies \frac{\omega}{\omega'} \cong 1$; por lo tanto la ecuación de movimiento se define como:

$$X_{1,2} = -\xi\omega \pm i\omega'$$

cuya solución es :

$$d(t) = c_1 e^{(-\xi\omega + i\omega')t} + c_2 e^{(-\xi\omega - i\omega')t}$$

recordando la definición de que $e^{-ix} = \cos x \pm i \sin x$; sustituyendo las condiciones iniciales de frontera del problema y derivando llegamos a :

Ecuación de movimiento:

$$d(t) = e^{-\zeta\omega t} \left(\frac{\dot{d}_0 + d_0 \zeta \omega}{\omega} \text{Sen } \omega t + d_0 \text{Cos } \omega t \right)$$

Ecuación de velocidad:

$$\dot{d}(t) = \frac{\dot{d}_0 + d_0 \zeta \omega}{\omega} e^{-\zeta\omega t} \left((\omega' - d_0 \zeta \omega) \text{Cos } \omega t - (\zeta \omega + d_0 \omega') \text{Sen } \omega t \right)$$

Ecuación de aceleración:

$$\ddot{d}(t) = e^{-\zeta\omega t} \left[\left(\frac{\dot{d}_0 + d_0 \zeta \omega}{\omega} (\omega^2 \zeta^2 - \omega') + d_0 (\zeta \omega - \zeta \omega \omega') \right) \text{Sen } \omega t - \left(d_0 (\omega' - \zeta^2 \omega) + \frac{\dot{d}_0 + d_0 \zeta \omega}{\omega} (\omega \zeta - \omega' \omega) \right) \text{Cos } \omega t \right]$$

3. CASO SOBREAMORTIGUADO

$$\sqrt{(\zeta\omega)^2 - \omega^2} > 0$$

Por lo que se puede decir que en el sistema el coeficiente de amortiguamiento es superior al de la constante K de la estructura, por lo que, la misma no presenta movimiento que pueda afectarla.

Para esta sistema la ecuación de movimiento queda definida por:

$$X_{1,2} \pm \sqrt{(\zeta\omega)^2 - \omega^2}$$

cuya solución estará dada por:

$$d(t) = e^{-\zeta\omega t} \left(c_1 e^{\sqrt{(\zeta\omega)^2 - \omega^2} t} + c_2 e^{-\sqrt{(\zeta\omega)^2 - \omega^2} t} \right)$$

Para las ecuaciones anteriores se valoraran las siguientes condiciones de frontera, y con esto se obtiene el comportamiento en forma gráfica.

$\xi = 5\%$	$\xi = 5\%$	$\xi = 5\%$
$\omega = 20.75$ rad/seg	$\omega = 20.75$ rad/seg	$\omega = 20.75$ rad/seg
$d_0 = 2$ cm	$d_0 = 0$ seg	$d_0 = 2$ cm
$\dot{d}_0 = 0$ cm	$\dot{d}_0 = 20$ seg	$\dot{d}_0 = 20$ seg

Ver figuras 6 a 11 para su comportamiento en el tiempo.

D. VIBRACIONES FORZADAS SIN AMORTIGUAMIENTO

Consideraremos el caso de tener una fuerza exterior que produce un movimiento oscilatorio dado por la siguiente función:

$$p(t) = p_0 \text{Sen } \Omega t$$

quedando la ecuación de movimiento como:

$$\ddot{d}(t) + \omega^2 d(t) = \frac{p(t)}{m}$$

Si proponemos la siguiente solución para la ecuación de movimiento, la derivamos y sustituimos valores obtendremos lo siguiente :

$$d(t) = c_1 \text{Sen } \Omega t + c_2 \text{Cos } \Omega t$$

$$\dot{d}(t) = c_1 \Omega \text{Cos } \Omega t - c_2 \Omega \text{Sen } \Omega t$$

$$\ddot{d}(t) = -c_1 \Omega^2 \text{Sen } \Omega t - c_2 \Omega^2 \text{Cos } \Omega t$$

$$[-c_1 \Omega^2 \text{Sen } \Omega t - c_2 \Omega^2 \text{Cos } \Omega t] + \omega^2 [c_1 \text{Sen } \Omega t + c_2 \text{Cos } \Omega t] = \frac{1}{m} [p_0 \text{Sen } \omega t]$$

Agrupando términos :

$$\left[c_1 \omega^2 - c_2 \Omega^2 - \frac{1}{m} p_0 \right] \text{Sen } \Omega t + [c_1 \omega^2 - c_2 \Omega^2] \text{Cos } \Omega t = 0$$

Ahora se analizaran cada uno de los términos constantes de la ecuación anterior:

$$c_1 (\omega^2 + \Omega^2) - \frac{1}{m} p_0 = 0$$

$$c_1 = \frac{p_0}{m} \frac{1}{\omega^2 - \Omega^2}$$

Si multiplicamos el denominador por $\frac{\omega^2}{\omega^2}$ nos queda:

$$c_1 = \frac{P_0}{m\omega^2} \frac{1}{\omega^2(\omega^2 + \Omega^2)}$$

$$c_1 = \frac{P_0}{m\omega^2} \frac{1}{\omega^2 - \Omega^2}$$

por otro lado $\omega^2 = \frac{k}{m}$ =====> $k = \omega^2 m$ por lo tanto sustituyendo en la ecuación anterior:

$$c_1 = \frac{P_0}{k} \frac{1}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2}$$

$$\frac{P_0}{k} = \text{Desplazamiento Estático}$$

$$\frac{1}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2} = \text{Factor de Amplificación Dinámica}$$

Si analizamos el valor del segundo término de la ecuación de movimiento:

$$c_2 \omega^2 - c_2 \Omega^2 = 0 \implies c_2 = 0$$

Por lo tanto la ecuación de movimiento será :

$$d(t) = \frac{P_0}{k} \frac{1}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2} \text{Sen } \omega t$$

Si examinamos con más detalle el Factor de Amplificación Dinámica (F.A.D.) :

$$F.A.D. = \frac{1}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2}$$

Se nota que si el valor de la frecuencia de la fuerza exterior tiene valores muy grandes con el tiempo tiende a igualar a la frecuencia natural y se puede producir un efecto denominado resonancia ver gráfica (12), en donde se aprecia que existe una discontinuidad cuando $\Omega/\omega \cong 1$, y el desplazamiento se vuelve muy grande.

En la figura (13) se puede apreciar el comportamiento de un sistema de vibraciones forzadas sin amortiguamiento.

Integral de Duhamel

Si consideramos que la fuerza excitadora esta formada por una serie de impulsos que varían rápidamente con el tiempo y gráficamos (ver fig. 14) obtenemos lo siguiente:

Por la segunda ley de Newton :

$$p(t) = m\ddot{d}(t)$$

$$p(t) = m\frac{\dot{d}(t)}{d(t)}$$

$$p(t) = m\frac{\Delta\dot{d}(t)}{\Delta d(t)}$$

Si consideramos un pequeño intervalo; obtendremos la ley de impulso y cantidad de movimiento:

$$p(t)\Delta t = m\Delta\dot{d}(t)$$

Condiciones iniciales:

$$d(t=0) = d_0$$

$$\dot{d}(t=0) = \dot{d}_0$$

Si recordamos que la solución de está es:

$$d(t) = \frac{\dot{d}_0}{\omega} \text{Sen } \omega t + d_0 \text{Cos } \omega t$$

Y además consideramos un impulso dado por $p(\tau)$ durante un intervalo de tiempo Δt y si el origen coincide con la flecha cero obtenemos :

$$\dot{d}_0 = \Delta d(\Delta) = \frac{1}{m} p(\tau)\Delta T$$

Y la ecuación de movimiento se transforma en:

$$d(t) = \frac{p(\tau)\Delta t}{\omega m} \text{Sen } \omega t$$

Conocido el movimiento del sistema por la acción de un impulso, podemos obtener el movimiento por la actuación de una fuerza $F(\tau)$ en impulsos sucesivos, para ello descomponemos la fuerza $F(\tau)$ en impulsos elementales sucesivos.

El desplazamiento $d(t)$ en el tiempo t podemos obtener con la ecuación anterior, en donde, t representa el tiempo transcurrido desde que se aplica el impulso hasta el momento en el que se desea conocer el desplazamiento $d(t)$.

Para el tiempo t , o sea, $(t - \tau)$, después de aplicar el impulso se puede escribir:

$$d(t) = \frac{p(\tau)\Delta t}{\omega m} \text{Sen}(t - \tau)$$

Y el desplazamiento total será la suma de todos los desplazamientos producidos por los impulsos elementales desde 0 hasta t , o sea, la integral :

$$d(t) = \frac{1}{m\omega_0} \int_0^t p(\tau) \text{Sen } \omega(t - \tau)$$

Con esta expresión puede calcularse el movimiento de un sistema excitado por una fuerza no armónica, con desplazamiento y velocidad inicial nulos. La expresión anterior es conocida como la INTEGRAL DE DUHAMEL.

E. VIBRACIONES FORZADAS CON AMORTIGUAMIENTO

Si la función de la fuerza perturbadora está dada por un gráfico (Caso de los sismógramas) la integral puede realizarse numéricamente.

Para determinar las ecuaciones de movimiento de un sistema elástico sometido a una excitación anterior consideremos que para un pulso $p(\tau)$:

$$\Delta d(t) = e^{-\xi\omega(t-\tau)} \left[\frac{1}{m\omega} p(\tau) \Delta \tau \text{Sen } \omega'(t-\tau) \right]$$

$$\Delta d(t) = \frac{1}{m\omega} p(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{Sen } \omega'(t-\tau) \Delta \tau$$

$$d(t) = \frac{1}{m\omega} \int_0^t p(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{Sen } \omega'(t-\tau) d\tau$$

Nos representa el desplazamiento debido a una fuerza externa. Si sabemos que la aceleración del suelo queda definido como $p(\tau) = -m \ddot{d}_s(\tau)$ y sustituimos en la ecuación anterior :

$$d(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{d}_s(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{Sen } \omega'(t-\tau) d\tau$$

Nos representa el desplazamiento debido a la aceleración del suelo. Si únicamente expresamos el valor del desplazamiento en función de sus redundantes :

$$d(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{d}_s(\tau, \omega, \xi, t)$$

y simplificamos :

$$S_d = \frac{1}{\omega} S_v; \quad \frac{1}{\omega} \cong \frac{T}{2\pi}$$

$$S_d = \frac{T}{2\pi} S_v.$$

y de la misma manera se obtiene a :

$$S_a = \frac{2\pi}{T} S_v$$

donde:

S_d = ordenada espectral del desplazamiento.

S_v = valor máximo de la velocidad.

S_a = valor de la aceleración espectral.

La carga sísmica aplicada a la estructura, por ejemplo el cortante máximo en la base V_{max} :

$$V_{max} = m S_a$$

Esta ecuación indica que el cortante máximo en la base, se puede calcular con rapidez una vez que se conocen la masa de una estructura y la aceleración espectral. Al utilizar las ecuaciones anteriores S_a , S_v y S_d se pueden obtener con respecto a cada combinación particular de un periodo natural y un coeficiente de amortiguamiento para un sistema de un grado de libertad sujeto a un movimiento sísmico, los espectros de respuesta de la aceleración, la velocidad y desplazamiento, por lo tanto:

F. ESPECTRO DE RESPUESTA:

Es el conjunto de valores máximos de aceleración, velocidad, y desplazamiento de estructuras de un grado de libertad con comportamiento elástico lineal del mismo amortiguamiento, sujeto al mismo amortiguamiento en su base.

La figura (15) representa el trazo de S_a de un sistema de un grado de libertad de la componente Norte-Sur del movimiento del terreno del sismo de El Centro registrado en 1940. Como se muestra en la fig. 15 los espectros de respuesta varían mucho con el periodo natural. Sin embargo para los propósitos del diseño son de mayor significación los espectros generalizados en lugar de un espectro específico.

Las figura 16 a la 19 muestran los espectros de respuesta promedio, ideados por Housner.(1959-1970) de dos componentes cada uno de cuatro registros diferentes de sismos de E.U.

Como se muestra en la fig. 16 el espectro de velocidad es casi constante en un intervalo de periodos naturales mas largos, El espectro de aceleración decrece al prolongarse el periodo natural figura 17.

La figura 19 presenta croquis burdos de estos tres espectros.

G. VIBRACIONES DE ESTRUCTURAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

Para desarrollar el siguiente tema se considera el caso de que una estructura esté sujeta a fuerzas que varían con el tiempo, para lo cual, utilizaremos un modelo como el de la fig. 20, y además:

$$D(t) = \begin{Bmatrix} d_1(t) \\ d_2(t) \end{Bmatrix}; \text{ Vectores de Desplazamiento}$$

$$\dot{D}(t) = \begin{Bmatrix} \dot{d}_1(t) \\ \dot{d}_2(t) \end{Bmatrix}; \text{ Vectores de Velocidad}$$

$$\ddot{D}(t) = \begin{Bmatrix} \ddot{d}_1(t) \\ \ddot{d}_2(t) \end{Bmatrix}; \text{ Vectores de Aceleración}$$

$$P(t) = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{Bmatrix}; \text{ Vectores de fuerzas Exteriores}$$

Las ecuaciones de movimiento del sistema son:

$$F_{j1} + F_{d1} + F_{r1} = P_1(t)$$

$$F_{j2} + F_{d2} + F_{r2} = P_2(t)$$

Donde $F_r(t)$ será la fuerza restauradora que se define como:

$$F_r(t) = \begin{Bmatrix} F_{r1}(t) = KD_1(t) \\ F_{r2}(t) = KD_2(t) \end{Bmatrix}$$

Donde K es la rigidez de entrepiso, que se obtiene de la siguiente manera, tomando como modelo la fig. 21 podemos obtener la matriz de rigideces :

$$K = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_1 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix}$$

En la que su representación matricial de vectores y Fuerzas restauradoras es:

$$\begin{Bmatrix} Fr_1 \\ Fr_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1(t) \\ d_2(t) \end{Bmatrix}$$

Donde:

Fr = Son el vector de fuerzas restauradoras.

K = Es la matriz de rigideces del entrepiso.

d = Es el vector de desplazamiento.

Ahora bien $FD(t)$ = Define al vector de fuerzas disipadoras :

$$F_D(t) = C \dot{D}$$

y en forma matricial como:

$$\begin{Bmatrix} F_{D1}(t) \\ F_{D2}(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_1 + C_2 & -C_2 \\ -C_2 & C_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{d}_1(t) \\ \dot{d}_2(t) \end{Bmatrix}$$

Donde:

FD = Es el vector de fuerzas restauradoras.

C = Matriz de amortiguamiento.

d = Vector de velocidades.

Y finalmente el FI nos representa a las fuerzas de inercia de la siguiente forma:

$$F_1 = m_1 \ddot{d}(t) = m_1 \left\{ \ddot{d}_1(t) + \ddot{d}_s(t) \right\}$$

$$F_2 = m_2 \ddot{d}(t) = m_2 \left\{ \ddot{d}_2(t) + \ddot{d}_s(t) \right\}$$

o en forma matricial:

$$\begin{Bmatrix} F_{I1} \\ F_{I2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{d}_1(t) \\ \ddot{d}_2(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{d}_s(t)$$

Simplificando:

$$Fr(t) = m \ddot{d}(t) + mJ \ddot{d}_s(t)$$

Donde:

$FI(t)$ = Vector de fuerzas de inercia.

m = Vectores de masas.

J = Vector de elementos unitarios del mismo orden.

d = Vector de aceleraciones totales.

$\ddot{d}(t)$ = Vector de aceleraciones del terreno.

Por lo tanto, la ecuación de equilibrio dinámico será finalmente :

$$M \ddot{D}(t) + C \dot{D}(t) + K D(t) = P(t) - M J d_s(t)$$

En esta ecuación se observa que se tiene una ecuación de un grado de libertad similar a la que se dedujo de un sistema con un sólo grado de libertad. Al analizar su comportamiento:

H. VIBRACIONES LIBRES SIN AMORTIGUAMIENTO

En la cual, si recordamos la ecuación de movimiento se simplifica de siguiente forma:

$$M \ddot{D}(t) + K D(t) = 0$$

Cuya solución es una función multiplicada por una constante que nos define la forma en que vibra el sistema:

$$d(t) = \Phi \text{Sen } \omega t$$

$$\dot{d}(t) = \Phi \omega \text{Cos } \omega t$$

$$\ddot{d}(t) = -\Phi \omega^2 \text{Sen } \omega t$$

Sustituyendo estas soluciones en la ecuación de movimiento llegamos a :

$$-m \Phi \omega^2 \text{Sen } \omega t - K \Phi \text{Sen } \omega t = 0$$

Simplificando nos queda que:

$$(K - M \omega^2) \Phi = 0$$

Por lo tanto para un sistema de dos grados de libertad la ecuación anterior se modifica como:

$$(K_{11} - \omega^2 m_1) \Phi_1 + K_{12} \Phi_2 = 0$$

$$K_{21} \Phi_1 + (K_{22} - \omega^2 m_2) \Phi_2 = 0$$

O en forma matricial:

$$\begin{bmatrix} K_{11} - \omega^2 m_1 & -K_{12} \\ -K_{21} & K_{22} - \omega^2 m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_1 \\ \Phi_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

En la que si observamos para que tenga una solución no trivial el determinante de la ecuación debe ser cero

$$(K_{11} - \omega^2 m_1)(K_{22} - \omega^2 m_2) - K_{12}K_{21} = 0$$

Entre las cuatro raíces derivadas de esta ecuación las raíces positivas ω_1 y ω_2 corresponden respectivamente a la primera y segunda frecuencias naturales, que al sustituir en la ecuación matricial se obtiene la relación de desplazamiento Φ_1 / Φ_2 que determina una forma única para cada ω_1 y ω_2 . Las formas modales debidas a ω_1 y ω_2 se llaman primero y segundo modo de vibración de la estructura.

Lo anteriormente visto se aplicará al ejemplo que se ha venido trabajando, para lo cual, tendremos que aumentar un nivel y obtener primeramente su rigidez de entrepiso, para esto se obtendrá por el método de las rigideces (ver fig. 22).

De donde se puede obtener la matriz de rigideces para obtener los desplazamientos y así obtener la rigidez de entrepiso:

EJEMPLO:

$$\text{Si } K_1 = 800 \text{ T/m ; } K_2 = 440 \text{ T/m}$$

Obtenemos el polinomio característico y con ello las frecuencias y sus modos naturales de vibrar :

Polinomio característico:

$$(K_{11} - \omega^2 m_1)(K_{22} - \omega^2 m_2) - K_{12}K_{21} = 0$$

Donde :

$$K_{11} = 800 + 439.8 = 1239.8 \text{ T/m}$$

$$K_{22} = 439.8 \text{ T/m}$$

$$K_{12} = K_{21} = 439.8 \text{ T/m}$$

$$m_1 = m_2 = 4.11 \text{ TS}^2 / \text{m}$$

Por lo tanto:

$$[1239.8 - 4.11\omega^2][439.8 - 4.11\omega^2] - (439.8)(439.8) = 0$$

Desarrollando:

$$(\omega^2)^2 - 408.6618 \omega^2 + 20828.67 = 0$$

Nos representa un polinomio de la forma :

$$x^2 + bx + c = 0$$

El cual al ser resuelto nos da los valores de las de las frecuencias elevadas al cuadrado :

$$\omega^2_1 = 348.97 \quad \omega_1 = 18.68 \text{ rad/seg} \quad T = 0.3363 \text{ Seg}$$

$$\omega^2_2 = 59.68 \quad \omega_2 = 7.72 \text{ rad/seg} \quad T = 0.8138 \text{ Seg}$$

Ahora bien, al sustituir el valor de ω^2 en la ecuación matricial podemos obtener el primero y segundo modo de vibrar de la estructura:

$$\begin{bmatrix} 1239.8 - (348.97)(4.11) & -439.8 \\ -439.8 & 439.8 - (348.97)(4.11) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_1 \\ \Phi_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

al resolver podemos obtener una ecuación con dos incógnitas, la cual puede ser resuelta para distintos valores, por lo que, se adopta como convención el asignar un valor unitario a Φ_1 y con esto obtener el respectivo valor para Φ_2 . Por lo tanto para nuestro caso se obtienen los siguientes valores:

$$\Phi_1 = 1$$

$$\Phi_2 = -0.4419$$

Que nos representa el segundo modo de vibrar de la estructura. Sustituimos el valor de la segunda raíz obtenida del polinomio característico, con el cual obtendremos el primer modo de vibrar de la estructura:

$$\begin{bmatrix} 12398 - 4.11(59.68) & -439.8 \\ -439.8 & 12398 - 4.11(59.68) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_1 \\ \Phi_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Resolviendo, obtenemos :

$$\Phi_1 = 1$$

$$\Phi_2 = 2.2612$$

Estos dos valores son finalmente el primero y segundo modos de vibrar de la estructura ver fig. 23 :

Por otro lado si recordamos la ecuación de equilibrio dinámico y sus respectivas soluciones tenemos

$$M \ddot{D}(t) + K D(t) = 0$$

$$D(t) = \Phi q(t)$$

$$\dot{D}(t) = \Phi \dot{q}(t)$$

$$\ddot{D}(t) = \Phi \ddot{q}(t)$$

Sustituyendo en la ecuación original:

$$M \Phi \ddot{q}(t) + K \Phi q(t) = 0$$

Si multiplicamos por Φ^T , dado que estamos trabajando con matrices:

$$\Phi^T M \Phi \ddot{q}(t) + \Phi^T K \Phi q(t) = 0$$

definimos a $m^* = \Phi^T M \Phi$ $K^* = \Phi^T K \Phi$ la ecuación se reduce a lo siguiente:

$$m^* \ddot{q}(t) + K^* q(t) = 0$$

Que si observamos tiene la misma forma que la ecuación dinámica de un sistema libre sin amortiguamiento; cuya solución sujeta a las condiciones de frontera que se definió como:

$$d(t) = \frac{\dot{d}_0}{\omega} \text{Sen } \omega t + d_0 \text{Cos } \omega t$$

Tomando en cuenta esta consideración:

$$q(t) = \frac{\dot{q}_0}{\omega} \text{Sen } \omega t + q_0 \text{Cos } \omega t$$

Ahora procederemos a encontrar los valores de condición de frontera, para lo cual, supondremos:

$$D_0 = \Phi q_0$$

Si multiplicamos en ambos lados por la matriz de masas y la traspuesta del vector de modos de vibrar :

$$\Phi^T M D_0 = \Phi^T M \Phi q_0$$

Finalmente despejando a la condición inicial nos queda :

$$q_0 = \frac{\Phi^T M D_0}{\Phi^T M \Phi}$$

Se hacen las mismas consideraciones para la condición de frontera para la velocidad y nos queda:

$$\dot{q}_0 = \frac{\Phi^T M \dot{D}_0}{\Phi^T M \Phi}$$

Si consideramos los resultados obtenidos del primer modo de vibrar del ejemplo anterior nos queda:

$$\Phi = \begin{Bmatrix} 1 \\ 2.26 \end{Bmatrix} \quad \Phi^T = \{1 \quad 2.26\} \quad M = \begin{bmatrix} 4.11 & 0 \\ 0 & 4.11 \end{bmatrix}$$

$$D_0 = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dot{D}_0 = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$q_0 = \frac{\{1 \quad 2.26\} \begin{bmatrix} 4.11 & 0 \\ 0 & 4.11 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ 2 \end{Bmatrix}}{\{1 \quad 2.26\} \begin{bmatrix} 4.11 & 0 \\ 0 & 4.11 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 2.26 \end{Bmatrix}} = \frac{18.57}{25.10} = 0.7397$$

Por lo que la ecuación dinámica de movimiento libre sin amortiguamiento es:

$$q(t) = 0.739 \cos 7.72 t$$

$$D(t) = \begin{Bmatrix} 1 \\ 2.26 \end{Bmatrix} 0.739 \cos 7.72 t$$

De donde si graficamos se observan las formas en que vibrará la estructura ver fig.24.

A partir de esto se puede mencionar que el modo total de vibrar de la estructura, se obtiene superponiendo los efectos (gráficas) de cada uno de los niveles.

Si consideramos el equilibrio entre las fuerzas restauradoras y las fuerzas de inercia en cada masa, para lo cual utilizando la fig. 25 se obtienen los siguientes resultados:

$$\nabla = \begin{Bmatrix} V_1(t) \\ V_2(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} f_{i1} + f_{i2} \\ f_{i2} \end{bmatrix}$$

$$\nabla = SF_i(t)$$

Es decir, que la fuerza cortante en la base y en los entrepisos esta constituida por la matriz S que nos representa una matriz triangular y un vector de fuerzas de inercia.

Por otro lado, conocida la fuerza cortante tanto en la base como en los entrepisos, es posible conocer los momentos de volteo en cada nivel de la siguiente forma:

$$M(t) = H\nabla(t)$$

Donde :

H = Representa otra matriz triangular y ;

V = Representa el cortante en cada entrepiso.

I. MÉTODO DE NEWMARK

Es un método numérico que nos permite calcular los modos de vibrar de una estructura; se deduce a partir de lo siguiente:

1. Suponemos una forma para el modo.
2. Obtenemos la fuerza de inercia de cada masa correspondiente a la configuración supuesta es

$$\text{decir } \frac{F_i}{\omega^2} = m\Phi'$$

3. Con las fuerzas de inercia procedemos a calcular la fuerza cortante en los entrepisos $\frac{V_i}{\omega^2} = \sum_{j=n} \frac{V_j}{\omega^2}$
4. A partir de las fuerzas cortantes y de las rigideces de entrepiso, obtenemos el valor de los

$$\text{desplazamientos relativos a cada entrepiso } \frac{\delta}{\omega^2} = \frac{V}{K}$$

5. Acumulando deformaciones de entrepiso, determine una nueva configuración de los desplazamientos de las masas $\sum \frac{\Phi^c}{\omega^2}$

6. Se obtiene ω^2 para cada masa, como las cocientes de $\dot{\Phi}^c = \Phi_1^c / (\Phi^c / \omega^2)$

7. Si $\dot{\Phi}^c = \Phi_1^c$ se terminan las iteraciones, en caso contrario $\dot{\Phi}^c$ es ahora el nuevo valor de Φ^c y se regresa al paso número uno.

Para la determinación de la convergencia de la exactitud en el método se puede definir la siguiente tolerancia:

$$\left| \frac{\Phi^c - \hat{\Phi}^c}{\hat{\Phi}^c} \right| \leq \text{Tolerancia.}$$

El valor de la tolerancia dependerá del grado de exactitud que quiera tener el calculista.

Método de Newmark para modos superiores:

Para los modos superiores se conocen los valores tanto de m como de K, por lo tanto supondremos

que $\Phi_i = \Phi_2^i - a_i \Phi_1$ es decir, una configuración cualesquiera del modo Φ^i de forma que :

$$\Phi = a_1 \Phi_1 + a_2 \Phi_2 + a_3 \Phi_3 + \dots + a_r \Phi_r + \dots + a_n \Phi_n$$

Si premultiplicamos por la matriz M y también premultiplicamos por la matriz Φ_i^T

$$\Phi_i^T M \Phi = a_1 \Phi_i^T M \Phi_1 + a_2 \Phi_i^T M \Phi_2 + \dots + a_r \Phi_i^T M \Phi_r + \dots + a_n \Phi_i^T M \Phi_n$$

En donde:

$$\Phi_i^T M \Phi_j = \begin{cases} i=j & \text{si } \neq 0 \\ i \neq j & \text{si } = 0 \end{cases}$$

Por lo que :

$$a_r = \frac{\Phi_i^T M S_i^r}{\Phi_i^T M \Phi_r}; \text{ nos define la frecuencia de la estructura } y;$$

$$\Phi_i^r = \Phi_2^r - a_r \Phi_1; \text{ nos define el corrimiento con respecto al origen.}$$

EJEMPLO:

A continuación se aplica el método a la estructura de dos niveles del ejemplo anterior, tomando

como datos los siguientes:

$$K1 = 800 \text{ t/m}$$

$$K2 = 439.8 \text{ t/m}$$

$$m1 = m2 = 4.11 \text{ ton s}^2/\text{m}$$

Primer modo de vibrar :

N	E	m	k	Φ'	η/ω^2	ν/ω^2	δ/ω^2	Φ^c/ω^2	$\hat{\Phi}^c$
2		4.11	439.8	2	8.22			0.0341 4	2.209
	2					8.22	0.0186 9		
1		4.11	800	1	4.11			.01545	1
	1					12.36	0.0154 5		
2		4.11	439.8	2.209	9.081 9			0.0371 4	2.250
	2					9.0819	0.0206 5		
1		4.11	800	1	4.11			0.0164	1
	1					13.191 9	0.0154		
2		4.11	439.8	2.25	9.257			0.0377 5	2.259
	2					9.257	0.0210		
1		4.11	800	1	4.11			0.0167 0	1
	1					13.36	0.0167 0		
2		4.11	439.8	2.259	9.287			0.0378 6	2.261 6
	2					9.257	0.0211		
1		4.11	800	1	4.11			0.0167	1
	1					13.397	0.0167		

$$\text{Tolerancia} = \left| \frac{2.259 - 2.2616}{2.2616} \right| = 0.00124$$

la cual es aceptable. Por lo tanto : $\begin{Bmatrix} \Phi_2 \\ \Phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 2.26 \\ 1 \end{Bmatrix}$

Ahora si revisamos el valor de los modos de vibrar obtenidos tanto con el método de newmark, como con el método analítico utilizado, se puede observar los mismos resultados. Ahora a partir del primer modo procederemos a obtener el segundo modo de vibrar de la estructura:

N	E	m	K	Φ'	$a_1 \Phi_1$	$\Phi_2 - a_1$	f/ω^2	w/ω^2	δ/ω^2	Φ^c/ω^2	Φ^c
2		4.11	439.8	2.26	-0.466	-0.533	2.1922		-4.98	-1.57	-0.441
	2							-2.192			
1		4.11	800	1	0.206	1.206	4.9579		3.45	3.45	1
	1							2.7657			

En donde :

$$a_1 = \frac{1 \cdot 4.11 + 2.26 \cdot (-0.05) \cdot 4.11}{1^2 \cdot 4.11 + 2.26^2 \cdot 4.11} = 0.2063$$

En la iteración se nota que los valores son muy semejantes a los anteriores calculados por el método de rigideces con lo cual, se puede dar por terminado el ciclo iterativo y concluir que :

$$\begin{Bmatrix} \Phi_2 \\ \Phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0.44 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

Con esto se demuestra que al trabajar tanto con el método analítico como con el iterativo se pueden obtener los mismos valores, para lo cual el diseñador será el que decida que método utilizar.

J. VIBRACIONES FORZADAS CON AMORTIGUAMIENTO

Para este caso la ecuación Dinámica se expresa de la siguiente manera :

$$M \ddot{D}(t) + C \dot{D}(t) + KD = \begin{cases} P(t) \\ -MJ \dot{d}_s(t) \end{cases}$$

Cuya solución propuesta es :

$$\begin{aligned} D(t) &= \Phi q(t) \\ \dot{D}(t) &= \Phi \dot{q}(t) \\ \ddot{D}(t) &= \Phi \ddot{q}(t) \end{aligned}$$

Ahora sustituyendo en la ecuación Dinámica y premultiplicando por Φ^T :

$$\Phi^T M \Phi \ddot{q}(t) + \Phi^T C \Phi \dot{q}(t) + \Phi^T K \Phi q(t) = \begin{cases} \Phi^T P(t) \\ -\Phi^T M \ddot{d}_s(t) \end{cases}$$

Simplificando términos :

$$m^* \ddot{q}(t) + c^* \dot{q}(t) + k^* q(t) = \begin{cases} p^*(t) \\ L \ddot{d}_s(t) \end{cases}$$

En donde :

$$m^* = \Phi^T M \Phi : \text{Masa Generalizada}$$

$$c^* = \Phi^T C \Phi : \text{Coeficiente De Amortiguamiento Generalizado.}$$

$$k^* = \Phi^T K \Phi : \text{Rigides Generalizada}$$

Si recordamos la solución para esta ecuación es de la siguiente forma :

$$q(t) = \frac{1}{\omega m^*} \int_0^t \left\{ \begin{matrix} p^*(\tau) \\ L \ddot{d}_s(\tau) \end{matrix} \right\} e^{-\zeta \omega (t-\tau)} \text{Sen } \omega' (t-\tau) d\tau$$

Si consideramos el caso en que exista una participación sísmica únicamente la ecuación nos queda :

$$q(t) = \frac{L}{\omega m^*} \int_0^t \ddot{d}_s(\tau) e^{-\zeta \omega (t-\tau)} \text{Sen } \omega' (t-\tau) d\tau$$

Si quisiéramos obtener la respuesta máxima debida a un sismo la ecuación nos queda como :

$$q_{max}(t) = \frac{L}{m^* \omega'} S_a$$

en donde :

L = Factor de participación modal.

Sa = Ordenada del espectro de respuesta.

y con esto se puede deducir :

$$D_{max} = \Phi q_{max} \quad F_{max} = \Phi k_{max}$$

$$M_{max} = SF_{max} \quad M_{max} = HV_{max}$$

EJEMPLO:

Se obtendrán los valores de las fuerzas restauradoras utilizando los datos ya obtenidos para la estructura que se ha venido trabajando.

Valores del primer modo : { 1, 2.26 }

Valores del segundo modo : { 1, -0.44 }

en donde $L = \Phi^T M \Phi$ para el primer modo será :

$$m^* = \Phi^T k \Phi$$

$$\Phi = \begin{Bmatrix} 1 & 1 \\ 2.26 & -0.44 \end{Bmatrix} \quad M = \begin{Bmatrix} 4.11 & 0 \\ 0 & 4.11 \end{Bmatrix} \quad \Phi^T = \begin{Bmatrix} 1 & 2.26 \\ 1 & -0.44 \end{Bmatrix}$$

$$m^* = \begin{Bmatrix} 25.102 & 0 \\ 0 & 25.102 \end{Bmatrix}$$

$$k^* = \Phi^T K \Phi$$

$$\Phi^T = \begin{Bmatrix} 1 & 2.26 \\ 1 & -0.44 \end{Bmatrix} \quad K = \begin{Bmatrix} 1239.8 & -439.1 \\ -439.1 & 439.1 \end{Bmatrix} \quad \Phi = \begin{Bmatrix} 1 & 1 \\ 2.26 & -0.44 \end{Bmatrix}$$

$$k^* = \begin{Bmatrix} 1497.82 & 0 \\ 0 & 1541.19 \end{Bmatrix}$$

$$L = \Phi^T M J$$

$$\Phi^T = \begin{Bmatrix} 1 & 2.26 \\ 1 & -0.44 \end{Bmatrix} \quad M = \begin{Bmatrix} 14.11 & 0 \\ 0 & 4.11 \end{Bmatrix} \quad J = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

$$L = \begin{Bmatrix} 13.39 \\ 2.71 \end{Bmatrix}$$

Ahora bien si tomamos en cuenta que :

1. La estructura se pertenece a una zona tipo 1, grupo B.
2. La estructura se supone con comportamiento elástico.

La ordenada del espectro se calcula tomando en cuenta el art. 3 de las Normas Técnicas Complementarias del D.F. y del art. 206 del Reglamento de Construcciones del D.F, quedando :

$$T1 = 0.3363 \text{ seg} ; S_a = 0.3363 \text{ g}$$

$$T2 = 0.8138 \text{ seg} ; S_a = 0.0649 \text{ g}$$

Por lo tanto :

$$q = \frac{(13.398)(0.3363 \text{ g})}{(25.102)(348.97)} = 5.09 \times 10^{-3}$$

$$D = \begin{Bmatrix} 1 \\ 2.26 \end{Bmatrix} \{5.09 \times 10^{-3}\} = \begin{Bmatrix} 5.09 \\ 11.51 \end{Bmatrix} \times 10^{-3}$$

$$F = \begin{Bmatrix} 1497.82 & 0 \\ 0 & 1541.19 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 5.09 \\ 11.51 \end{Bmatrix} \times 10^{-3}$$

$$= \begin{Bmatrix} 1 & 1 \\ 0 & 1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 7.625 \\ 17.30 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 23.305 \\ 17.730 \end{Bmatrix}$$

$$M = \begin{Bmatrix} 3 & 0 \\ 0 & 3 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 23.305 \\ 17.730 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 75.915 \\ 53.190 \end{Bmatrix}$$

Estos valores son sólo para el primer periodo T1, para el periodo T2 se calculan también los valores y para obtener los valores máximos y con ellos las resultantes, que serán los valores de las fuerzas restauradoras de la estructura se obtienen realizando una normalización ; la cual, consiste en sumar los cuadrados de las fuerzas y obtener su raíz cuadrada.

Con el fin de tener un ejemplo completo que represente los conceptos estudiados se presenta el análisis para una estructura de tres niveles, utilizando los datos de las estructuras anteriores.

Secciones:

Vigas : 0.25 x 0.40 m

Columnas : 0.25 x 0.45 m

E : 1 131 370 T/m

Ic : 0.0005859 m⁴

Iv : 0.00133 m⁴

$$m_1 = m_2 = m_3 = 4.11 \text{ Ts}^2 / \text{m}$$

Al calcular las rigideces de entresijos por el método de rigidez, se obtiene :

$$\Delta_3 = 0.02044m \quad \Delta_2 = 0.01597 \quad \Delta_1 = 0.00787$$

Por lo que:

$$K_3 = \frac{1}{0.02044} = 48.92 \text{ T/m} \quad K_2 = \frac{1}{0.01597} = 62.617 \text{ T/m} \quad K_1 = \frac{1}{0.00787} = 127.06 \text{ T/m}$$

Si revisamos la fig. 22 podemos obtener los modos de vibrar de la estructura:

$$K = \begin{Bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & -K_3 \\ 0 & -K_3 & K_3 \end{Bmatrix}$$

Sustituyendo valores:

$$K = \begin{Bmatrix} 758.77 & -250.47 & 0 \\ -257.47 & 446.16 & -195.69 \\ 0 & -195.69 & 195.69 \end{Bmatrix}$$

Sustituyendo en $|k - \omega^2 m| = 0$ para obtener el polinomio característico :

$$\begin{vmatrix} 758.77 - 4.11\omega^2 & -250.47 & 0 \\ -250.47 & 446.16 - 4.11\omega^2 & -195.69 \\ 0 & -195.69 & 195.69 - 4.11\omega^2 \end{vmatrix} = 0$$

Desarrollando el determinante se llega a:

$$(\omega^2)^3 - 340.782(\omega^2)^2 + 31747.11\omega^2 - 536393.63 = 0$$

Resolviendo :

$$\omega_1^2 = 15.651 \quad \omega_2^2 = 103.424 \quad \omega_3^2 = 221.710$$

Por lo tanto se puede obtener las frecuencias y periodos de cada uno de los entresijos:

$$\omega_1 = 3.956 \text{ rad/seg.} \quad T = 1.588 \text{ seg.}$$

$$\omega_2 = 10.169 \text{ rad/seg} \quad T = 0.617 \text{ seg.}$$

$$\omega_3 = 14.889 \text{ rad/seg} \quad T = 0.421 \text{ seg.}$$

Cálculo de los modos de vibrar de la estructura:

PRIMER MODO DE VIBRAR: $\omega_1^2 = 15.651$

$$\begin{Bmatrix} 758.77 - 4.11(15.651) & -250.47 & 0 \\ -250.47 & 446.16 - 4.11(15.651) & -195.69 \\ 0 & -195.69 & 195.69 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_1 \\ \Phi_2 \\ \Phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Resolviendo el sistema y valuando con $\Phi_1 = 1$, podemos obtener los demás :

$$\begin{aligned} \Phi_1 &= 1 \\ \Phi_2 &= 2.77 \\ \Phi_3 &= 4.13 \end{aligned}$$

SEGUNDO MODO DE VIBRAR: $\omega_2^2 = 103.424$

$$\begin{Bmatrix} 758.77 - 4.11(103.424) & -250.16 & 0 \\ -250.16 & 446.16 - 4.11(103.424) & -195.69 \\ 0 & -195.69 & 195.69 - 4.11(103.424) \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_1 \\ \Phi_2 \\ \Phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

De donde se obtiene :

$$\begin{aligned} \Phi_1 &= 1 \\ \Phi_2 &= 1.332 \\ \Phi_3 &= -1.136 \end{aligned}$$

TERCER MODO DE VIBRAR : $\omega_3^2 = 221.7$

$$\begin{Bmatrix} 758.77 - 4.11(221.710) & -250.16 & 0 \\ -250.16 & 446.16 - 4.11(221.710) & -195.69 \\ 0 & -195.69 & 195.69 - 4.11(221.710) \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Phi_1 \\ \Phi_2 \\ \Phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

De donde se obtiene:

$$\begin{aligned} \Phi_1 &= 1 \\ \Phi_2 &= -0.608 \\ \Phi_3 &= 0.1664 \end{aligned}$$

Una vez calculado esto podemos pasar a calcular las fuerzas restauradoras, para lo cual:

$$\Phi = \begin{Bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 2.77 & 1.33 & -0.608 \\ 4.13 & -1.136 & 0.166 \end{Bmatrix} \quad \Phi^T = \begin{Bmatrix} 1 & 2.77 & 4.13 \\ 1 & 1.33 & -1.136 \\ 1 & -0.608 & 0.166 \end{Bmatrix} \quad M = \begin{Bmatrix} 4.11 & 0 & 0 \\ 0 & 4.11 & 0 \\ 0 & 0 & 4.11 \end{Bmatrix}$$

$$K = \begin{Bmatrix} 758.77 & -250.47 & 0 \\ -250.47 & 446.16 & -195.69 \\ 0 & -195.69 & 195.69 \end{Bmatrix} \quad J = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

Sustituyendo valores se obtiene:

$$m^* = \Phi^T M \Phi = \begin{Bmatrix} 105.813 & 0 & 0 \\ 0 & 16.714 & 0 \\ 0 & 0 & 5.746 \end{Bmatrix}$$

$$k^* = \Phi^T K \Phi = \begin{Bmatrix} 1655.946 & 0 & 0 \\ 0 & 1728.780 & 0 \\ 0 & 0 & 1274.072 \end{Bmatrix}$$

$$L = \Phi^T M J = \begin{Bmatrix} 32.480 \\ 4.9143 \\ 2.2924 \end{Bmatrix}$$

El calculo de la ordenada espectral la tomamos del art. 3 de las Normas Técnicas Complementarias

D.F. y del art. 206 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal Vigente:

Por lo tanto :

$$T_1 = 1.588 \text{ seg} \quad S_{a1} = 0.09834g = 0.9647$$

$$T_2 = 0.612 \text{ seg} \quad S_{a2} = 0.4986g = 4.8539$$

$$T_3 = 0.421 \text{ seg} \quad S_{a3} = 0.0160g = 0.2511$$

Por lo tanto sustituyendo valores obtenemos las condiciones de frontera :

$$q_{max1} = \frac{(0.9647)(32.480)}{(105.813)(15.651)} = 0.0189$$

$$q_{max2} = \frac{(4.8539)(4.9143)}{(16.714)(103.424)} = 0.0137$$

$$q_{max3} = \frac{(0.2511)(2.2924)}{(5.7466)(221.71)} = 0.0004519$$

Y con estos valores calculamos los desplazamientos:

$$D_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 2.77 \\ 4.13 \end{Bmatrix} \{0.0189\} = \begin{Bmatrix} 0.01892 \\ 0.05240 \\ 0.07814 \end{Bmatrix}$$

$$D_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1.330 \\ -1.136 \end{Bmatrix} \{0.0137\} = \begin{Bmatrix} 0.0137 \\ 0.0183 \\ -0.01875 \end{Bmatrix}$$

$$D = \begin{Bmatrix} 1 \\ -0.6086 \\ 0.1664 \end{Bmatrix} \{0.0004519\} = \begin{Bmatrix} 0.0004519 \\ 0.0002750 \\ 0.0000752 \end{Bmatrix}$$

$$D_{\max 1} = \sqrt{(0.01892)^2 + (0.01379)^2 + (0.000457)^2} = 0.0234 \text{ m}$$

$$D_{\max 2} = \sqrt{(0.0524)^2 + (0.01834)^2 + (0.000275)^2} = 0.0556 \text{ m}$$

$$D_{\max 3} = \sqrt{(0.07814)^2 + (0.01875)^2 + (0.0000752)^2} = 0.0803 \text{ m}$$

Conocidos los desplazamientos se puede ya calcular las fuerzas de entrepiso:

$$F_1 = \begin{Bmatrix} 1635.94 & 0 & 0 \\ 0 & 1728.78 & 0 \\ 0 & 0 & 1274.07 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.0189 \\ 0.0524 \\ 0.0781 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 31.331 \\ 90.588 \\ 99.555 \end{Bmatrix}$$

$$F_2 = \begin{Bmatrix} 1655.95 & 0 & 0 \\ 0 & 1728.78 & 0 \\ 0 & 0 & 1274.07 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.0137 \\ 0.0183 \\ -0.0187 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 22.8355 \\ 31.7058 \\ -23.888 \end{Bmatrix}$$

$$F_3 = \begin{Bmatrix} 1655.94 & 0 & 0 \\ 0 & 1728.78 & 0 \\ 0 & 0 & 1274.07 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.000451 \\ 0.000275 \\ 0.000075 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.74832 \\ -0.4754 \\ 0.09584 \end{Bmatrix}$$

$$F_{\max 1} = \sqrt{(31.330)^2 + (22.835)^2 + (23.889)^2} = 45.538 \text{ Ton}$$

$$F_{\max 2} = \sqrt{(90.588)^2 + (31.706)^2 + (0.4554)^2} = 95.977 \text{ Ton}$$

$$F_{\max 3} = \sqrt{(99.555)^2 + (23.889)^2 + (0.0958)^2} = 102.382 \text{ Ton}$$

Una vez calculadas las fuerzas podemos conocer los cortantes de entrepiso :

$$V = \begin{Bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 0 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 31.305 \\ 90.588 \\ 99.555 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 221.474 \\ 190.144 \\ 99.555 \end{Bmatrix}$$

$$V = \begin{Bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 0 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 22.853 \\ 31.705 \\ -23.888 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 30.652 \\ 7.8169 \\ -23.888 \end{Bmatrix}$$

$$V_3 = \begin{Bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 0 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 1 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.7483 \\ -0.3795 \\ 0.0958 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.3687 \\ -0.3795 \\ 0.0958 \end{Bmatrix}$$

$$V_{\max 1} = \sqrt{(221.475)^2 + (30.653)^2 + (0.36876)^2} = 223.586 \text{ Ton}$$

$$V_{\max 1} = \sqrt{(190.144)^2 + (7.8169)^2 + (0.37957)^2} = 190.305 \text{ Ton}$$

$$V_{\max 3} = \sqrt{(99.555)^2 + (23.888)^2 + (0.09585)^2} = 102.382 \text{ Ton}$$

Por último se calculan los momentos de entrepiso:

$$M = \begin{Bmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 3 & 0 \\ 0 & 0 & 3 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 221.474 \\ 190.144 \\ 99.555 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 664.423 \\ 570.432 \\ 298.668 \end{Bmatrix}$$

$$M_2 = \begin{Bmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 3 & 0 \\ 0 & 0 & 3 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 30.652 \\ 7.6189 \\ -23.888 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 91.957 \\ 23.451 \\ -71.666 \end{Bmatrix}$$

$$M_3 = \begin{Bmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 3 & 0 \\ 0 & 0 & 3 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.3687 \\ -0.3795 \\ 0.0958 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.1062 \\ -1.138 \\ 0.2875 \end{Bmatrix}$$

$$M_{\max 1} = \sqrt{(664.424)^2 + (91.958)^2 + (1.1063)^2} = 670.758 \text{ T m}$$

$$M_{\max 2} = \sqrt{(570.430)^2 + (23.451)^2 + (1.138)^2} = 571.013 \text{ T m}$$

$$M_{\max 3} = \sqrt{(298.668)^2 + (71.666)^2 + (0.2875)^2} = 307.146 \text{ T m}$$

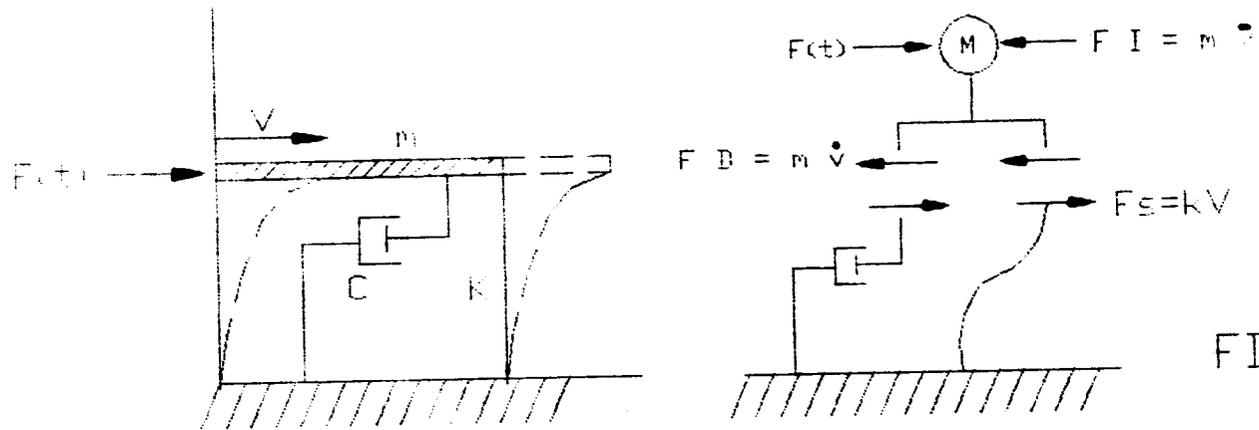


FIG. 1

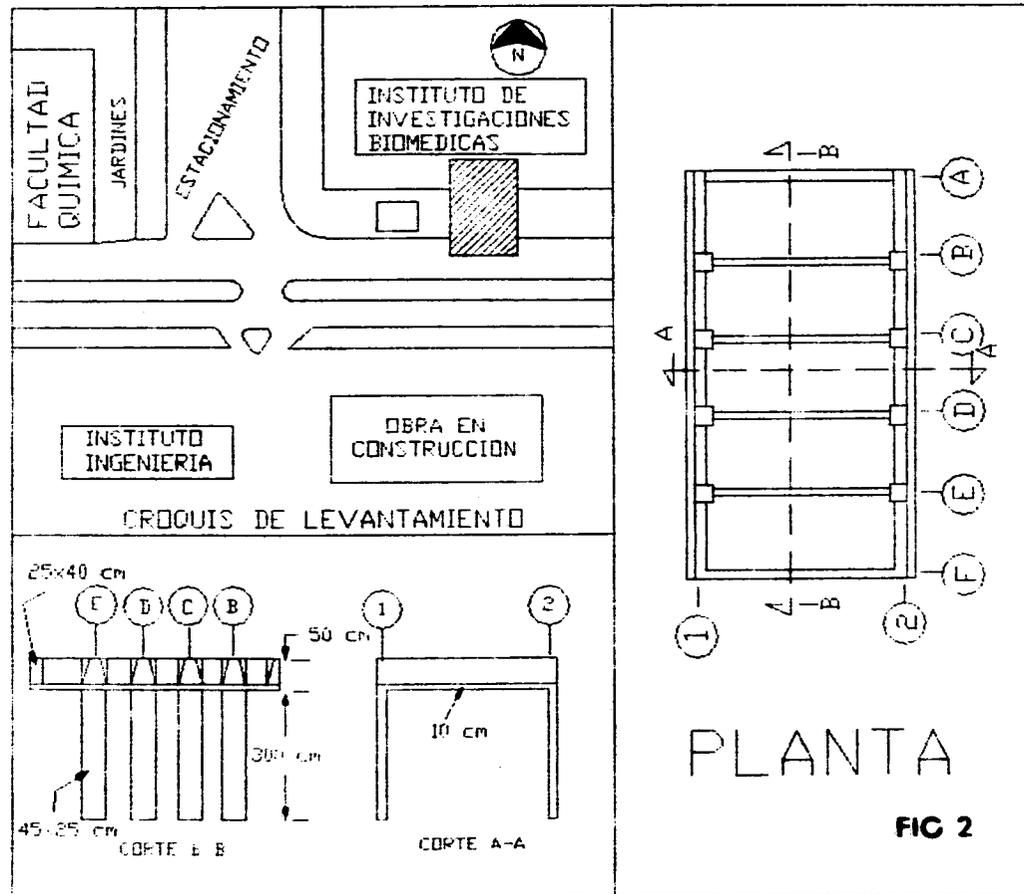


FIG 2

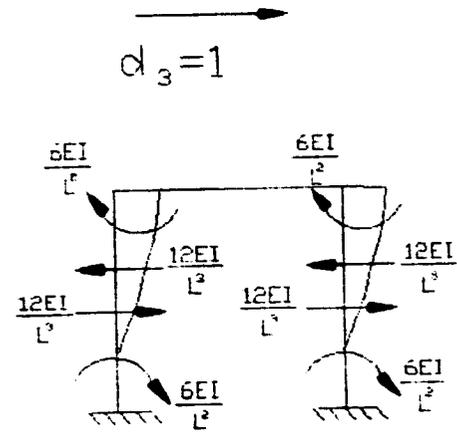
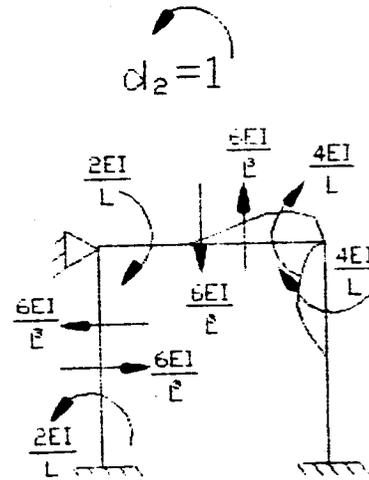
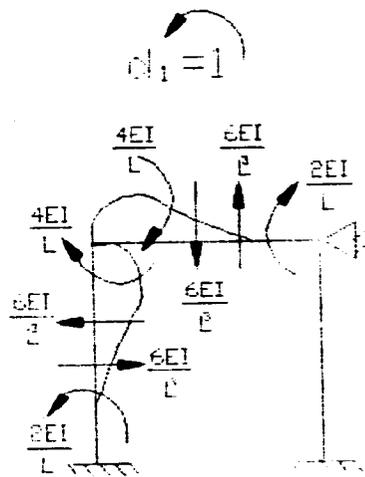


fig. 3

GRAFICA MOVIMIENTO LIBRE SIN AMORTIGUAMIENTO

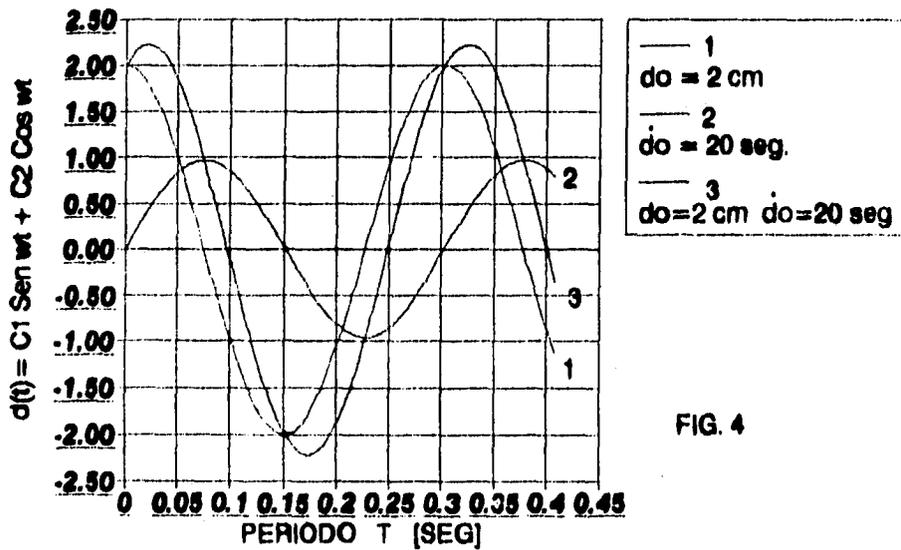


FIG. 4

GRAFICA DE VELOCIDAD LIBRE SIN AMORTIGUAMIENTO

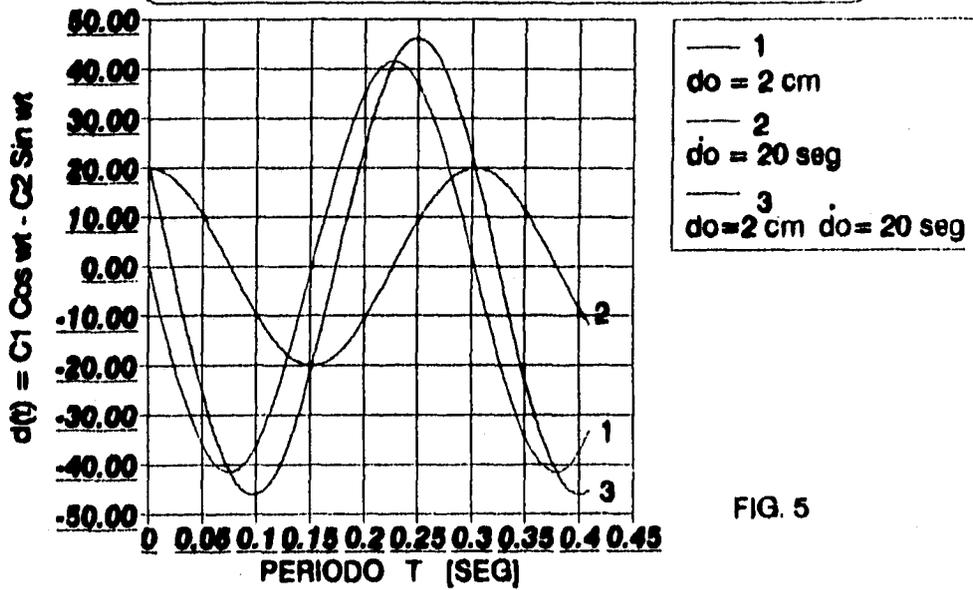


FIG. 5

GRAFICA MOVIMIENTO CRITICO

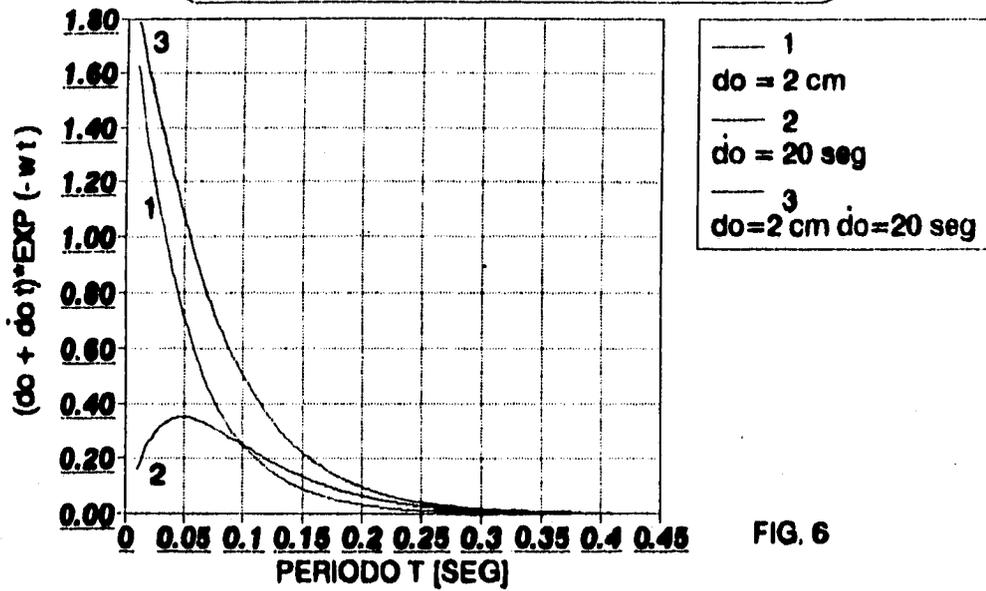


FIG. 6

GRAFICA VELOCIDAD CRITICA

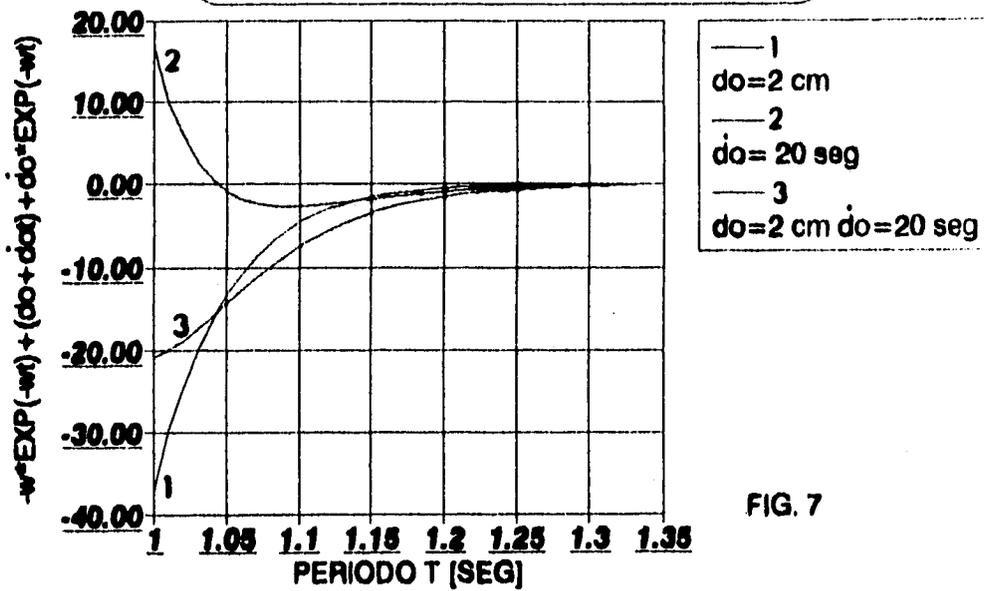


FIG. 7

GRAFICA MOVIMIENTO SUBMORTIGUADO

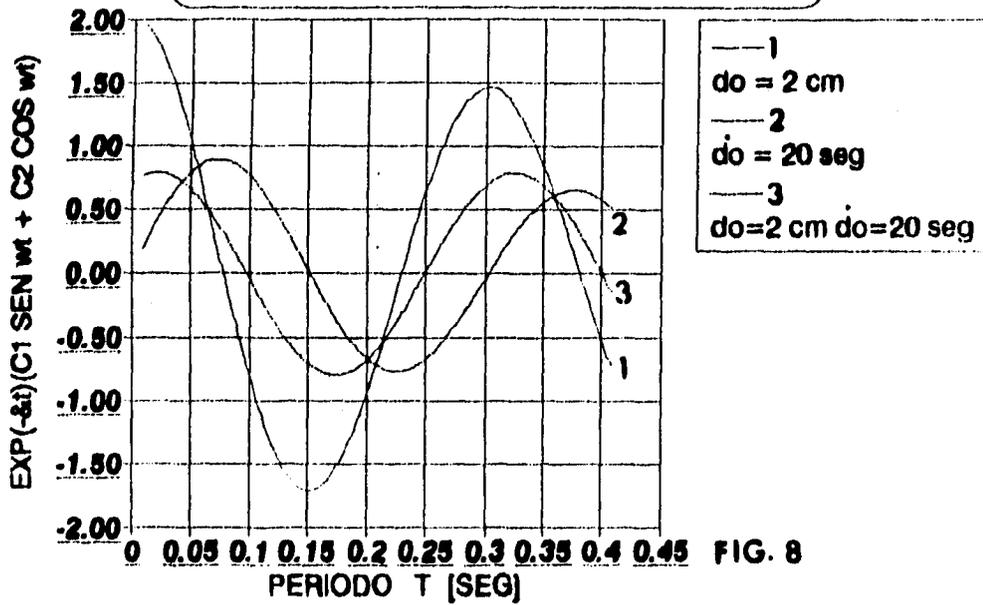
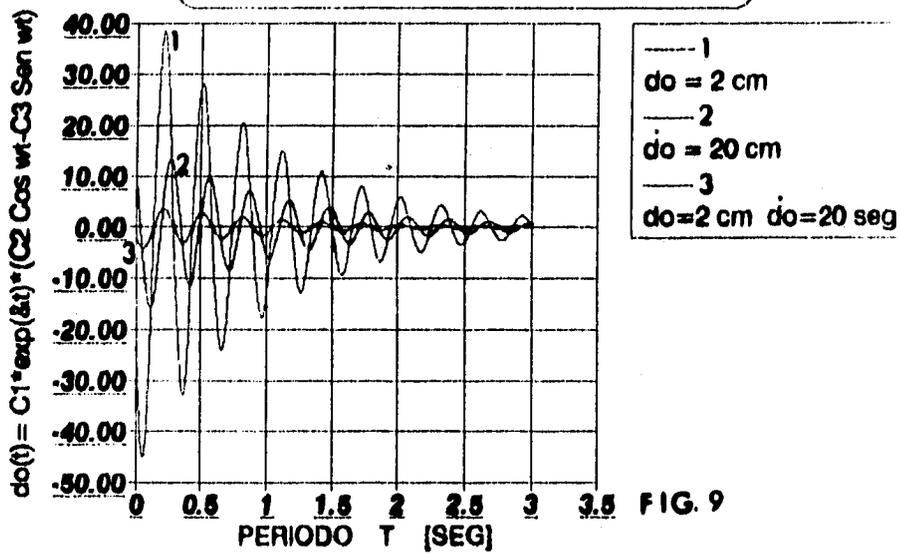


FIG. 8

GRAFICA VELOCIDAD SUBMORTIGUADO



GRAFICA ACELERACION SUBAMORTIGUADA

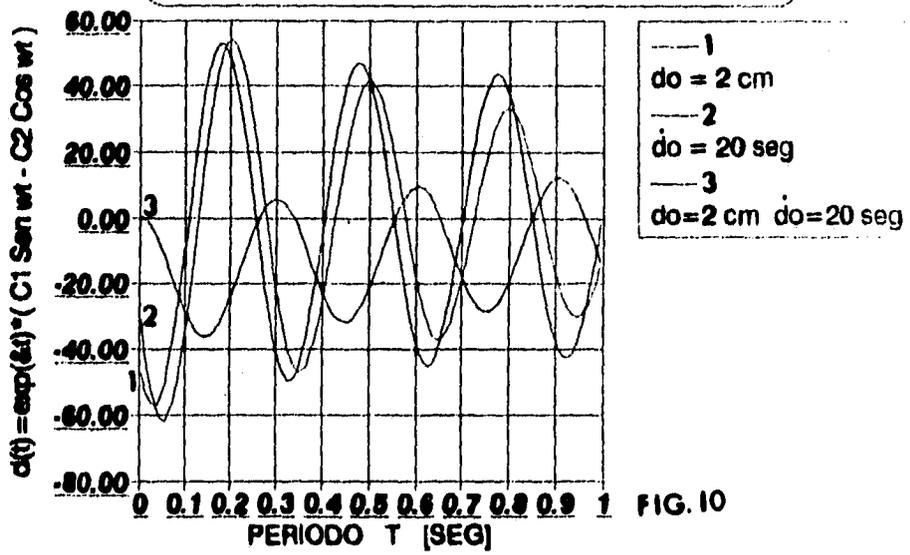
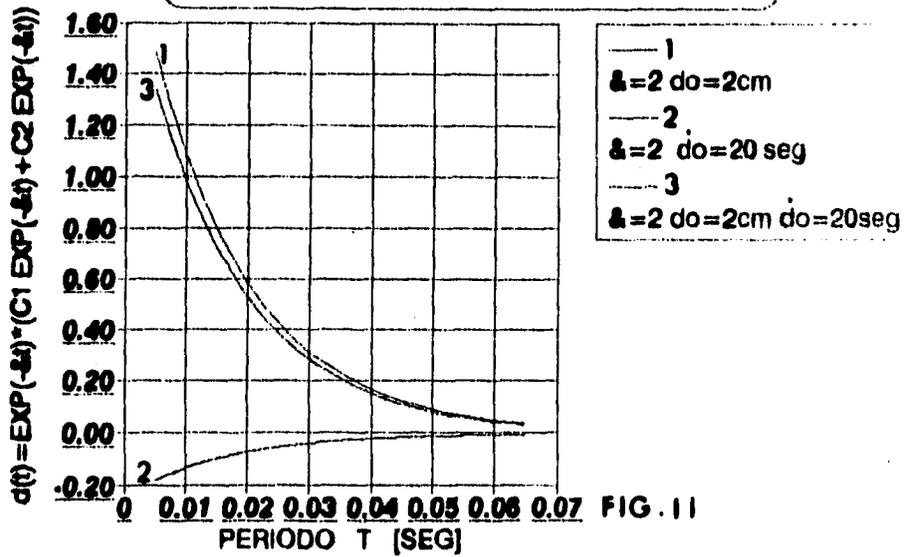


FIG. 10

GRAFICA MOVIMIENTO SOBREAMORTIGUADO



- 1
 $\zeta=2$ $d_0=2\text{cm}$
- 2
 $\zeta=2$ $d_0=20\text{seg}$
- 3
 $\zeta=2$ $d_0=2\text{cm}$ $d_0=20\text{seg}$

GRAFICA

FACTOR DE AMPLIFICACION DINAMICA

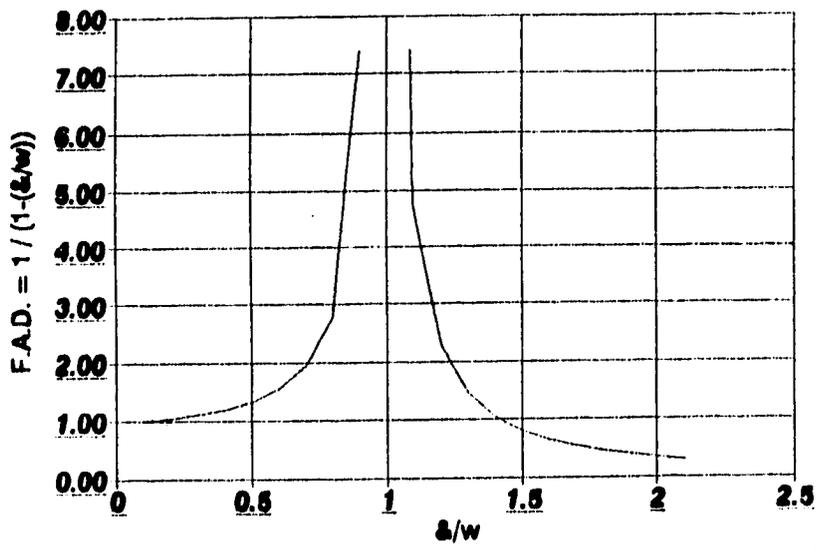


FIG. 12

GRAFICA DE MOVIMIENTO FORZADO SIN AMORTIGUAMIENTO

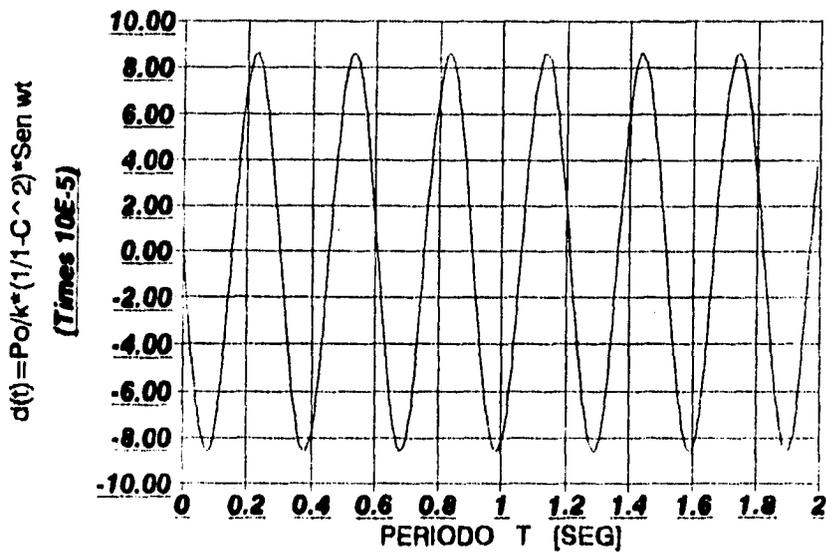
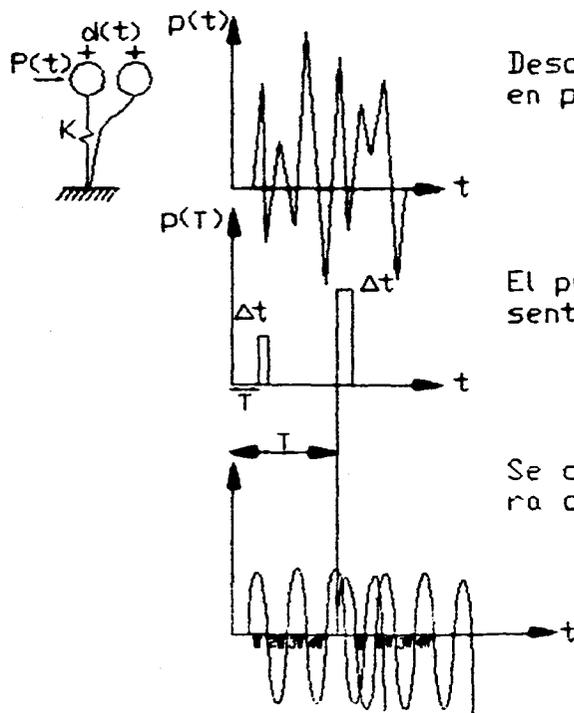


FIG. 13

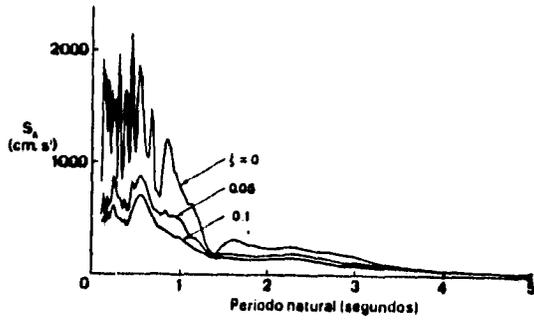


Descomponemos la grafica en pulsos

El pulso elegido se representa en una grafica

Se obtiene la respuesta para cada pulso.

Fig. 14



Espectros de respuesta de aceleración derivados de la componente norte sur del sismo de El Centro, California, 1940.

FIGURA 15

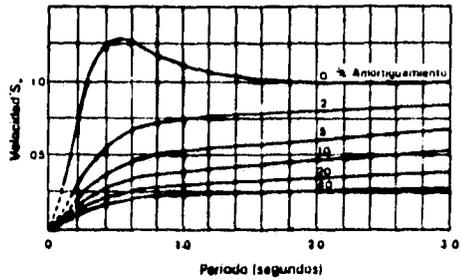


FIGURA 16

Espectros de respuesta suavizada de la velocidad promedio S_v por Housner escala arbitraria (G. W. Housner, Behavior of structures during earthquakes, J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng., 85 (EM-4), 109-129 (1959)).

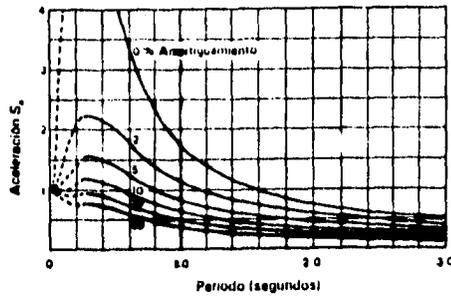
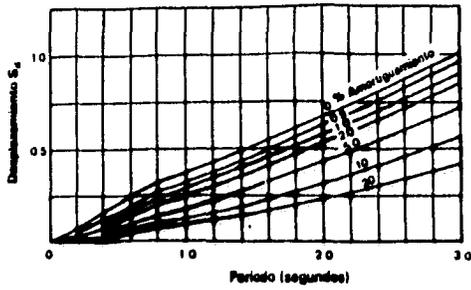


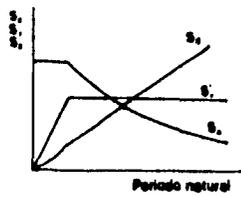
FIGURA 17

Espectros de respuesta suavizada de la aceleración promedio S_a por Housner escala arbitraria (G. W. Housner, Behavior of structures during earthquakes, J. Eng. Mech. Div., Am. Soc. Civ. Eng., 85 (EM-4), 109-129 (1959)).



Espectros de respuesta suavizada del desplazamiento promedio, S_d , por Housner; escala arbitraria. (G. W. Housner, *Strong ground motion*, in R. L. Wiegel (ed.) *Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1970, 75-91.)

FIGURA 18



Formas generales de los espectros de respuesta.

FIGURA 19

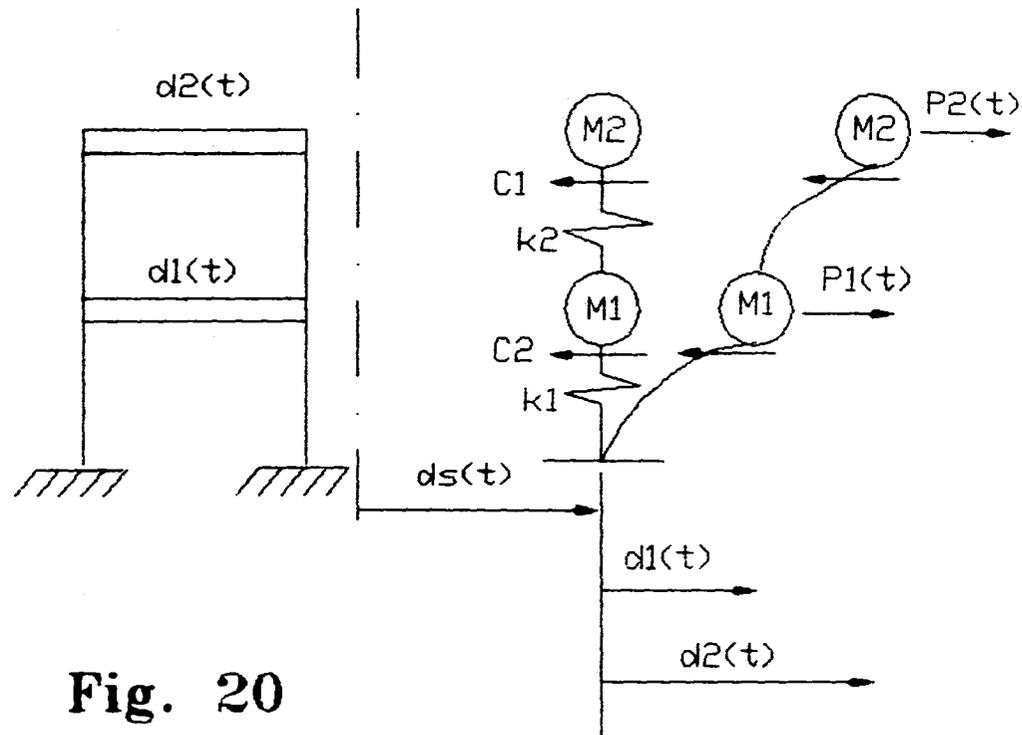


Fig. 20

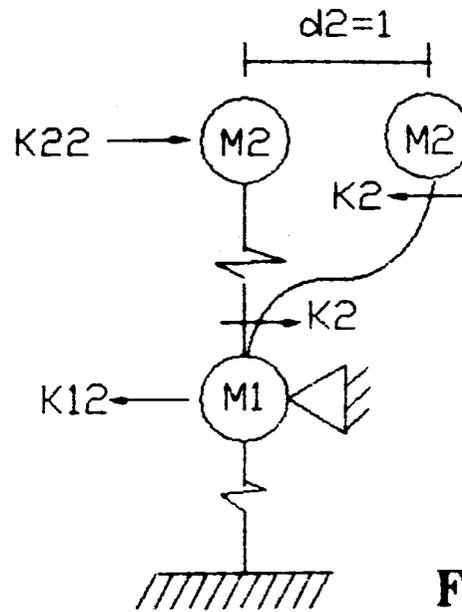
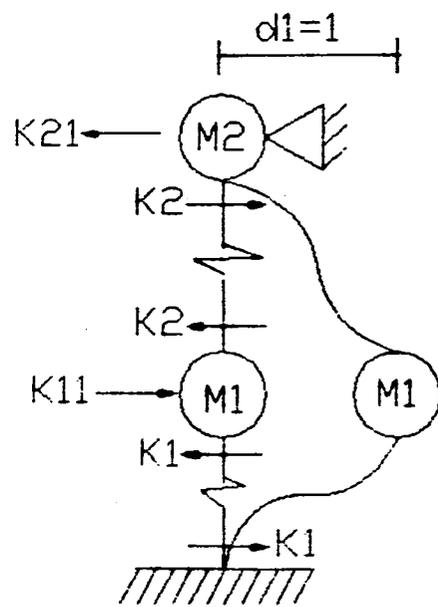


Fig. 21

$$\left[\begin{array}{cccccc}
 4E\left(\frac{I_c}{L_c} + \frac{I_r}{L_r}\right) & \frac{2EI_r}{L_r} & \frac{2EI_c}{L_c} & 0 & -\frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{6EI_c}{L_c^2} \\
 \frac{2EI_r}{L_r} & 4E\left(\frac{I_c}{L_c} + \frac{I_r}{L_r}\right) & 0 & \frac{2EI_c}{L_c} & -\frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{6EI_c}{L_c^2} \\
 \frac{2EI_c}{L_c} & 0 & 4E\left(\frac{2I_c}{L_c} + \frac{I_r}{L_r}\right) & \frac{2EI_r}{L_r} & -\frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{6EI_c}{L_c^2} \\
 0 & \frac{2EI_c}{L_c} & \frac{2EI_r}{L_r} & 4E\left(\frac{2I_c}{L_c} + \frac{I_r}{L_r}\right) & 6E\left(\frac{I_r}{L_c^2} - \frac{I_c}{L_c^2}\right) & 6E\left(\frac{I_r}{L_c^2} - \frac{I_c}{L_c^2}\right) \\
 -\frac{6EI_c}{L_c^2} & -\frac{6EI_c}{L_c^2} & -\frac{6EI_c}{L_c^2} & -\frac{6EI_c}{L_c^2} & -\frac{24EI_c}{L_c^3} & -\frac{24EI_c}{L_c^3} \\
 \frac{6EI_c}{L_c^2} & \frac{6EI_c}{L_c^2} & 6E\left(\frac{I_r}{L_c^2} - \frac{I_c}{L_c^2}\right) & 6E\left(\frac{I_r}{L_c^2} - \frac{I_c}{L_c^2}\right) & \frac{24EI_c}{L_c^3} & \frac{48EI_c}{L_c^3}
 \end{array} \right]$$

MATRIZ DE RIGIDECES FIG. 22

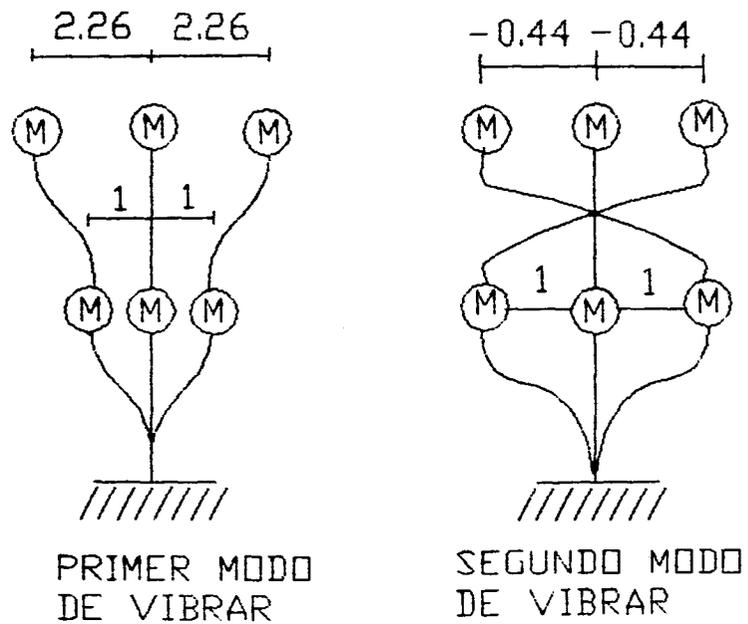


Fig. 23

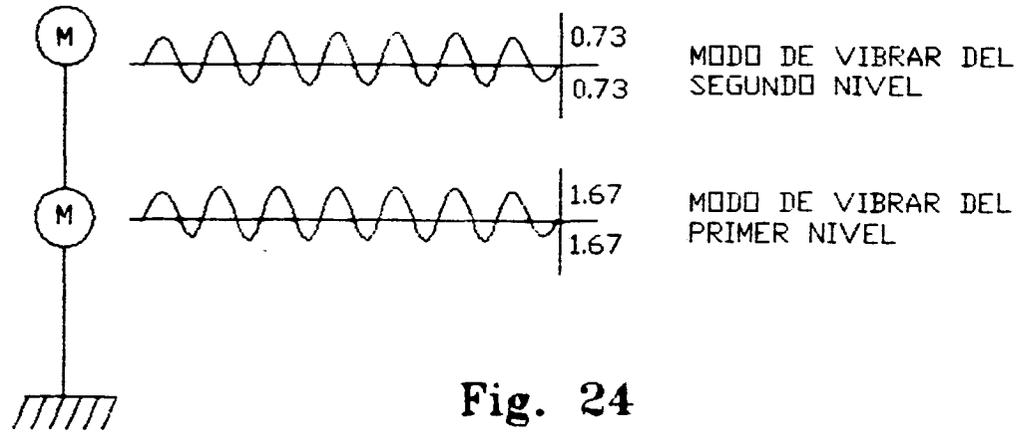


Fig. 24

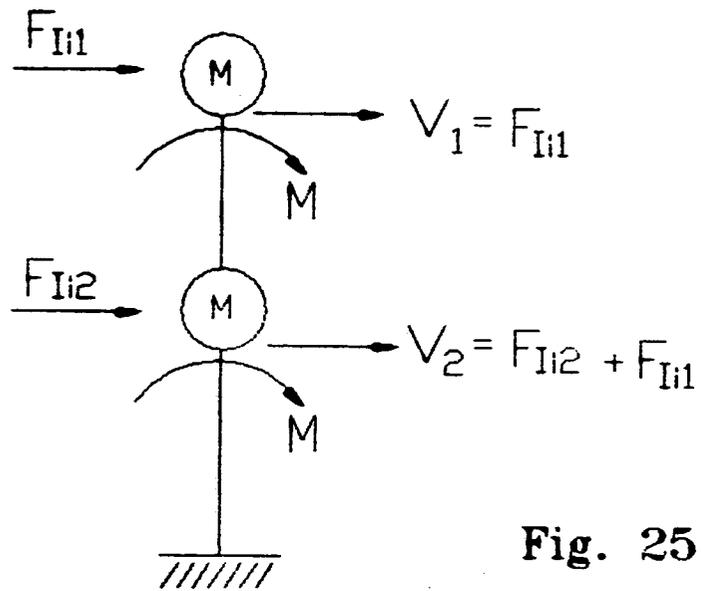


Fig. 25

**III. CRITERIOS DE ANÁLISIS
Y
DISEÑO SÍSMICO**

A. INTRODUCCIÓN

Los métodos de análisis que se utilizan para el diseño de las estructuras para edificios resistentes a sismos se clasifican en un análisis estático y uno dinámico.

- Análisis de fuerzas estático equivalentes y
- Análisis Dinámico

B. ANÁLISIS DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES.

Estos son métodos aproximados, que se han desarrollado debido a las dificultades que implica llevar a cabo análisis dinámicos con apego a la realidad, los códigos que se utilizan se basan en un enfoque de fuerzas estáticas más simple e incorporan grados de refinamiento, en un intento de simular el comportamiento real de la estructura. En forma simple se considera que el valor de la fuerza horizontal total V en una estructura:

$$V=ma$$

donde m es la masa de la estructura y a es la aceleración sísmica horizontal; a varía entre 0.04 g a 0.20 g , mientras que V es aplicada a la estructura por medio de una regla de simple que engloba su distribución vertical. En un edificio, esto consiste en cargas puntuales horizontales en cada concentración de masa la mayoría de las veces concentrada en los niveles de piso. Así las fuerzas sísmicas y los momentos en las estructuras se determinan empleando cualquier análisis estático apropiado y los resultados son adicionados a las correspondientes cargas gravitacionales normales.

C. ANÁLISIS DINÁMICO

Para estructuras grandes o complejas, los métodos estáticos de análisis sísmico no son suficientemente aproximados, por lo que muchas autoridades demandan análisis dinámicos para varios tipos y tamaños de estructuras específicas. Varios métodos de diferente complejidad han sido desarrollados para el análisis sísmico dinámico de estructuras. Todos ellos tienen en común la solución de las ecuaciones de movimiento, así como las relaciones estáticas comunes de equilibrio y rigidez. Para estructuras de más de tres grados de libertad, tales análisis son llevados a cabo por métodos matriciales en computadoras.

Las tres técnicas que se usan normalmente para el análisis dinámico son:

1. Integración de las ecuaciones de movimiento por el procedimiento "paso a paso".
2. Análisis modal normal, y
3. Técnicas de espectro de respuesta.

La integración directa proporciona el análisis más consistente y completo de cualquier movimiento sísmico dado. Se aplica una función excitadora dependiente del tiempo (acelerograma del sismo) y se calcula la correspondiente historia de respuesta de la estructura durante el sismo. Esto quiere decir que pueden obtenerse los diagramas de momento y fuerza en cada uno de los intervalos prescritos a través del movimiento aplicado.

Se han desarrollado programas de computadora para ambos tipos de comportamiento: elástico lineal e inelástico no lineal, aplicando procedimientos de integración paso a paso.

Se han realizado análisis tridimensionales no lineales de manera que pueden tomar en cuenta los tres componentes ortogonales del acelerograma de un sismo dado, y aplicarlos simultáneamente a la estructura.

Análisis modal normal. Es una técnica más limitada que la integración directa, ya que depende de la separación artificial de los modos normales de vibración y de combinación de fuerzas y desplazamientos asociados por superposición con un número elegido de ellos. Aunque el análisis modal puede proporcionar cualquier grado de precisión para el comportamiento lineal, incorporando todas las respuestas modales, usualmente dicha aproximación se realiza empleando solamente los primeros modos con objeto de ahorrar tiempo de cálculo

La técnica del espectro de respuesta es realmente un caso especial simplificado, del análisis modal. Los modos de vibración son determinados, en periodo y forma, de la manera usual y las magnitudes de respuesta máxima correspondientes a cada modo son obtenidas con referencias a un espectro de respuestas. Una vez hecho lo anterior se emplea una regla arbitraria para superponer las respuestas de los distintos modos.

Los momentos y fuerzas resultantes en la estructura corresponden a las envolventes de valores máximos más que a un conjunto de valores existentes simultáneamente. El método de espectro de respuesta tiene la gran virtud de ser veloz y de poco costo.

D. SELECCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS

En el pasado casi no había oportunidad de hacer una elección de los métodos de análisis, principalmente debido a que no existían programas de computadoras apropiados y económicos. En la actualidad la mayoría de los despachos de cálculo de estructuras cuentan ya con programas de análisis dinámico, eficientes y completos que permiten una mejor evaluación del comportamiento de las estructuras.

E. CONDICIONES DE REGULARIDAD

Configuración de los edificios.

Configuración de la planta: La planta comprende simplicidad, compacidad y una gran rigidez torsional.

Simplicidad: Desde el punto de vista de la resistencia sísmica, es deseable una configuración sencilla, como una forma cuadrada o circular. En los edificios con forma en ala, como la L, T, U, H, Y, la porción del ala a menudo sufre un colapso ante un temblor severo. En tales casos, se deberán suministrar juntas sísmicas, de manera que las porciones adyacentes no se golpeen unas con otras.

Compacidad: En un edificio con una forma larga y extendida, actúan fuerzas complicadas debido a la diferencia en la fase de movimiento sísmico, en dichos edificios se requieren juntas constructivas.

Simetría y una gran rigidez torsional: Para evitar las deformaciones torcionales, el centro de rigidez de un edificio debe coincidir con el centro de masas. Para satisfacer esta condición, es deseable tener simetría tanto en la configuración del edificio como en la estructura.

Si existe una excentricidad entre los centros de masas y rigidez, la deformación torsional y la ampliación del movimiento sísmico son mayores en un edificio con rigidez torsional pequeña.

Configuración vertical: La configuración vertical comprende uniformidad y continuidad, lo mismo que proporción.

Uniformidad y continuidad: Es deseable evitar cambios drásticos en la configuración vertical de un edificio. Cuando la configuración vertical es discontinua tiene lugar un gran movimiento vibratorio en alguna porción y se requiere una gran acción de diafragma en el borde, para transmitir las fuerzas de la torre a la base. En tales casos, es imprescindible un análisis dinámico de respuesta para asegurar la resistencia sísmica.

Proporción. Un edificio con una relación grande de altura-ancho exhibe extensos desplazamientos laterales ante las fuerzas laterales. Las fuerzas axiales en las columnas, debidas al momento de volteo en dicho edificio, tienden a ser incontrolablemente grandes, lo mismo ocurre con las fuerzas de compresión y desplazamiento que actúan en la cimentación. De acuerdo con las **Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo**, en la sección 6 se tiene:

Condiciones de regularidad

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

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5
3. La relación de claro a ancho de la base no excede de 2.5
4. En la planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento 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 por ciento 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 de 70 por ciento 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 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente el último piso de la construcción.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. La rigidez del corte de ningún entrepiso excede en más de un 100 por ciento a la del piso inmediato inferior

En ningún entrepiso la excentricidad torcional calculada estáticamente, es, excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

**IV. APLICACIÓN A UNA ESTRUCTURA
DE CONCRETO**

MEMORIA DESCRIPTIVA

CONTENIDO

A. ANTECEDENTES

B. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

C. CONSIDERACIONES GENERALES

D. EVALUACIÓN DE CARGAS

E. ANÁLISIS SÍSMICO Y ESTRUCTURAL

**F. REVISIÓN Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES
REPRESENTATIVOS Y DE ESTADOS LÍMITE
DE SERVICIO**

G. CONCLUSIONES

A. ANTECEDENTES

Con el objetivo de llevar a la práctica los conocimientos adquiridos en los capítulos anteriores se lleva a cabo el análisis de un edificio. Para su verificación con el actual reglamento y Normas vigentes para el Distrito Federal.

B. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

1. UBICACIÓN

El inmueble está constituido por dos cuerpos, el cuerpo principal está destinado para uso de laboratorios, salones de clase y oficinas, y el resto es una saliente de menor dimensión que se utiliza para las escaleras. El cuerpo principal en planta es de forma rectangular, con 12 crujeas en la dirección norte-sur con claros iguales de 4.5 m. Una crujea en la dirección este-oeste con un claro de 11 m respectivamente.

Es un edificio de cuatro niveles, de 3.60 m de altura por nivel.

El área construida es de 594 m² por nivel aproximadamente, por lo que al estar compuesta de 3 niveles, planta baja, da un total de 2,376 m²

2. FUNCIONALIDAD

La planta baja alberga cubículos y salones que están ocupados con mobiliarios de escuela y oficina, bancas, sillas, equipos de computo. Se aprecian falsos plafones y muros divisorios de tabla roca.

El primer nivel se encuentra constituido por cubículos, laboratorios con material eléctrico y electrónico, además de mobiliario propio de oficina y escolar.

A. ANTECEDENTES

Con el objetivo de llevar a la práctica los conocimientos adquiridos en los capítulos anteriores se lleva a cabo el análisis de un edificio. Para su verificación con el actual reglamento y Normas vigentes para el Distrito Federal.

B. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

1. UBICACIÓN

El inmueble está constituido por dos cuerpos, el cuerpo principal está destinado para uso de laboratorios, salones de clase y oficinas, y el resto es una saliente de menor dimensión que se utiliza para las escaleras. El cuerpo principal en planta es de forma rectangular, con 12 crujeas en la dirección norte-sur con claros iguales de 4.5 m. Una crujía en la dirección este-oeste con un claro de 11 m respectivamente.

Es un edificio de cuatro niveles, de 3.60 m de altura por nivel.

El área construida es de 594 m² por nivel aproximadamente, por lo que al estar compuesta de 3 niveles, planta baja, da un total de 2,376 m²

2. FUNCIONALIDAD

La planta baja alberga cubículos y salones que están ocupados con mobiliarios de escuela y oficina, bancas, sillas, equipos de computo. Se aprecian falsos plafones y muros divisorios de tabla roca.

El primer nivel se encuentra constituido por cubículos, laboratorios con material eléctrico y electrónico, además de mobiliario propio de oficina y escolar.

El segundo y tercer nivel al igual que el primero son cubículos y laboratorios que contienen lo mismo que el primer nivel.

3. ESTRUCTURACIÓN

Fundamentalmente la estructuración existente es a base de losas y columnas de concreto reforzado, las losas planas son aligeradas y sin ábacos ni capiteles, el espesor de la losa es de 45cm, está compuesta por vigas equivalentes de 4.5 m y 5.5 m, las columnas son de sección rectangular de 30 x100 cm.

C. CONSIDERACIONES GENERALES

Para poder realizar el análisis y revisión estructural del edificio existente, se utilizaron el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1993, sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes y las disposiciones generales a considerar para verificar la seguridad estructural de la misma, las cuales se presentan a continuación.

1. CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

De conformidad con lo dispuesto por el Reglamento y atendiendo a las características que presenta el inmueble, se clasificó a éste como una estructura perteneciente al grupo "B".

2. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

Este factor está íntimamente relacionado con la ductilidad que presenta la estructura en conjunto. La ductilidad es generalmente deseable debido a la ocurrencia de la falla en forma más suave y menos súbita que las que presentan las estructuras frágiles; esta ductilidad es particularmente útil en zonas sísmicas.

Las Normas Técnicas Complementarias para Sismo vigentes, recomiendan un factor de comportamiento sísmico, el cual está en función directa de la estructuración del edificio, la resistencia y rigidez de entepiso y la ductilidad de los elementos estructurales que conforman el inmueble. Siguiendo los lineamientos de las Normas, se decidió utilizar un factor de comportamiento sísmico en ambas direcciones de $Q=2.0$, el cual se afectó por 0.8 por la irregularidad de la estructura.

D. EVALUACIÓN DE CARGAS

Conforme a lo dispuesto por el Reglamento, correspondiente a las categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras en su intensidad máxima, se manejaron tres tipos: como acciones permanentes las causadas por carga muerta, las acciones variables por la carga viva y las acciones accidentales por efecto sísmico.

1. CARGAS MUERTAS

Para la evaluación de cargas muertas actuantes en la estructura se realizó la ubicación de todos y cada uno de los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente de acuerdo a la información recopilada en las inspecciones visuales realizadas al edificio..

2. CARGAS VIVAS

Para la evaluación de las cargas vivas nominales unitarias se siguieron los lineamientos marcados por el Reglamento, el cual indica los siguientes valores tabulados.

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS

Destino de piso o cubierta	W (kg/m ²)	Wa (kg/m ²)	Wm (kg/m ²)
- Azotea con pendiente no mayor al 5%	15	70	100
Otros lugares de reunión (Templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restauraciones, bibliotecas, aulas, salas de juego, y si- milares).	40	250	350

En donde:

W: Indica la carga viva media

Wa: Indica carga viva instantánea

Wm: Indica carga viva máxima

3. CARGAS ACCIDENTALES

Para la determinación de las fuerzas accidentales producidas por efectos sísmicos, se estableció el coeficiente sísmico respectivo y las cargas a usarse en el análisis como lo especifica el Reglamento, los cuales se describen a continuación.

4. COEFICIENTE SÍSMICO

Estos valores se establecieron teniendo en cuenta el tipo de estructura, la localización, grupo y factor de comportamiento sísmico de la estructura, los cuales se definieron en los párrafos anteriores y se presentan a continuación para el particular.

Para el edificio se obtuvieron los siguientes valores:

Localización	Grupo	C	Qx	Qy	Q'x	Q'y
zona I	B	0.16	2	2	1.6	1.6

En donde:

C Coeficiente sísmico para el análisis sísmico estático y dinámico

Qx, Qy Factor de comportamiento sísmico.

5. CARGAS POR ANÁLISIS SÍSMICO

Para la determinación de las cargas a utilizar en el análisis sísmico, se emplearon los valores de carga viva instantánea para efectos accidentales y la carga muerta obtenida del análisis, las cuales se sumaron y se multiplicaron por su área tributaria geométrica correspondiente para cada elemento estructural y cada marco ortogonal que conforman el edificio, con este resultado se realizó el análisis por fuerzas horizontales con el método estático y dinámico para el edificio.

E. ANÁLISIS SÍSMICO Y ESTRUCTURAL

Se aplicaron tanto el análisis estático como el dinámico para la obtención de fuerzas sísmicas horizontales actuantes en el edificio, llevándose a cabo la revisión y diseño estructural final con los resultados obtenidos del análisis estático, todos estos análisis se realizaron mediante el paquete de análisis tridimensional llamado **SUPER-ETABS. VER. 1985-1990**. Se consideraron los efectos de dos componentes ortogonales del movimiento, para ello, se tomó en

cuenta el 100% de la componente sísmica en la dirección del análisis y el 30% de la componente perpendicular, para analizar los efectos de ambas direcciones en los elementos bajo estudio.

Fueron calculados los modos de vibrar de la estructura, de los cuales fue posible determinar las fuerzas cortantes por nivel, las que fueron distribuidas en los marcos que conforman el edificio; esto se realizó en ambas direcciones. Es importante señalar que se tomaron en cuenta los efectos bidireccionales señalados en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Asimismo se determinaron los desplazamientos horizontales que se presentaron en cada nivel, producidos por las cargas laterales, y se compararon con los máximos desplazamientos relativos de entrepiso permisibles indicados por el Reglamento, que son de $0.006H$, donde H es la altura del entrepiso en cuestión; de los distintos marcos para las diferentes condiciones de carga que obran en ellos y los periodos de vibración; ambos resultados se obtuvieron en las dos direcciones de análisis del edificio.

F. REVISIÓN Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

ESTRUCTURALES REPRESENTATIVOS Y DE

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

La revisión y diseño de los elementos estructurales que conforman el edificio existente y los de refuerzo se realizó mediante lo dispuesto por las Normas Técnicas Complementarias,

utilizando para ello los resultados del análisis para diferentes condiciones de carga y sus combinaciones.

Se revisaron los miembros estructurales (trabes y columnas) que se consideraron más representativos del análisis del inmueble.

Tanto las columnas como las trabes se revisaron y diseñaron para la condición de cargas verticales y horizontales considerando la reversibilidad del efecto sísmico, es decir el efecto sísmico fue aplicado en los dos sentidos, ya que los elementos mecánicos obtenidos solamente por las cargas verticales no fueron significativos para su revisión estructural.

1. REVISIÓN DE TRABES

Teniendo en cuenta las propiedades geométricas de todas y cada una de las trabes se calculó la resistencia a momento flexionante positivo y negativo como vigas simplemente armadas y a fuerza cortante, aplicando las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

2. REVISIÓN DE COLUMNAS

En el proceso de revisión y diseño de columnas por flexocompresión biaxial se calcularon los factores de amplificación de momentos en ambas direcciones conforme a lo que disponen las Normas Técnicas Complementarias tanto para los momentos producidos por cargas que no producen desplazamientos apreciables, como para las cargas que si las producen.

Se realizó la combinación de efectos bidireccionales, tomando en cada dirección en que se analizó la estructura, el 100% de los efectos de la componente que obra en esa dirección y el

30% de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, considerando los que resultaron los más desfavorables de la combinación.

El cálculo de la resistencia a flexocompresión biaxial o flexotensión biaxial de las columnas, se hizo a mano.

En la etapa de revisión por cortante, se calculó la capacidad del concreto teniendo en cuenta el refuerzo longitudinal y la capacidad de los estribos. La revisión se llevó a cabo conforme a lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias correspondientes. El factor de resistencia considerado fue de 0.8.

3. REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

El Reglamento establece que toda estructura no deberá rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación. Se considera como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción.

Para el Edificio se obtuvieron, del análisis, los desplazamientos por entrepiso para los marcos y para las diferentes condiciones de solicitaciones impuestas. en donde se observó que no exceden de 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes.

Los desplazamientos calculados por efectos sísmicos y su combinación se multiplicaron por el factor de comportamiento sísmico de $Q_x=Q_y=2.0$, como lo marcan las Normas Vigentes, fueron comparados con los permisibles.

G. CONCLUSIONES

Después de realizar la revisión de los elementos estructurales más representativos que conforman los marcos interiores del edificio se pueden determinar las siguientes desventajas.

En traves de los marcos internos y externos no se presentan problemas, no así en columnas de los niveles inferiores en las que se requiere de mayor sección en el sentido corto de las mismas debido a que se pueden presentar problemas de pandeo de las mismas.

MEMORIA DE CÁLCULO

H. ANÁLISIS DE CARGAS

Cargas consideradas:

AZOTEA:

Losa reticular de 45 cm de peralte	650	
Falso plafón	20	
Piso y acabados	5	
Carga muerta por reglamento	40	
Carga viva	100	70
	<hr/>	
	815 kg/m ²	785 kg/m ²

DATOS PARA PROGRAMA:

CM= 715 kg/m² CVmax = 100 kg/m² CVinst= 70 kg/m²

ENTREPISOS:

NIVELES 1,2 y 3

Losa reticular de 45 cm de peralte	650	
Falso plafón	20	
Piso y acabados	5	
Carga muerta por reglamento	40	
Carga viva	350	250
	<hr/>	
	1,065 kg/m ²	965 kg/m ²

DATOS PARA PROGRAMA:

CM= 715 kg/m² CVmax = 350 kg/m² CVinst= 250 kg/m²

DISTRIBUCIÓN DE CARGAS SOBRE MARCOS:

AZOTEA

SENTIDO TRANSVERSAL (Y) EXTREMOS

TIPO CARGA

- 1 CM 715 kg/m² X 19.68 m² = 14071 kg / 11 m = 1279.2 kg / m = 0.01279 T / m
- 2 CVmax 100 kg/m² X 19.68 m² = 1968 kg / 11 m = 178.9 kg / m = 0.00178 T / m
- 3 CVinst 70 kg/m² X 19.68 m² = 1377 kg / 11 m = 125.2 kg / m = 0.00125 T / m

ENTREPISO:

- 1 CM 715 kg/m² X 19.68 m² = 14071 kg / 11 m = 1279.2 kg / m = 0.01279 T / m
- 4 CVmax 350 kg/m² X 19.68 m² = 6888 kg / 11 m = 626.18 kg / m = 0.00626 T / m
- 5 CVnst 250 kg/m² X 19.68 m² = 4920 kg / 11 m = 447.2 kg / m = 0.00447 T / m

ENTREPISOS

SENTIDO TRANSVERSAL (Y) CENTRALES

TIPO CARGA

- 6 CM 715 kg/m² X 39.37 m² = 28149 kg / 11 m = 2559 kg / m = 0.02559 T / m
- 7 CVmax 100 kg/m² X 39.37 m² = 3937 kg / 11 m = 357.9 kg / m = 0.00357 T / m
- 8 CVinst 70 kg/m² X 39.37 m² = 2755 kg / 11 m = 250.5 kg / m = 0.00250 T / m

ENTREPISOS

- 6 CM $715 \text{ kg/m}^2 \times 39.37 \text{ m}^2 = 28149 \text{ kg} / 11 \text{ m} = 2559 \text{ kg/m} = 0.02559 \text{ T/m}$
- 9 CVmax $350 \text{ kg/m}^2 \times 39.37 \text{ m}^2 = 13779 \text{ kg} / 11 \text{ m} = 1252.7 \text{ kg/m} = 0.01252 \text{ T/m}$
- m
- 10 Cvinst $250 \text{ kg/m}^2 \times 39.37 \text{ m}^2 = 9842 \text{ kg} / 11 \text{ m} = 894.7 \text{ kg/m} = 0.00895 \text{ T/m}$

SENTIDO LONGITUDINAL (X) EXTREMOS

AZOTEA:

TIPO CARGA

- 11 CM $715 \text{ kg/m}^2 \times 5.06 \text{ m}^2 = 3617 \text{ kg} / 4.5 \text{ m} = 803.9 \text{ kg/m} = 0.00804 \text{ T/m}$
- 12 Cvmax $715 \text{ kg/m}^2 \times 5.06 \text{ m}^2 = 3617 \text{ kg} / 4.5 \text{ m} = 803.9 \text{ kg/m} = 0.00804 \text{ T/m}$
- 13 Cvinst $715 \text{ kg/m}^2 \times 5.06 \text{ m}^2 = 3617 \text{ kg} / 4.5 \text{ m} = 803.9 \text{ kg/m} = 0.00804 \text{ T/m}$

ENTREPISOS

TIPO CARGA

- 11 CM $715 \text{ kg/m}^2 \times 5.06 \text{ m}^2 = 3617 \text{ kg} / 4.5 \text{ m} = 803.9 \text{ kg/m} = 0.00804 \text{ T/m}$
- 14 Cvmax $350 \text{ kg/m}^2 \times 5.06 \text{ m}^2 = 1771 \text{ kg} / 4.5 \text{ m} = 393.6 \text{ kg/m} = 0.00393 \text{ T/m}$
- 15 Cvinst $250 \text{ kg/m}^2 \times 5.06 \text{ m}^2 = 1265 \text{ kg} / 4.5 \text{ m} = 281.1 \text{ kg/m} = 0.00281 \text{ T/m}$

I. REVISIÓN POR CORTANTE BASAL

De los resultados del análisis estructural (ver anexo)

Revisión por cortante basal (dirección x)

COLUMNA	SISMO ESTÁTICO	SISMO DINÁMICO
1	3.0693	2.3436
2	4.3831	3.3426
3	4.1940	3.1918
4	4.2280	3.2244
5	4.2206	3.2188
6	4.2221	3.2199
7	4.2218	3.2197
8	4.2222	3.2199
9	4.2222	3.2193
10	4.2222	3.2217
11	4.2079	3.2089
12	4.3751	3.3366
13	3.0025	2.9441
14	3.0609	2.3372
15	4.3783	3.3372
16	4.1973	3.2000
17	4.2282	4.2244
18	4.2204	3.2185
19	4.2219	3.2196

20	4.2216	3.2194
21	4.2218	3.2196
22	4.2211	3.2190
23	4.2242	3.2214
24	4.2076	3.2086
25	4.3748	3.3363
26	3.0023	2.2938
	-----	-----
	101.25	77.956

Pero como está afectado por F.C. = 1.1

$$V_{est} = 101.25 / 1.1 = 90.04 \text{ T}$$

$$V_{din} = 77.956 / 1.1 = 70.87$$

$$0.8 V_{est} = 0.8 (90.04) = 73.64 \text{ por lo tanto } 0.8 V_{est} > V_{din}$$

Por lo tanto de acuerdo con 9.3 de las N.T.C.-93 para diseño por sismo. Dado que el cortante basal debido a la condición dinámica es menor que 0.8, el cortante basal de la condición estática, se tomará para revisión los resultados del análisis con las fuerzas de la condición estática reducidas en un 20 %.

Revisión por Cortante basal (Dirección Y)

COLUMNA	SISMO ESTÁTICO	SISMO DINÁMICO
1	4.5498	0.9336
2	4.5491	0.9307
3	4.5486	0.9264
4	4.5483	0.9264
5	4.5482	0.9246
6	4.5481	0.9228
7	4.5482	0.9211
8	4.5483	0.9193
9	4.5482	0.9176
10	4.5485	0.9158
11	4.5486	0.9138
12	4.5487	0.9116
13	4.5487	0.9116
14	4.5488	0.9336
15	4.5485	0.9308
16	4.5485	0.9285
17	4.5483	0.9264
18	4.5483	0.9246
19	4.5484	0.9228
20	4.5484	0.9211

21	4.5484	0.9193
22	4.5986	0.9176
23	4.5487	0.9176
24	4.5488	0.9138
25	4.5488	0.9158
26	4.5489	0.9089
	-----	-----
	118.26 Ton	23.95 Ton

Vest = 118.26 Ton

Vdin = 23.95 Ton

$$0.8 \text{ Vest} = 0.8 (118.26 / 1.1) = 86 \text{ Ton} \quad \text{Vdin} = 23.95 / 1.1 = 21.67 \text{ Ton}$$

Por lo tanto de acuerdo con 9.3 de las N.T.C.-93 para diseño por sismo. Dado que el cortante basal debido a la condición dinámica es menor que 0.8, el cortante basal de la condición estática, se tomará para revisión los resultados del análisis con las fuerzas de la condición estática reducidas en un 20 %.

J. REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

NIVEL	$\Delta_{max X}$	$\Delta_{max Y}$
	(cm)	(cm)
4	2.1758	2.1758
3	1.9111	1.9111
2	1.3882	1.3882
1	0.6923	0.6923

Los desplazamientos anteriores están calculados para unas fuerzas sismicas determinadas con el método estático; y de acuerdo con la revisión por cortante basal estos resultados se deben reducir en un 20 %.

Nivel	$\Delta_{max X}$	$\delta_{max X}$	$\delta_{perm X}$	$\Delta_{max Y}$	$\delta_{max Y}$	$\delta_{perm Y}$
		relativo	(0.006h)		relativo	(0.006h)
4	1.74	0.21	2.16	1.74	0.21	2.16
3	1.53	0.42	2.16	1.53	0.42	2.16
2	1.11	0.56	2.16	1.11	0.56	2.16
1	0.55	0.55	2.16	0.55	0.55	2.16

De acuerdo con lo anterior se puede afirmar que la estructura es adecuada por desplazamientos en ambas direcciones.

K. REVISIÓN DE COLUMNAS

nivel 4

Esbeltez X y Y; De acuerdo con 1.3.2 b) se pueden despreciar los efectos de esbeltez si:

$$\delta / h < 0.08 V / (\Sigma CM + CV) 1.1$$

Sustituyendo valores:

$$1.74 / 382.5 = 0.00454 > 0.08 (34.146 / 7850 \times 1.1) = 0.0003$$

Como no se cumple la condición por pandeo se revisara la columna por esbeltez.

NIVEL 3

Esbeltez X y Y; De acuerdo con 1.3.2 b) se pueden despreciar los efectos de esbeltez si:

$$\delta / h < 0.08 V / (\Sigma CM + CV) 1.1$$

Sustituyendo valores:

$$1.53 / 382.5 = 0.004 > 0.08 (70.46 / 16 000 \times 1.1) = 0.00031$$

Como no se cumple la condición por pandeo se revisará la columna por esbeltez.

De acuerdo con los valores obtenidos en X y Y debido al sismo se revisaran los elementos que a consideración son los más representativos de acuerdo al análisis realizado:

Factores de diseño:

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

$$f''c = 0.8 \times 0.85 \times 200 = 136 \text{ kg/cm}^2$$

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

COLUMNA 6 NIVEL 4

MOMENTOS		EJE MAYOR (Y)	EJE MENOR (X)
		Ton - cm	Ton - cm
Columna	M sup	267.70	2352.5
Viga 5	M (J)	10.56	
Viga 6	M (I)	308.30	
Viga 30	M (I)		2890

Carga axial Pu = 21.34 Ton

Rigideces relativas:

$$I_v / L_v = 3\,051\,846 / 550 = 5548 \text{ cm}^3$$

$$I_v / L_v = 1\,766\,500 / 450 = 3925 \text{ cm}^3$$

$$I_c / L_c = 225\,000 / 360 = 625 \text{ cm}^3$$

$$I_c / L_c = 2\,500\,000 / 360 = 6944 \text{ cm}^3$$

Revisión dirección X

De acuerdo con 1.3.2 b) se pueden despreciar los efectos de esbeltez en marcos sin contraventeo si:

$$H' / r < 22$$

$$\Psi_{\text{sup}} = 625 / 5549 = 0.11$$

$$\Psi_{\text{inf}} = 2 \times 625 / 5549 = 0.22$$

De los nomogramas se obtiene que $K = 0.58$, por lo tanto

$$H' = 0.58 \times 360 = 208 \text{ cm}$$

$$r = 0.3 \times 100 = 30$$

$H' / r = 7 < 22$ por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez en esa dirección

Dirección Y

$$\Psi_{\text{sup}} = 2 \times 3926 / 6944 = 1.13$$

$$\Psi_{\text{inf}} = 2 \times 3926 / 2 \times 6944 = 0.56$$

De los nomogramas se obtiene $K = 0.74$

$$H' = 0.74 \times 360 = 266 \text{ cm}$$

$$r = 0.3 \times 30 = 9$$

$H'/r = 266/9 = 29.5 > 22$, por lo tanto se consideran los efectos de esbeltez.

Como se trata de una estructura sin contravientos se calcula únicamente el valor de F_a
(Factor de amplificación)

$$F_a = 1 / (1 - \Sigma P_u / \Sigma P_c)$$

$$\Sigma P_u = 4 \times 22.56 + 22 \times 45.12 = 1083.9 \text{ ton}$$

$$W = 18.8 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ Ton} / \text{m}^3 = 45.12 \text{ Ton}$$

$$\Sigma P_c = 26 \times 1341.4 = 34\ 876 \text{ Ton}$$

$$P_c = 0.4 \times 0.85 \times \pi^2 \times EI / H'$$

$$P_c = 0.4 \times 0.85 \times \pi^2 \times 11\ 313\ 700 / 266^2 = 1\ 341 \text{ Ton}$$

$$EI = 113.137 \times 225000 / (1+1.25)$$

$$u = 2943 / 2352 = 1.25$$

$$F_a = 1 / (1 - (1082 / 34876)) = 1.03$$

EXCENRICIDADES DE DISEÑO:

EJE MAYOR (X)

EJE MENOR (Y)

$$M_x = 267.7 \text{ Ton - cm}$$

$$M_y = 2352 \times 1.03 = 2427 \text{ Ton - cm}$$

$$P_u = 21.34 \text{ Ton}$$

$$e_x = 267.7 / 21.34 = 12.54 \text{ cm}$$

$$e_y = 2427 / 21.34 = 113.73 \text{ cm}$$

De acuerdo con 2.1.3 a) y b)

excentricidad mínima: $0.5h = 0.5 (30) = 1.5 \text{ cm}$; se cumple

Primer tanteo:

$$p \text{ min} = 20 / f_y \text{ de acuerdo con 4.2.2}$$

$$p \text{ min} = 20 / 4200 = .0048$$

$$q = .0048 \times 4200 / (.85 \times 200) = 0.1185$$

$$A_s = 0.1185 \times 30 \times 100 = 14.4 \text{ cm}^2$$

Obtención de Prx:

$$d / h = 25 / 30 = 0.83$$

$$e_x / h = 12.54 / 30 = 0.418$$

de gráficas se obtiene:

$$d / h = 0.8 \quad K = 0.43$$

$$d / h = 0.83 \quad K = 0.45 \text{ interpolando}$$

$$d / h = 0.90 \quad K = 0.48$$

Por lo tanto:

$$Prx = 0.7 (0.68 \times 200 \times 0.45 \times 30 \times 100) = 128 520 \text{ kg}$$

Obtención de Pry:

$$e_x / h = 113.74 / 30 = 3.79 \text{ de gráficas e interpolando } K = 0.48$$

Por lo tanto:

$$Pry = 0.7 (0.68 \times 200 \times 0.48 \times 30 \times 100) = 137 088 \text{ kg}$$

Obtención de Pro:

$$Pro = 0.7 (0.68 \times 200 \times 30 \times 100 + 14.40 \times 4200) = 327 936 \text{ kg}$$

Carga resistente:

$$Pr = 1 / (1 / 128\ 520 + 1 / 137\ 088 - 1 / 327\ 936) = 83\ 152\ \text{kg}$$

$Pr > Pu$; por lo tanto la sección es suficiente.

Revisión por cortante:

De acuerdo con los requisitos para refuerzo transversal de 4.2.3 este no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante.

De acuerdo con 2.1.5 el cortante que toma el concreto V_{cr} será:

$$V_{cr} = 0.5 FR bd \sqrt{f'_c} \quad \text{dado que } p > 0.01$$

$$V_{cr} = 0.5 \times 30 \times 95 \times \sqrt{160}$$

$$V_{cr} = 12\ 016.65\ \text{kg}$$

Sin embargo como la dimensión de $h = 100 > 70$ cm el cortante se reducirá en un 30 %

$$V_{cr} = 0.7 \times 12\ 016.65 = 8\ 411.65\ \text{kg}$$

de Acuerdo con el análisis el mayor valor del cortante $V_u = 13\ 027$ kg, por lo tanto se requiere refuerzo por cortante de acuerdo con 2.1.5 dado que $V_u > V_{cr}$ y considerando que:

$1.5 Fr bd \sqrt{f'_c} = 1.5 \times 0.8 \times 30 \times 95 \times \sqrt{160} = 43\ 260$ kg; es mayor que V_u se considera una separación máxima de estribos de $0.5 d = 0.5 \times 95 = 47.5$ cm, que de acuerdo con la separación que se presenta en planos es de est 2.5 @ 20 cm por lo tanto es correcta la separación de los mismos.

$$A_v = (13\ 027 - 8\ 411.65) / (0.8 \times 4200) = 1.37 \text{ cm}^2$$

Área Est # 2.5 = $0.49 \times 2 = 0.98$ (dos series); en este caso se considera escaso los estribos por lo que se pueden presentar problemas de tensión diagonal.

NIVEL 3

COLUMNA 6 NIVEL 3

MOMENTOS		EJE MAYOR (Y)	EJE MENOR (X)
		Ton - cm	Ton - cm
Columna	M sup	1599.00	518.97
	M inf	1816.00	244.06
Viga 5	M (J)	290.81	
Viga 6	M (I)	562.13	
Viga 30	M (I)		3808

Carga axial Pu = 46.29 Ton

Rigideces relativas:

$$I_v / L_v = 3\ 051\ 846 / 550 = 5548 \text{ cm}^3$$

$$I_v / L_v = 1\ 766\ 500 / 450 = 3925 \text{ cm}^3$$

$$I_c / L_c = 225\ 000 / 360 = 625 \text{ cm}^3$$

$$I_c / L_c = 2\ 500\ 000 / 360 = 6944 \text{ cm}^3$$

Revisión dirección X

De acuerdo con 1.3.2 b) se pueden despreciar los efectos de esbeltez en marcos sin contraventeo si:

$$H' / r < 22$$

$$\Psi_{sup} = 2 \times 6944 / 2 \times 3925 = 1.80$$

$$\Psi_{inf} = 2 \times 6924 / 2 \times 3925 = 1.80$$

De los nomogramas se obtiene que $K = 0.84$, por lo tanto

$$H' = 0.84 \times 360 = 302 \text{ cm}$$

$$r = 0.3 \times 100 = 30$$

$H' / r = 10.08 < 22$ por lo tanto se desprecian los efectos de esbeltez en esa dirección

Dirección Y

$$\Psi_{sup} = 5548 / 2 \times 625 = 4.43$$

$$\Psi_{inf} = 5548 / 2 \times 625 = 4.43$$

De los nomogramas se obtiene $K = 0.92$

$$H' = 0.92 \times 360 = 331 \text{ cm}$$

$$r = 0.3 \times 30 = 9$$

$H' / r = 36 > 22$, por lo tanto se consideran los efectos de esbeltez.

Como se trata de una estructura sin contravientos se calcula únicamente el valor de F_a

(Factor de amplificación)

$$F_a = 1 / (1 - \Sigma P_u / \Sigma P_c)$$

$$\Sigma P_u = 2 (4 \times 22.56 + 22 \times 45.12) + 26 \times 2.59 = 2233 \text{ ton}$$

$$W = 18.8 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ Ton} / \text{m}^3 = 45.12 \text{ Ton}$$

$$\Sigma P_c = 26 \times 870.16 = 31\,326 \text{ Ton}$$

$$P_c = 0.4 \times 0.85 \times \pi^2 \times EI / H'$$

$$P_c = 0.4 \times 0.85 \times \pi^2 \times 11\,364\,208 / 331^2 = 11\,364\,208 \text{ Ton}$$

$$EI = 113.137 \times 225\,000 / (1+1.24)$$

$$u = 1990.8 / 1599.3 = 1.24$$

$$F_a = 1 / (1 - (2233 / 31\,326)) = 1.076$$

EXCENRICIDADES DE DISEÑO:

EJE MAYOR (X)

EJE MENOR (Y)

$$M_x = 3415 \text{ Ton - cm}$$

$$M_y = 763 \times 1.076 = 821.598 \text{ Ton - cm}$$

$$P_u = 46.29 \text{ Ton}$$

$$e_x = 3415 / 46.29 = 73.78 \text{ cm}$$

$$e_y = 821.598 / 46.29 = 17.74 \text{ cm}$$

De acuerdo con 2.1.3 a) y b)

excentricidad mínima: $0.5h = 0.05 (30) = 1.5 \text{ cm}$; se cumple

Primer tanteo:

$$p_{\min} = 20 / f_y \text{ de acuerdo con 4.2.2}$$

$$p_{\min} = 20 / 4200 = 0.0048$$

$$q = 0.0048 \times 4200 / (.85 \times 200) = 0.1185$$

$$A_s = 0.1185 \times 30 \times 100 = 14.4 \text{ cm}^2$$

Obtención de Prx:

$$d / h = 25 / 30 = 0.83$$

$$ex / h = 73.78 / 30 = 2.45$$

de gráficas se obtiene interpolando:

$$d / h = 0.83 \quad K = 0.08$$

Por lo tanto:

$$Prx = 0.7 (0.68 \times 200 \times 0.08 \times 30 \times 100) = 22\ 848 \text{ kg}$$

Obtención de Pry:

$$ex / h = 17.74 / 30 = 0.60 \text{ de gráficas e interpolando } K = 0.28$$

Por lo tanto:

$$Pry = 0.7 (0.68 \times 200 \times 0.28 \times 30 \times 100) = 79\ 968 \text{ kg}$$

Obtención de Pro:

$$Pro = 0.7 (0.68 \times 200 \times 30 \times 100 + 14.40 \times 4200) = 327\ 936 \text{ kg}$$

Carga resistente:

$$Pr = 1 / (1 / 34\ 680 + 1 / 121\ 380 - 1 / 484\ 908) = 18\ 788 \text{ kg}$$

Pr < Pu; por lo tanto la sección no es suficiente y se propone otro tanteo con un porcentaje de acero mayor.

se toma p = .04

$$\text{por lo tanto } As = .04 \times 30 \times 100 = 120 \text{ cm}^2$$

$$q = .04 \times 4200 / (.85 \times 200) = 0.99$$

$$ex / h = 2.45 \text{ de gráficas e interpolando se obtiene } K = 0.3$$

Calculo Prx:

$$Prx = 0.7 (0.68 \times 200 \times 30 \times 30 \times 100) = 85\ 680 \text{ kg}$$

Calculo Pry:

$e_y / h = 0.60$ de gráficas e interpolando se obtiene $K = 0.50$

$$Pry = 0.7 (0.68 \times 200 \times 0.50 \times 30 \times 100) = 142\ 800 \text{ kg}$$

Calculo de Pro

$$Pro = 0.7 (0.68 \times 200 \times 30 \times 100 + 120 \times 4200) = 638\ 400 \text{ kg}$$

Carga resistente:

$$Pr = 1 / (1 / 85\ 680 + 1 / 142\ 800 - 1 / 638\ 400) = 58\ 453 \text{ kg}$$

$Pr > Pu$; por lo tanto la sección es suficiente, pero en la realidad y de acuerdo con los planos estructurales la cantidad de acero que se aloja en la estructura es de sólo 45.61 cm^2 , por lo tanto se pueden presentar problemas que pudieran dañar la estructura.

Revisión por cortante:

De acuerdo con los requisitos para refuerzo transversal de 4.2.3 este no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante.

De acuerdo con 2.1.5 el cortante que toma el concreto V_{cr} será:

$$V_{cr} = 0.5 FR bd \sqrt{f_c'} \quad \text{dado que } p > 0.01$$

$$V_{cr} = 0.5 \times 30 \times 95 \times \sqrt{160}$$

$$V_{cr} = 12\ 016.65 \text{ kg}$$

Sin embargo como la dimensión de $h = 100 > 70 \text{ cm}$ el cortante se reducirá en un 30 %

$$V_{cr} = 0.7 \times 12\ 016.65 = 8\ 411.65 \text{ kg}$$

De acuerdo con el análisis el mayor valor del cortante $V_u = 9\,902$ kg, por lo tanto se requiere refuerzo por cortante de acuerdo con 2.1.5 dado que $V_u > V_{cr}$ y considerando que: $1.5 Fr_{bd} \sqrt{f_c'} = 1.5 \times 0.8 \times 30 \times 95 \times \sqrt{160} = 43\,260$ kg; es mayor que V_u se considera una separación máxima de estribos de $0.5 d = 0.5 \times 95 = 47.5$ cm, que de acuerdo con la separación que se presenta en planos es de est 2.5 @ 20 cm por lo tanto es correcta la separación de los mismos

$$A_v = (9\,902 - 8\,411.65) / (0.8 \times 4200) = 0.44 \text{ cm}^2$$

Área Est # 2.5 = $0.49 \times 2 = 0.98$ (dos series); en este caso se considera adecuados los estribos por lo que no se pueden presentar problemas de tensión diagonal.

L. REVISIÓN POR TENSIÓN DIAGONAL

ALREDEDOR DE LA COLUMNA EXTERIOR

Ver fig. en anexo.

Revisión por delexiones de acuerdo con 6.1 de las N. T. C:

$$d_{\min} = 0.028 \times 1100 (1 - 2 \times 100 / 3 \times 100) = 10.41$$

$$d_{\min} = 1.2 (10.41) = 12.5 < d = 45 \text{ por lo tanto se acepta } d = 45 \text{ cm}$$

$$k = 0.00075 \sqrt[3]{2520 \times 815} = 0.028$$

$$C1 = 100 \text{ cm} \quad C2 = 30 \text{ cm} \quad d = 45 \text{ cm}$$

$$C = C1 + D / 2 = 100 + 22.5 = 122.5 \text{ cm}$$

$$b = C2 + d = 30 + 45 = 75 \text{ cm}$$

$$A_c = (2 C + b) d = 14\,400 \text{ cm}^2$$

$$g = bC / 2(2C + b) = 14.35 \text{ cm}$$

$$y = C - C/2 = 72.5 \text{ cm}$$

$$a_2 = C/2 - g = 46.9 \text{ cm}$$

$$e = y - C/2 + g = 25.6 \text{ cm}$$

$$J_c = d^3/6 + C d^3/6 + 2Cdg + bd(C/2 - g)^2$$

$$J_c = 21\,730\,853 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 1 - 1 / (1 + 0.67(C/d)) = 0.53$$

Revisión bajo CM + CV_{max}

$$M_u = 3\,808 \text{ T} \cdot \text{cm} \quad V_u = 6.923 \text{ T}$$

$$V_u \text{ max} = 6923 / 14\,400 + 0.53(3\,808\,000 - 6923 \times 23.55) / 21\,730\,853$$

$$V_u \text{ max} = 6.87 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo Admisible:

$$\gamma = 30 / 100 = 0.3 \quad 0.7(0.5 + 0.3) \sqrt{100} < 0.7 \sqrt{100}$$

7.08 < 8.85 por lo tanto no se requiere refuerzo

por cortante se colocara el minimo. Se colocara a cada $d/2 = 22.5$ se toma a 20 cm se separación hasta una distancia de $L/4 = 2.75$ m.

DIMENSIONAMIENTO POR FLEXIÓN:

Eje 6 entre 5 y 6 Nivel 3

El momento que debe transferirse por flexión en la franja de ancho C2 + 3h:

$$(1 - \alpha) M_u = (1 - 0.59) 3808 = 1561 \text{ T} \cdot \text{cm}$$

$$M_r / bd^2 = 1561 \times 10^3 / 75 \times 45^2 = 10.27$$

de gráficas $p = 0.0025$

$$p \text{ min} = 0.7 \sqrt{200} / 4200 = 0.0024$$

$$p \text{ bal} = 136 \times 4200 / 4200 (4200 + 6000) = 0.015$$

$$0.75 p \text{ bal} = 0.75 \times 0.015 = 0.0114$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.0025 \times 75 \times 45 = 8.43 \text{ cm}^2$$

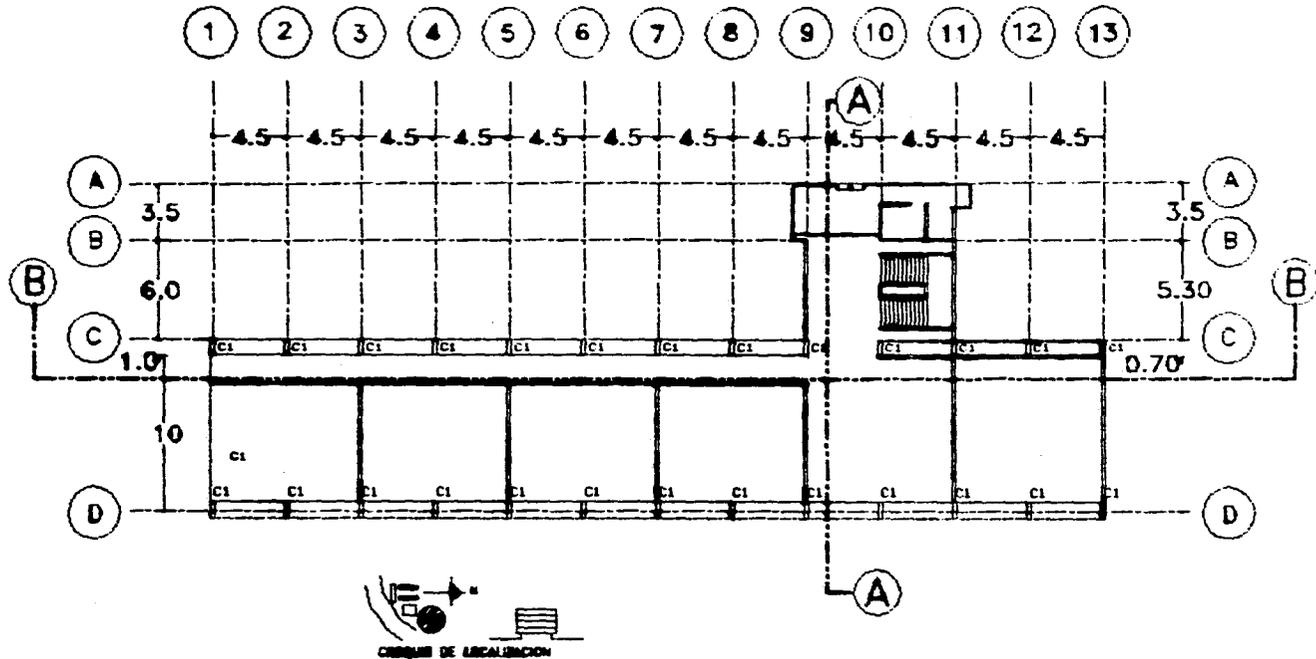
Si se compara con el armado original que se presenta en la estructura se tiene:

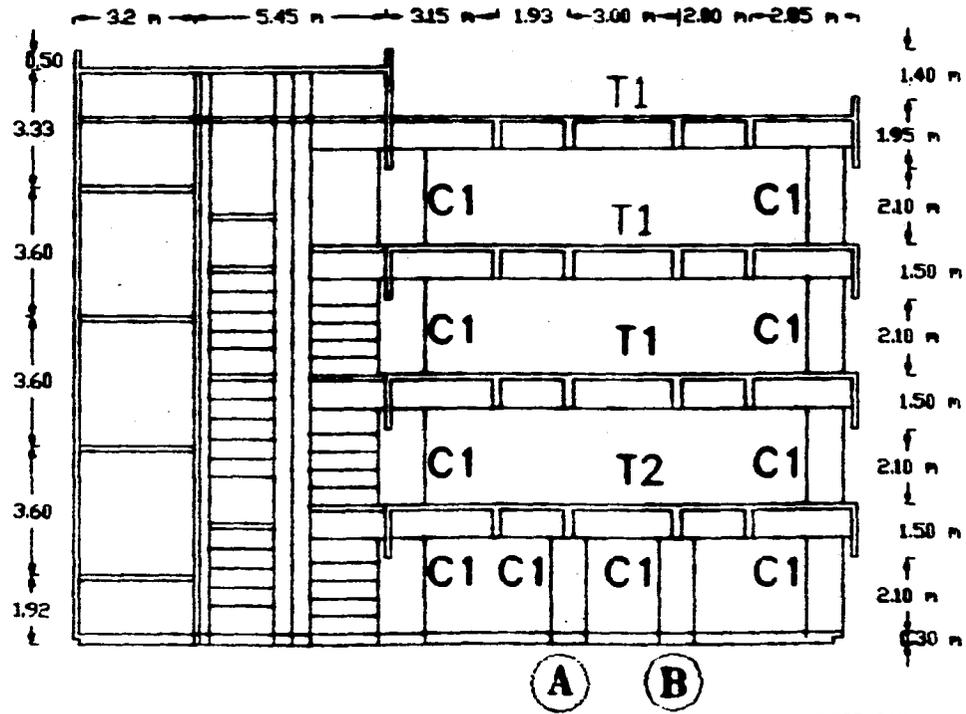
$$\text{N-5 ----- } A_s = 4 \# 6 + 3 \# 8 = 7.6 + 15.2 = 22.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{N-6 ----- } A_s = 4 \# 5 + 1 \# 6 = 6.33 + 2.87 = 9.2 \text{ cm}^2$$

por lo tanto se acepta el armado de la viga.

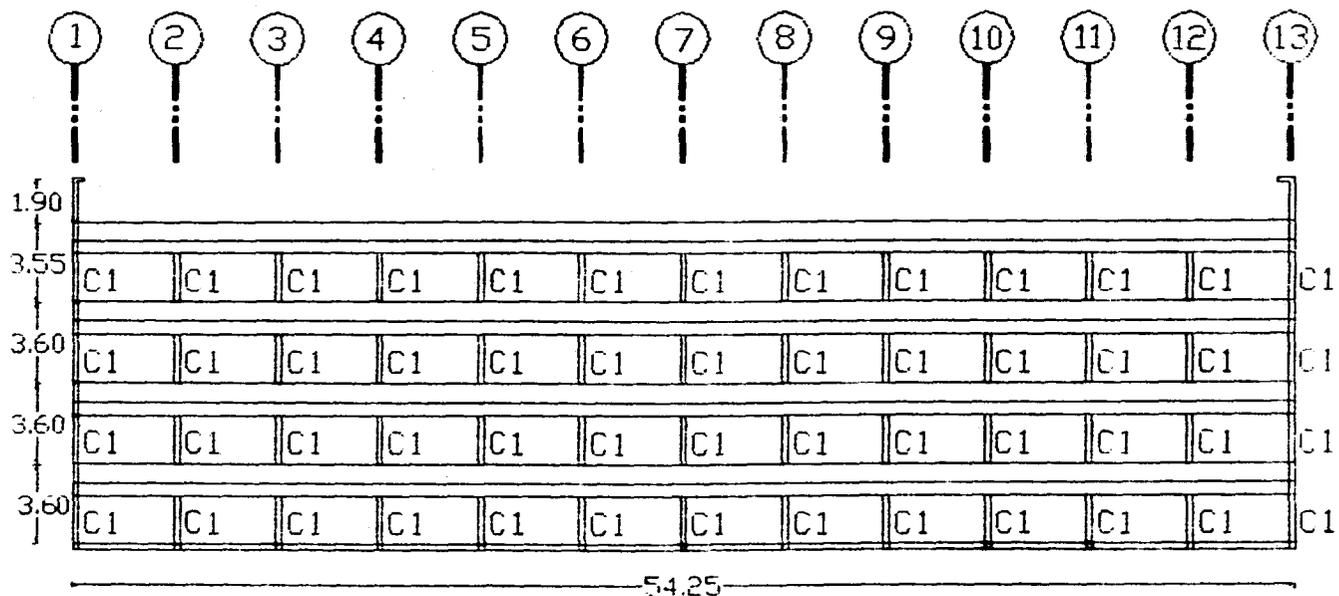
PLANTA GRAL.





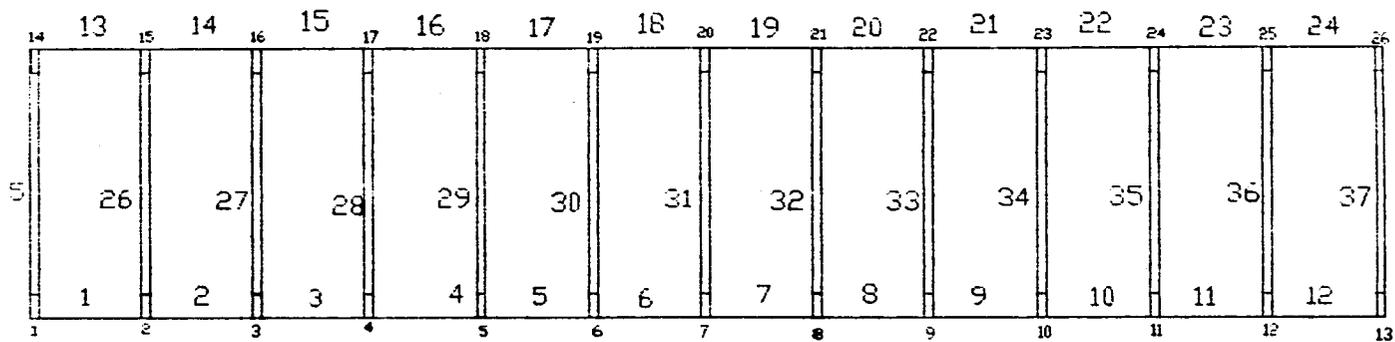
CORTE A-A

EDIFICIO
PROYECTO



CORTE B-B

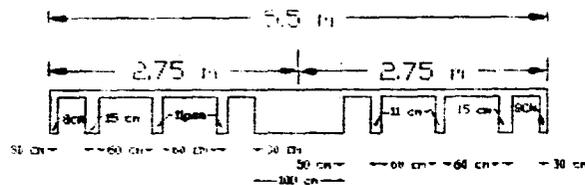
EDIFICIO
PROYECTO



NUMERACION DE LA PLANTA PARA INTRODUCIR DATOS AL PROGRAMA ETAPS
 LOS NUMEROS MAS PEQUEÑOS SE REFIEREN A LAS COLUMNAS Y LOS MAS
 GRANDES A LAS TRABES.

EDIFICIO DE
 PROYECTO

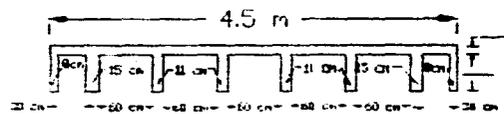
FALLA DE ORIGEN



Sentido de las
Numeros

$$y = 30.49 \text{ cm}$$

$$I = 3\,051\,846 \text{ cm}^4$$

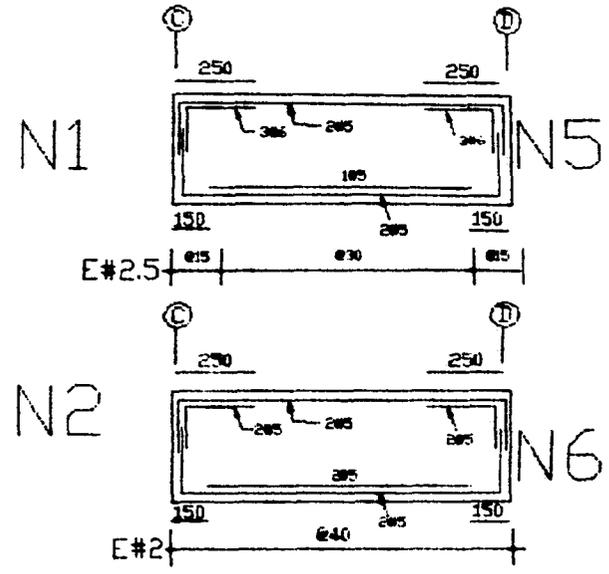
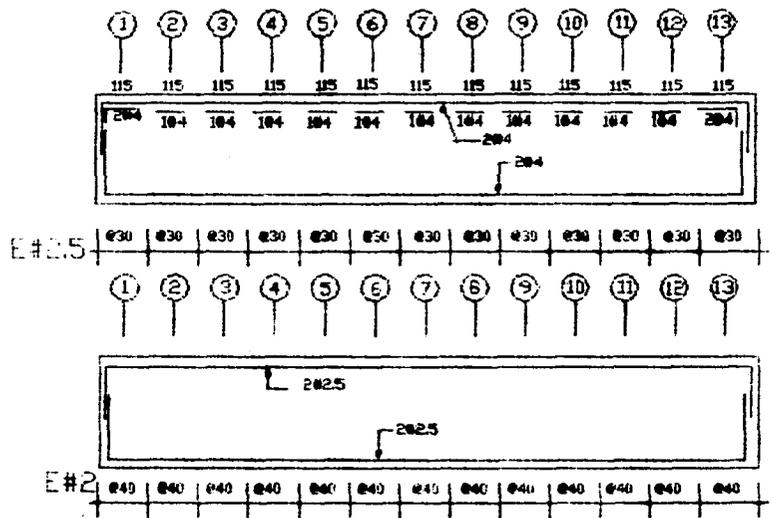


Sentido de las
Letras

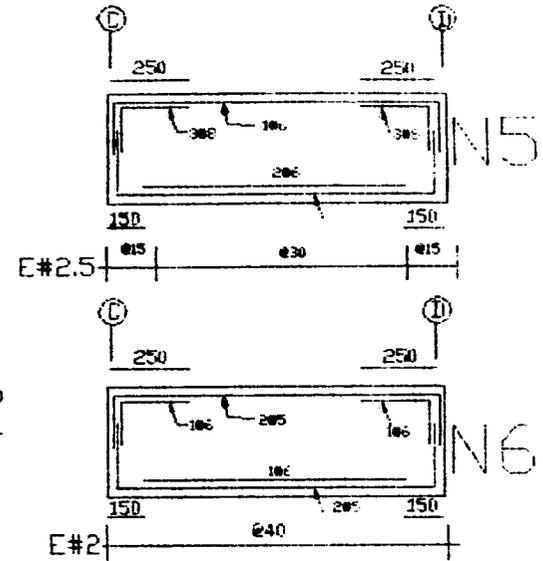
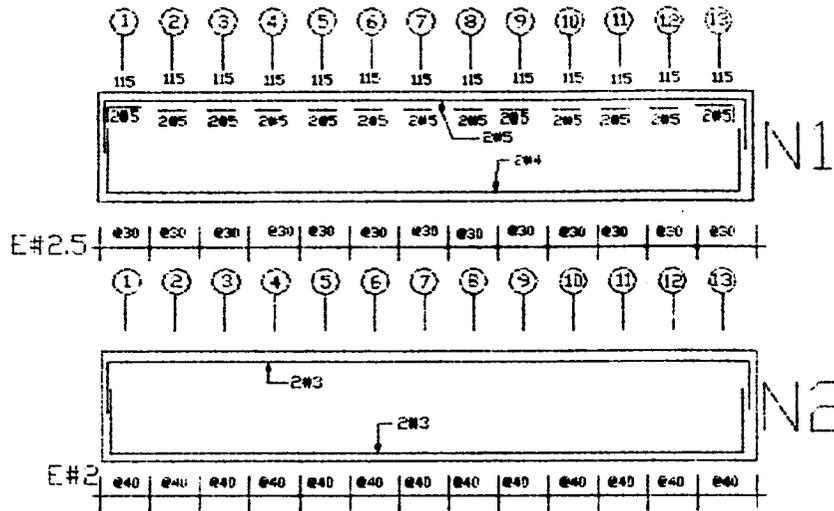
$$y = 33.89 \text{ cm}$$

$$I = 1\,766\,500 \text{ cm}^4$$

Momentos de Inercia.

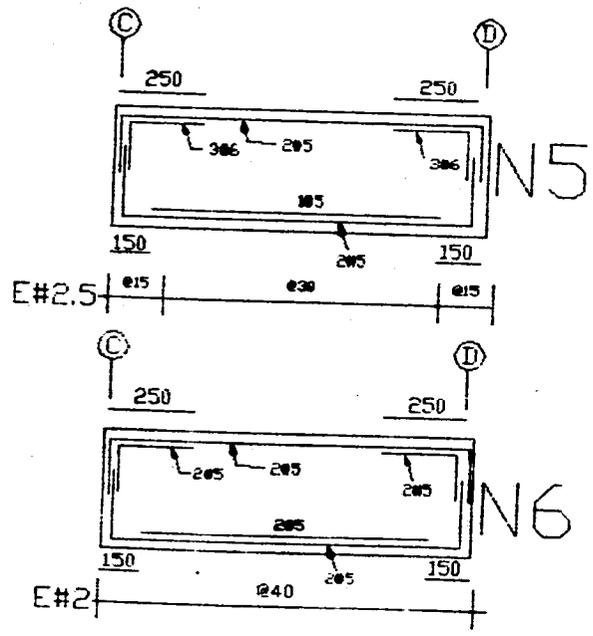


ARMADO PISO AZOTEA



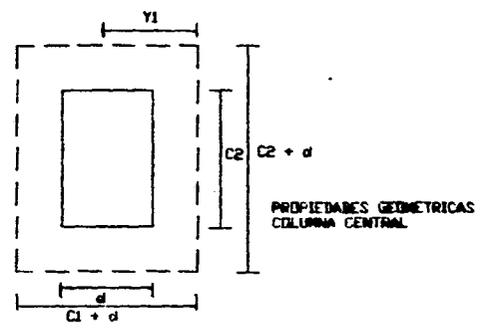
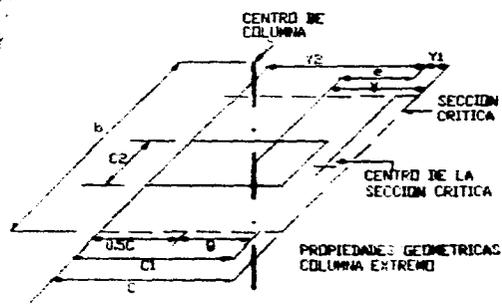
ARMADO PISO 3

FALLA DE ORIGEN

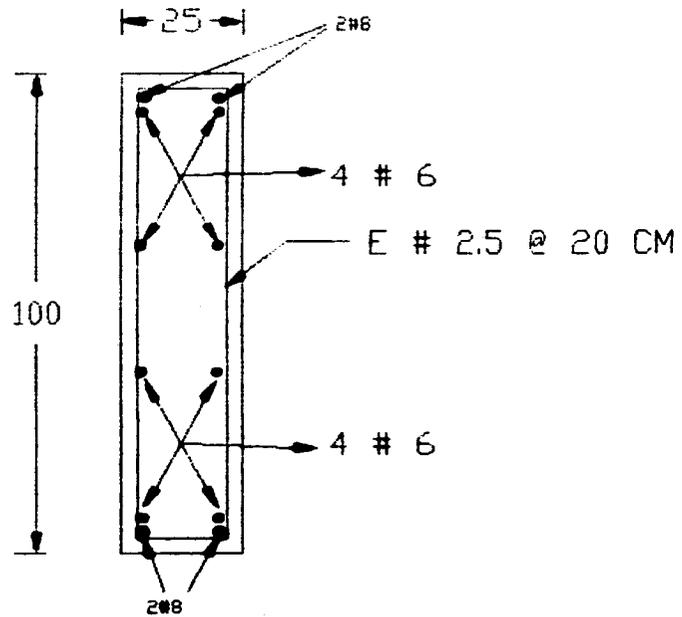


ARMADO PISO 1 Y 2

FALLA DE ORIGEN



FALLA DE ORIGEN



COLUMNA TIPO

00000 0 0 0000 00000 0000
 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
 00000 0 0 00000 000 00000 00 000 0 00000 00000 00000
 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
 0000 00000 0 00000 0 0 00000 0 0 00000 00000

MICRO COMPILE.COM BY
 J. M. DYER
 SEPTEMBER 1980

MODE NUMBER	NATURAL PERIOD	FREQUENCY (HZ)	CIRCULAR FREQUENCY
1	.115092	1.4267	0.0785
2	.542726	1.8442	11.5970
3	.401141	2.49054	15.5656
4	.240390	4.11773	25.0695
5	.160712	6.2067	38.5807
6	.123179	8.12055	41.3106
7	.125769	7.9511	49.9591
8	.121436	8.2367	51.7150
9	.079333	12.6051	79.2000
10	.060250	16.5921	92.0510
11	.051409	19.4517	122.2106
12	.046093	21.7053	133.8900

MODE NUMBER	LEVEL	DIRN	1	2	3	4	5	6	7	8
4	04	X	-.995637	.000000	-.000242	-.917629	.001150	.719364	.000560	-.403730
4	04	Y	.000101	-.1677474	-.001099	-.000174	.945407	-.001607	-.011103	-.000055
4	04	ROT	.000000	.000000	.000000	.000000	-.000010	.000000	.000556	.000000
3	03	X	-.075527	.000000	.000193	-.047937	-.001561	-.005722	.000003	-.032200
3	03	Y	-.000052	-.074105	-.000190	.000147	-.190397	.000256	-.004076	-.000036
3	03	ROT	.000000	.000001	-.000057	.000000	.000000	.000000	.000070	.000000
2	02	X	-.938600	.000091	.000417	.054403	-.000360	-.510671	-.001115	.932100
2	02	Y	-.000027	-.560737	-.000654	.000223	-.949617	.001739	.016075	.000009
2	02	ROT	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000504	.000000
1	01	X	-.000000	.000000	.000000	.019346	.001060	.961895	.000901	-.841441
1	01	Y	-.000000	-.219013	-.001123	.000102	-.647670	.001732	.014976	.000000
1	01	ROT	.000000	.000000	-.000156	.000000	.000000	.000000	.000434	.000000

MODE NUMBER	LEVEL	DIRN	9	10	11	12
4	04	X	-.000136	.000097	.000041	.000005
4	04	Y	.610040	-.115776	-.275963	.005549
4	04	ROT	-.000000	-.000410	-.000007	.000190
3	03	X	.000009	-.000097	-.000024	.000003
3	03	Y	-.911043	.005612	.869712	-.614537
3	03	ROT	.000000	.000054	-.000001	-.000452
2	02	X	.000000	.000000	-.000013	.000000
2	02	Y	.647666	.000170	-.940407	.000000
2	02	ROT	.000000	.000000	.000000	.000000
1	01	X	.000000	.000000	.000000	.000000
1	01	Y	.971420	-.000000	.000000	-.000000
1	01	ROT	-.000014	-.000001	-.000000	-.000490

MODE NUMBER	GLOBAL EFFECTIVE MODAL MASS (AS RATIO OF TOTAL MASS)	1	2
1		.001	.000
2		.000	.013
3		.000	.000
4		.000	.000
5		.000	.000
6		.001	.000
7		.000	.000
8		.000	.000
9		.000	.040
10		.000	.000
11		.000	.018
12		.000	.000
TOTALS		1.000	1.000

FALLA DE ORIGEN

ACCELERATION SPECTRUM OCA C05CTAC
 NUMBER OF PERIOD CARDS * 10
 NUMBER OF LOWEST MODES * 2
 ACCEL. UNITS/SEC/SEC * 981.000
 ANGLE OF LG INCLINATION * 90.000
 OSC / SEC DAMPING COE. * .050
 OSC TIME DURATION S * 1000.0
 OUTPUT CODE * 0 0 1 0
 COOR. SYSTEM CODE * 0

PERIOD	ACCELERATION
.050	.025
.050	.043
.100	.062
.150	.081
.200	.010
.600	.010
.060	.006
.960	.079
1.120	.073
1.200	.060
1.440	.065
1.600	.061
1.760	.050
1.820	.055
2.080	.093
2.240	.051
2.400	.050
3.040	.044

MODE	PERIOD	AMPLITUDE
1	.71	.052
2	.54	.010
3	.40	.010
4	.24	.010
5	.18	.069
6	.15	.076
7	.13	.072
8	.12	.070
9	.00	.054
10	.07	.050
11	.05	.044
12	.05	.042

FALLA DE ORIGEN

+	1	1	11	3	15	0	0010	901				
M1			360		.3870		1006765.5	2700	550			
			34.15				2700	550	0	34.15	2700	550
M3			360		.4730		1199361.92	2700	550			
			36.32				2700	550	0	36.32	2700	550
M2			360		.4730		1199361.92	2700	550			
			24.23				2700	550	0	24.23	2700	550
M1			360		.4730		1199361.92	2700	550			
			12.11				2700	550	0	12.11	2700	550

MARCO LONG. Y TRANS.												
1	4	26	37	1	2	13	0	0				
1			0									
2			450									
3			900									
4			1350									
5			1800									
6			2250									
7			2700									
8			3150									
9			3600									
10			4050									
11			4500									
12			4950									
13			5400									
14			0				1100					
15			450				1100					
16			900				1100					
17			1350				1100					
18			1800				1100					
19			2250				1100					
20			2700				1100					
21			3150				1100					
22			3600				1100					
23			4050				1100					
24			4500				1100					
25			4950				1100					
26			5400				1100					
1			113.137				3500 2976 2916225613939.4			2916667	357292	40 0
			.00				.00 50000 16000					
1			113.13710916				233.2708 1768500.6			4	4	2 10 10
			52124.5									
2			113.137 6750				412.2306 3051046.4			4	4	2 10 10
			100093.4									
1			0				0					.010
2			0				0					.0010
3			0				0					.0010
4			0				0					.0060
5			0				0					.0045
6			0				0					.0076
7			0				0					.0036
8			0				0					.0025
9			0				0					.012
10			0				0					.0009
11			0				0					.0009
12			0				0					.000
13			0				0					.0011
14			0				0					.00075
15			0				0					.0030
			0				0					.0020
1		2		0	11	12	13					
1		2		2	11	14	15					
2		3		0	11	12	13					
2		3		1	2	11	14	15				
3		4		0	11	12	13					
3		4		1	2	11	14	15				
4		5		0	11	12	13					
4		5		1	2	11	14	15				
5		6		0	11	12	13					
5		6		1	2	11	14	15				
6		7		0	11	12	13					
6		7		1	2	11	14	15				
7		8		0	11	12	13					

FALLA DE ORIGEN

7	7	0	:	2	2	14	15
8	8	9	:	2	2	14	13
9	9	9	:	2	2	14	15
10	9	10	:	2	2	14	15
11	9	10	:	2	2	14	15
12	10	11	:	2	2	14	15
13	10	11	:	2	2	14	15
14	11	12	:	2	2	14	15
15	11	12	:	2	2	14	15
16	11	12	:	2	2	14	15
17	12	13	:	2	2	14	15
18	12	13	:	2	2	14	15
19	13	14	:	2	2	14	15
20	13	14	:	2	2	14	15
21	14	15	:	2	2	14	15
22	14	15	:	2	2	14	15
23	15	16	:	2	2	14	15
24	15	16	:	2	2	14	15
25	16	17	:	2	2	14	15
26	16	17	:	2	2	14	15
27	17	18	:	2	2	14	15
28	17	18	:	2	2	14	15
29	18	19	:	2	2	14	15
30	18	19	:	2	2	14	15
31	19	20	:	2	2	14	15
32	19	20	:	2	2	14	15
33	20	21	:	2	2	14	15
34	20	21	:	2	2	14	15
35	21	22	:	2	2	14	15
36	21	22	:	2	2	14	15
37	22	23	:	2	2	14	15
38	22	23	:	2	2	14	15
39	23	24	:	2	2	14	15
40	23	24	:	2	2	14	15
41	24	25	:	2	2	14	15
42	24	25	:	2	2	14	15
43	25	26	:	2	2	14	15
44	25	26	:	2	2	14	15
45	26	27	:	2	2	14	15
46	26	27	:	2	2	14	15
47	27	28	:	2	2	14	15
48	27	28	:	2	2	14	15
49	28	29	:	2	2	14	15
50	28	29	:	2	2	14	15
51	29	30	:	2	2	14	15
52	29	30	:	2	2	14	15
53	30	31	:	2	2	14	15
54	30	31	:	2	2	14	15
55	31	32	:	2	2	14	15
56	31	32	:	2	2	14	15
57	32	33	:	2	2	14	15
58	32	33	:	2	2	14	15
59	33	34	:	2	2	14	15
60	33	34	:	2	2	14	15
61	34	35	:	2	2	14	15
62	34	35	:	2	2	14	15
63	35	36	:	2	2	14	15
64	35	36	:	2	2	14	15
65	36	37	:	2	2	14	15
66	36	37	:	2	2	14	15
67	37	38	:	2	2	14	15
68	37	38	:	2	2	14	15
69	38	39	:	2	2	14	15
70	38	39	:	2	2	14	15
71	39	40	:	2	2	14	15
72	39	40	:	2	2	14	15
73	40	41	:	2	2	14	15
74	40	41	:	2	2	14	15
75	41	42	:	2	2	14	15
76	41	42	:	2	2	14	15
77	42	43	:	2	2	14	15
78	42	43	:	2	2	14	15
79	43	44	:	2	2	14	15
80	43	44	:	2	2	14	15
81	44	45	:	2	2	14	15
82	44	45	:	2	2	14	15
83	45	46	:	2	2	14	15
84	45	46	:	2	2	14	15
85	46	47	:	2	2	14	15
86	46	47	:	2	2	14	15
87	47	48	:	2	2	14	15
88	47	48	:	2	2	14	15
89	48	49	:	2	2	14	15
90	48	49	:	2	2	14	15
91	49	50	:	2	2	14	15
92	49	50	:	2	2	14	15
93	50	51	:	2	2	14	15
94	50	51	:	2	2	14	15
95	51	52	:	2	2	14	15
96	51	52	:	2	2	14	15
97	52	53	:	2	2	14	15
98	52	53	:	2	2	14	15
99	53	54	:	2	2	14	15
100	53	54	:	2	2	14	15

FALLA DE ORIGEN

4	1	1	2	0	15	0	0000	901				
N4			360		.3679	1306765.5		2700	550			
			34.15						0	34.15	2700	550
N3			360		.4790	1199361.92		2700	550			
			36.32						0	36.32	2700	550
N2			360		.4730	1199361.92		2700	550			
			24.23						0	24.23	2700	550
N1			360		.4730	1199361.92		2700	550			
			12.11						0	12.11	2700	550

MARCO LONG. Y TRANS.

1	4	26	37	1	2	13	0	0				
1		0										
2		450										
3		900										
4		1350										
5		1800										
6		2250										
7		2700										
8		3150										
9		3600										
10		4050										
11		4500										
12		4950										
13		5400										
14		0	1100									
15		450	1100									
16		900	1100									
17		1350	1100									
18		1800	1100									
19		2250	1100									
20		2700	1100									
21		3150	1100									
22		3600	1100									
23		4050	1100									
24		4500	1100									
25		4950	1100									
26		5400	1100									
1		113.137		0500	2916	291620613939.4		2916667		351292	40	0
1		113.13710916		233.2706	1766500.6			4	4	2	10	10
2		113.137	6750	412.2306	3051046.4			4	4	2	10	10
1	1	0	0	0	0	0	0	0		.013		
2	1	0	0	0	0	0	0	0		.0010		
3	1	0	0	0	0	0	0	0		.0013		
4	1	0	0	0	0	0	0	0		.0062		
5	1	0	0	0	0	0	0	0		.0045		
6	1	0	0	0	0	0	0	0		.026		
7	1	0	0	0	0	0	0	0		.0036		
8	1	0	0	0	0	0	0	0		.0025		
9	1	0	0	0	0	0	0	0		.012		
10	1	0	0	0	0	0	0	0		.0009		
11	1	0	0	0	0	0	0	0		.000		
12	1	0	0	0	0	0	0	0		.0011		
13	1	0	0	0	0	0	0	0		.00079		
14	1	0	0	0	0	0	0	0		.0039		
15	1	0	0	0	0	0	0	0		.0020		
1	1	2	1	0	11	12	13					
1	1	2	1	2	11	14	15					
2	2	3	1	0	11	12	13					
2	2	3	1	2	11	14	15					
3	3	4	1	0	11	12	13					
3	3	4	1	2	11	14	15					
4	4	5	1	0	11	12	13					
4	4	5	1	2	11	14	15					
5	5	6	1	0	11	12	13					
5	5	6	1	2	11	14	15					
6	6	7	1	0	11	12	13					
6	6	7	1	2	11	14	15					
7	7	8	1	0	11	12	13					
7	7	8	1	2	11	14	15					
8	8	9	1	0	11	12	13					
8	8	9	1	2	11	14	15					
9	9	10	1	0	11	12	13					
9	9	10	1	2	11	14	15					
10	10	11	1	0	11	12	13					
10	10	11	1	2	11	14	15					
11	11	12	1	0	11	12	13					
11	11	12	1	2	11	14	15					
12	12	13	1	0	11	12	13					
12	12	13	1	2	11	14	15					
13	13	14	1	0	11	12	13					

FALLA DE ORIGEN

13	14	15	1	2	11	14	15
14	15	16	1	0	11	12	10
14	15	15	1	2	11	14	15
15	16	17	1	0	11	12	10
16	16	17	1	2	11	14	15
16	17	18	1	0	11	12	10
16	17	18	1	2	11	14	15
17	18	19	1	0	11	12	10
17	18	19	1	2	11	14	15
18	19	20	1	0	11	12	10
18	19	20	1	2	11	14	15
19	20	21	1	0	11	12	10
19	20	21	1	2	11	14	15
20	21	22	1	0	11	12	10
20	21	22	1	2	11	14	15
21	22	23	1	0	11	12	10
21	22	23	1	2	11	14	15
22	23	24	1	0	11	12	10
22	23	24	1	2	11	14	15
23	24	25	1	0	11	12	10
23	24	25	1	2	11	14	15
24	25	26	1	0	11	12	10
24	25	26	1	2	11	14	15
25	1	14	1	0	1	2	3
25	1	14	2	2	1	4	5
26	2	15	2	0	6	7	8
26	2	15	2	2	6	9	10
27	3	16	2	0	6	7	8
27	3	16	2	2	6	9	10
28	4	17	2	0	6	7	8
28	4	17	2	2	6	9	10
29	5	18	2	0	6	7	8
29	5	18	2	2	6	9	10
30	6	19	2	0	6	7	8
30	6	19	2	2	6	9	10
31	7	20	2	0	6	7	8
31	7	20	2	2	6	9	10
32	8	21	2	0	6	7	8
32	8	21	2	2	6	9	10
33	9	22	2	0	6	7	8
33	9	22	2	2	6	9	10
34	10	23	2	0	6	7	8
34	10	23	2	2	6	9	10
35	11	24	2	0	6	7	8
35	11	24	2	2	6	9	10
36	12	25	2	0	6	7	8
36	12	25	2	2	6	9	10
37	13	26	2	0	1	2	3
37	13	26	2	2	1	4	5
1		14	3				
2		15	3				
3		16	3				
4		17	3				
5		18	3				
6		19	3				
7		20	3				
8	1	21	3				
9	1	22	3				
10	1	23	3				
11	1	24	3				
12	1	25	3				
13	1	26	3				
14	1	1	3				
15	1	2	3				
16	1	3	3				
17	1	4	3				
18	1	5	3				
19	1	6	3				
20	1	7	3				
21	1	8	3				
22	1	9	3				
23	1	10	3				
24	1	11	3				
25	1	12	3				
26	1	13	3				
1	0		3				
10	0	501					
	0	.025					
	.05	.043					
	.1	.062					
	.15	.081					

LOCACION DEL MARCO
EN COORDENADAS

FALLA DE ORIGEN

	1	1	1	11	0	15	0	0000	361			
				360	.3970	1008/65.5			2700	550		
	34.15				2700				0	34.15	2700	550
N3				360	.4750	1199361.92			2700	550		
	36.32				2700				0	36.32	2700	550
N2				360	.4730	1199361.92			2700	550		
	24.23				2700				0	24.23	2700	550
N1				360	.4730	1199361.92			2700	550		
	12.11				2700				0	12.11	2700	550

MARCO LONG. Y TRANS.

1	4	26	37	1	2	13	0	0
1		0		0				
2		450		0				
3		900		0				
4		1350		0				
5		1800		0				
6		2250		0				
7		2700		0				
8		3150		0				
9		3600		0				
10		4050		0				
11		4500		0				
12		4950		0				
13		5400		0				
14		0	1100					
15		450	1100					
16		900	1100					
17		1350	1100					
18		1800	1100					
19		2250	1100					
20		2700	1100					
21		3150	1100					
22		3600	1100					
23		4050	1100					
24		4500	1100					
25		4950	1100					
26		5400	1100					

1		113.137		3500	2916	29162061939.4	2916667	357292	40	0
1		113.137/10916		233.2756	1765100.6		4	4	2	10 10
2		113.137	6750	412.2956	3051046.4		4	4	2	10 10
1	1	0	0	0	0	0	0			.017
2	1	0	0	0	0	0	0			.0010
3	1	0	0	0	0	0	0			.0013
4	1	0	0	0	0	0	0			.0063
5	1	0	0	0	0	0	0			.0045
6	1	0	0	0	0	0	0			.026
7	1	0	0	0	0	0	0			.0036
8	1	0	0	0	0	0	0			.0025
9	1	0	0	0	0	0	0			.012
10	1	0	0	0	0	0	0			.0009
11	1	0	0	0	0	0	0			.000
12	1	0	0	0	0	0	0			.0011
13	1	0	0	0	0	0	0			.0007
14	1	0	0	0	0	0	0			.0039
15	1	0	0	0	0	0	0			.0026
1	1	2	1	0	11	12	13			
1	1	2	1	2	11	14	15			
2	2	3	1	0	11	12	13			
2	2	3	1	2	11	14	15			
3	3	4	1	0	11	12	13			
3	3	4	1	2	11	14	15			
4	4	5	1	0	11	12	13			
4	4	5	1	2	11	14	15			
5	5	6	1	0	11	12	13			
5	5	6	1	2	11	14	15			
6	6	7	1	0	11	12	13			
6	6	7	1	2	11	14	15			
7	7	0	1	0	11	12	13			
7	7	0	1	2	11	14	15			
8	8	9	1	0	11	12	13			
8	8	9	1	2	11	14	15			
9	9	10	1	0	11	12	13			
9	9	10	1	2	11	14	15			
10	10	11	1	0	11	12	13			
10	10	11	1	2	11	14	15			
11	11	12	1	0	11	12	13			
11	11	12	1	2	11	14	15			
12	12	13	1	0	11	12	13			
12	12	13	1	2	11	14	15			
13	14	15	1	0	11	12	13			

FALLA DE ORIGEN

13	14	15	1	2	11	14	15
14	15	16	1	0	11	12	13
14	15	16	1	2	11	14	15
15	16	17	1	0	11	12	13
15	16	17	1	2	11	14	15
15	17	18	1	0	11	12	13
15	17	18	1	2	11	14	15
17	18	19	1	0	11	12	13
17	18	19	1	2	11	14	15
18	19	20	1	0	11	12	13
18	19	20	1	2	11	14	15
19	20	21	1	0	11	12	13
19	20	21	1	2	11	14	15
20	21	22	1	0	11	12	13
20	21	22	1	2	11	14	15
21	22	23	1	0	11	12	13
21	22	23	1	2	11	14	15
22	23	24	1	0	11	12	13
22	23	24	1	2	11	14	15
23	24	25	1	0	11	12	13
23	24	25	1	2	11	14	15
24	25	26	1	0	11	12	13
24	25	26	1	2	11	14	15
25	1	14	1	0	1	2	3
25	1	14	2	2	1	4	5
26	2	15	2	0	6	7	8
26	2	15	2	2	6	9	10
27	3	16	2	0	6	7	8
27	3	16	2	2	6	9	10
28	4	17	2	0	6	7	8
28	4	17	2	2	6	9	10
29	5	18	2	0	6	7	8
29	5	18	2	2	6	9	10
30	6	19	2	0	6	7	8
30	6	19	2	2	6	9	10
31	7	20	2	0	6	7	8
31	7	20	2	2	6	9	10
32	8	21	2	0	6	7	8
32	8	21	2	2	6	9	10
33	9	22	2	0	6	7	8
33	9	22	2	2	6	9	10
34	10	23	2	0	6	7	8
34	10	23	2	2	6	9	10
35	11	24	2	0	6	7	8
35	11	24	2	2	6	9	10
36	12	25	2	0	6	7	8
36	12	25	2	2	6	9	10
37	13	26	2	0	1	2	3
37	13	26	2	2	1	4	5
1	1	14	0				
2	1	15	0				
3	1	16	0				
4	1	17	0				
5	1	18	0				
6	1	19	0				
7	1	20	0				
8	1	21	0				
9	1	22	0				
10	1	23	0				
11	1	24	0				
12	1	25	0				
13	1	26	0				
14	1	1	0				
15	1	2	0				
16	1	3	0				
17	1	4	0				
18	1	5	0				
19	1	6	0				
20	1	7	0				
21	1	8	0				
22	1	9	0				
23	1	10	0				
24	1	11	0				
25	1	12	0				
26	1	13	0				
27	0		0				
10	0		901				
	0		.025				
	.05		.040				
	.1		.062				
	.15		.001				

LOCALIZACION DEL MARCO
 LEY ESPECTRICO

MEMBER FORCES LEVEL NO LOCAL COORDINATE GLOBAL COORDINATE

MEMBER	TYPE	LEVEL NO	LOCAL COORDINATE			GLOBAL COORDINATE			MEMBER RATIO	RATIO		
			AXIAL	TORSIONAL	TRANSVERSE	AXIAL	TORSIONAL	TRANSVERSE				
4	1	MAX	2183	-2197.9652	2382.7763	94.9334	-1.4297	11.2152	-14.3140	0.002	1.62	1.57
4	1	MIN	2183	-2197.9652	2382.7763	94.9334	-1.4297	11.2152	-14.3140	0.002	1.62	1.57
4	2	MAX	1871	-1401.3112	1422.2560	60.7555	-602.3130	-672.6148	-9.1581	-4.2340	1.57	1.59
4	2	MIN	1871	-1401.3112	1422.2560	60.7555	-602.3130	-672.6148	-9.1581	-4.2340	1.57	1.59
4	3	MAX	1584	-1766.3990	1933.3190	71.3872	-602.3130	-672.6285	-11.5816	-4.2340	1.56	1.60
4	3	MIN	1584	-1766.3990	1933.3190	71.3872	-602.3130	-672.6285	-11.5816	-4.2340	1.56	1.60
4	4	MAX	1279	-1401.2662	1421.9590	60.3469	606.2159	670.7971	9.1351	-4.2319	1.57	1.59
4	4	MIN	1279	-1401.2662	1421.9590	60.3469	606.2159	670.7971	9.1351	-4.2319	1.57	1.59
4	5	MAX	1100	-1766.3640	1933.3130	71.4000	606.2159	670.7971	9.1351	-4.2319	1.57	1.59
4	5	MIN	1100	-1766.3640	1933.3130	71.4000	606.2159	670.7971	9.1351	-4.2319	1.57	1.59
4	6	MAX	9802	-975.3591	1042.5620	65.7406	-206.4166	-202.4067	-6.3061	-2.2744	1.47	1.53
4	6	MIN	9802	-975.3591	1042.5620	65.7406	-206.4166	-202.4067	-6.3061	-2.2744	1.47	1.53
4	7	MAX	2059	-2192.3130	2412.7930	74.4462	235.1626	220.4463	4.0316	-2.2747	1.70	1.63
4	7	MIN	2059	-2192.3130	2412.7930	74.4462	235.1626	220.4463	4.0316	-2.2747	1.70	1.63
4	8	MAX	1714	-975.3456	1042.4860	65.7679	220.3434	220.8169	6.3159	-2.2624	1.46	1.43
4	8	MIN	1714	-975.3456	1042.4860	65.7679	220.3434	220.8169	6.3159	-2.2624	1.46	1.43
4	9	MAX	1792	-2192.3062	2412.7670	74.4736	220.3056	220.8172	4.0317	-2.2747	1.70	1.63
4	9	MIN	1792	-2192.3062	2412.7670	74.4736	220.3056	220.8172	4.0317	-2.2747	1.70	1.63
4	10	MAX	1033	-1580.0550	1727.7000	70.0814	606.3194	672.6205	9.1340	-4.2340	1.57	1.59
4	10	MIN	1033	-1580.0550	1727.7000	70.0814	606.3194	672.6205	9.1340	-4.2340	1.57	1.59
4	11	MAX	2065	-1580.7020	1727.5350	70.0723	610.7156	611.1322	10.5479	3.2130	1.36	1.41
4	11	MIN	2065	-1580.7020	1727.5350	70.0723	610.7156	611.1322	10.5479	3.2130	1.36	1.41

SCAN FORCES (SEGUNDO NIVEL)

DAY LOAD	TYPE	TORS. MOMENT	J. MOMENT	I. RATIO	J. RATIO		
5	1	MAX	-60.6729	173.2726	-171.0203	0.416	0.412
5	1	MIN	-60.6729	173.2726	-171.0203	0.416	0.412
5	2	MAX	-59.1110	-500.0505	-770.9615	0.1210	0.1060
5	2	MIN	-59.1110	-500.0505	-770.9615	0.1210	0.1060
5	3	MAX	-59.8315	-500.0040	-770.9000	0.1210	0.1060
5	3	MIN	-59.8315	-500.0040	-770.9000	0.1210	0.1060
5	4	MAX	-57.0532	760.3062	500.9172	0.1071	0.1220
5	4	MIN	-57.0532	760.3062	500.9172	0.1071	0.1220
5	5	MAX	-50.3737	760.3062	500.9172	0.1071	0.1220
5	5	MIN	-50.3737	760.3062	500.9172	0.1071	0.1220
5	6	MAX	-50.0835	-57.1011	-320.1722	0.1337	0.0707
5	6	MIN	-50.0835	-57.1011	-320.1722	0.1337	0.0707
5	7	MAX	-35.7906	-57.1062	-320.2629	0.1337	0.0707
5	7	MIN	-35.7906	-57.1062	-320.2629	0.1337	0.0707
5	8	MAX	-57.6061	329.4003	50.1914	0.0790	0.1140
5	8	MIN	-57.6061	329.4003	50.1914	0.0790	0.1140
5	9	MAX	-59.4213	329.3232	50.1007	0.0790	0.1139
5	9	MIN	-59.4213	329.3232	50.1007	0.0790	0.1139
5	10	MAX	-59.3713	-500.0713	-770.9152	0.1210	0.1060
5	10	MIN	-59.3713	-500.0713	-770.9152	0.1210	0.1060
5	11	MAX	-50.0277	623.1335	351.0664	0.1494	0.0444
5	11	MIN	-50.0277	623.1335	351.0664	0.1494	0.0444
6	1	MAX	-33.0956	173.1931	-171.9397	0.415	0.412
6	1	MIN	-33.0956	173.1931	-171.9397	0.415	0.412
6	2	MAX	-24.1440	-507.7440	-770.9576	0.1210	0.1060
6	2	MIN	-24.1440	-507.7440	-770.9576	0.1210	0.1060
6	3	MAX	-24.7364	-507.7700	-770.9043	0.1210	0.1060
6	3	MIN	-24.7364	-507.7700	-770.9043	0.1210	0.1060
6	4	MAX	-22.9713	779.0717	500.7320	0.1070	0.1220
6	4	MIN	-22.9713	779.0717	500.7320	0.1070	0.1220
6	5	MAX	-23.2829	779.0450	500.7082	0.1070	0.1220
6	5	MIN	-23.2829	779.0450	500.7082	0.1070	0.1220
6	6	MAX	-23.5000	-57.0412	-320.2350	0.1337	0.0707
6	6	MIN	-23.5000	-57.0412	-320.2350	0.1337	0.0707
6	7	MAX	-24.5609	-57.1366	-320.3234	0.1337	0.0707
6	7	MIN	-24.5609	-57.1366	-320.3234	0.1337	0.0707
6	8	MAX	-23.1460	329.2375	50.0722	0.0790	0.1139
6	8	MIN	-23.1460	329.2375	50.0722	0.0790	0.1139
6	9	MAX	-24.1105	329.1402	57.8055	0.0790	0.1139
6	9	MIN	-24.1105	329.1402	57.8055	0.0790	0.1139

FALLA DE ORIGEN

TABLE 10.000 - MOMENTS AND STRESSES IN BEAMS (CONTINUED)

LINE	LOAD	MOMENT	MAXIMUM		MINIMUM		RATIO	RATIO
			MOMENT	STRESS	MOMENT	STRESS		
1	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
1	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
2	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
2	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
3	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
3	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
4	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
4	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
5	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
5	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
6	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
6	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
7	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
7	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
8	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
8	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
9	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
9	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
10	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
10	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
11	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
11	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		

LINE	LOAD	MOMENT	MAXIMUM		MINIMUM		RATIO	RATIO
			MOMENT	STRESS	MOMENT	STRESS		
1	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
1	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
2	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
2	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
3	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
3	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
4	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
4	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
5	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
5	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
6	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
6	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
7	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
7	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
8	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
8	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
9	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
9	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
10	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
10	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
11	MAX	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		
11	MIN	12,377	175,0659	169,1207	1,0427	0,9406		

FALLA DE ORIGEN

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

9	10	MAX	71.6516	-807.7574	1776.1711	10713	1066
	10	MIN	24.6906	-487.7574	1776.1711	10713	1066
6	11	MAX	43.0653	637.1957	371.1461	1047	1047
	11	MIN	24.6510	-350.0943	371.1060	1047	1047

MEMBER FORCES FRAME ID LOCALIZATION FRAME TYPE 1
 LEVEL NO 2 ... LEVEL ID 112

MEMBER	TYPE	LOAD	TORSIONAL			WATER			WIND			SEISMIC			MEMBER RATIO		
			MOMENT	TOP	BOTTOM	TOP	BOTTOM	TOP	BOTTOM	TOP	BOTTOM	TOP	BOTTOM	TOP	BOTTOM	TOP	BOTTOM
6	1	MAX	17133	-2740.6300	2449.2310	-94.9339	-1.0937	-1.7907	10.6553	1.0057	1.53	1.69					
	1	MIN	2169	-2440.6650	2449.2310	-94.9339	-1.0937	-1.7907	10.6553	1.0057	1.53	1.69					
6	3	MAX	1671	-1439.7710	1567.2530	-60.0046	-601.0180	671.2017	-9.3046	4.1250	1.90	1.00					
	3	MIN	1671	-1439.7710	1567.2530	-60.0046	-601.0180	671.2017	-9.3046	4.1250	1.90	1.00					
6	4	MAX	1994	-1004.9440	-1974.3200	-71.4096	-601.0354	671.2976	-11.0107	4.1263	1.07	1.00					
	4	MIN	1994	-1004.9440	-1974.3200	-71.4096	-601.0354	671.2976	-11.0107	4.1263	1.07	1.00					
6	4	MAX	10779	-1439.0090	1563.2450	-60.0063	679.7109	670.1210	-9.3046	4.1250	1.90	1.00					
	4	MIN	10779	-1439.0090	1563.2450	-60.0063	679.7109	670.1210	-9.3046	4.1250	1.90	1.00					
6	5	MAX	1160	-1004.9020	-1974.2780	-71.4112	679.7026	670.1060	-11.0107	4.1250	1.07	1.11					
	5	MIN	1160	-1004.9020	-1974.2780	-71.4112	679.7026	670.1060	-11.0107	4.1250	1.07	1.11					
6	6	MAX	10902	1013.7180	-1003.7370	-65.7661	-294.7416	-201.7719	-6.5546	11.0704	1.47	1.09					
	6	MIN	10902	1013.7180	-1003.7370	-65.7661	-294.7416	-201.7719	-6.5546	11.0704	1.47	1.09					
6	7	MAX	2059	223.9940	-2453.0410	-74.4490	204.7967	201.5750	-14.8401	11.0704	1.71	1.04					
	7	MIN	2059	223.9940	-2453.0410	-74.4490	204.7967	201.5750	-14.8401	11.0704	1.71	1.04					
6	8	MAX	10714	1013.7590	-1003.7240	-65.7665	203.4710	201.5491	-6.5546	11.0704	1.47	1.09					
	8	MIN	10714	1013.7590	-1003.7240	-65.7665	203.4710	201.5491	-6.5546	11.0704	1.47	1.09					
6	9	MAX	1192	-2231.0050	2453.0207	-74.4490	203.4757	201.5361	-14.8401	11.0704	1.71	1.04					
	9	MIN	1192	-2231.0050	2453.0207	-74.4490	203.4757	201.5361	-14.8401	11.0704	1.71	1.04					
6	10	MAX	1033	-1622.3570	1760.0050	-70.1071	-601.0272	-571.0097	-10.5974	11.0704	1.00	1.00					
	10	MIN	1033	-1622.3570	1760.0050	-70.1071	-601.0272	-571.0097	-10.5974	11.0704	1.00	1.00					
6	11	MAX	2005	-1622.3260	1760.1910	-70.1071	519.4393	510.6360	-10.5974	11.0704	1.00	1.00					
	11	MIN	2005	-1622.3260	1760.1910	-70.1071	519.4393	510.6360	-10.5974	11.0704	1.00	1.00					

FALLA DE ORIGEN

MEMBER FORCES FRAME ID LOCALIZATION FRAME TYPE 1
 LEVEL NO 4 LEVEL NO 4

COLUMN	LINE	LOAD	TORSIONAL		MAJOR AXIS		AXIAL	MINOR AXIS		MAJOR		MINOR		RATIO	RATIO
			MOMENT	TOP MOMENT	DOT MOMENT	FORCE		TOP MOMENT	DOT MOMENT	SHEAR	SHEAR	TOP	DOT		
5	1	MAX	5.1533	-2943.0360	-2443.6630	-27.0491	2.5741	2.5012	-16.0334	-0.159	.76	.63			
	1	MIN	5.1533	-2943.0360	-2443.6630	-27.0491	2.5741	2.5012	-16.0334	-0.159	.76	.63			
6	2	MAX	3.1692	-2103.5220	-1776.7040	-20.0217	-264.0050	-240.3920	-12.1160	1.5762	.76	.66			
	2	MIN	3.1692	-2103.5220	-1776.7040	-20.0217	-264.0050	-240.3920	-12.1160	1.5762	.76	.66			
6	3	MAX	4.7515	-2353.5660	-1016.6320	-21.3400	-264.5937	-240.9799	-13.0319	1.5799	.70	.67			
	3	MIN	4.7515	-2353.5660	-1016.6320	-21.3400	-264.5937	-240.9799	-13.0319	1.5799	.70	.67			
6	4	MAX	2.9106	-2102.5360	-1776.4560	-20.0219	260.3769	244.6561	-12.1210	1.6032	.77	.66			
	4	MIN	2.9106	-2102.5360	-1776.4560	-20.0219	260.3769	244.6561	-12.1210	1.6032	.77	.66			
6	5	MAX	4.4800	-2352.5000	-1016.3040	-21.3415	267.7065	244.0000	-13.0270	1.5996	.70	.67			
	5	MIN	4.4800	-2352.5000	-1016.3040	-21.3415	267.7065	244.0000	-13.0270	1.5996	.70	.67			
6	6	MAX	1.2326	-1011.4500	-1730.1790	-20.2153	-76.9067	-69.9393	-11.0676	-4.591	.53	.51			
	6	MIN	1.2326	-1011.4500	-1730.1790	-20.2153	-76.9067	-69.9393	-11.0676	-4.591	.53	.51			
6	7	MAX	6.5071	-2644.9390	-1063.0000	-21.9472	-70.9445	-71.0909	-14.0073	4.4714	.74	.54			
	7	MIN	6.5071	-2644.9390	-1063.0000	-21.9472	-70.9445	-71.0909	-14.0073	4.4714	.74	.54			
6	8	MAX	1.1550	-1011.1630	-1730.3010	-20.2155	02.7202	75.5751	-11.0664	4.247	.54	.51			
	8	MIN	1.1550	-1011.1630	-1730.3010	-20.2155	02.7202	75.5751	-11.0664	4.247	.54	.51			
6	9	MAX	1.4296	-2644.6440	-1062.3090	-21.9473	00.7703	73.6255	-14.0061	4.025	.75	.54			
	9	MIN	1.4296	-2644.6440	-1062.3090	-21.9473	00.7703	73.6255	-14.0061	4.025	.75	.54			
6	10	MAX	3.9604	-2220.5440	-1796.7000	-21.0010	-264.2995	-240.6060	-12.5709	1.5701	.79	.67			
	10	MIN	3.9604	-2220.5440	-1796.7000	-21.0010	-264.2995	-240.6060	-12.5709	1.5701	.79	.67			
6	11	MAX	3.9447	-2727.6940	-1796.4200	-21.0010	204.2617	106.9501	-12.5754	1.2225	.74	.62			
	11	MIN	3.9447	-2727.6940	-1796.4200	-21.0010	204.2617	106.9501	-12.5754	1.2225	.74	.62			

DEAM	DAY	LOAD	TORS		I	J	RATIO	RATIO
			MOMENT	MOMENT				
5	1	MAX	-17.5004	130.0279	-193.5736	.0477	.0464	
	1	MIN	-17.5004	130.0279	-193.5736	.0477	.0464	
5	2	MAX	-5.3074	-6.6612	-374.4620	.0016	.0730	
	2	MIN	-5.3074	-6.6612	-374.4620	.0016	.0730	
5	3	MAX	-16.7065	-6.7350	-324.5260	.0016	.0730	
	3	MIN	-16.7065	-6.7350	-324.5260	.0016	.0730	
5	4	MAX	-0.1013	300.4314	10.6077	.0740	.0025	
	4	MIN	-0.1013	300.4314	10.6077	.0740	.0025	
5	5	MAX	-19.4204	300.5070	10.3336	.0730	.0025	
	5	MIN	-19.4204	300.5070	10.3336	.0730	.0025	
5	6	MAX	6.0604	103.7611	-134.1017	.0249	.0465	
	6	MIN	6.0604	103.7611	-134.1017	.0249	.0465	
5	7	MAX	-10.0620	103.4124	-194.3406	.0240	.0466	
	7	MIN	-10.0620	103.4124	-194.3406	.0240	.0466	
5	8	MAX	6.0542	190.3342	-99.5005	.0475	.0239	
	8	MIN	6.0542	190.3342	-99.5005	.0475	.0239	
5	9	MAX	-31.6762	190.0055	-99.0275	.0475	.0239	
	9	MIN	-31.6762	190.0055	-99.0275	.0475	.0239	
5	10	MAX	-11.0470	-6.6965	-304.4990	.0016	.0730	
	10	MIN	-11.0470	-6.6965	-304.4990	.0016	.0730	
5	11	MAX	-11.4069	270.7917	-27.1599	.0649	.0065	
	11	MIN	-11.4069	270.7917	-27.1599	.0649	.0065	
6	1	MAX	7.2964	190.0300	-150.7529	.0477	.0465	
	1	MIN	7.2964	190.0300	-150.7529	.0477	.0465	
6	2	MAX	13.0590	-6.6264	-304.5054	.0016	.0730	
	2	MIN	13.0590	-6.6264	-304.5054	.0016	.0730	
6	3	MAX	.9197	-6.6969	-304.6603	.0016	.0731	
	3	MIN	.9197	-6.6969	-304.6603	.0016	.0731	
6	4	MAX	12.2176	300.4005	10.4622	.0740	.0025	
	4	MIN	12.2176	300.4005	10.4622	.0740	.0025	
6	5	MAX	.0775	300.3000	10.3513	.0730	.0025	
	5	MIN	.0775	300.3000	10.3513	.0730	.0025	
6	6	MAX	26.9204	103.7153	-194.2307	.0249	.0466	
	6	MIN	26.9204	103.7153	-194.2307	.0249	.0466	
6	7	MAX	-13.5305	103.4002	-194.4749	.0240	.0466	
	7	MIN	-13.5305	103.4002	-194.4749	.0240	.0466	
6	8	MAX	26.6750	190.2233	-99.7232	.0475	.0239	
	8	MIN	26.6750	190.2233	-99.7232	.0475	.0239	
6	9	MAX	-13.7911	197.9003	-99.9594	.0475	.0240	
	9	MIN	-13.7911	197.9003	-99.9594	.0475	.0240	
6	10	MAX	6.9097	-6.6617	-304.6249	.0016	.0731	
	10	MIN	6.9097	-6.6617	-304.6249	.0016	.0731	
6	11	MAX	6.7060	270.6411	-27.3056	.0649	.0065	
	11	MIN	6.3505	21.0625	-266.0973	.0074	.0640	

FALLA DE ORIGEN

BEAM FORCES NODE 1

DAY	LOAD	TORS	MOMENT	1	MOMENT	2	MOMENT	3	RATIO	1	RATIO
00	1	MAX	-0.2111	4060.3540	-4067.4470				.6070		.6070
	1	MIN									.6072
20	2	MAX	.2617	3201.1670	3015.5170				.3990		.4765
	2	MIN									.4765
20	3	MAX	-0.2441	3013.0070	-3202.0030				.4761		.4000
	3	MIN									.4000
20	4	MAX	.0670	3201.1620	-3015.5340				.3990		.4765
	4	MIN									.4765
20	5	MAX	.0494	3013.0620	-3202.0210				.4763		.4000
	5	MIN									.4000
20	6	MAX	.0219	2406.3540	-2407.3540				.3105		.5650
	6	MIN									.5650
20	7	MAX	-0.0504	2406.3540	2407.3540				.3105		.5650
	7	MIN									.5650
20	8	MAX	.0504	2406.3540	-2407.3540				.3105		.5650
	8	MIN									.5650
20	9	MAX	-0.0504	2406.3540	2407.3540				.3105		.5650
	9	MIN									.5650
20	10	MAX	.0504	2406.3540	-2407.3540				.3105		.5650
	10	MIN									.5650
20	11	MAX	-0.4500	3346.1400	-3346.1470				.4175		.4101
	11	MIN									.4175

BEAM FORCES NODE 2

DAY	LOAD	TORS	MOMENT	1	MOMENT	2	MOMENT	3	RATIO	1	RATIO
20	1	MAX	2.7006	4930.7130	4677.0520				.6150		.6150
	1	MIN									.6150
20	2	MAX	-0.5571	3233.0130	-3076.0500				.4030		.4044
	2	MIN									.4044
20	3	MAX	-0.6216	3001.4640	-3230.2020				.4047		.4044
	3	MIN									.4044
20	4	MAX	.5157	3233.0130	-3076.0500				.4030		.4044
	4	MIN									.4044
20	5	MAX	.5502	3001.0310	-3230.6930				.4047		.4035
	5	MIN									.4035
20	6	MAX	2.4719	2476.4670	-2476.3200				.3093		.5709
	6	MIN									.5709
20	7	MAX	-2.5060	2476.4670	2476.3200				.3092		.5709
	7	MIN									.5709
20	8	MAX	1.5405	2476.4670	-2476.4510				.3093		.5709
	8	MIN									.5709
20	9	MAX	-1.5405	2476.4670	2476.4510				.3092		.5709
	9	MIN									.5709
20	10	MAX	2.0112	2476.4020	-2476.3990				.3091		.5709
	10	MIN									.5709
20	11	MAX	-1.0160	3711.3530	-3460.3900				.4249		.4632
	11	MIN									.4632

FALLA DE ORIGEN

MEMBER FORCES FRAME ID LOCALIZATION MEMBER NO. LEVEL TO NO

COLUMN FORCES	LINE	LOAD	TORSIONAL	MAJOR AXIS			MINOR AXIS			MAJOR	MINOR RATIO	
				MOMENT	TOP MOMENT	BOT MOMENT	FORCE	TOP MOMENT	BOT MOMENT		SHEAR	SHEAR
19	1	MAX	2.3504	-1903.9640	-2044.8530	-61.4094	-3.2560	-3.5250	-12.5091	-0.0212	.55	.56
19	1	MIN	2.3504	-1903.9640	-2044.8530	61.4094	-3.2560	-3.5250	-12.5091	-0.0212	.55	.56
19	2	MAX	1.7203	-1595.5923	-1566.6070	-46.3107	515.5191	495.0301	-9.0621	3.1805	.06	.04
19	2	MIN	1.7203	-1595.5923	-1566.6070	46.3107	515.5191	495.0301	-9.0621	3.1805	.06	.04
19	3	MAX	1.9543	-1219.0000	-1260.1490	-44.3064	515.4111	495.7105	-0.0050	3.1590	.77	.75
19	3	MIN	1.9543	-1219.0000	-1260.1490	44.3064	515.4111	495.7105	-0.0050	3.1590	.77	.75
19	4	MAX	1.4431	-1555.9250	-1586.9250	-46.3111	-520.1000	-500.0944	-9.0039	-3.1905	.07	.04
19	4	MIN	1.4431	-1555.9250	-1586.9250	46.3111	-520.1000	-500.0944	-9.0039	-3.1905	.07	.04
20	0	MAX	1.0770	-1219.4200	-1360.6000	-44.3360	-520.2960	-501.0030	-0.0076	-3.1916	.77	.75
20	0	MIN	1.0770	-1219.4200	-1360.6000	44.3360	-520.2960	-501.0030	-0.0076	-3.1916	.77	.75
19	5	MAX	1.3504	-2034.9540	-1790.1400	-47.9492	157.1475	147.1122	-11.9704	3.9009	.57	.61
19	5	MIN	1.3504	-2034.9540	-1790.1400	47.9492	157.1475	147.1122	-11.9704	3.9009	.57	.61
19	6	MAX	2.1302	-779.9501	-1137.0000	-43.2602	157.7075	145.7307	-5.9507	3.9601	.56	.61
19	6	MIN	2.1302	-779.9501	-1137.0000	43.2602	157.7075	145.7307	-5.9507	3.9601	.56	.61
19	7	MAX	1.2672	-2035.0540	-1790.2120	-47.9493	157.1644	147.1122	-11.9704	3.9009	.57	.61
19	7	MIN	1.2672	-2035.0540	-1790.2120	47.9493	157.1644	147.1122	-11.9704	3.9009	.57	.61
19	8	MAX	2.0410	-790.0502	-1137.1550	-43.2603	157.9045	145.7307	-5.9507	3.9601	.56	.61
19	8	MIN	2.0410	-790.0502	-1137.1550	43.2603	157.9045	145.7307	-5.9507	3.9601	.56	.61
19	9	MAX	1.3000	-2035.0140	-1790.1760	-47.9493	-2.2000	-2.3970	-11.9707	-0.1441	.55	.59
19	9	MIN	1.3000	-2035.0140	-1790.1760	47.9493	-2.2000	-2.3970	-11.9707	-0.1441	.55	.59
19	10	MAX	2.1704	-1313.1510	-1346.2200	-45.0919	-7.2350	-2.4016	-0.3955	-0.1441	.36	.37
19	10	MIN	2.1704	-1313.1510	-1346.2200	45.0919	-7.2350	-2.4016	-0.3955	-0.1441	.36	.37
19	11	MAX	1.2190	-1501.0630	-1509.0660	-46.1256	-2.5719	-2.7747	-9.5741	-0.0157	.41	.42
19	11	MIN	1.2190	-1501.0630	-1509.0660	46.1256	-2.5719	-2.7747	-9.5741	-0.0157	.41	.42

BEAM FORCES	BEAM IN DAY	LOAD	TORS	MOMENT	TOP MOMENT	BOT MOMENT	RATIO	RATIO
17	1	MAX	29.8691	176.1092	-160.0190	.0423	.0405	
17	1	MIN	29.8691	176.1092	-160.0190	.0423	.0405	
17	2	MAX	82.6539	-705.4473	-860.7800	.0000	-1.3300	
17	2	MIN	82.6539	-705.4473	-860.7800	.0000	-1.3300	
17	3	MAX	17.5504	-205.3110	-565.8504	.0004	-1.1305	
17	3	MIN	17.5504	-205.3110	-565.8504	.0004	-1.1305	
17	4	MAX	24.7944	561.0476	291.0003	.1347	.0690	
17	4	MIN	24.7944	561.0476	291.0003	.1347	.0690	
17	5	MAX	13.0909	561.9001	291.1430	.1340	.0690	
17	5	MIN	13.0909	561.9001	291.1430	.1340	.0690	
17	6	MAX	20.9930	10.9470	-260.2160	.0026	.0624	
17	6	MIN	20.9930	10.9470	-260.2160	.0026	.0624	
17	7	MAX	12.6400	11.3995	-259.7644	.0027	.0623	
17	7	MIN	12.6400	11.3995	-259.7644	.0027	.0623	
17	0	MAX	29.6959	265.1363	-5.0777	.0836	.0014	
17	0	MIN	29.6959	265.1363	-5.0777	.0836	.0014	
17	9	MAX	13.3510	265.5079	-5.4261	.0837	.0013	
17	9	MIN	13.3510	265.5079	-5.4261	.0837	.0013	
17	10	MAX	29.3449	130.3421	-133.0460	.0331	.0319	
17	10	MIN	29.3449	130.3421	-133.0460	.0331	.0319	
17	11	MAX	27.4094	130.3407	-132.7403	.0332	.0310	
17	11	MIN	27.4094	130.3407	-132.7403	.0332	.0310	
10	1	MAX	-16.0974	176.4312	-180.7221	.0423	.0405	
10	1	MIN	-16.0974	176.4312	-180.7221	.0423	.0405	
10	2	MAX	-10.4202	-205.7106	-556.0536	.0605	-1.3305	
10	2	MIN	-10.4202	-205.7106	-556.0536	.0605	-1.3305	
10	3	MAX	-16.1579	-205.8049	-556.7190	.0605	-1.3305	
10	3	MIN	-16.1579	-205.8049	-556.7190	.0605	-1.3305	
10	4	MAX	-7.8094	562.4644	291.2105	.1349	.0690	
10	4	MIN	-7.8094	562.4644	291.2105	.1349	.0690	
10	5	MAX	-13.5472	562.5901	291.3523	.1349	.0699	
10	5	MIN	-13.5472	562.5901	291.3523	.1349	.0699	
10	6	MAX	-2.0124	10.9094	-260.1044	.0026	.0624	
10	6	MIN	-2.0124	10.9094	-260.1044	.0026	.0624	
10	7	MAX	-21.9302	11.4352	-259.7305	.0027	.0623	
10	7	MIN	-21.9302	11.4352	-259.7305	.0027	.0623	
10	0	MAX	-2.0292	265.4443	-5.7626	.0637	.0014	
10	0	MIN	-2.0292	265.4443	-5.7626	.0637	.0014	
10	9	MAX	-21.1550	265.8901	-5.3159	.0630	.0013	
10	9	MIN	-21.1550	265.8901	-5.3159	.0630	.0013	
10	10	MAX	-2.4700	130.2169	-132.9736	.0331	.0319	
10	10	MIN	-2.4700	130.2169	-132.9736	.0331	.0319	
10	11	MAX	-5.3427	130.5203	-132.6702	.0332	.0310	
10	11	MIN	-5.3427	130.5203	-132.6702	.0332	.0310	

FALLA DE ORIGEN

V. DIAGNÓSTICO, REPARACIÓN Y REFUERZO DE CONSTRUCCIONES

A. EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD SÍSMICA

Hay una necesidad creciente de evaluar la seguridad sísmica de las estructuras de edificios, ya se hayan diseñado con reglamentos obsoletos o resultado dañados en temblores previos, sin embargo, no se ha establecido todavía ningún procedimiento sistemático, debido a la corta historia de la investigación en esta materia.

El capítulo 13 de ATC-3 estipula dos pasos para la evaluación del riesgo sísmico en los edificios existentes:

1. Evaluación cualitativa.
2. Evaluación analítica.

La evaluación cualitativa, que comprende el examen de los documentos de diseño y la inspección de campo, da por resultado una de las tres decisiones siguientes:

1. El edificio cumple con las disposiciones.
2. El edificio no cumple con las disposiciones.
3. No se puede determinar el cumplimiento mediante una evaluación cualitativa y se requiere de una evaluación analítica.

Para llegar a una decisión, se consideran varias alternativas. Se introduce el coeficiente de capacidad r_c ;

$$r_c = V_{as} / V_{rs}$$

donde:

V_{as} = Capacidad a la fuerza cortante sísmica calculada para el edificio existente.

V_{rs} = Fuerza cortante sísmica que requeriría resistir el sistema existente para cumplir con los requisitos de las disposiciones para un edificio nuevo.

Se especifican valores mínimos aceptables del coeficiente de capacidad. Si el coeficiente de capacidad de un edificio es menor al especificado, se deberá reforzar o demoler de inmediato. Si el coeficiente de capacidad es mayor a la unidad, el edificio se evalúa como seguro de conformidad con los reglamentos en vigor. Si el coeficiente de capacidad se encuentra entre el mínimo requerido y la unidad, hay que demoler el edificio o reforzarlo dentro de un periodo especificado.

1. REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

Todo edificio dañado por un sismo debe ser reparado de manera tal que se garantice lograr o exceder su nivel original de resistencia de forma que sobreviva a los temblores futuros. El capítulo 14 de ATC-3 (1978) trata las técnicas de reparación de varios elementos estructurales, no estructurales y cimentaciones para las construcciones de acero, concreto reforzado, madera concreto preforzado y mampostería.

Los edificios reparados deben satisfacer los requerimientos del reglamento. La reparación puede resultar costosa. La decisión final de si reparar o no, y en tal caso, cómo reparar, necesita hacerse a la luz de la economía total.

Los muros de cortante, los marcos resistentes a momentos, los diafragmas horizontales y las conexiones son las más susceptibles al daño, y revelan patrones de falla comunes. los métodos típicos de reparación y reforzamiento son:

1. Demoler los elementos dañados y remplazarlos con nuevos.
2. Engrosar, agrandar o reforzar elementos.
3. Agregar nuevos muros de cortante, riostras verticales y columnas a la estructura.

4. Convertir las conexiones de cortante en conexiones para resistir momentos.
5. Reducir la masa de la estructura demoliendo los pisos superiores.
6. Examinar las características dinámicas de la estructura reparada.

La efectividad de tales métodos de reparación y reforzamiento se puede incrementar considerablemente mediante el uso de los documentos originales de diseño y de los registros de construcción.

ATC-3 (Applied Technology Council) (1978) Tentative Provisions for the Development of seismic Regulations for Buildings (atc 3-06), publ. 520 Washington.

VI. CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

A nuestra manera de ver la Ingeniería Sísmica es un campo tan amplio que el presente trabajo únicamente abarca los conocimientos que consideramos básicos para poder comprender sus fundamentos.

El desarrollo se guía de acuerdo con los conocimientos adquiridos durante el curso de Ingeniería Sísmica en la Facultad de Ingeniería y por lo mismo de alguna forma al programa adoptado por la misma.

Sus conocimientos nos permiten reafirmar los conceptos estudiados y ha creado la inquietud de ahondar más en la materia, con el fin de poder desarrollarnos de una manera más completa en nuestro ámbito profesional.

Mientras más sean los alumnos y profesionistas dedicados al estudio de las estructuras, que se desarrollen con estos conocimientos será mejor su desempeño y su forma de enfrentar a los sismos en el diseño.

Otro aspecto importante es el que la necesidad de comprender los fenómenos de la naturaleza, como son los movimientos de tierra generados por los sismos, ha permitido que tengamos que enfrentarnos a ellos, de tal manera que las estructuras que se desarrollen sean suficientes para resistir sus movimientos y preservar la vida humana.

Para nosotros el aplicar los conocimientos de ingeniería sísmica a una estructura, como la analizada, nos permitió el desarrollo de los mismos y de los adquiridos durante los cursos anteriores en la carrera.

Así, esperamos que el desarrollo de la presente tesis permita a quien pueda consultarla hacerle más fácil el estudio de la Ingeniería Sísmica.

REFERENCIAS :

- **DISEÑO DE ESTRUCTURAS SISMORESISTENTES**
MINORU WAKABAYASHI
ENRIQUE MARTINEZ ROMERO
1988
- **APUNTES DE LA CLASE INGENIERIA SISMICA**
JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ
1993
- **APUNTES DE DISEÑO ESTRUCTURAL**
OSCAR DE BUEN Y LOPEZ DE HEREDIA
FRANCISCO DE PABLO GALAN
LUIS ESTEVA MARABOTO
CARLOS OLAGARAY PALACIOS
1987
- **MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS**
ENRIQUE BAZAN ZURITA
ROBERTO MELI PIRALLA
1990
- **REVISTA INGENIERIA JULIO-SEPTIEMBRE 1975**
(DISEÑO OPTIMO EN INGENIERIA SISMICA)
EMILIO ROSENBLUETH
- **REGIONALIZACION SISMICA DE MEXICO PARA FINES DE INGENIERIA**
LUIS ESTEVA MARABOTO
1969
- **MANUAL Y PROGRAMA SUPER-ETABS (MICROCONVERSION)**
B.F. MAISON AND G.A. RODRIGUEZ
1985
- **NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO D.F**
1989
- **ECUACIONES DIFERENCIALES CON APLICACIONES**
DENNIS G. ZILL
1982
- **ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO**
OSCAR M. GONZALEZ CUEVAS
FRANCISCO ROBLES F.-V.
1982
- **GRAFICAS PARA DISEÑAR COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO**
ROBERTO MELI
MARIO RODRIGUEZ
1980