



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

---

## FACULTAD DE INGENIERÍA

DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS  
PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO  
REFORZADO CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA  
CIUDAD DE MÉXICO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ

DIRECTOR DE TESIS

M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ



MÉXICO, D.F.

2007



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIRECCIÓN  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/235/88

Señor  
JESUS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ  
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 desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO .

**"DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES  
DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO CONSTRUIDO EN LA  
ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO"**

- INTRODUCCIÓN
- I. RESPUESTA DE CONSTRUCCIONES ANTE CARGAS DINÁMICAS
  - II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO
  - III. PROCEDIMIENTOS EXPERIMENTALES PARA MEDICIÓN DE VIBRACIONES
  - IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS
  - V. COMPARACIÓN DE RESULTADOS
  - VI. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 9 Junio 2003.

EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/GMP/mstg.

**A mi esposa:  
María Gilberta  
Por su amor, cariño, ayuda e impulso  
en la realización de este trabajo.**

**A mi hija:  
Lourdes Isabel  
La esperanza, fortaleza  
y orgullo que significa para mí.**

**A mi hijo:  
Jesús Alberto  
La claridad, alegría, entusiasmo  
y perseverancia que me brinda.**

**A mis padres:  
Martín ( † ) y Amalia ( † )  
A su amor, apoyo y dedicación,  
brindados en la realización  
de mi vida y mis estudios.**

**A mis hermanos:  
Rosa María, Marcos Mateo,  
Carlos y María del Carmen  
Al cariño y convivencia que formó  
nuestra la familia.**

**A mis sobrinos:  
Tlalli Viridiana, Aura Itzel,  
Juan Antonio, Samantha Magally,  
Carlos Misael, Marcos y Mariana  
Con mucho cariño, esperando que logren  
sus metas.**

**A mis compañeros de trabajo:  
Por su apoyo y el aprender de ellos en  
cada etapa de mi vida.**

**A mi director de tesis:  
M. en I. José Luis Trigos S.  
A la colaboración y ayuda  
para realizar este trabajo.**

# DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

## C O N T E N I D O

### INTRODUCCIÓN.

<b>I. <u>RESPUESTA DE CONSTRUCCIONES ANTE CARGAS DINÁMICAS.</u></b>	I - 1
<b>A. SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.</b>	I - 1
1. Ecuación general de equilibrio dinámico.	I - 1
2. Vibración libre sin amortiguamiento.	I - 2
3. Vibración libre con amortiguamiento.	I - 4
a. Vibración con amortiguamiento crítico.	I - 5
b. Vibración con subamortiguamiento.	I - 5
4. Excitación sísmica del terreno.	I - 6
5. Respuesta a cargas de impulso.	I - 7
6. Respuesta a carga general dinámica.	I - 8
7. Respuesta sísmica de estructuras elásticas.	I - 8
a. Historia de respuesta.	I - 8
b. Espectro de respuesta.	I - 9
<b>B. SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD.</b>	I - 9
1. Ecuación general de equilibrio dinámico.	I - 10
2. Vibración libre sin amortiguamiento.	I - 10
3. Cálculo de modos y frecuencias de vibrar.	I - 12
a. Método de Newmark.	I - 12
4. Respuesta a movimientos del terreno.	I - 13
a. Análisis modal.	I - 13
<b>II. <u>DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.</u></b>	II - 1
<b>A. INFORMACIÓN BÁSICA.</b>	II - 1
1. Proyecto estructural original.	II - 1
2. Proyecto arquitectónico original.	II - 2

<b>B. PLANTAS ARQUITECTÓNICAS.</b>	II - 2
1. Planta Losa de Sótano 1, NS1.	II - 2
2. Losa de Planta Baja, NPB.	II - 2
3. Planta Losa Mezanine, NMZ.	II - 2
4. Planta Losa Nivel 01, N01.	II - 2
5. Planta Losa Nivel Tipo, NT.	II - 3
6. Planta Losa Nivel 13, N13.	II - 3
7. Planta Losa Nivel 14, N14.	II - 3
<b>C. PLANTAS ESTRUCTURALES.</b>	II - 3
1. Planta Losa Sótano 2, NS2	II - 4
2. Planta Losa de Sótano 1, NS1.	II - 4
3. Losa de Planta Baja, NPB.	II - 4
4. Planta Losa Mezanine, NMZ.	II - 4
5. Planta Losa Nivel 01, N01.	II - 4
6. Planta Losa Nivel Tipo, NT.	II - 5
7. Planta Losa Nivel 13, N13.	II - 5
8. Planta Losa Nivel 14, N14.	II - 5
<b>D. CORTES ESTRUCTURALES.</b>	II - 5
<b>III. <u>PROCEDIMIENTOS EXPERIMENTALES PARA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.</u></b>	III - 1
<b>A. ALTERNATIVAS PARA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.</b>	III - 1
1. Formas de generación.	III - 1
a. Generador de vibraciones.	III - 1
b. Generación humana.	III - 1
c. Propulsión mediante cohetes.	III - 1
d. Tensión inicial.	III - 1
e. Vibración ambiental.	III - 1
2. Aparatos de medición.	III - 1
a. Sismómetros.	III - 1
b. Acelerómetros.	III - 1
<b>B. RESULTADOS DE VIBRACIONES ESTRUCTURALES POR EXCITACIÓN AMBIENTAL.</b>	III - 2
1. Localización de puntos de medición.	III - 2
2. Descripción del equipo de medición.	III - 2
a. Acelerómetros uniaxiales.	III - 2
b. Microcomputadora portátil.	III - 2
c. Equipo complementario.	III - 2
3. Procedimiento de medición e identificación de ensayos.	III - 2
4. Resultados de mediciones y procesamiento de señales.	III - 3

<b>IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.</b>	IV - 1
<b>A. PROGRAMA 'STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN', STAAD III.</b>	IV - 2
1. Análisis de cargas.	IV - 3
a. Carga muerta, CM.	IV - 3
b. Carga viva instantánea, CVa.	IV - 3
c. Peso de los sistemas de piso.	IV - 3
d. Acciones en la estructura.	IV - 4
2. Modelo analítico.	IV - 5
a. Isométrico 1.	IV -11
b. Isométrico 2.	IV -12
c. Isométrico 3.	IV -13
d. Isométrico 4.	IV -14
e. Planta Losa de Sótano, NS1.	IV -15
f. Losa de Planta Baja, NPB.	IV -16
g. Planta Losa Mezanine, NMZ.	IV -17
h. Planta Losa Nivel 01, N01.	IV -18
i. Planta Losa Nivel Tipo, NT.	IV -19
j. Planta Losa Nivel 13, N13.	IV -20
k. Planta Losa Nivel 14, N14.	IV -21
l. Marco Estructural Eje 6.	IV -22
m. Marcos Estructurales Eje 7 y Eje B.	IV -23
n. Marco Estructural Eje D.	IV -24
3. Propiedades geométricas de elementos.	IV - 5
4. Propiedades mecánicas de materiales.	IV - 9
5. Resultados: períodos y modos de vibrar, STAAD III.	IV -10
a. Isométrico Modo 1X.	IV -25
b. Vista Transversal Modo 1X.	IV -26
c. Isométrico Modo 1Z.	IV -27
d. Vista Longitudinal Modo 1Z.	IV -28
e. Isométrico Modo 1 .	IV -29
f. Planta 1 .	IV -30
g. Isométrico Modo 2X.	IV -31
h. Vista Transversal Modo 2X.	IV -32
i. Isométrico Modo 2Z.	IV -33
j. Vista Longitudinal Modo 2Z.	IV -34
k. Isométrico Modo 2 .	IV -35
l. Isométrico Modo 3X.	IV -36
m. Vista Transversal Modo 3X.	IV -37
n. Isométrico Modo 4Z.	IV -38
o. Vista Longitudinal Modo 4Z.	IV -39
<b>B. PROGRAMA SAP 2000.</b>	IV -40
1. Análisis de cargas.	IV -40
2. Modelo analítico.	IV -40
3. Propiedades geométricas de elementos y mecánicas de materiales.	IV -41
4. Resultados: períodos y modos de vibrar, SAP 2000.	IV -45

**C. PROGRAMA SUPER-ETABS.** IV -46

- 1. Análisis de cargas. IV -46
- 2. Modelo analítico. IV -47
  - a. Planta Modelo. IV -51
  - b. Planta Losa Sótano 2 Paneles. IV -52
  - c. Planta Losa Sótano 1 Paneles. IV -53
- 3. Propiedades geométricas de elementos y mecánicas de materiales. IV -47
- 4. Resultados: períodos y modos de vibrar, SUPER-ETABS. IV -47

**D. PROGRAMA 'THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDINGS SYSTEMS', TABS 80.** IV -54

- 1. Análisis de cargas. IV -54
- 2. Modelo analítico. IV -54
  - a. Planta Modelo. IV -57
- 3. Propiedades geométricas de elementos y mecánicas de materiales. IV -56
- 4. Resultados: períodos y modos de vibrar, TABS 80. IV -56

**E. MARCOS PLANOS: FÓRMULAS DE WILBUR Y MÉTODO DE NEWMARK.** IV -58

- 1. Análisis de cargas. IV -58
- 2. Modelo analítico. IV -58
- 3. Propiedades geométricas de elementos y mecánicas de materiales. IV -58
- 4. Rigideces de entrepiso. IV -58
- 5. Resultados: períodos y modos de vibrar, WILBUR-NEWMARK. IV -59

**V. COMPARACIÓN DE RESULTADOS.** V - 1

**VI. CONCLUSIONES.** VI- 1

**BIBLIOGRAFÍA.**

**LISTA DE TABLAS ( T ) Y FIGURAS ( F ).**

# **I N T R O D U C C I Ó N .**

## **INTRODUCCIÓN.**

Como consecuencia de los efectos inducidos por los sismos de septiembre de 1985 en las construcciones de la Ciudad de México, recobró importancia entre la sociedad la necesidad de conocer el estado en que se encontraban diversas edificaciones. Se hicieron innumerables inspecciones oculares en las primeras semanas y revisiones de detalle en los meses siguientes.

Surgió la necesidad de tener un mejor conocimiento del comportamiento de las estructuras para lograr una seguridad adecuada ante acciones sísmicas.

Al presentarse un sismo, el suelo experimenta un movimiento, la base del edificio tiende a seguirlo, mientras que por inercia la masa de la construcción se opone al desplazamiento, generando fuerzas de inercia, presentándose un problema dinámico, que debido a lo complejo de la estructura y lo irregular del movimiento del terreno, es necesario realizar muchas simplificaciones para formular un modelo, realizar un análisis estructural para obtener elementos mecánicos en los elementos y desplazamientos de los nudos, para posteriormente efectuar un diseño o revisión estructural.

Al revisar o diseñar una estructura se suelen formular modelos analíticos y matemáticos para predecir su comportamiento; algunos recurren al cálculo de propiedades dinámicas. El qué tan acertadas sean las predicciones de los cálculos depende de los modelos empleados en el análisis. Por ello se plantea la necesidad de comparar resultados teóricos con mediciones experimentales.

La respuesta de las estructuras ante acciones sísmicas, es función de las características de la estructura y su cimentación, del terreno de sustentación y de la naturaleza de las cargas actuantes.

Las variables más importantes de los que depende la respuesta de la estructura y su cimentación son la distribución espacial de masas, de rigideces; de fuentes disipadoras de energía y de comportamiento inelástico, de la rigidez de elementos nominalmente no estructurales, y de la interacción cimentación-suelo circundante, características establecidas en la rigidez, masa, resistencia y amortiguamiento de la estructura.

Las experiencias posteriores a los sismo de septiembre 19 y 20 de 1985, y las preocupaciones manifestadas anteriormente se ven reflejadas en nuevos criterios técnicos que permitan tener márgenes de seguridad razonables ante futuros eventos sísmicos, contenidas en las modificaciones y actualizaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, con fechas julio 3, 1987; agosto 2, 1993 y enero 29, 2004; y sus respectivas Normas Técnicas Complementarias; se mencionan algunos de los cambios más importantes:

- Una estimación más adecuada de los efectos debido al sismo, al aumentar el Coeficiente sísmico, C: del RCDF76, para edificaciones del grupo B de 0.20 a 0.32 para zona II ( RCDF87 ); de 0.24 a 0.40, 0.40, 0.45 y 0.30 para las zonas IIIa, IIIc, IIIb y IIId ( RCDF04 ), respectivamente; el RCDF87 para construcciones del grupo A incrementa el coeficiente en un cincuenta por ciento en lugar del treinta por ciento especificado en el RCDF76.

- De la información recopilada a través de los acelerogramas de los sismos registrados más importantes, del comportamiento inelástico de la estructura, del amortiguamiento de la misma, de la influencia del suelo circundante y de muchos factores adicionales, se han presentado cambios en los parámetros de los espectros de aceleraciones para diseño sísmico. El RDCF76 establece los siguientes valores de los espectros para terreno firme o zona I: aceleración del terreno para período nulo,  $a_0 = 0.03$ , el primer período dominante,  $T_a = 0.3$  seg, el segundo período dominante,  $T_b = 0.8$  seg, el coeficiente sísmico,  $C = 0.16$ ,  $r = 0.5$ ; para terreno de transición o zona II:  $a_0 = 0.045$ ,  $T_a = 0.5$  seg,  $T_b = 2.0$  seg,  $C = 0.20$ ,  $r = 0.67$  y para terreno blando o zona III:  $a_0 = 0.06$ ,  $T_a = 0.8$  seg,  $T_b = 3.3$

seg,  $C = 0.24$ ,  $r = 1.0$ . El RCDF87 estableció los siguientes parámetros  $T_a = 0.2, 0.3$  y  $0.6$  seg,  $T_b = 0.6, 1.5$  y  $3.9$  seg,  $C = 0.16, 0.32$  y  $0.40$ ,  $r = 0.5, 0.67$  y  $1.0$  para zona I, II y III, respectivamente,  $a_0 = C / 4$  para las tres zonas. Finalmente el RCDF04 considerando la subzonificación de la zona III, tenemos  $a_0 = 0.04, 0.08, 0.10, 0.11, 0.10$  y  $0.10$ ,  $T_a = 0.20, 0.20, 0.53, 0.85, 1.25$  y  $0.85$  seg,  $T_b = 1.35, 1.35, 1.8, 3.0, 4.2$  y  $4.2$  seg,  $C = 0.16, 0.32, 0.40, 0.45, 0.40$  y  $0.30$ ,  $r = 1.0, 1.33, 2.0, 2.0, 2.0$  y  $2.0$  para zona I, II IIIa, IIIb, IIIc y IIId, respectivamente.

- Un mejor conocimiento del comportamiento no lineal de la estructura al reducir el factor de ductilidad,  $Q$ , de  $6.0, 4.0, 2.0, 1.5$  y  $1.0$  ( RCDF76 ) a  $4.0, 3.0, 2.0, 1.5$  y  $1.0$ , respectivamente, denominado como factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , en el RCDF87; también el empleo del factor de reducción  $Q'$  de  $0.9, 0.8$  y  $0.7$  para estructura irregular que no cumple una de las condiciones de regularidad, estructura irregular en la que no se cumplen dos condiciones de regularidad y estructura fuertemente irregular, respectivamente.

- Una zonificación para diseño por sismo más amplia y detallada, al subdividir la zona III, en las zonas IIIa, IIIb, IIIc y IIId ( RCDF04 ), al existir mayor información del subsuelo de la Ciudad de México, a través de los estudios de mecánica de suelos, incorporando las propiedades mecánicas del suelo y la interacción estructura-cimentación-suelo.

- Cambiar el valor del módulo de elasticidad del concreto de  $10\ 000 \sqrt{f'_c}$  ( RCDF76 ) a  $14\ 000 \sqrt{f'_c}$  y  $11\ 000 \sqrt{f'_c}$  para concreto clase 1 con agregado grueso calizo y agregado grueso basáltico, respectivamente, y  $8\ 000 \sqrt{f'_c}$  para concreto clase 2 ( RCDF04 ), debido a los estudios y pruebas de las propiedades mecánicas de los materiales disponibles en la zona metropolitana; el RCDF87 indica que para estructuras de los Grupo A y B1 emplear concreto clase 1, que requieren un control importante en la selección de materiales y en su fabricación.

- Debido a que en los sismos del 85, en varios edificios se presentó la falla por posible sobrecarga, en el RCDF87 se aumentó al doble la carga viva instantánea para estimación de fuerzas sísmicas,  $CV_a$ , de  $90 \text{ kgf/m}^2$  a  $180 \text{ kgf/m}^2$  para construcciones con uso de oficinas.

- Se redujeron los desplazamientos horizontales admisibles de  $0.008 h$  a  $0.006 h$  cuando existan elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería ligados a la estructura, y de  $0.016 h$  a  $0.012 h$  cuando no existan elementos frágiles, siendo  $h$  la altura de entrepiso o la altura total expresada en el RCDF87, debido a los desplazamientos excesivos en la ocurrencia de los eventos sísmicos.

- De las fallas observadas en columnas de concreto en edificios que tuvieron daños por los sismos de septiembre 85, el RCDF87 modificó el factor de reducción de resistencia para elementos a flexocompresión cuando el núcleo está confinado y también cuando falle en tensión, de  $0.85$  a  $0.80$ , si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión de  $0.75$  a  $0.70$ ; para tener un comportamiento más dúctil en marcos de concreto reforzado estableció requisitos de detalle de acero de refuerzo y de anclaje más estrictos.

Para una mejor comprensión del comportamiento dinámico de las construcciones, se inicia con un modelo simple, una estructura de un piso, donde el peso de la azotea se considera como una masa concentrada que se desplaza horizontalmente, las columnas discretizadas como resortes con rigidez lateral y con cierto amortiguamiento, y lo llamamos sistema de un grado de libertad.

Se estudia el sistema de un grado de libertad sujeto a vibración libre sin amortiguamiento, con amortiguamiento, sujeto a excitación sísmica del terreno, la respuesta a cargas de impulso, la respuesta a carga general dinámica y la respuesta sísmica de estructuras elásticas. Finalmente, se aplica lo anterior a sistemas de varios grados de libertad, analizando la vibración libre sin amortiguamiento, el cálculo de modos y frecuencias de vibrar usando el método de Newmark y la respuesta a movimientos del terreno, por medio del análisis modal, estos conceptos fundamentales de la respuesta

dinámica de los sistemas estructurales se describen en el capítulo I.

En el capítulo II se listan los documentos fuente que sirvieron de Información Básica, como planos del Proyecto estructural original, planos del Proyecto arquitectónico original, se describen las diferentes plantas arquitectónicas, se presentan la planta de localización del edificio y las diversas plantas estructurales, también los cortes estructurales transversal y longitudinal.

El capítulo III está dedicado a describir los trabajos de campo y de gabinete necesarios para el estudio de vibración ante excitación ambiental, como localización de sensores, número de mediciones, equipo empleado, resultados de mediciones y procesamiento de señales.

El capítulo IV describe el proceso detallado de la modelación de la estructura para los programas de análisis estructural STAAD III, SAP 2000, SUPER-ETABS, TABS 80, WILBUR-NEWMARK. En cada caso se muestra la modelación analítica con nudos, trabes, columnas y paneles, con sus incidencias; propiedades geométricas de columnas, trabes, nervaduras, contratrabes y en su caso muros o paneles; propiedades mecánicas de materiales; análisis de cargas considerando la carga muerta, carga viva instantánea para definir las masas traslacional y rotacional; y los resultados obtenidos, en cada caso, como los períodos y modos de vibrar.

Finalmente los capítulos V y VI presentan una comparación de los resultados experimentales con los teóricos, y las conclusiones del presente trabajo, respectivamente.

## **I. RESPUESTA DE CONSTRUCCIONES ANTE CARGAS DINÁMICAS.**

## I. RESPUESTA DE CONSTRUCCIONES ANTE CARGAS DINÁMICAS.

En esencia, la respuesta de las construcciones ante cargas función del tiempo depende, principalmente, de las características propias de la estructura y las de sus contenidos, de las características del terreno en el que se sustentan, de su cimentación y de la naturaleza de las cargas actuantes.

Los parámetros más importantes de los que depende la respuesta dinámica de las construcciones son la distribución espacial de masas, de rigideces, de fuentes disipadoras de energía y de comportamiento inelástico, de elementos nominalmente no estructurales, y de la interrelación con su cimentación y con el suelo circundante, todas estas características quedan definidas en la rigidez, masa, resistencia y amortiguamiento de la estructura.

Las variables dependientes por la distribución espacial de la masa en la construcción son: geometría de los sistemas de piso, densidad de materiales y componentes, variación de cargas vivas debidas a mobiliario y equipo; mientras que la rigidez es función de la geometría de elementos y de las propiedades mecánicas de los materiales de construcción.

La excitación dinámica puede provenir de diversas fuentes: operación de maquinaria, impacto, viento, sismo, explosión, etc. Sus efectos en las estructuras, o respuestas, se pueden describir en términos de la variación con respecto al tiempo de los desplazamientos nodales, acciones internas ( fuerzas axiales y cortantes, momentos flexionantes y torsionantes ), esfuerzos actuantes, etc.

Ha sido práctica usual el predecir la respuesta dinámica de las construcciones formulando modelos analíticos en los que se representa, con diversos grados de refinamiento, tanto a su estructura como a la distribución espacial de sus masas y estableciendo modelos matemáticos, las más de las veces, con comportamiento de los materiales descrito por leyes elástico-lineales. Consecuentemente, el enfoque ingenieril se suele orientar cada vez más a tomar en cuenta un mayor número de variables, sobre todo con auxilio de sistemas de cómputo y programas cada vez más sofisticados elaborados exprofeso, preferentemente con la utilización de las microcomputadoras.

Dentro de las opciones para el cálculo de la respuesta de estructuras ante cargas dinámicas resulta conveniente formular las ecuaciones de movimiento aceptando hipótesis de linealidad, lo cual es válido para niveles bajos de esfuerzos y cuestionable, pero útil por proporcionar índices cuantitativos y cualitativos del comportamiento, para estados límite ante valores extremos de acciones. Lo anterior permite obtener la solución tanto para análisis en el dominio del tiempo, como para los casos en los que se emplea el concepto de espectro de respuesta.

### A. SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.

Para el estudio del comportamiento estructural ante cargas dinámicas, al considerar una estructura de un piso, en donde el techo es idealizado como una masa concentrada con desplazamientos horizontales, columnas discretizadas como resortes con rigidez lateral y con cierto amortiguamiento. A este conjunto se le llama sistema lineal de un grado de libertad.

#### 1. Ecuación general de equilibrio dinámico.

Al aplicar un movimiento en la base, se produce una fuerza de inercia  $f_i(t)$  igual a la masa por su aceleración absoluta, la fuerza elástica  $f_r(t)$  igual a la constante total de rigidez lateral de las columnas por el desplazamiento, la fuerza de amortiguamiento  $f_d(t)$  igual a la constante de amortiguamiento por la velocidad y  $p(t)$  la fuerza externa que varía en el tiempo, ver figura 1.1. El caso más sencillo es cuando las fuerzas de rigidez y de amortiguamiento son proporcionales al desplazamiento  $d$  y a la velocidad  $\dot{d}$  de la masa con respecto a la base, respectivamente, en donde  $K$  y  $C$  son las correspondientes constantes de proporcionalidad

que no cambian en el tiempo.

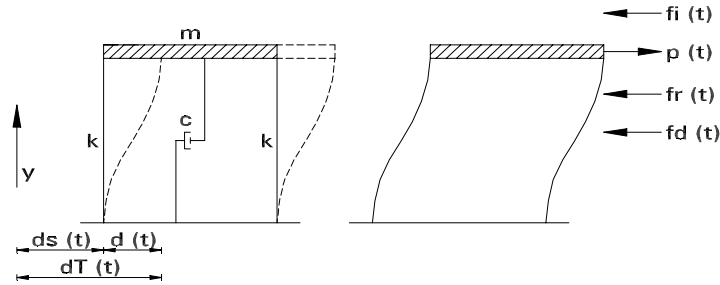


FIGURA 1.1

Del equilibrio de fuerzas aplicando el principio D'Alambert, la ecuación de equilibrio dinámico para un sistema estructural de un grado de libertad es:

$$f_i(t) + f_r(t) + f_d(t) - p(t) \tag{1.1}$$

en donde:

la fuerza de inercia  $f_i(t) = m\ddot{d}_T(t) = m\ddot{d}_s(t) + m\ddot{d}(t)$

la fuerza restauradora  $f_r(t) = kd(t)$

la fuerza disipadora  $f_d(t) = c\dot{d}(t)$

la fuerza externa  $p(t)$

sustituyendo en (1.1):

$$m\ddot{d}(t) + m\ddot{d}_s(t) + c\dot{d}(t) + kd(t) - p(t)$$

acomodando términos:

$$m\ddot{d}(t) + c\dot{d}(t) + kd(t) - p(t) = m\ddot{d}_s(t) \tag{1.2}$$

que representa la ecuación general de equilibrio dinámico del sistema de un grado de libertad, con comportamiento elástico lineal, siendo una ecuación diferencial de segundo orden, primer grado, con coeficientes constantes y no homogénea.

## 2. Vibración libre sin amortiguamiento.

Analizando el caso mas sencillo, es decir una masa y un resorte, con vibración libre sin amortiguamiento, que representa un sistema ideal de un grado de libertad, al existir un desplazamiento de la masa, se tiene una fuerza de inercia y una fuerza restauradora, que van a determinar la ecuación de movimiento, en la figuras 1.2.a y 1.2.b, se muestra la modelación del sistema y el diagrama de cuerpo libre con las fuerzas actuantes, respectivamente.

Considerando la ecuación general de equilibrio se tiene que el movimiento está definido por:

$$m\ddot{d}(t) + kd(t) = 0 \tag{1.3}$$

que se puede escribir como:

$$\ddot{d} + \frac{k}{m}d = 0$$

$$\ddot{d} + \omega^2 d = 0$$

donde  $\omega^2 = \frac{k}{m}$  y  $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$  es la frecuencia circular de vibración medida en radianes por segundo.

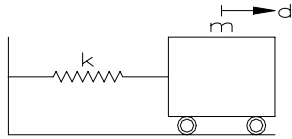


FIGURA 1.2.a

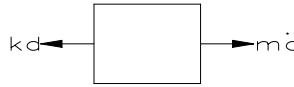


FIGURA 1.2.b

La solución a la ecuación diferencial homogénea de coeficientes constantes es:

$$d(t) = C_1 \sin \omega t + C_2 \cos \omega t \tag{1.4}$$

De las condiciones iniciales para  $t = 0$ ,  $d(t) = d_0$  se calculan las constantes:

$$d(t) = C_1 \sin \omega(0) + C_2 \cos \omega(0) = d_0$$

$$C_2 = d_0 \tag{1.5}$$

Derivando la ecuación (1.4) se tiene:

$$\dot{d}(t) = C_1 \omega \cos \omega t - C_2 \omega \sin \omega t \tag{1.6}$$

Para las condiciones iniciales cuando  $t = 0$ ,  $\dot{d}(t) = \dot{d}_0$  y sustituyendo  $C_2$ :

$$\dot{d}(t) = C_1 \omega \cos \omega(0) - d_0 \omega \sin \omega(0) = \dot{d}_0$$

$$C_1 = \frac{\dot{d}_0}{\omega} \tag{1.7}$$

$$d(t) = \frac{\dot{d}_0}{\omega} \sin \omega t + d_0 \cos \omega t \tag{1.8}$$

Otra forma de expresar la ecuación (1.8) es:

$$d(t) = A \sin(\omega t + \phi) \tag{1.9}$$

en donde:

$$A = \frac{\dot{d}_0}{\omega \cos \phi} \quad \tan \phi = \frac{\dot{d}_0}{\omega d_0}$$

Al analizar la ecuación del movimiento, se observa que al tener condiciones ideales en donde no hay amortiguamiento, al dar un desplazamiento o velocidad inicial, se genera un movimiento periódico, en donde el desplazamiento  $d(t)$  tiene el mismo valor en el tiempo  $t$  que en el tiempo  $t + T$ . El tiempo que le toma a un punto sobre la curva para completar un ciclo y regresar a su posición original se conoce como período de vibración  $T$ . La variable  $\omega$  es la frecuencia circular de vibración y se mide en radianes por segundo. La frecuencia de vibración  $f$  se define como el recíproco del período y se mide en ciclos por segundo o hertz. Las anteriores propiedades dependen solo de la masa y rigidez de la estructura, relacionadas como sigue:

$$T = \sqrt{\frac{k}{m}} \cdot \frac{2B}{T} \quad T = \frac{2B}{T} \cdot 2B \sqrt{\frac{m}{k}} \cdot \frac{1}{f}$$

Para estructuras de un grado de libertad, con la misma rigidez, la que tenga mayor masa tendrá un período de vibración mayor y una frecuencia menor; para dos estructuras con igual masa, la que sea menos rígida tendrá el período mayor y frecuencia menor.

### 3. Vibración libre con amortiguamiento.

En estructuras reales de un grado de libertad, como un péndulo simple, existe un amortiguamiento, que va disminuyendo la amplitud del movimiento conforme transcurre el tiempo, entre las causas que disipan la energía podemos mencionar: la fricción o resistencia del aire, fricción interna debido al comportamiento inelástico de los materiales, comportamiento de las conexiones, etc.; se emplea la idealización matemática del amortiguamiento viscoso en donde se considera proporcional a la velocidad. Se muestra el modelo discretizado y las acciones actuantes en las figuras 1.3.a y 1.3.b

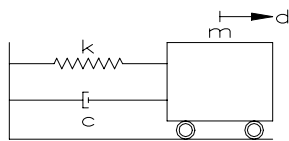


FIGURA 1.3.a



FIGURA 1.3.b

La ecuación general de equilibrio para estas condiciones es:

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

que se reescribe como:

$$\ddot{d} + \frac{c}{m} \dot{d} + \frac{k}{m} d = 0$$

$$\ddot{d} + \frac{c}{m} \dot{d} + T^2 d = 0 \tag{1.10}$$

si se considera que la solución tiene la forma de:

$$d(t) = A e^{st}$$

se puede escribir la ecuación característica

$$s^2 + \frac{c}{m} s + T^2 = 0$$

cuyas solución son las raíces:

$$s = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left[\frac{c}{2m}\right]^2 - T^2}$$

si se define el coeficiente de amortiguamiento crítico  $c_c$  como el valor que tiene c para que el radical anterior sea igual a cero:

$$c_{cr} = 2 m T$$

que de acuerdo a los valores de las constantes presenta tres casos:

a. Vibración con amortiguamiento crítico. Cuando  $c = c_{cr}$  la ecuación característica tiene una raíz doble

$$s = -\frac{c}{2m}$$

y la solución general de la ecuación de equilibrio es de la forma:

$$d(t) = (A + Bt)e^{-\frac{c}{2m}t}$$

que no es un movimiento vibratorio; estos sistemas regresan a su posición de equilibrio en el menor tiempo posible sin oscilar.

Se define al porcentaje de amortiguamiento como:

$$\zeta = \frac{c}{c_{cr}}, \text{ se puede expresar } c = \zeta \cdot c_{cr}$$

$$\frac{c}{2m} = \frac{\zeta \cdot c_{cr}}{2m} = \frac{\zeta \cdot 2m\omega_n}{2m} = \zeta \cdot \omega_n$$

y las raíces de la ecuación característica como:

$$s = -\zeta \omega_n \pm \sqrt{(\zeta \omega_n)^2 - \omega_n^2}$$

$$s = -\omega_n (\zeta \pm \sqrt{\zeta^2 - 1})$$

b. Vibración con subamortiguamiento. Cuando  $\sqrt{(\zeta \omega_n)^2 - \omega_n^2} < 0$

$$s = -\zeta \omega_n \pm \sqrt{[(\zeta \omega_n)^2 - \omega_n^2] (-1) (-1)}$$

$$s = -\zeta \omega_n \pm \sqrt{-1} \sqrt{\omega_n^2 - (\zeta \omega_n)^2}$$

$$s = -\zeta \omega_n \pm i \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2}$$

se define a la frecuencia amortiguada como  $\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2}$

$$s = -\zeta \omega_n \pm i \omega_d$$

Evaluando diferentes valores de la relación de amortiguamiento  $\zeta$  y el radical  $\sqrt{1 - \zeta^2}$  se tiene:

para  $\zeta = 0.05$   $\omega_d = 0.99875 \omega_n$

para  $\zeta = 0.10$   $\omega_d = 0.99499 \omega_n$

para  $\zeta = 0.20$   $\omega_d = 0.97980 \omega_n$

estableciendo que para estructuras reales se puede tomar la frecuencia amortiguada igual a la frecuencia circular,  $\omega_d = \omega_n$ , cuya solución es de la forma:

$$d(t) = A_1 e^{s_1 t} + A_2 e^{s_2 t}$$

$$d(t) = e^{-\gamma t} [ A_1 e^{i\omega_d t} + A_2 e^{-i\omega_d t} ]$$

haciendo uso del teorema de Euler:

$$d(t) = e^{-\gamma t} [ B_1 \text{sen } \omega_d t + B_2 \text{cos } \omega_d t ]$$

aplicando las condiciones iniciales para  $t = 0$ ,  $d(0) = d_0$ ,  $\dot{d}(0) = \dot{d}_0$

$$d(t) = e^{-\gamma t} \left[ \frac{\dot{d}_0 + \gamma d_0}{\omega_d} \text{sen } \omega_d t + d_0 \text{cos } \omega_d t \right] \tag{1.11}$$

Una forma de determinar el amortiguamiento de un sistema, consiste en medir la amplitud de caída de las oscilaciones, en varios ciclos; a mayor amortiguamiento, mayor caída de la amplitud.

El período natural de vibración amortiguada es

$$T_d = \frac{2\pi}{\omega_d} = \frac{2\pi}{\omega \sqrt{1 - \gamma^2}} \tag{1.12}$$

Se denomina decremento logarítmico al logaritmo natural de la relación entre el desplazamiento en el instante  $t$  y el desplazamiento en el tiempo  $t + T_d$ , y se denomina como  $\delta$ .

$$d(t_1) = e^{-\gamma t_1} [ B_1 \text{sen } \omega_d t_1 + B_2 \text{cos } \omega_d t_1 ]$$

$$\delta = \ln \frac{d(t_1)}{d(t_1 + T_d)} = \ln \frac{e^{-\gamma t_1} [ B_1 \text{sen } \omega_d t_1 + B_2 \text{cos } \omega_d t_1 ]}{e^{-\gamma(t_1 + T_d)} [ B_1 \text{sen } \omega_d(t_1 + T_d) + B_2 \text{cos } \omega_d(t_1 + T_d) ]}$$

por tratarse de una función periódica se tiene el mismo valor de la función trigonométrica, así:

$$\delta = \ln \frac{e^{-\gamma t_1}}{e^{-\gamma(t_1 + T_d)}} = \ln e^{-\gamma T_d} = -\gamma T_d \tag{1.13}$$

sustituyendo la frecuencia amortiguada ( 1.12 ) en ( 1.13 ):

$$\delta = -\gamma \frac{2\pi}{\omega \sqrt{1 - \gamma^2}} = -\frac{2\pi \gamma}{\omega \sqrt{1 - \gamma^2}}$$

para valores pequeños de  $\gamma$  el radical es casi uno, por lo tanto, se define el decremento logarítmico como:

$$\delta = \frac{2\pi \gamma}{\omega} \tag{1.14}$$

#### 4. Excitación sísmica del terreno.

Cuando una estructura de un nivel, como la mostrada en la figura 1.1, está sujeta a una excitación sísmica del terreno, no se aplican fuerzas externas a nivel del techo, pero el sistema experimenta una aceleración de la base, cuya ecuación de equilibrio dinámico se plantea como:

$$m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + k x(t) = p_e(t)$$

acomodando términos:

$$m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + k x(t) = m \ddot{x}_s(t) \tag{1.15}$$

la fuerza dependiente del tiempo '  $p_e ( t )$  ' &  $m\ddot{d}_s ( t )$

Por lo tanto la ecuación de movimiento de una estructura sujeta a movimiento en la base, es similar a la de una estructura sujeta a una fuerza dependiente del tiempo, si el movimiento de la base se representa como una fuerza efectiva dependiente del tiempo, e igual al producto de la masa y la aceleración del terreno.

5. Respuesta a cargas de impulso.

Se estudia la respuesta de un sistema no amortiguado con un grado de libertad, sujeta a un impulso de corta duración. Si la duración  $\Delta t$ , del pulso aplicado  $p ( J )$ , aplicado en el tiempo  $J$  es relativamente corta con respecto al periodo fundamental de vibración de la estructura,  $T$ , se considera que el impulso comienza a actuar en el tiempo  $t = 0$ , cuando la masa esta en la posición de equilibrio, de modo que las condiciones iniciales son  $d ( t ) = 0$  y  $\dot{d}_0 = 0$ , para encontrar el desplazamiento en un instante posterior  $( J )$ :

$$\begin{aligned}
 p ( J ) &= m\ddot{d} ( J ) \\
 p ( J ) &= m \frac{d}{dt} \dot{d} ( J ) = m \left( \frac{\dot{d}(J)}{\Delta t} \right) \\
 \dot{d} ( J ) &= \frac{1}{m} p ( J ) ( t ) \tag{1.16}
 \end{aligned}$$

Esta ecuación enuncia que el cambio en la cantidad de movimiento es igual al impulso, es decir los efectos del impulso se consideran como un cambio incremental de la velocidad, pero no de desplazamiento. Si se considera el incremento como una velocidad inicial adquirida en el tiempo  $t$ , el desplazamiento en el tiempo  $J$ , se puede expresar por la ecuación ( 1.8 )

$$\begin{aligned}
 d ( t ) &= \frac{\dot{d}_0}{T} \text{sen } Tt + d_0 \cos Tt \tag{1.8} \\
 \dot{d} ( t ) &= \dot{d}_0 \cos Tt + d_0 T \text{sen } Tt
 \end{aligned}$$

de las condiciones iniciales para  $t = 0$ ,  $\dot{d} ( t ) = \dot{d}_0$  y sustituyendo en ( 1.16 )

$$\begin{aligned}
 \dot{d}_0 &= \frac{1}{m} p ( J ) ( t ) \\
 \dot{d} ( t ) &= \frac{1}{mT} p ( J ) \text{sen } Tt \tag{1.17}
 \end{aligned}$$

para definir en forma matemática el inicio del desplazamiento:

$$\dot{d} ( t ) = \frac{1}{mT} p ( J ) \text{sen } T ( t - J )$$

haciendo la sumatoria de los desplazamientos producidos por todos los pulsos:

$$\begin{aligned}
 d ( t ) &= \frac{1}{mT} \int_0^t p ( J ) \text{sen } T ( t - J ) dt \\
 d ( t ) &= \frac{1}{mT} \int_0^t p ( J ) \text{sen } T ( t - J ) dt \tag{1.17}
 \end{aligned}$$

En forma análoga, para un sistema con amortiguamiento la respuesta sigue la ecuación ( 1.11 ), y sustituyendo las condiciones iniciales, se tiene

$$d(t) = e^{-\xi T t} \left[ \frac{d_0 \omega \cdot T d_0}{T_d} \operatorname{sen} T_d t + d_0 \cos T_d t \right] \quad (1.11)$$

$$) d(t) = \frac{1}{m T_d} p(J) e^{-\xi T(t+J)} \operatorname{sen} T_d (t + J) dt$$

$$d(t) = \frac{1}{m T_d} \int_0^t p(J) e^{-\xi T(t+J)} \operatorname{sen} T_d (t + J) dt \quad (1.18)$$

6. Respuesta a carga general dinámica.

Aplicando el desarrollo anterior, podemos hacer extensiva la solución a sistemas sujetos a una historia arbitraria de cargas, en donde se puede descomponer en una serie de impulsos de corta duración. Considérese uno de estos impulsos que termina en el tiempo  $J$  después de iniciada la historia de cargas y con una duración  $d J$ . La amplitud de este pulso diferencial es  $p(J) d J$ , y produce una respuesta diferencial que esta dada por la expresión

$$) d(t) = \frac{1}{m T} p(J) \operatorname{sen} T (t + J) dt$$

Obteniendo la respuesta total sumando las respuestas de los impulsos en toda la historia de cargas, la cual se conoce como la integral de Duhamel para sistemas sin amortiguamiento:

$$d(t) = \frac{1}{m T} \int_0^t p(J) \operatorname{sen} T (t + J) dt \quad (1.19)$$

y para sistemas con amortiguamiento la integral de Duhamel queda de la siguiente forma:

$$d(t) = \frac{1}{m T_d} \int_0^t p(J) e^{-\xi T(t+J)} \operatorname{sen} T_d (t + J) dt \quad (1.20)$$

7. Respuesta sísmica de estructuras elásticas.

a. Historia de respuesta.

La respuesta a carga debida a sismo puede obtenerse directamente de la integral de Duhamel al reemplazar la fuerza dependiente del tiempo  $p(t)$  por la fuerza efectiva  $p_e(t)$ , la cual es el producto de la masa y la aceleración del terreno,  $p_e(t) = m \ddot{d}_s(t)$ . Sustituyendo estos valores en la ecuación (1.20), se obtiene la siguiente expresión para el desplazamiento en cualquier instante:

$$v(t) = \frac{I_v(t)}{T} \quad (1.21)$$

donde el parámetro  $I_v(t)$  representa la integral, con unidades de velocidad y definido como:

$$I_v(t) = \int_0^t m \ddot{d}_s(J) e^{-\xi T(t+J)} \operatorname{sen} T_d (t + J) dt \quad (1.22)$$

Conviene expresar las fuerzas que actúan en la estructura durante un sismo en función de las fuerzas efectivas de inercia, que es el producto de la masa y la aceleración total. Empleando la ecuación (1.15), cuando  $m \ddot{d}_s(t) = 0$ , la aceleración total puede expresarse como:

$$\ddot{v}(t) + \frac{c}{m} \dot{v}(t) + \frac{k}{m} v(t) = \ddot{v}_g(t) \quad (1.23)$$

Si la contribución del amortiguamiento es pequeña, la aceleración total es en forma aproximada:

$$\ddot{v}(t) \approx T^2 \ddot{v}_g(t) \quad (1.24)$$

La fuerza sísmica efectiva está dada entonces por

$$Q(t) = m T^2 \ddot{v}_g(t) \quad (1.25)$$

Con esta expresión se puede calcular el cortante en la base de una estructura en un instante cualquiera de la historia del sismo en cuestión. El momento de volteo se obtiene multiplicando la fuerza de inercia por la altura de la estructura:

$$M(t) = h m T^2 \ddot{v}_g(t) \quad (1.26)$$

b. Espectro de respuesta.

Aún para estructuras simples, el calcular los desplazamientos y fuerzas en cada instante de la historia de un sismo requiere un esfuerzo computacional considerable. Para varias aplicaciones del diseño estructural, solo se requiere conocer los valores máximos de la respuesta. Al valor máximo de desplazamiento, calculado según la ecuación (1.21), le llamamos desplazamiento espectral

$$S_d = \frac{1}{T} \int_0^t \ddot{v}_g(\tau) e^{-\gamma \omega (\tau - t)} \sin \omega (t - \tau) d\tau \quad (1.27)$$

$$S_d = v(t)_{m\acute{a}x} \quad (1.28)$$

Empleando este valor en las ecuaciones (1.25) y (1.26), se obtienen los valores máximos del cortante en la base y de momento de volteo de un sistema de un grado de libertad, respectivamente:

$$Q_{m\acute{a}x} = m T^2 S_d \quad (1.29)$$

$$M_{m\acute{a}x} = h m T^2 S_d \quad (1.30)$$

Considerando que la mayoría de las estructuras, sin daño, tienen amortiguamiento entre dos y diez por ciento, despreciando su contribución en la velocidad y aceleración máxima, se calcula la velocidad máxima multiplicando el desplazamiento espectral por la frecuencia circular, y se conoce como pseudovelocidad espectral, de forma similar la aceleración máxima es el producto del desplazamiento espectral y el cuadrado de la frecuencia circular, y se denomina pseudoaceleración espectral, expresadas en las ecuaciones (1.31) y (1.32), respectivamente.

$$S_{pv} = T S_d \quad (1.31)$$

$$S_{pa} = T^2 S_d \quad (1.32)$$

A la representación gráfica o conjunto de valores espectrales (desplazamiento, velocidad y aceleración máxima) contra la frecuencia o el periodo de muchas estructuras se le llama espectro de respuesta.

## B. SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD.

En el análisis sísmico de edificios con sistemas de piso rígido, de acuerdo a la experiencia y para simplificar el problema, se hacen una serie de consideraciones: la masa se concentra en el nivel de piso, cada masa representa

un grado de libertad, se desprecian las deformaciones axiales en columnas, las fuerzas de inercia laterales son las que producen desplazamientos importantes.

1. Ecuación general de equilibrio dinámico.

Al igual que para el sistema de un grado de libertad, la ecuación del movimiento puede ser formulada a partir del equilibrio de las fuerzas asociadas con cada grado de libertad; en general los tipos de fuerzas actuantes son: las cargas externas  $P(t)$ , las fuerzas de inercia  $Fi(t)$ , las fuerzas disipadoras  $Fd(t)$  y las fuerzas restauradoras  $Fr(t)$ , para mostrar las acciones empleamos un edificio de tres pisos, donde cada piso representa un grado de libertad, ver figura 1.4:

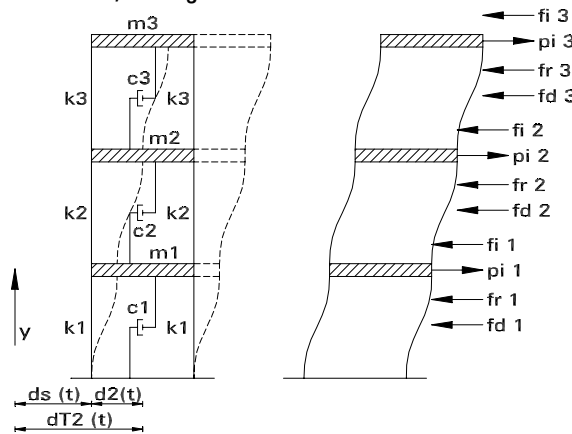


FIGURA 1.4

la fuerza de inercia =  $fi_1 \quad m_1 \ddot{d}_1$  en forma matricial tenemos:

$$\begin{bmatrix} fi_1 \\ fi_2 \\ fi_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{d}_1 \\ \ddot{d}_2 \\ \ddot{d}_3 \end{bmatrix}$$

en donde la matriz de masas es diagonal, sin acoplamiento de masas.

la fuerza restauradora =  $fr_1 \quad k_{11} d_1 \quad k_{12} d_2 \quad k_{13} d_3$

$$\begin{bmatrix} fr_1 \\ fr_2 \\ fr_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{bmatrix}$$

de manera similar se puede expresar la fuerza disipadora o de amortiguamiento:

$$Fd(t) = CD \dot{Q}(t)$$

por lo tanto la ecuación de equilibrio dinámico se expresa:

$$Fi(t) + Fr(t) + Fd(t) = P(t)$$

sustituyendo:

$$M\ddot{D}(t) + M\ddot{D}_s(t) + CD\dot{Q}(t) + KD(t) = P(t) \tag{1.33}$$

2. Vibración libre sin amortiguamiento.

Estudiando el caso de un sistema de vibración libre sin amortiguamiento de n grados de libertad, que es un caso hipotético, la ecuación (1.33) se convierte en:

$$M\ddot{D}(t) + KD(t) = 0 \tag{1.34}$$

en donde la solución para un sistema de un grado de libertad es:

$$d(t) = A \sin(Tt + R) \tag{1.9}$$

Se plantea la expresión del desplazamiento en términos de una función de forma y una constante que representa el tamaño de la amplitud del desplazamiento:

$$D(t) = N q(t) \tag{1.35}$$

donde:

$N$  = función de amplitudes

$q(t) = \sin Tt$  = constante de la amplitud del desplazamiento

$D = N \sin Tt$

$\dot{D} = NT \cos Tt$

$\ddot{D} = -NT^2 \sin Tt = -T^2 D$

Sustituyendo en la ecuación (1.34)

$$M [N (-T^2 \sin Tt)] + K (N \sin Tt) = 0$$

$$-T^2 [MN] + [KN] = 0$$

$$[K - T^2 M] N = 0 \tag{1.36}$$

para que el sistema de ecuaciones tenga solución diferente de cero, su determinante debe ser igual a cero

$$\det [K - T^2 M] = 0 \tag{1.37}$$

si el sistema tiene n grados de libertad, se tiene una ecuación de grado n con  $T_n^2$  como incógnita y se le denomina *ecuación característica del sistema*.

Al sustituir el valor de  $T_n^2$  en (1.36) se obtiene una ecuación matricial homogénea de orden enésimo en  $N_n$ , por lo cual, podemos establecer en forma arbitraria el valor de cualquier término de este vector y determinar la forma del modo natural enésimo resolviendo el sistema de ecuaciones; si se aplica para todos los valores de  $T_n^2$  se determinan las formas de todos los modos naturales. Al conjunto de raíces características  $T_n^2$  se les llama también *eigenvalores* y al conjunto de las amplitudes del modo  $N_n$  se le denomina enésima *función característica* o *eigenvector*.

Se establece ordenar los valores de  $T$  en forma creciente, estableciendo que el modo fundamental o primer modo de vibrar corresponde a la menor frecuencia circular de vibración  $T$  con su correspondiente período  $T$ , y a los restantes modos se les llama modos superiores.

Se demuestra que los modos naturales forman un conjunto ortogonal completo con la matriz de masas  $M$  o la matriz de rigideces  $K$  como matriz de peso, es decir se cumplen las siguientes condiciones:

$$M_{ij} = M_{ji} = 0 \quad \text{si } j \neq i$$

$$\bar{M}_j^T K \bar{M}_j = 0 \quad \text{si } j \dots i$$

El hecho de que los modos naturales constituyen un conjunto completo significa que cualquier configuración que satisfice las condiciones de frontera puede expresarse como una combinación lineal de modos naturales:

$$u = \sum_n a_n \mathbf{N}_n$$

en donde los valores adimensionales  $a_n$  se les llama *factores de participación*, principalmente cuando los modos se han normalizado previamente, de acuerdo con alguna convención (frecuentemente se normaliza estableciendo la escala de  $\mathbf{N}_n$  para que se cumpla que  $\mathbf{N}_n^T M \mathbf{N}_n = 1$  en unidades arbitrarias).

### 3. Cálculo de modos y frecuencias de vibrar.

La solución de la ecuación ( 1.37 ) para sistemas de tres o menos grados de libertad, se plantea el determinante y se encuentran las raíces de  $\mathbf{T}_n^2$ ; para sistemas de más grados de libertad se han desarrollado métodos numéricos de aproximaciones sucesivas, entre los cuales se encuentra el método de Newmark, el método de Holzer, el método de iteración inversa, etc.

#### a. Método de Newmark.

Se basa en el procedimiento de iteración de Stodola-Vianello, mejorado sustancialmente por la incorporación del cociente de Schwartz y la posibilidad de establecer cotas superiores e inferiores a las frecuencias naturales.

Para calcular el modo fundamental, establecidas las masas  $M$  y rigideces  $K$  del sistema, se siguen los siguientes pasos:

**á.** Suponer una primera configuración modal normalizada  $\mathbf{N}_1^f$ , de tal forma que el desplazamiento para la masa del primer nivel sea unitario  $\mathbf{N}_1 = 1$ .

**ã.** Calcular las fuerzas de inercia en cada masa asociadas a la configuración supuesta  $\mathbf{N}_1^f$ , dejando  $\mathbf{T}^2$  como factor comun pues se desconoce,  $f_i / \mathbf{T}^2 = m_i \mathbf{N}_1^f$ .

**ä.** A partir de las fuerzas de inercia entre las frecuencias circulares al cuadrado, se calculan las fuerzas cortantes en los entrepisos entre  $\mathbf{T}^2$ ,  $v_i / \mathbf{T}^2$ .

**å.** Se obtienen las deformaciones de entrepiso entre  $\mathbf{T}^2$ , dividiendo las fuerzas cortantes del reglón anterior entre las rigideces de entrepiso  $v_i^* / \mathbf{T}^2 = (v_i / \mathbf{T}^2) / k_i$ .

**æ.** Se determina una nueva configuración de los desplazamiento de las masas, acumulando las deformaciones de entrepiso anteriores,  $v_i^* / \mathbf{T}^2$ .

**ç.** Se obtiene la frecuencia circular al cuadrado  $\mathbf{T}^2$ , para cada masa, igual al cociente  $\mathbf{N}_i / (v_i^* / \mathbf{T}^2)$ . Si la configuración supuesta  $\mathbf{N}_i$  es correcta,  $\mathbf{T}^2$  tendrá el mismo valor para todas las masas; en caso contrario se repiten los pasos anteriores con una forma de modo proporcional a  $v_i^* / \mathbf{T}^2$  hasta que se cumpla la condición anterior.

**è.** La frecuencia se calcula con el promedio de los valores del último ciclo o con el coeficiente de Schwartz:

$$T^2 = \frac{\sum_j (f_j / T^2) (\phi_j / T^2)}{\sum_j m_j (\phi_j / T^2)^2}$$

Para el cálculo de los modos superiores se hace uso de las propiedades de ortogonalidad de los modos, es similar al modo fundamental modificando el paso  $\hat{a}$ , suponiendo la configuración del modo superior que se desea calcular y se le quitan los componentes que pueda tener de los modos ya calculados.

Para calcular el i-ésimo modo se puede escribir como:

$$N_i^f = N_i^f + a_{i&1} N_{i&1} + a_{i&2} N_{i&2} + \dots + a_j N_j$$

donde  $N_i^f$  es la configuración supuesta y corregida

y la participación de cada modo se define:

$$a_r = \frac{N_r^T [M] N_k^f}{N_r^T [M] N_r}$$

donde  $N_k^f$  es la configuración supuesta de algún modo superior que deseamos calcular, y  $N_r$  la configuración de un modo cualquiera conocido.

Puede observarse que, mientras mayor sea el orden del modo deseado, el cálculo de la configuración correspondiente es más laborioso.

Se siguen los pasos restantes del proceso para obtener un modo superior aplicando el proceso de 'limpia'.

#### 4. Respuesta a movimientos del terreno.

Para una estructura de varios grados de libertad como la mostrada en la figura 1.4, sujeta al movimiento en su base, es decir a un acelerograma dado, las masas presentaran desplazamientos que dependen del tiempo y de la aceleración, que se obtienen resolviendo el sistema de ecuaciones diferenciales de la ecuación ( 1.33 )

##### a. Análisis modal.

Se aprovechan las propiedades de los modos de vibración, como el de constituir un conjunto completo, para reducir el problema de *resolver un sistema acoplado de n ecuaciones diferenciales al de n ecuaciones diferenciales desacopladas*, se considera que para un instante dado, los desplazamientos de las masas se pueden expresar como la suma de los desplazamientos producidos a la participación de cada uno de los modos naturales:

$$u(t) = \sum_j Y_j(t) Z_j$$

en donde:

$u(t)$  ' vector de desplazamientos relativos a la base de las masas en el tiempo t.

$Y_j(t)$  ' función escalar que expresa la variación con respecto al tiempo de la participación del modo j.

$Z_j$  ' j-ésimo vector modal en el que el término  $z_{ij}$  es la amplitud del desplazamiento de la masa  $m_j$ .

**j** expresa la suma sobre todos los modos de vibrar.

De la ecuación ( 1.33 ) sustituyendo  $u ( t )$  se tiene:

$$M Z \ddot{Y} ( t ) + C Z \dot{Y} ( t ) + K Z Y ( t ) = M \mathbf{1} \ddot{s} ( t ) \quad ( 1.38 )$$

donde  $\mathbf{1}$  es un vector con elementos unitarios para hacer conformables las operaciones matriciales.

Considerando las propiedades de ortogonalidad de los modos donde las matrices transformadas son diagonales, y diagonalizando la matriz de amortiguamiento, se tiene:

$$\begin{aligned} M^{(j)} &= Z_j^T M Z_j \\ K^{(j)} &= Z_j^T K Z_j \\ C^{(j)} &= Z_j^T C Z_j \end{aligned}$$

premultiplicando por  $Z^T$  los miembros de la ecuación ( 1.38 ), resulta:

$$M^{(j)} \ddot{Y}_j ( t ) + C^{(j)} \dot{Y}_j ( t ) + K^{(j)} Y_j ( t ) = Z_j^T M \mathbf{1} \ddot{s} ( t ) \quad ( 1.39 )$$

como los elementos fuera de la diagonal de las matrices transformadas son nulos, para la fila  $j$  del sistema de ecuaciones diferenciales ( 1.39 ):

$$m_j^{(j)} \ddot{Y}_j ( t ) + c_{cj}^{(j)} \dot{Y}_j ( t ) + k_j^{(j)} Y_j ( t ) = Z_j^T M \mathbf{1} \ddot{s} ( t ) \quad ( 1.40 )$$

denominando masa, rigidez y amortiguamiento generalizados en el modo  $j$ , definidas respectivamente por:

$$\begin{aligned} m_j^{(j)} &= Z_j^T M Z_j \\ k_j^{(j)} &= Z_j^T K Z_j \\ c_{cj}^{(j)} &= Z_j^T C Z_j \end{aligned}$$

estableciendo  $T_j = \sqrt{\frac{k_j^{(j)}}{m_j^{(j)}}}$ ,  $\gamma_j = \frac{c_{cj}^{(j)}}{2 \sqrt{\frac{k_j^{(j)}}{m_j^{(j)}}}}$  al dividir la ecuación ( 1.40 ) entre  $m_j^{(j)}$

$$\ddot{Y}_j ( t ) + 2 \gamma_j T_j \dot{Y}_j ( t ) + T_j^2 Y_j ( t ) = [ Z_j^T M \mathbf{1} / m_j^{(j)} ] \ddot{s} ( t ) \quad ( 1.41 )$$

para un sistema de un grado de libertad se tiene la ecuación diferencial:

$$\ddot{u} + 2 \gamma T u' + T^2 u = \ddot{s} \quad ( 1.42 )$$

Comparando las ecuaciones diferenciales lineales, se concluye que para el mismo acelerograma  $\ddot{s} ( t )$ ,  $Y_j ( t )$  es igual al desplazamiento de la masa de un sistema de un grado de libertad con frecuencia  $T = T_j$  y fracción de amortiguamiento crítico  $\gamma_j$  multiplicado por el factor  $p_j$ , denominado factor de participación modal que establece la escala a la que interviene este modo en el movimiento,

$$p_j = \frac{Z_j^T M \mathbf{1}}{Z_j^T M Z_j} \quad \text{o en cantidades escalares} \quad p_j = \frac{\sum_i m_i z_{ij}}{\sum_i m_i z_{ij}^2} \quad ( 1.43 )$$

suponiendo que el desplazamiento del sistema de un grado de libertad con frecuencia  $T_j$  y fracción de amortiguamiento crítico  $\gamma_j$  ante la excitación  $\ddot{s} ( t )$  es  $N_j ( t )$ , entonces  $Y_j ( t ) = p_j N_j ( t )$ .

Sustituyendo en la ecuación ( 1.38 ) y considerando solo el desplazamiento de la  $n$ -ésima masa:

$$u_{nj}(t) = Y_j(t) z_{nj} \tag{1.44}$$

$$u_n(t) = \sum_j u_{nj}(t) = \sum_j Y_j(t) z_{nj} = \sum_j \rho_j N_j(t) z_{nj} \tag{1.45}$$

o tambien:

$$u_n(t) = \sum_j N_j(t) z_{nj} \frac{\sum_j m_j z_{ij}}{\sum_j m_j z_{ij}^2} \tag{1.46}$$

que muestra el desplazamiento relativo en un instante t, de la masa n debido a la contribución del modo j, se obtiene como el producto de la amplitud de dicha masa en el modo j a una escala arbitraria, por el coeficiente de participación  $\rho_j$ , y por una función del tiempo  $N_j(t)$ , que es la misma que proporciona el desplazamiento de la masa de un sistema de un grado de libertad, de igual periodo y amortiguamiento que los del modo estudiado, que tiene unidades de longitud y puede calcularse por cualquier método numérico.

Conocidos los desplazamientos de un modo, se pueden calcular las fuerzas cortantes multiplicando la matriz de rigideces por los desplazamientos.

El análisis modal espectral tiene como fin determinar la respuesta máxima ante un sismo, pero al no conocer el acelerograma del sismo de mayor intensidad que actuará en una estructura, se emplean los espectros de diseño establecidos en el Reglamento de Construcciones, que proporcionan la pseudoaceleración máxima  $A_j$ , igual al desplazamiento máximo por la frecuencia al cuadrado, para cada periodo  $T_j$ , por tanto la contribución máxima del modo j al desplazamiento de la masa j es:

$$u_{njmax} = A_j \rho_j z_{nj} | T_j^2 \tag{1.47}$$

La respuesta total máxima R, con la contribución de todas los modos, se puede establecer para estructuras no acopladas, es decir que tengan periodos distantes entre si, sin considerar los grados de libertad a torsión, empleando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, SRSS:

$$R_{SRSS} = \sqrt{\sum_j r_j^2} \tag{1.48}$$

Para estructuras cuyos periodos de los modos naturales difieran entre sí menos del diez porciento, sistemas estrechamente acoplados, se propone el método de combinación cuadrática completa, CQC, que nos permite tener más precisión en la respuesta sísmica:

$$R_{CQC} = \sqrt{\sum_j r_j^2 + \sum_{i \neq j} \rho_{ij} r_i r_j} \tag{1.49}$$

para amortiguamientos modales constantes, para todo  $N_i$  y  $N_j$ :

$$\rho_{ij} = \frac{8 \xi^2 (1 \% r) r^{3/2}}{(1 + r^2) \% 4 \xi^2 r (1 \% r)^2} \tag{1.50}$$

donde

$$r = \frac{T_j}{T_i} \quad \gamma > \frac{c}{c_{cr}}$$

## **II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.**

## II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.

Debido al desarrollo y crecimiento de la Ciudad de México, surge la necesidad de contar con edificaciones con un mayor espacio útil, tanto en planta con espacios mas amplios, como verticalmente con un mayor número de niveles, así se proyecta y desarrolla en la década de los setentas, entre los fines del año de 1971 y principios de 1972, el proyecto estructural y arquitectónico de una construcción de concreto reforzado de diecisiete niveles, con planta rectangular, columnas y tableros de losa nervada de concreto, localizado en la 'Zona del Lago' del Distrito Federal. De acuerdo a la fecha de realización del proyecto y de la construcción del mismo, el diseño estructural se hizo conforme los lineamientos y especificaciones establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1966. La construcción de la estructura se llevo a cabo en los años de 1972 y 1973.

La estructura portante del edificio está constituida por marcos rígidos en dos direcciones, a base de columnas, muros de concreto reforzado y sistemas de piso formado por losas planas nervadas 'aligeradas con bloques de concreto', coladas in situ. Existen muros de relleno de mampostería con elementos de barro recocido junteados con mortero, en las zonas de los cubos de elevadores y áreas de servicios. En las fachadas se colocaron elementos prefabricados de concreto reforzado con carácter ornamental.

La subestructura consiste en un cajón de cimentación formado por un muro de contención perimetral, un sistema de contratrabes en dos direcciones, una losa de fondo unida a pilotes de fricción y una losa tapa.

El edificio en estudio se localiza, según el tipo de suelo existente, en la Zona Lacustre o Zona III de la Ciudad de México, en cuyo suelo existen grandes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla; los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales.

El edificio aloja oficinas administrativas, cuenta con los servicios necesarios para un funcionamiento adecuado y confortable como una área de estacionamiento, cubos de elevadores y escaleras, área de servicios.

La construcción se localiza aproximadamente en la esquina surponiente de la manzana. Tiene como colindancias, al sur una Plaza de Acceso, al poniente una calle, al norte un edificio y al oriente una zona dedicada a estacionamiento.

### A. INFORMACIÓN BÁSICA.

Se hizo una recopilación de la información disponible tanto del proyecto estructural original, como del proyecto arquitectónico original, obteniendo una serie de planos, que fueron la información base para el desarrollo de este proyecto.

#### 1. Proyecto estructural original.

- E- 1. Localización de Pilotes.
- E- 2. Planta de Cimentación.
- E- 3. Estructura Nivel Planta Baja.
- E- 4. Estructura Nivel Mezzanine.
- E- 5. Estructura Niveles 1, 2 y 3.
- E- 6. Estructura Niveles 4, 5, 6 y 7.
- E- 7. Estructura Niveles 8, 9 y 10.
- E- 8. Estructura Nivel 11.
- E- 9. Estructura Nivel 12.

E-10. Estructura Nivel 13.

E-11. Estructura Nivel 14.

## 2. Proyecto arquitectónico original.

A- 9. Planta Baja N. 10.00.

A-10. Planta Mezanine N. 13.79.

A-11. Planta Tipo. Del N. 17.19 al 44.19.

A-12. Planta Comedor.

A-13. Planta Radio.

## B. PLANTAS ARQUITECTÓNICAS.

El terreno tiene forma irregular, una dimensión de 12.00 m de frente con la calle colindante sur, de 50.355 m, 52.10 m y 29.45 m con la calle colindante poniente, la construcción norte, la calle oriente, respectivamente, con una superficie total de aproximadamente 2, 100 m<sup>2</sup>; ver fig 2.1

En planta la construcción tiene forma trapecial, esta definida en la dirección longitudinal por los ejes A, B, C, D, E, F y G, con un entreje variable de 5.00 m a 6.36 m, un entreje de 3.80 m, tres entrejes de 7.32 m y un entreje de 9.57 m, para una longitud mayor 41.79 m entre paños exteriores de muros. En la dirección transversal la delimitan los ejes 1, 2, 4, 6 y 7, con entrejes de 1.975 m, 9.80 m, 9.80 m y 1.975 m, para un ancho total de 23.55 m. La construcción tiene una altura total de 46.59 m respecto al nivel de Planta Baja.

El edificio cuenta con diecisiete plantas arquitectónicas, con las siguientes características:

1. Planta Losa de Sótano 1, **NS1**, tiene forma trapecial, una longitud mayor de 41.79 m, una longitud menor de 40.43 m, y un ancho de 23.55 m, para una superficie construida de 970 m<sup>2</sup>. Se tiene el Nivel de Piso Terminado de +7.25 m, con una altura de entrepiso de 2.75 m. Este nivel funciona como estacionamiento de automóviles, cuenta con una rampa de acceso a nivel de banqueta en el extremo norte y un cubo de elevadores para acceso al resto del edificio.
2. Losa de Planta Baja, **NPB**, tiene forma trapecial, una longitud mayor de 41.79 m y un ancho de 23.55 m, para una área útil de 870 m<sup>2</sup>. El Nivel de Piso Terminado es de +10.00, con una altura de entrepiso de 3.79 m. En esta planta existe el Acceso Principal, una zona vestibular para controlar el acceso al edificio, un cubo de elevadores y un cubo de escaleras, un hueco para la rampa de acceso al estacionamiento; parte de este nivel esta destinado a oficinas.
3. Planta Losa Mezanine, **NMZ**, tiene forma rectangular con dimensiones de 28.48 m de longitud y un ancho de 19.80 m, para una superficie construida de 570 m<sup>2</sup>. Existe el Nivel de Piso Terminado de +13.79 m, con una altura de entrepiso de 3.40 m. Esta planta aloja un Auditorio con una capacidad aproximada de 110 personas, localizado entre los ejes D-F y 2-4, los cubos de elevadores y escaleras, una área destinada a sanitarios y el resto del nivel es ocupado por oficinas.
4. Planta Losa Nivel 01, **NO1**, tiene forma rectangular con una longitud de 24.70 m y un ancho de 21.20 m, con una área construida de 530 m<sup>2</sup>. El Nivel de Piso Terminado es de +17.19 m, con una altura de entrepiso de 3.00 m. Esta planta es ocupada por oficinas; además de las áreas de comunicación y servicios, como los cubos de elevadores y escaleras, y sanitarios.

5. Planta Losa Nivel Tipo, del Nivel 02 al Nivel 12, **NT**, once plantas tipo con forma rectangular, una longitud de 24.70 m y un ancho de 22.60 m, con una área construida de 560 m<sup>2</sup>. Estos pisos son ocupados por oficinas con los consecuentes espacios para alojar servicios y comunicación. Los Niveles de Piso Terminado y altura de entrepiso de cada planta son los siguientes:

Planta Losa Nivel 02	NPT + 20.19	altura entrepiso de 3.00 m
Planta Losa Nivel 03	NPT + 23.19	altura entrepiso de 3.00 m
Planta Losa Nivel 04	NPT + 26.19	altura entrepiso de 3.00 m
Planta Losa Nivel 05	NPT + 29.19	altura entrepiso de 3.00 m
Planta Losa Nivel 06	NPT + 32.19	altura entrepiso de 3.00 m
Planta Losa Nivel 07	NPT + 35.19	altura entrepiso de 3.00 m
Planta Losa Nivel 08	NPT + 38.19	altura entrepiso de 3.00 m
Planta Losa Nivel 09	NPT + 41.19	altura entrepiso de 3.00 m
Planta Losa Nivel 10	NPT + 44.19	altura entrepiso de 3.00 m
Planta Losa Nivel 11	NPT + 47.19	altura entrepiso de 3.40 m
Planta Losa Nivel 12	NPT + 50.59	altura entrepiso de 3.00 m

6. Planta Losa Nivel 13, **N13**, tiene forma rectangular con una longitud de 24.70 m y un ancho de 18.90 m, con una superficie construida de 470 m<sup>2</sup>. El Nivel de Piso Terminado es de +53.59 m, con una altura de entrepiso de 3.00 m. En esta planta se alojan oficinas, además del Cuarto de Máquinas de elevadores, termina el cubo de escaleras, y parte de este nivel es azotea.

7. Planta Losa Nivel 14, **N14**, tiene forma rectangular con dimensiones de 16.96 m de longitud y un ancho de 18.90 m, para una área de construcción de 320 m<sup>2</sup>. El Nivel de Piso Terminado es de +56.59 m. Este nivel constituye la azotea del edificio.

La superficie total construida es de aproximadamente 9, 900 m<sup>2</sup>.

### C. PLANTAS ESTRUCTURALES.

El material empleado en la construcción fue concreto reforzado colado in situ; la estructura está constituida por marcos rígidos en dos direcciones, tiene como elementos de soporte columnas rectangulares, con peralte variable, disminuyendo conforme aumenta la altura del edificio, y muros de concreto en el Nivel de Sótano 1 y 2; el sistema de piso lo constituye losas planas nervadas 'aligeradas con casetones de concreto reforzado', coladas in situ, con un peralte total de 50 cm, formando el sistema de piso denominado 'losa plana'.

La subestructura esta constituida por un cajón de cimentación de concreto reforzado, con una losa de fondo de 25 cm, una losa tapa de 10 cm, ligadas por contratrabes en dos direcciones con varios anchos y peralte total de 2.00 m y un muro de contención perimetral con espesor de 20 cm, cabe mencionar que el muro perimetral llega hasta la Planta Baja; unidos a losa de fondo y contratrabes existen pilotes de fricción, en forma triangular de 50 cm de lado, de concreto reforzado, con una longitud total de 24.50 m respecto al nivel de banquetas.

Existen muros de relleno de mampostería con elementos de barro recocido juntados con mortero, en los cubos de elevadores y en las áreas de servicios. En las fachadas se colocaron elementos prefabricados de concreto reforzado con carácter ornamental.

El edificio está constituido por un solo cuerpo que tiene las siguientes características:

Consta de dieciocho plantas: Planta Losa de Sótano 2, NS2; Planta Losa de Sótano 1, NS1; Losa de Planta Baja, NPB; Planta Losa Mezanine, NMZ; Planta Losa Nivel 01, N01; once Plantas de Losa Nivel Tipo, NT, del Nivel N02 a N12; Planta Losa Nivel 13, N13 y Planta Losa Nivel 14, N14. Las plantas de NS2, NS1 y PB tienen forma trapecial y el resto de las plantas tienen forma rectangular.

1. Planta Losa Sótano 2, **NS2**, lo constituye la losa de fondo del cajón de cimentación, de concreto reforzado, con un espesor de 25 cm, como elementos de soporte existe un muro de contención perimetral de 20 cm de espesor y columnas rectangulares. La planta tiene forma trapecial con una longitud mayor de 41.79 m, una longitud menor de 40.43 m, y un ancho de 23.55 m, esta definida en la dirección longitudinal por los ejes A, B, C, D, E, F y G, con un entreje variable de 5.00 m a 6.36 m, entrejes de 3.80 m, 7.32 m, 7.32 m, 7.32 m y 9.57 m, para una longitud mayor de 41.79 m entre paños exteriores de muros. En la dirección transversal la delimitan los ejes 1, 2, 4, 6 y 7, con entrejes de 1.975 m, 9.80 m, 9.80 m y 1.975 m, para un ancho total de 23.55 m. El Nivel Tope de Concreto ( NTC ) es + 5.45 m. Existen pilotes de fricción, de concreto reforzado, de forma triangular, de 50 cm de lado desplantados a una profundidad de 24.50 m respecto al nivel de banqueta, que soportan junto con la losa de fondo las descargas del edificio, ver fig 2.2.
2. Planta Losa Sótano 1, **NS1**, lo forman la losa tapa del cajón de cimentación, de concreto reforzado, con un espesor de 10 cm, contratrabes de 35, 70, 65 y 50 cm de ancho y peralte de 200 cm; muro de concreto perimetral de 20 cm de espesor y columnas rectangulares. La planta tiene forma trapecial con una longitud mayor de 41.79 m, una longitud menor de 40.43 m, y un ancho de 23.55 m, esta definida en la dirección longitudinal por los ejes A y G, con un entreje variable de 5.00 m a 6.36 m, entrejes de 3.80 m, 7.32 m, 7.32 m, 7.32 m y 9.57 m; en la dirección transversal la delimitan los ejes 1 y 7, con entrejes de 1.975 m, 9.80 m, 9.80 m y 1.975 m. El Nivel de Piso Terminado ( NPT ) es + 7.25 m, ver fig 2.3.
3. Losa de Planta Baja, **NPB**, esta constituida por una losa plana nervada de concreto reforzado colado in situ, de 50 cm de peralte, 'aligerada con bloques de concreto' de 60x60x35 cm, de 60x40x35 cm, de 40x40x35 cm y de 30x60x35 cm, nervaduras de varios anchos, con una zona maciza alrededor de las columnas; como elementos de soporte columnas rectangulares, que disminuyen su peralte linealmente, conforme aumenta la altura del edificio. Existen huecos para alojar elevadores y escaleras. Tiene geometría trapecial con una longitud mayor de 41.79 m y ancho de 23.55 m, en la dirección longitudinal cuenta con un hueco variable de 5.00 m a 6.36 m, un volado de 1.50 m, y entrejes de 3.80 m, 7.32 m, 7.32 m, 7.32 m y 9.57 m; en la dirección transversal tiene entrejes de 1.975 m, 9.80 m, 9.80 m y 1.975 m. El Nivel de Piso Terminado es + 10.00 m, ver fig 2.4.
4. Planta Losa Mezanine, **NMZ**, al igual que el resto de las plantas estructurales tiene como elemento horizontal una losa plana nervada de concreto reforzado colado in situ, de 50 cm de peralte, con las características mencionadas anteriormente; los elementos verticales estructurales son columnas rectangulares con peralte variable. Existen huecos para elevadores y escaleras. Tiene geometría rectangular con longitud de 28.48 m y ancho de 19.80 m, en la dirección longitudinal consta de un volado de 1.50 m, entrejes de 3.80 m, 7.32 m, 7.32 m, 7.32 m y un volado de 1.22 m; en la dirección transversal existen dos entrejes de 9.80 m. El Nivel de Piso Terminado es + 13.79 m, ver fig 2.5.
5. Planta Losa Nivel 01, **N01**, tiene como elementos estructurales la losa plana nervada y columnas rectangulares de peralte variable, de concreto reforzado. Existen huecos para elevadores y escaleras. Tiene geometría rectangular con longitud de 24.70 m y ancho de 21.20 m, en la dirección longitudinal consta de un volado de 1.52 m, entrejes de 7.32 m, 7.32 m, 7.32 m y un volado de 1.22 m; en la dirección transversal se tienen dos entrejes de 9.80 m y un volado de 1.50 m. El Nivel de Piso Terminado es + 17.19 m, ver fig 2.6.

6. Planta Losa Nivel Tipo, del Nivel 02 al Nivel 12, **NT**, las once plantas están constituidas por una losa plana nervada y columnas rectangulares de peralte variable, de concreto reforzado. Existen huecos para elevadores y escaleras. Tiene geometría rectangular con longitud de 24.70 m y ancho de 22.60 m, en la dirección longitudinal consta de un volado de 1.52 m, tres entrejes de 7.32 m y un volado de 1.22 m; en la dirección transversal se tiene un volado de 1.50 m, dos entrejes de 9.80 m y un volado de 1.50 m. Los Niveles de Piso Terminado para cada planta son los siguientes, ver fig 2.7:

Planta Losa Nivel 02	NPT + 20.19
Planta Losa Nivel 03	NPT + 23.19
Planta Losa Nivel 04	NPT + 26.19
Planta Losa Nivel 05	NPT + 29.19
Planta Losa Nivel 06	NPT + 32.19
Planta Losa Nivel 07	NPT + 35.19
Planta Losa Nivel 08	NPT + 38.19
Planta Losa Nivel 09	NPT + 41.19
Planta Losa Nivel 10	NPT + 44.19
Planta Losa Nivel 11	NPT + 47.19
Planta Losa Nivel 12	NPT + 50.59

7. Planta Losa Nivel 13, **N13**, tiene una losa plana nervada y columnas de sección variable. Existen huecos para elevadores y escaleras. Tiene geometría rectangular con longitud de 24.70 m y ancho de 18.90 m, en la dirección longitudinal consta de un volado de 1.52 m, tres entrejes de 7.32 m y un volado de 1.22 m; en la dirección transversal se tiene dos entrejes de 9.80 m. El Nivel de Piso Terminado es +53.59 m, ver fig 2.8.

8. Losa Planta Nivel 14, **N14**, esta constituida por una losa plana nervada. Tiene geometría rectangular con longitud de 16.96 m y ancho de 18.90 m, en la dirección longitudinal consta de un volado de 1.52 m, dos entrejes de 7.32 m y un volado de 0.80 m; en la dirección transversal tiene dos entrejes de 9.80 m. El Nivel de Piso Terminado de +56.59 m, ver fig 2.9.

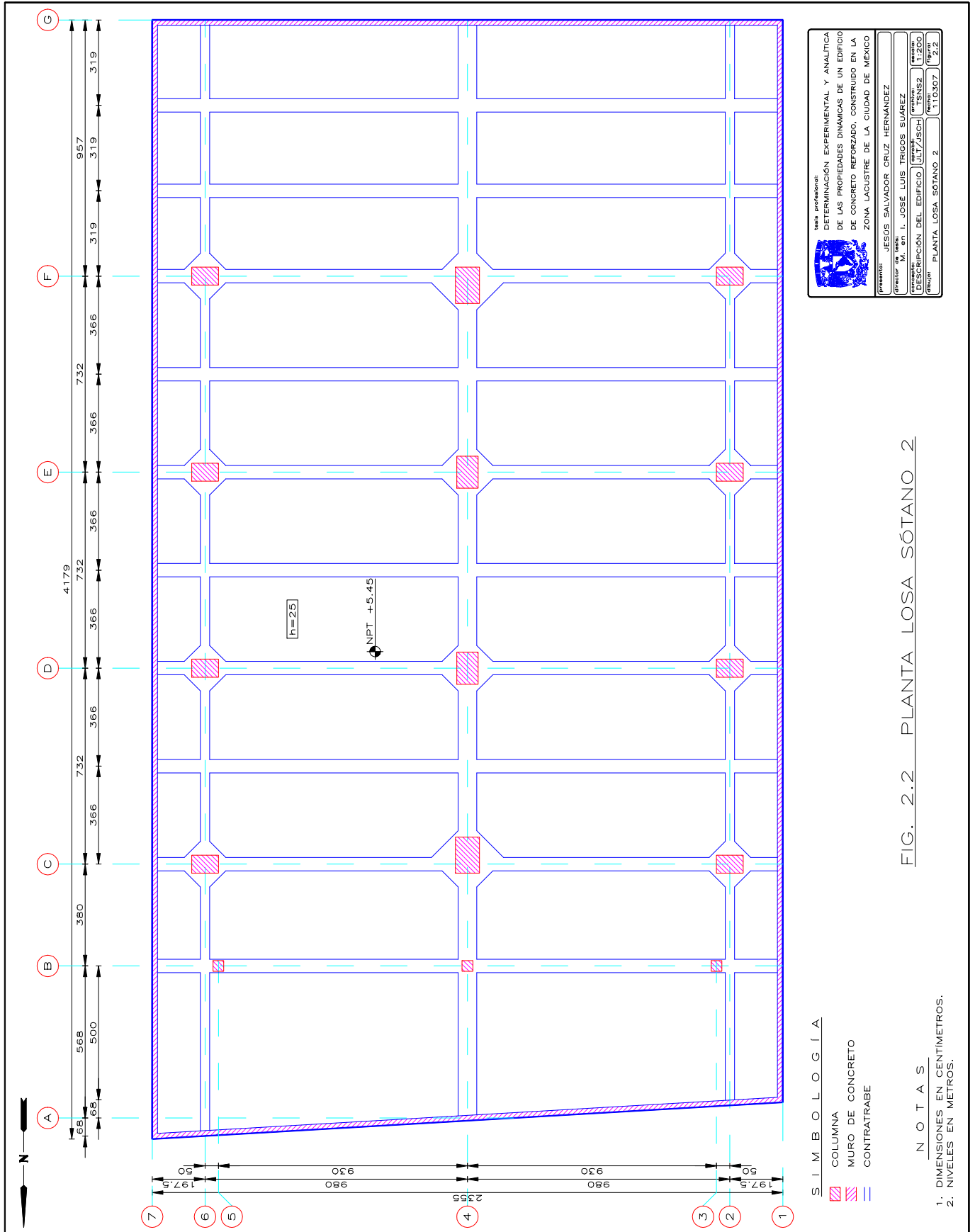
#### **D. CORTES ESTRUCTURALES.**

Además de las plantas estructurales descritas con anterioridad, se hace la representación gráfica en elevación de la estructura del edificio, con dos cortes estructurales, en donde se indican los elementos estructurales principales, las alturas de entepiso, la altura total del edificio, las longitudes de entrejes. Ver los cortes longitudinal norte-sur, y transversal oriente-poniente en las figs 2.10 y 2.11, respectivamente.



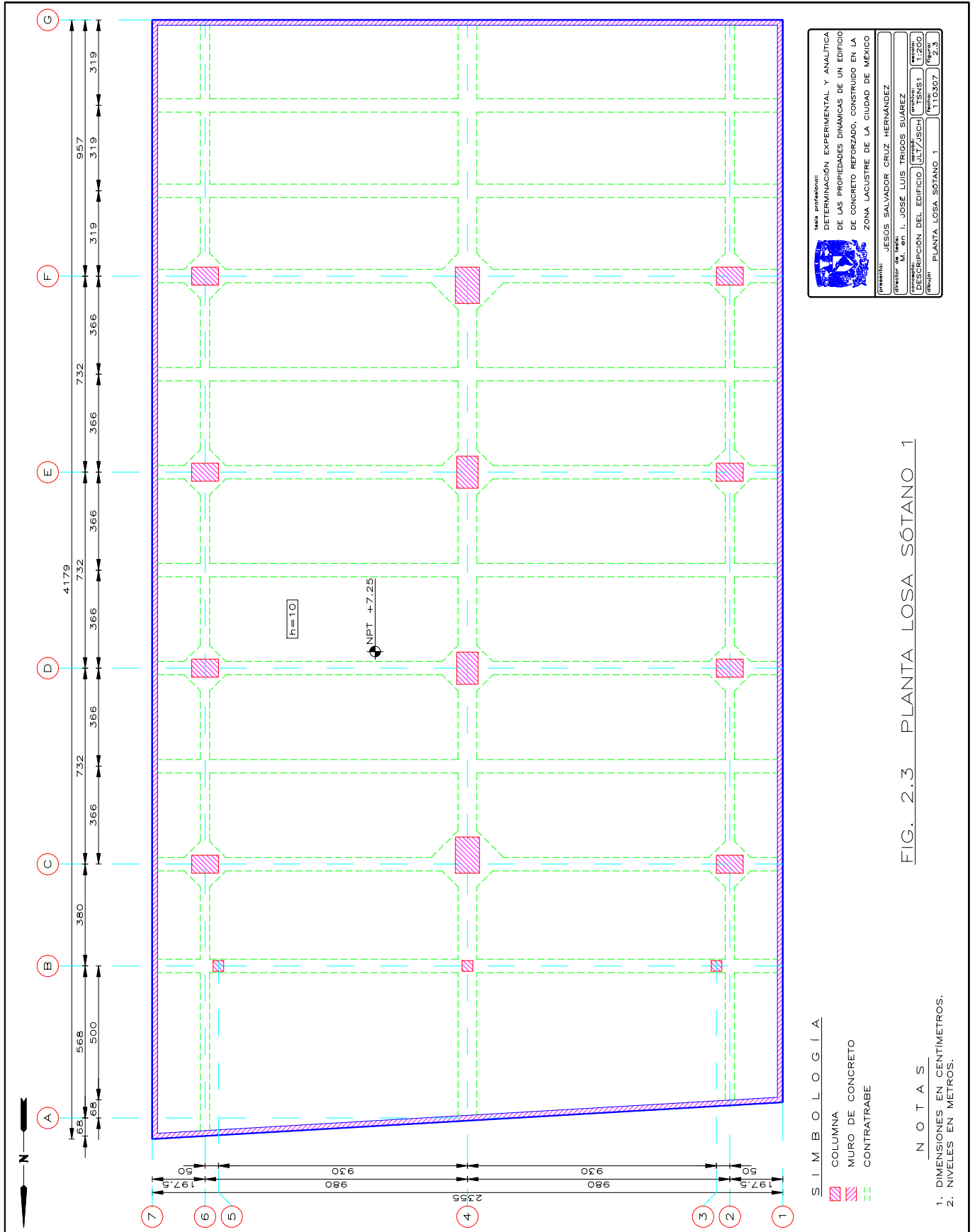
II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.  
C. PLANTAS ESTRUCTURALES.

1. Planta Losa de Sótano 2, NS2.



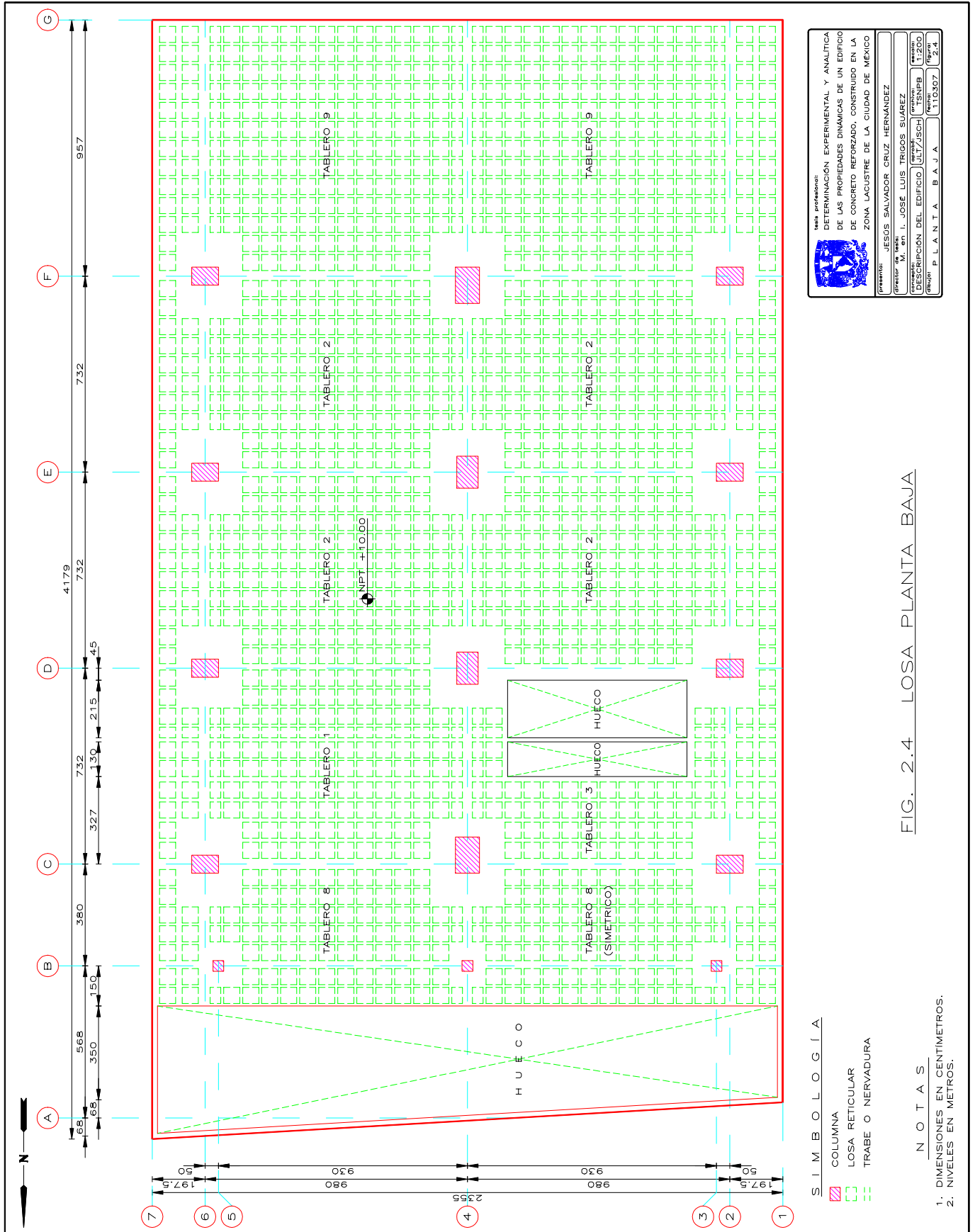
II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.  
C. PLANTAS ESTRUCTURALES.

2. Planta Losa de Sótano 1, NS1.



II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.  
C. PLANTAS ESTRUCTURALES.

3. Losa de Planta Baja, NPB.



INSTITUTO DE INGENIERÍA  
 DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA  
 DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO  
 DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA  
 ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO

PROFESOR: M. I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ  
 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO: UL7/JSCB  
 GRUPO: P L A N T A B A J A

INGENIERO: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ  
 ESCALA: 1:200  
 FECHA: 11/03/07

II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.  
C. PLANTAS ESTRUCTURALES.

4. Planta Losa Mezanine, NMZ.

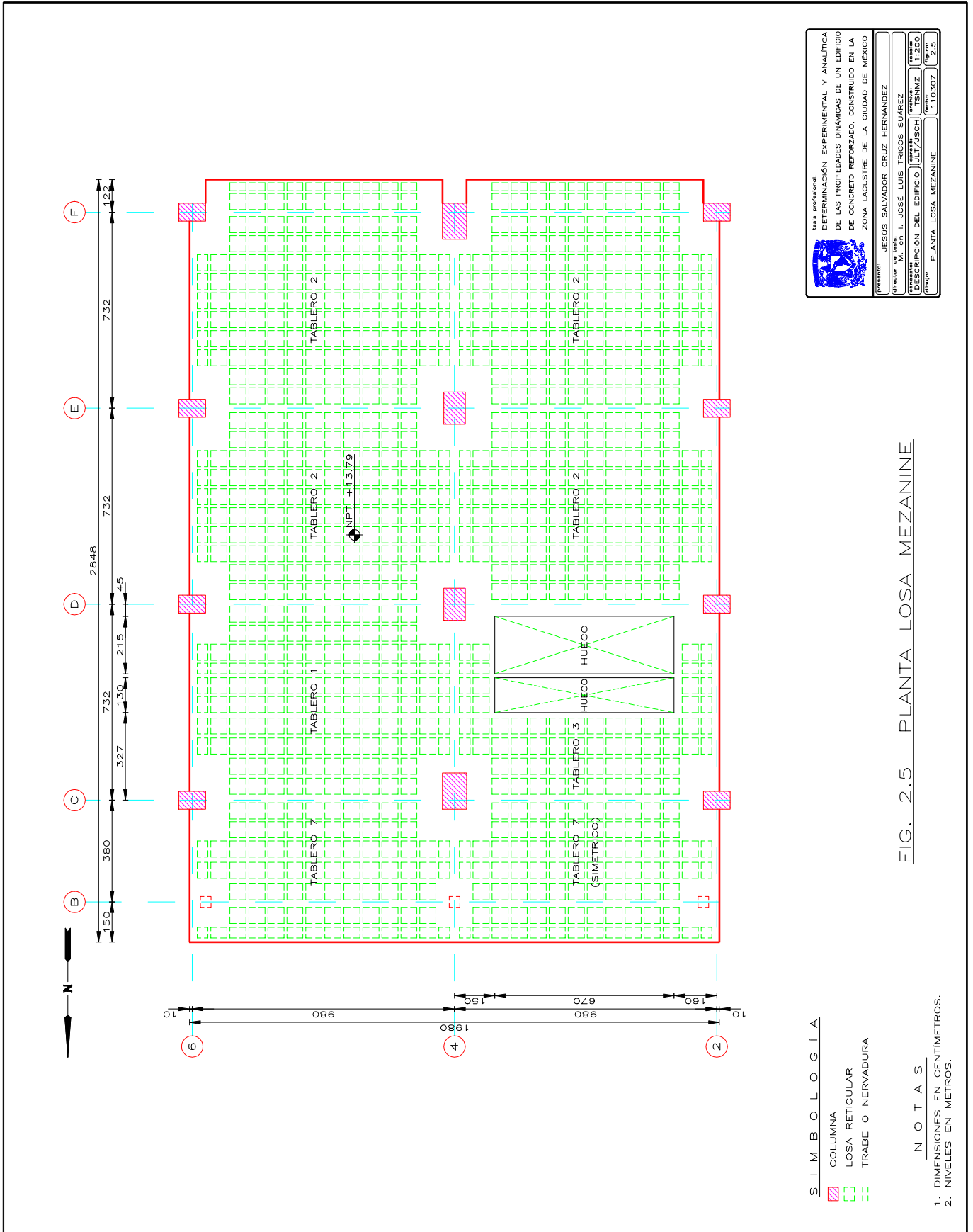
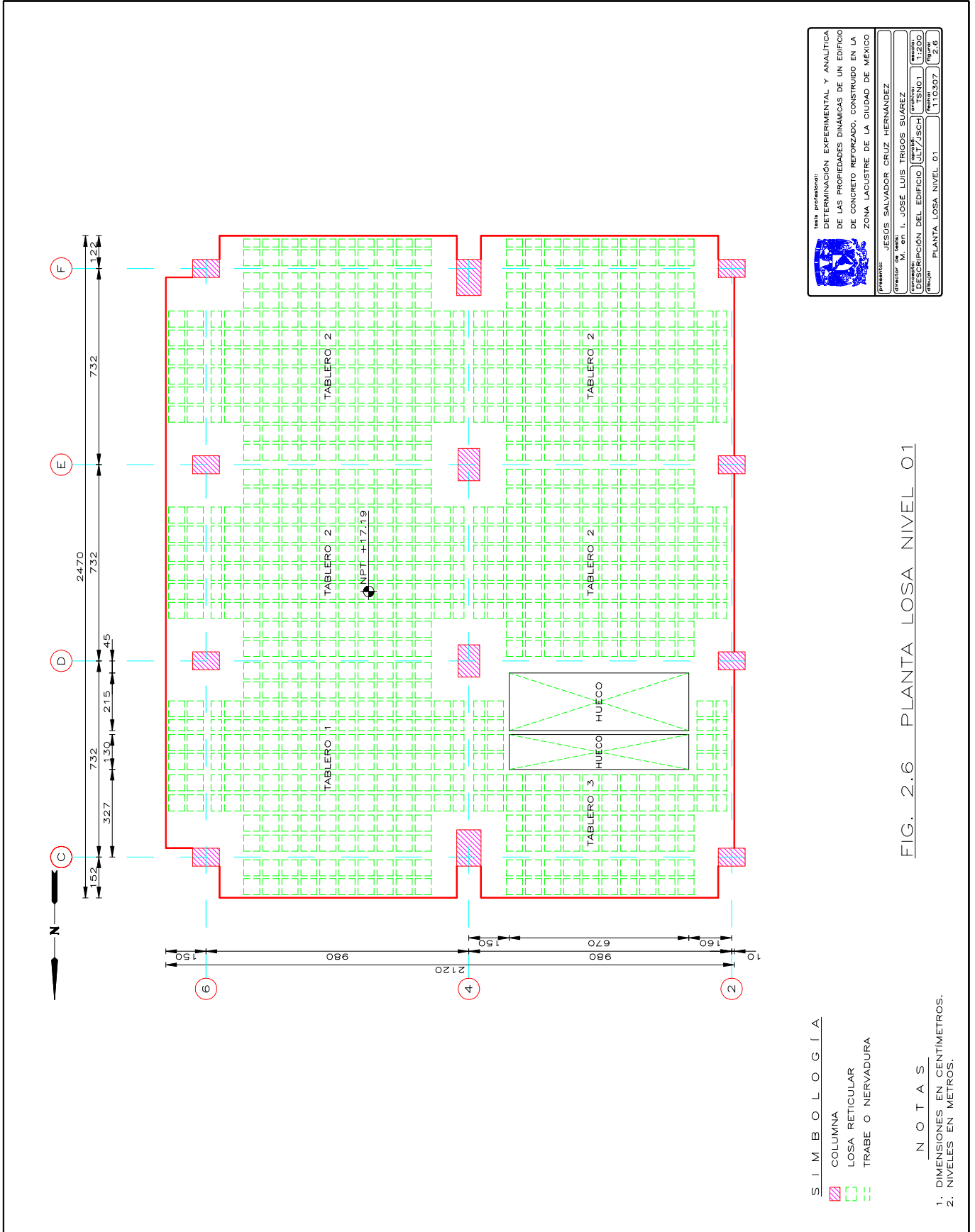


FIG. 2.5 PLANTA LOSA MEZANINE

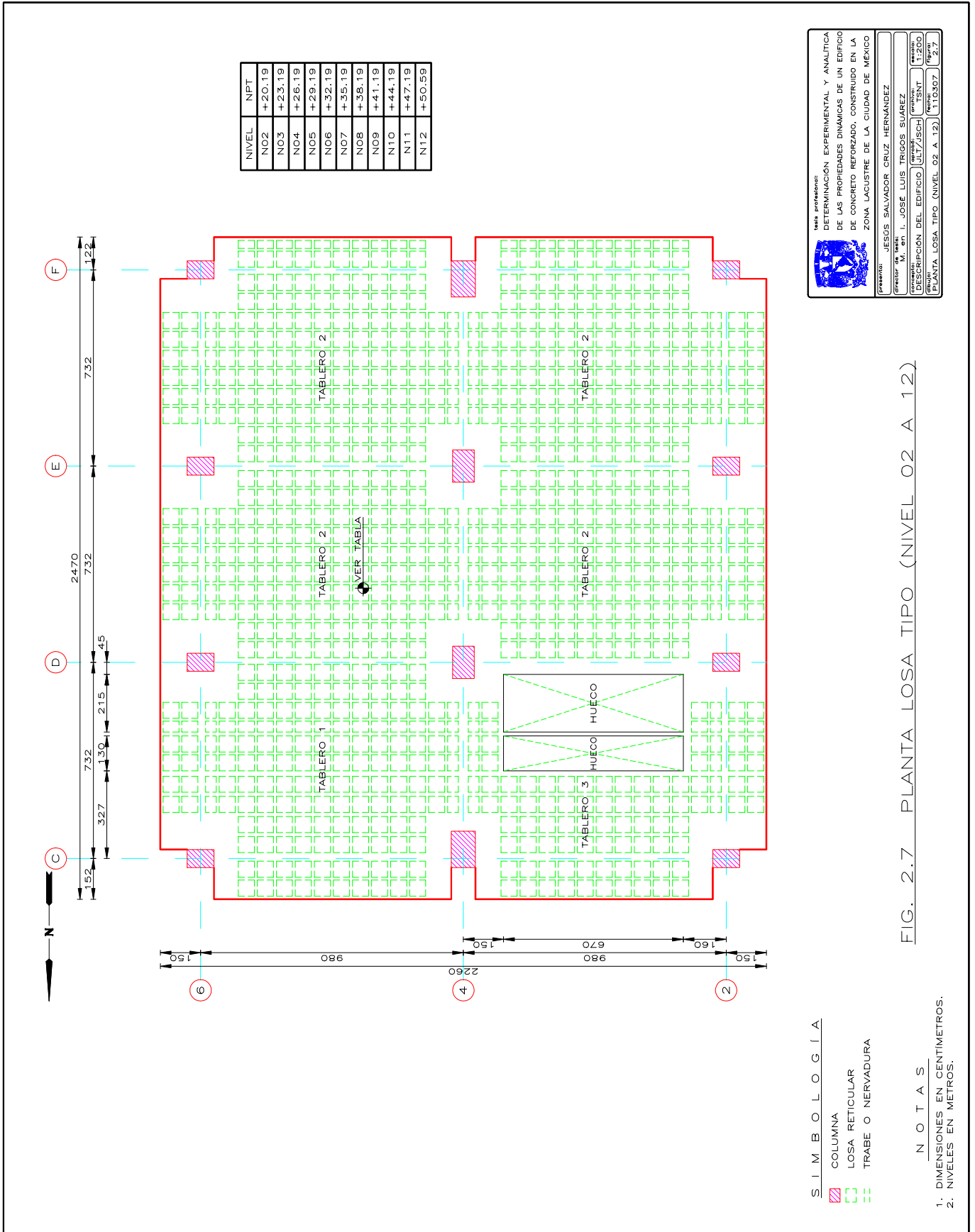
II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.  
C. PLANTAS ESTRUCTURALES.

5. Planta Losa Nivel 01, N01.



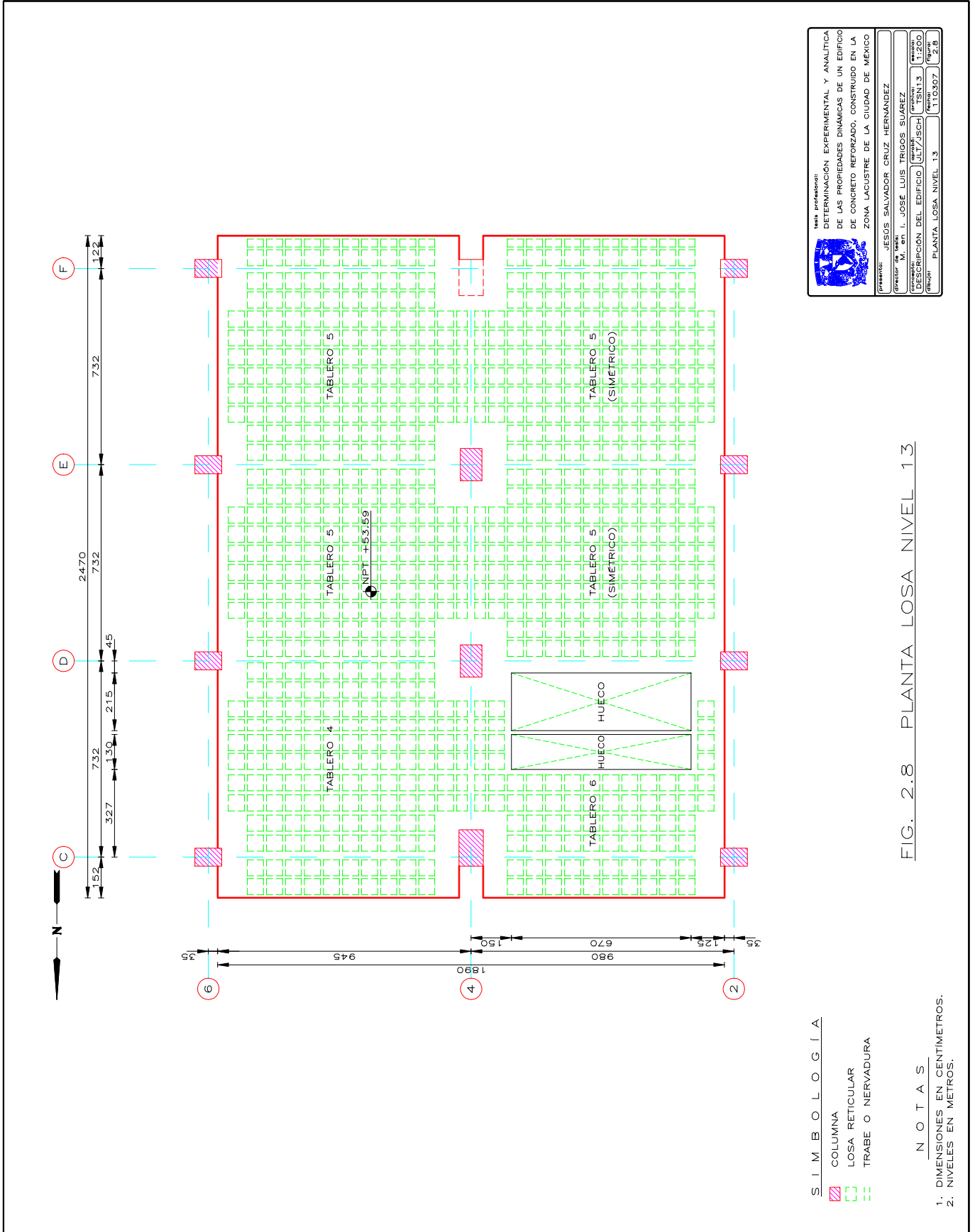
II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.  
C. PLANTAS ESTRUCTURALES.


6. Planta Losa Nivel Tipo, del Nivel 02 al Nivel 12, NT.



II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.  
C. PLANTAS ESTRUCTURALES.

7. Planta Losa Nivel 13, N13.

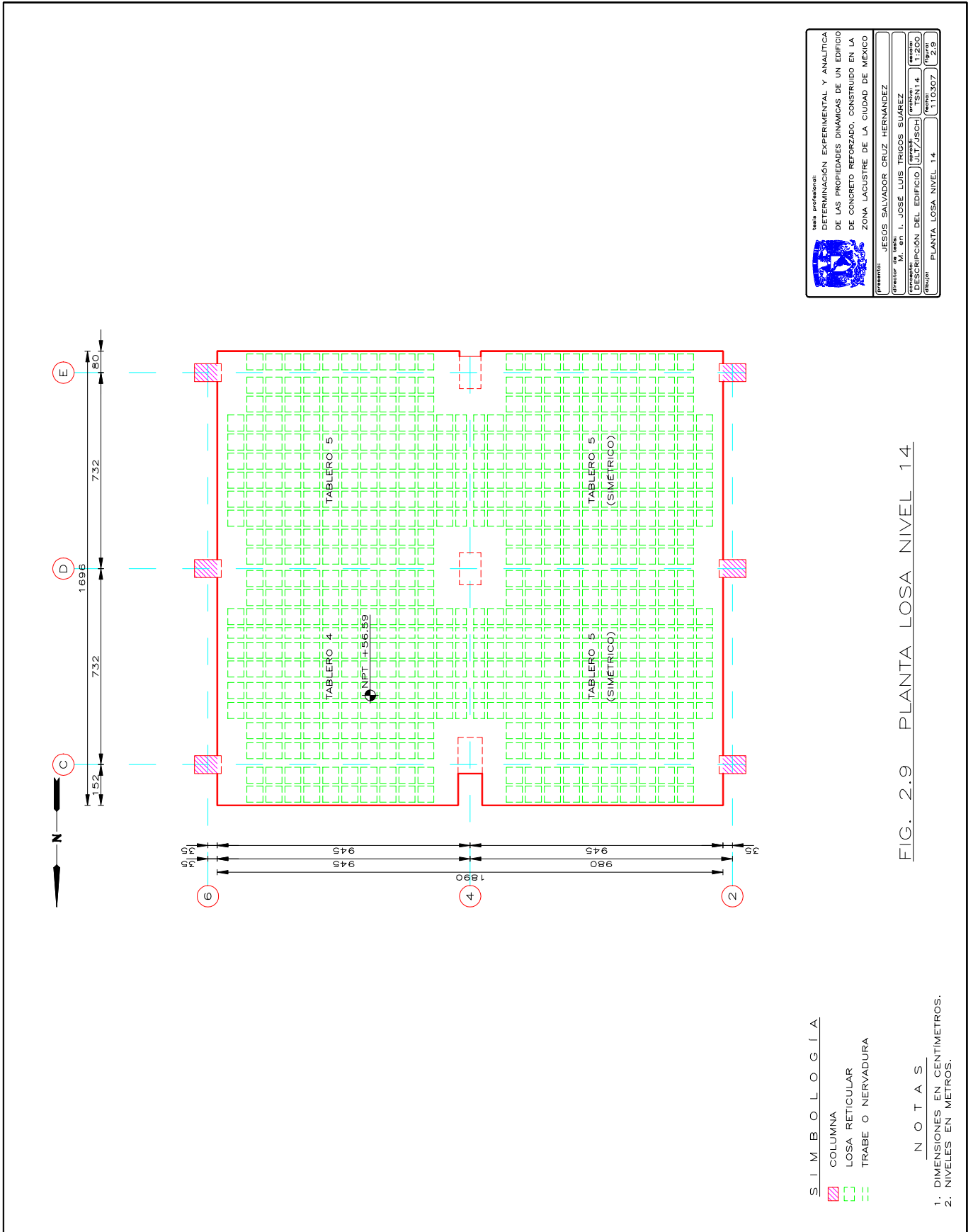



**Grupo de Investigación**  
 DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA  
 DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO  
 DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA  
 ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO

PROFESOR	JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ
PROFESOR	M. I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
PROFESOR	TSN1.3
DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	UJ17/JSCB
GRUPO	PLANTA LOSA NIVEL 13
FECHA	11/03/07
HOJA	192/8

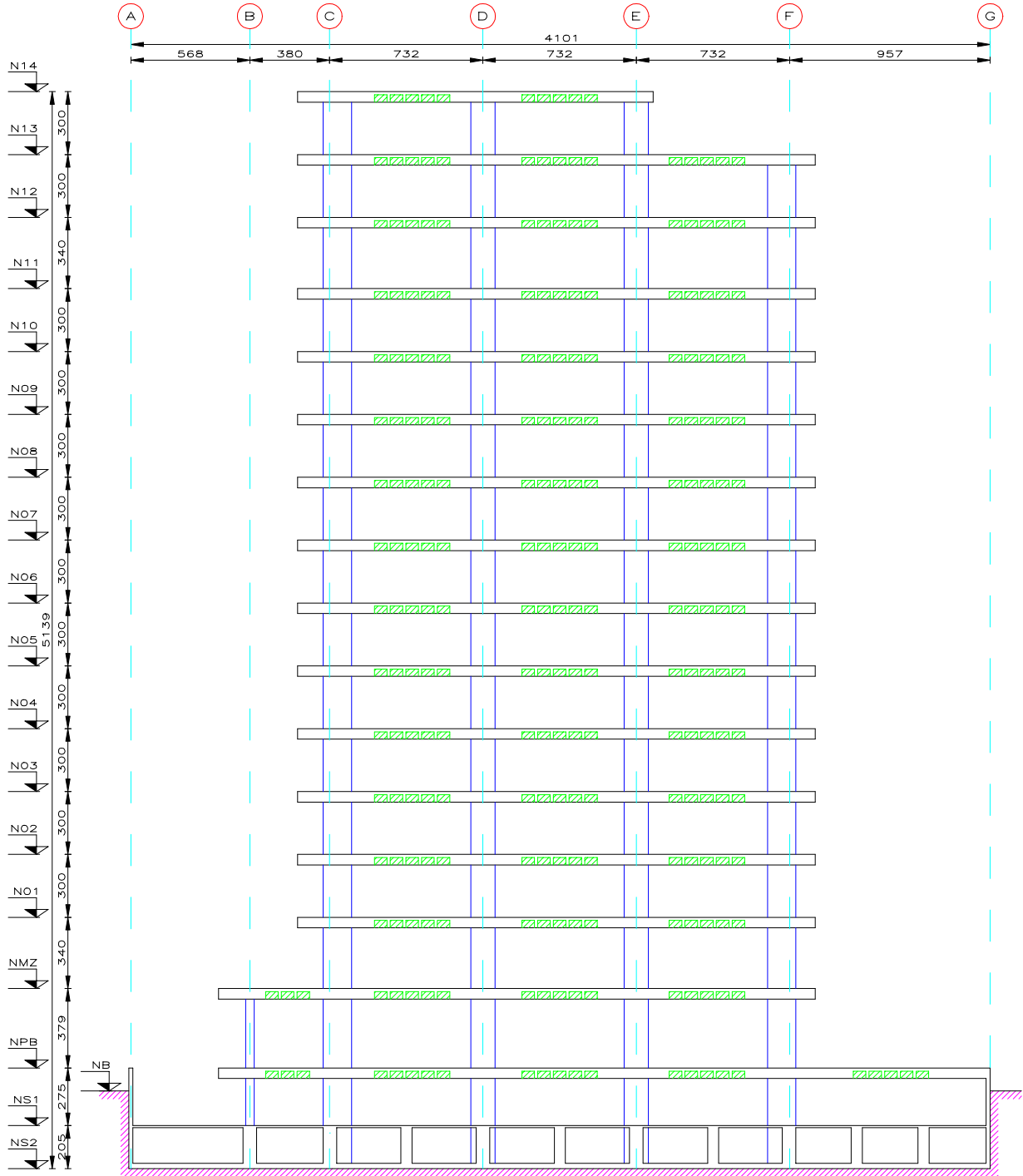
II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.  
C. PLANTAS ESTRUCTURALES.

8. Planta Losa Nivel 14, N14.



II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.  
D. CORTES ESTRUCTURALES.


1. Corte Longitudinal Norte-Sur.



NOTAS

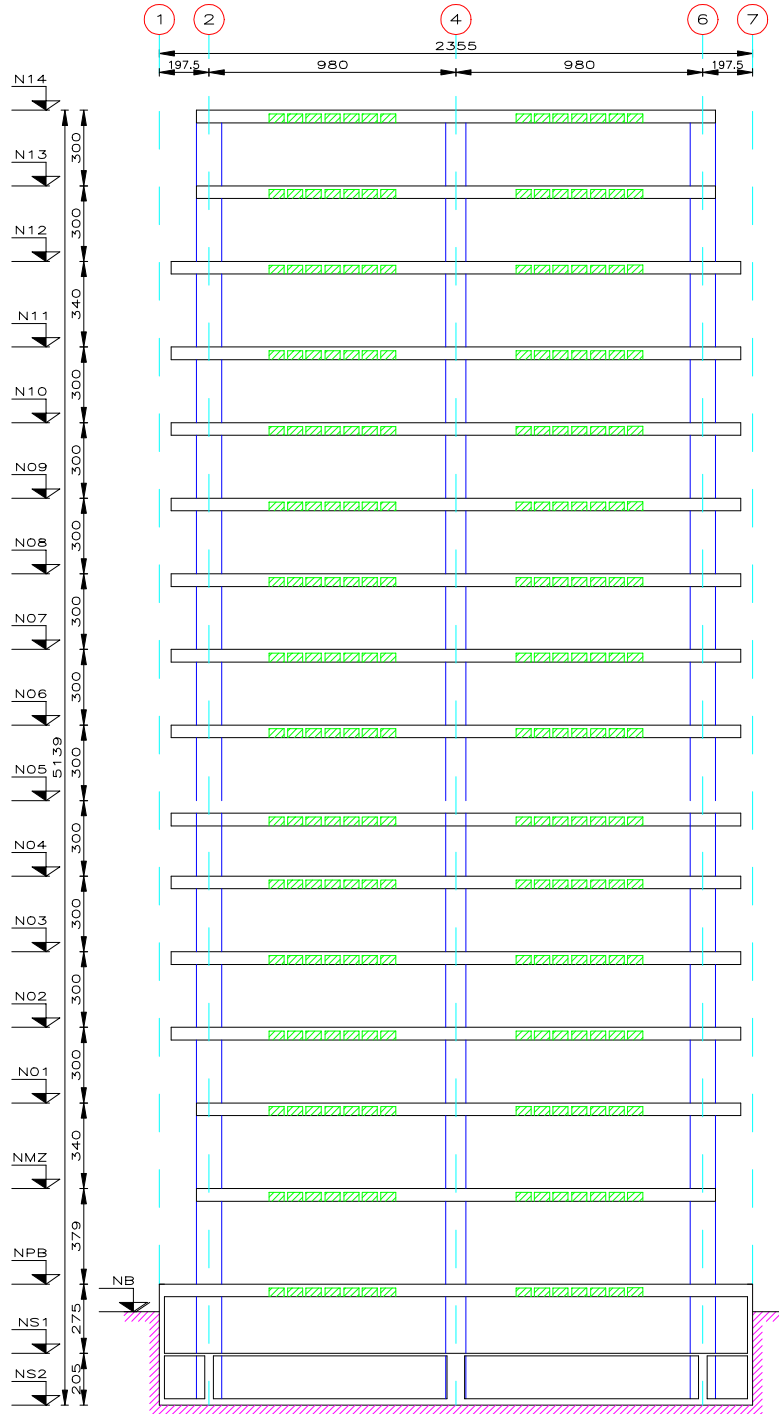
1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.

FIG. 2.10 CORTE LONGITUDINAL NORTE-SUR

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: <b>JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ</b>			
director de tesis: M. en I. <b>JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ</b>			
concepto:	aprobó:	archivo:	asoció:
DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	ULT/JSCH	TSC/LONG	11300
dibujo:	fecha:	figura:	
CORTE LONGITUDINAL NORTE-SUR	110307	2.10	

II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.  
D. CORTES ESTRUCTURALES.

2. Corte Transversal Oriente-Poniente.



NOTAS  
1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.  
2. NIVELES EN METROS.

FIG. 2.11 CORTE TRANSVERSAL ORIENTE-PONIENTE

tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	aprobó:	archivo:	asoció:
DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	ULT/JSCH	TSC/TRANS	11300
dibujo:	fecha:	figura:	
CORTE TRANSVERSAL ORIENTE-PONIENTE	110307	2,11	

### **III. PROCEDIMIENTOS EXPERIMENTALES PARA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.**

### **III. PROCEDIMIENTOS EXPERIMENTALES PARA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.**

Como parte del interés de estudiar el comportamiento de las estructuras ante los efectos de las fuerzas horizontales debido a los sismos, se ha tratado de inducir o generar acciones parecidas, con magnitudes menores a las reales, para analizar, observar y simular.

#### **A. DESCRIPCIÓN Y DESARROLLO DE ALTERNATIVAS.**

Existen diversas posibilidades para inducir y medir movimientos en las construcciones.

##### **1. Formas de generación.**

- a. **Generador de vibraciones.** Está basado en el concepto de la fuerza centrífuga que se produce al girar una masa excéntrica con velocidad angular controlable, que origina efectos en un plano, horizontal o vertical. La operación puede hacerse ya sea a velocidad constante ( estado permanente ), o bien a velocidad en descenso ( apagando el motor ).
- b. **Generación humana.** Consiste en proporcionar movimiento oscilando alternativamente en lapsos aproximadamente iguales, buscando coincidencia con el período fundamental de la estructura.
- c. **Propulsión mediante cohetes.** Actualmente en desarrollo promisorio en Japón y los Estados Unidos de Norteamérica.
- d. **Tensión inicial.** Es el método más antiguo. Se produce un desplazamiento inicial en la parte superior de la construcción mediante un cable cuya tensión se libera súbitamente, originando vibraciones libres.
- e. **Vibración ambiental.** Generado por la actividad humana, tránsito vehicular, circulación de personas, operación de equipo, acción del viento, etc.

##### **2. Aparatos de medición.**

Para la realización de las mediciones se emplean diferentes tipos de equipo con distintos mecanismos de operación, suministro de energía y registro de información. Entre los instrumentos frecuentemente usados para medir los efectos de los sismos se encuentran los sismógrafos y los acelerógrafos.

- a. **Los sismógrafos** son péndulos simples fuertemente amortiguados, con relación masa entre rigidez grande, que de acuerdo a la forma en que se ubican, registra los desplazamientos en forma horizontal y vertical. Nos permiten estimar la magnitud, el epicentro y mecanismos focales de un sismo. Funcionan las veinticuatro horas del día.
- b. **Los acelerógrafos** miden la aceleración del terreno cuando ocurre un sismo, es también un péndulo simple fuertemente amortiguado con una relación masa entre rigidez pequeña, que lo hace más sensible a los cambios de aceleración que a los cambios de desplazamiento del suelo. A lo largo de los años han evolucionado y actualmente se puede grabar la información en cinta magnética o en memoria de estado sólido. Registran los cambios de aceleración en función del tiempo, en dos direcciones horizontal y una vertical. Después de un procesamiento de la señal de cada componente del movimiento se puede estimar la respuesta dinámica máxima de la estructura, es decir el espectro de respuesta. A partir de un movimiento de cierta intensidad empieza a registrar las aceleraciones del terreno.

## B. ESTUDIO DE VIBRACIONES ESTRUCTURALES POR EXCITACIÓN AMBIENTAL.

Se realizó un estudio de medición de vibraciones estructurales por efectos de excitación ambiental, originadas principalmente por viento, que incluyó actividades de planeación, programación, instrumentación, medición, registro, respaldo, análisis e interpretación de resultados.

### 1. Localización de puntos de medición.

En varias plantas del edificio se definieron puntos característicos, A, B, C, D, G, H y I, con objeto de establecer sitios potenciales de colocación de sensores. Los puntos A y B corresponden a la fachada poniente y oriente, respectivamente; el punto C corresponde, aproximadamente, con la posición del centro de gravedad de la planta tipo; los puntos D y G se ubican cerca de los ejes 4F y 4C, en el Nivel Sótano 1; los puntos H e I se localizan en Planta Baja, en el estacionamiento oriente del edificio y en la planta de acceso sur, respectivamente.

Se presenta la localización de los puntos de medición, con diferentes arreglos, en la Planta Losa Sótano 1, NS1, Losa Planta Baja, NPB, Planta Losa Nivel 05, N05 y Planta Losa Nivel 14, N14, en las figuras 3.1 a 3.4, respectivamente, y un isométrico completo en la figura 3.5.

### 2. Descripción del equipo de medición.

a. Acelerómetros uniaxiales. Se emplearon tres acelerómetros uniaxiales.

b. Microcomputadora portátil. PC compatible, con programas de enlace directo para lectura de información y grabado de datos a disco. Programas de análisis, Transformadas Rápidas de Fourier, cálculo de espectros de respuesta y graficación de señales en el tiempo y el plano de frecuencia. Filtros digitales y programas de corrección de señales por instrumentos.

c. Equipo complementario. Cables coaxiales para conexión, multímetros, extensiones eléctricas y herramienta diversa.

### 3. Procedimiento de medición e identificación de ensayos.

En cada punto de medición, se colocaron sensores para registrar el movimiento de la estructura, en términos de la variación **aceleración - tiempo**,  $A(t) - t$ , por efectos de movimientos ambientales, según tres orientaciones: paralela a la dirección N - S, +N; paralela a la dirección E - W, +E; y vertical, +V.

Se colocaron sensores para registrar los movimientos horizontales en Nivel Sótano 1, NS1, Planta Baja, NPB, y Niveles 02, 03, 05, 07, 09, 11 y 14; se llevaron registros de los movimientos verticales en Nivel Sótano 1, NS1, Planta Baja o campo libre, NPB, Nivel 05, N05 y Nivel 14, N14.

Cincuenta y cuatro componentes del movimiento fueron medidos en veintisiete lugares de la estructura. Se tomaron registros simultáneos en dos o tres series o conjuntos de posiciones de seis acelerómetros; en cada una de estas series se registró la variación de la aceleración con el tiempo, como efecto de la excitación ambiental (inducida por viento, tránsito de personas / vehículos, operación general de todos los equipos y microsismicidad). Todos los ensayos tuvieron una duración aproximada de veinte minutos, cuyos resultados se grabaron en la unidad de disco de la microcomputadora. Se realizaron selectivamente algunos procesos numéricos de campo con el propósito de aseguramiento de integridad y calidad de los registros, para después efectuar el procesamiento numérico en gabinete.

En la tabla III.1 se consigna la totalidad de los ensayos efectuados, 17 ( diecisiete ), cada ensaye consta de 6 ( seis ) puntos de medición, distinguiéndolos por plantas o arreglos verticales.

Tabla III.1 Localización de sensores y orientación.

ENSAYE	DESCRIPCIÓN	LOCALIZACIÓN DE SENSORES Y ORIENTACIÓN																	
		IDENTIFICACIÓN DE CANALES																	
		1			2			3			4			5			6		
NIV	LOC	DIRN	NIV	LOC	DIRN	NIV	LOC	DIRN	NIV	LOC	DIRN	NIV	LOC	DIRN	NIV	LOC	DIRN		
1	CALIBRACIÓN	05	A	E	05	A	E	05	A	E	05	A	E	05	A	E	05	A	E
2	N14 + N11	14	A	E	14	A	N	14	B	N	11	A	E	11	A	N	11	B	N
3	N14 + N11	14	A	E	14	A	N	14	B	E	11	A	E	11	A	N	11	B	E
4	N14 + N09	14	A	E	14	A	N	14	B	V	09	A	E	09	A	N	09	B	N
5	N14 + N09	14	A	E	14	A	N	14	C	V	09	A	E	09	A	N	09	B	E
6	N14 + N07	14	A	E	14	A	N	07	B	E	07	A	E	07	A	N	07	B	N
7	N14 + N05	14	A	E	14	A	N	05	B	E	05	A	E	05	A	N	05	B	N
8	N14 + N03	14	A	E	14	A	N	03	B	E	03	A	E	03	A	N	03	B	N
9	N14 + N02	14	A	E	14	A	N	02	A	E	02	A	N	02	B	E	02	B	N
10	N14 + NPB	14	A	E	14	A	N	PB	A	E	PB	A	N	PB	B	E	PB	B	N
11	N05 + NS1	14	A	E	14	A	N	05	D	V	S1	A	E	S1	A	N	S1	B	N
12	N05 + NS1	14	A	E	14	A	N	05	A	V	S1	A	V	S1	D	V	S1	B	V
13	N05 + NS1	14	A	E	14	A	N	05	G	V	S1	G	V	S1	F	V	S1	E	V
14	N05 + NPB BANQ	14	A	E	14	A	N	05	G	V	--	--	--	PB	H	V	PB	I	V
15	TRASLACIÓN E-W	14	A	E	11	A	E	09	A	E	07	A	E	05	A	E	03	A	E
16	TRASLACIÓN N-S	14	A	N	11	A	N	09	A	N	07	A	N	05	A	N	03	A	N
17	CALIBRACIÓN	05	A	E	05	A	E	05	A	E	05	A	E	05	A	E	05	A	E

NIV: NS1; NPB; N02; N03; N05; N07; N09; N11; N14.

LOCN: A (FACH W); B (FACH E); C (CENTR PT); D (NS1 4-F); G (NS1 4-C); H (NPB EST E); I (NPB PZA ACC).

DIRN: N (+NORTE); E (+ORIENTE); V (+VERTICAL).

#### 4. Resultados de mediciones y procesamiento de señales.

Para la obtención de amplitudes de las vibraciones en los puntos de registro de la estructura se procesaron las señales en el tiempo, **aceleración - tiempo**,  $A(t) - t$ , para cada uno de los canales - 1 a 6 - de los diferentes ensayos, mediante técnicas de análisis de Fourier, obteniendo sus correspondientes **espectros de Fourier**, con objeto de detectar valores máximos espectrales o 'picos' en las distintas muestras.

Las señales de algunos de los registros obtenidos en el dominio del tiempo se presentan en las diferentes muestras de 'ventanas en el tiempo', correspondientes a diferentes niveles, estableciendo variaciones con el tiempo, de la respuesta estructural - **aceleración** - en los diferentes pisos, tanto en las direcciones horizontales N - S, +N y E - W, +E, como en la vertical, +V. Las señales mencionadas se han procesado en computadora utilizando programas de lectura, graficación, análisis, filtrado y corrección de señales en el tiempo y en el dominio de la frecuencia. Tras el proceso de filtrado y corrección de señales, se realizó un proceso de análisis, mediante

la integración en el tiempo, para obtener a partir de las aceleraciones registradas, las correspondientes historias de velocidad y de desplazamientos, como función del tiempo, es decir  $[A(t), V(t), D(t) - t]$ .

Se obtienen las gráficas de **Espectros de la Transformada Rápida de Fourier** (Fast Fourier Transform, FFT), de las señales de aceleración, pertenecientes a las señales obtenidas en los puntos elegidos para registro y situados en los diferentes niveles del edificio; cada gráfica presenta amplitudes de Fourier en el eje de las ordenadas y valores de frecuencias en el eje de las abscisas, medidas en Hertz ( ciclos por segundo, cps ), en escalas lineales tanto en los ejes horizontales como en los verticales.

Para completar el análisis se plantea el uso de **Funciones de Transferencia entre Espectros de Fourier**, dichas funciones se obtienen a través de realizar, para cada frecuencia, el cociente entre los dos espectros de Fourier que se desea correlacionar, adicionado a la utilización de un coeficiente de suavizado en las gráficas, para la obtención de funciones de transferencia claras y de fácil interpretación. Se obtienen las funciones de transferencia establecidas a partir de los ensayos de vibración ambiental del edificio; tanto en arreglo vertical como en horizontal. Del análisis detallado de las Funciones de Transferencia entre sensores se obtuvieron, las **frecuencias características** de las Funciones de Transferencia, y consecuentemente, las frecuencias dominantes de la estructura, en cada uno de las componentes: longitudinal ' $D_z, (N - S)$ ', transversal ' $D_x, (E - W)$ ', y de torsión ' $D_\theta, (ROTN)$ '.

Tras este razonamiento y el análisis, revisión, procesamiento e interpretación de los 17 ensayos; con el registro simultáneo de las aceleraciones en 6 direcciones por lapsos de 20 minutos, aproximadamente; con la obtención de datos ( parejas aceleración - tiempo ) y la simetría estructural del edificio, se establecieron los periodos para los primeros diez modos de vibración de la estructura. Los resultados del estudio de vibraciones ambientales indican periodos fundamentales de vibración en traslación con valores del orden de 3.125 seg en la dirección transversal ( E - W ), y de 2.778 seg en la dirección longitudinal ( N - S ), y un valor de 2.128 seg para el modo a torsión. Para los segundos modos se obtuvieron los respectivos valores de 0.893 seg, 0.735 seg y 0.625 seg.

Como una forma de poder comparar los resultados medidos, durante el procesamiento y estudio de los datos, se elaboró un modelo sencillo de la estructura, en donde cada piso fué modelado como un una masa con tres grados de libertad, obteniendo coincidencias muy cercanas de las frecuencias del análisis con las frecuencias medidas.

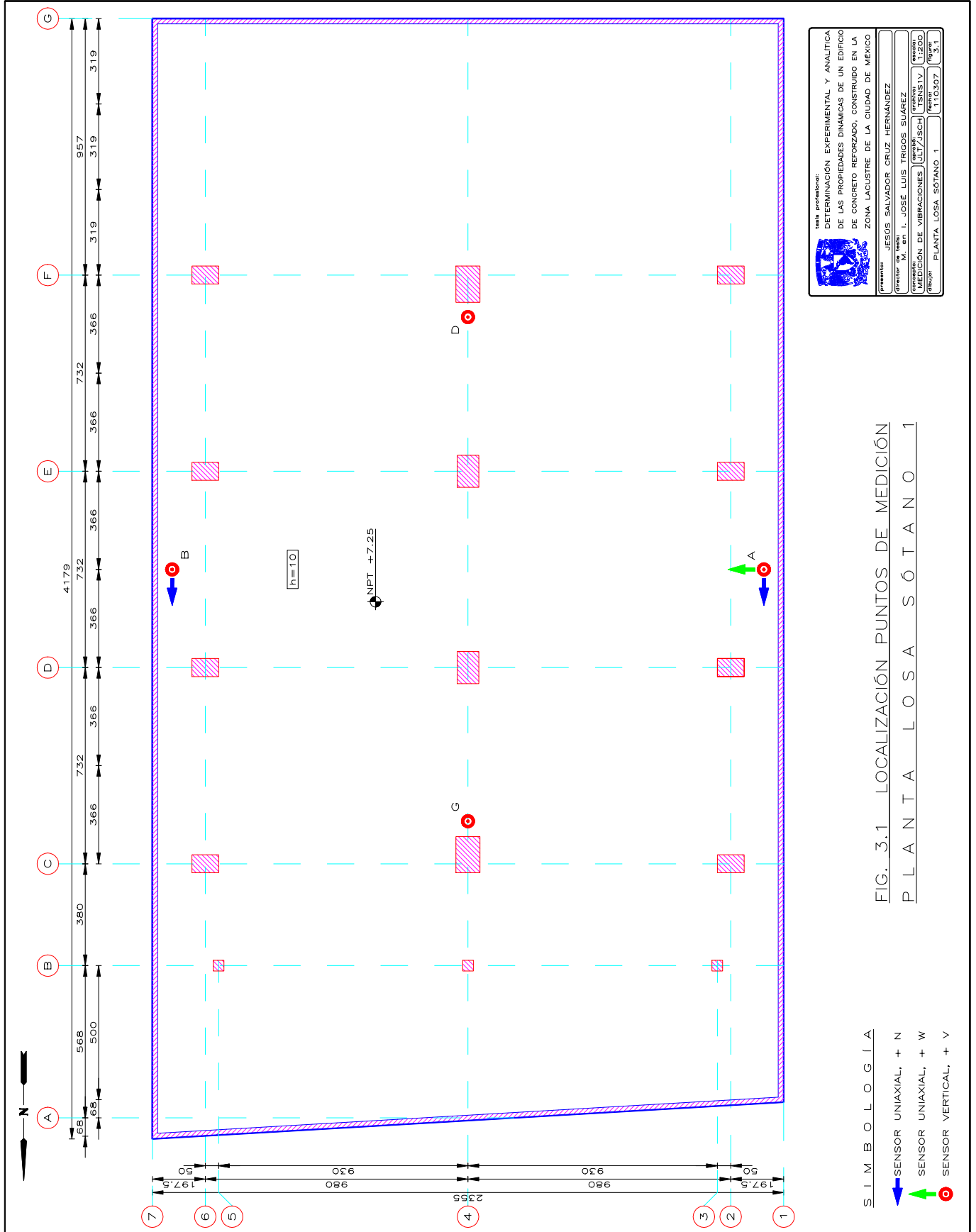
Tabla III.2 Periodos y frecuencias dominantes de la estructura.

MODO DE VIBRAR	PERIODO T, seg	FRECUENCIA $\omega$ , rad / seg	FRECUENCIA f, Hz	GRADO DE LIBERTAD	FRECUENCIA CALCULADA,Hz
1	3.125	2.011	0.320	$D_x, (E - W)$	0.300
2	2.778	2.262	0.360	$D_z, (N - S)$	0.430
3	2.128	2.953	0.470	$D_\theta, (ROTN)$	0.470
4	0.893	7.037	1.120	$D_x, (E - W)$	1.020
5	0.735	8.545	1.360	$D_z, (N - S)$	1.280
6	0.625	10.053	1.600	$D_\theta, (ROTN)$	1.450
7	0.476	13.195	2.100	$D_x, (E - W)$	-----
8	0.417	15.080	2.400	$D_z, (N - S)$	-----
9	0.312	20.106	3.200	$D_x, (E - W)$	-----
10	0.286	21.991	3.500	$D_z, (N - S)$	-----

III. PROCEDIMIENTOS EXPERIMENTALES PARA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.

B. ESTUDIO DE VIBRACIONES EXCITACIÓN AMBIENTAL. 3. Procedimiento de medición.

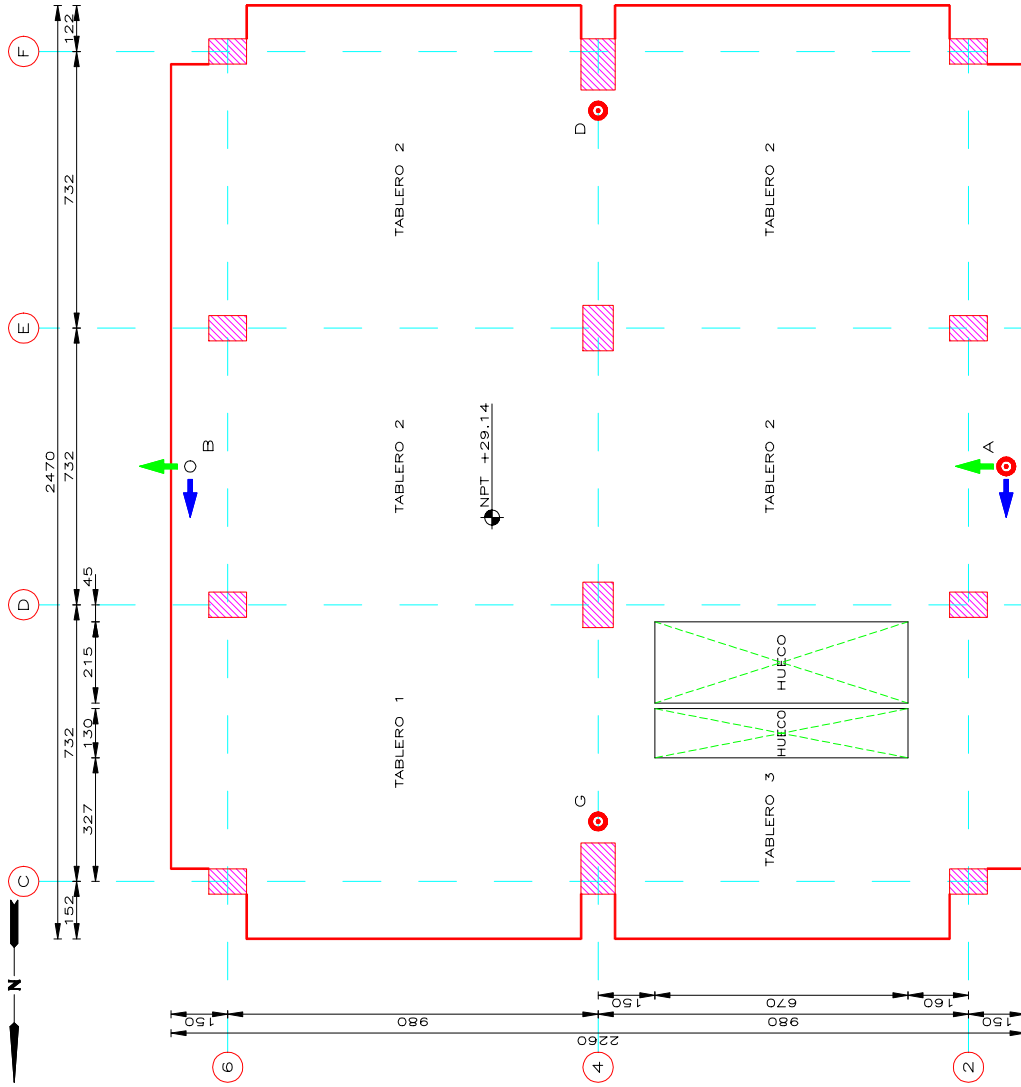
a. Planta Losa de Sótano 1.





III. PROCEDIMIENTOS EXPERIMENTALES PARA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.


B. ESTUDIO DE VIBRACIONES EXCITACIÓN AMBIENTAL. 3. Procedimiento de medición. c. Planta Losa Nivel 05.



S I M B O L O G Í A

- ➡ SENSOR UNIAxIAL, + N
- ➡ SENSOR UNIAxIAL, + W
- SENSOR VERTICAL, + V

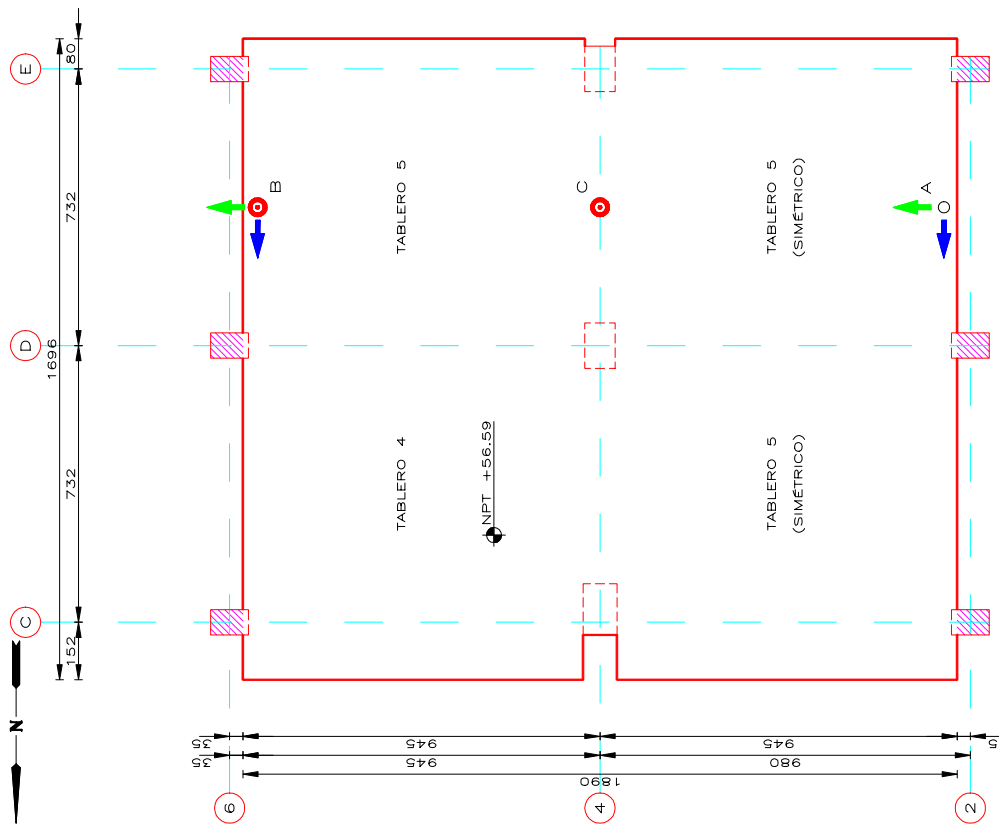
FIG. 3.3 LOCALIZACIÓN PUNTOS DE MEDICIÓN  
P L A N T A L O S A N I V E L 0 5

	tema profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO	
	autor: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ	asesor: I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
materia: MEDICIÓN DE VIBRACIONES	grupo: JUL7/JSCM	semestre: TSNS05V
grupo: PLANTA LOSA NIVEL 05	número: 110307	página: 3

III. PROCEDIMIENTOS EXPERIMENTALES PARA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.

B. ESTUDIO DE VIBRACIONES EXCITACIÓN AMBIENTAL. 3. Procedimiento de medición.

d. Planta Losa Nivel 14.



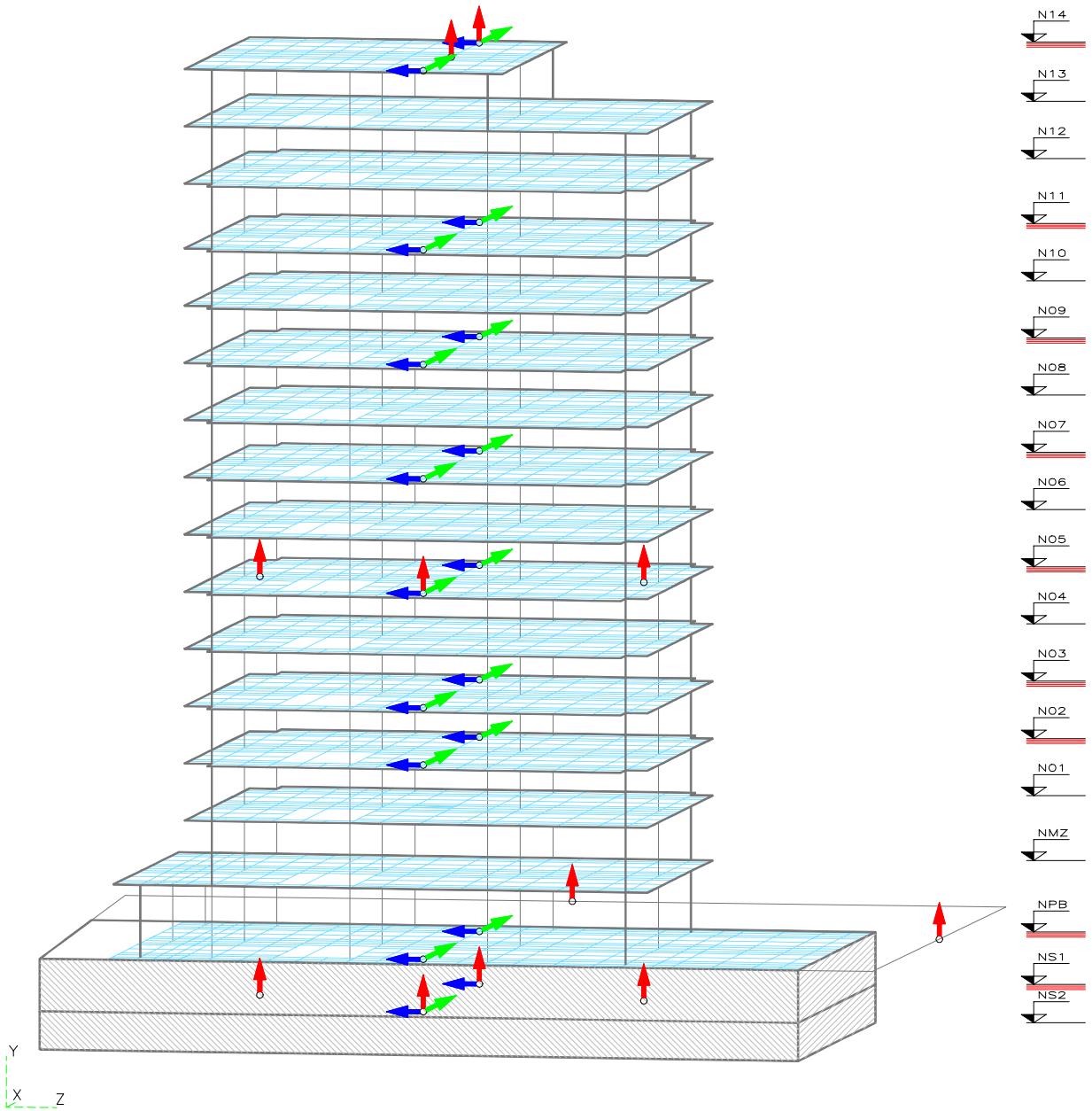
	TÍTULO profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO	
	PROFESOR: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ	ASISTENTE: I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
	PROYECTO: MEDICIÓN DE VIBRACIONES / JLT/JSCH	GRUPO: TSINT14V
	ALUMNO: PLANTA LOSA NIVEL 14	FECHA: 11/03/07

FIG. 3.4 LOCALIZACIÓN PUNTOS DE MEDICIÓN  
 P L A N T A L O S A N I V E L 1 4

- S I M B O L O G Í A
- SENSOR UNIAxIAL, + N
  - SENSOR UNIAxIAL, + W
  - SENSOR VERTICAL, + V

III. PROCEDIMIENTOS EXPERIMENTALES PARA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.

B. ESTUDIO DE VIBRACIONES EXCITACIÓN AMBIENTAL. 3. Procedimiento de medición. e. Isométrico.



S I M B O L O G Í A

- SENSOR UNIAxIAL, + N
- SENSOR UNIAxIAL, + W
- SENSOR VERTICAL, + V

FIG. 3.5 LOCALIZACIÓN PUNTOS DE MEDICIÓN ISOMÉTRICO

	tesis profesional:		
	DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO		
presenta:	JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ		
director de tesis:	M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ		
concepción:	MEDICIÓN DE VIBRACIONES	aprobó:	ULT/JSCH
archivo:	TSISOV	escala:	SIN
dibujo:	PUNTOS DE MEDICIÓN, ISOMÉTRICO	fecha:	110307
		figura:	3.5

#### **IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.**

#### IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.

Para estudiar el comportamiento de la estructura del edificio se hicieron varios modelos tridimensionales, con un conjunto de marcos verticales, formados por columnas y muros, interconectados por un sistema de piso horizontal - losas nervadas y traveses de concreto reforzado - considerado como diafragma rígido, práctica común en los medios profesionales de la Ingeniería Civil. En los últimos años se han desarrollado programas de análisis y diseño estructural, que realizan el análisis estructural en forma más rápida, debido al incremento de la velocidad de procesamiento de información ( mejores procesadores ) y a una mayor capacidad de almacenamiento de memoria de los equipos de computación, también se han implementando algoritmos que permiten que los modelos analíticos se comporten con mayor semejanza a la estructura real.

En forma general para la modelación de la estructura, en cualquiera de los programas de análisis, se establece un sistema coordinado tridimensional global, con dos ejes horizontales ortogonales y uno vertical, único para toda la estructura; la topología del modelo analítico se define por las coordenadas de los nudos, las incidencias de los elementos ( nervaduras y columnas ); las propiedades geométricas y mecánicas de los miembros ( sección transversal, módulo de elasticidad y módulo de deformación a cortante ).

El sistema de cargas actuante en la estructura se define lo más apegado y concordante a las acciones que se tuvieron en el momento de realizar la medición de las vibraciones ambientales, de tal forma se tiene:

Carga Muerta, CM, formada por el peso propio de las columnas, la carga actuante en el sistema de piso: peso propio de la losa nervada, muros de mampostería, firme de cemento, acabados, plafón de yeso, relleno, y en los casos en donde procede peso de pretilas, etc.

Carga Viva, CV, que engloba las acciones variables que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones, como son el peso del personal humano y del equipo mobiliario, principalmente.

Para el estudio del comportamiento dinámico de la estructura se proporcionan la masa traslacional y momentos de inercia rotacional de cada sistema de piso.

El análisis general de la estructura y su cimentación se hizo considerando hipótesis de comportamiento elástico- lineal de los materiales que la constituyen ( concreto reforzado ).

Los modelos matemáticos en que se basan los análisis efectuados consisten en la aplicación extensiva del método de las rigideces y desplazamientos como caso particular del Método del Elemento Finito, estableciendo las ecuaciones de equilibrio ( matriz de rigideces ), solucionando el sistema de ecuaciones, obteniendo los desplazamientos y acciones mecánicas en los elementos. También se calculan los periodos y frecuencias naturales de vibrar de la estructura, factores de participación y configuraciones modales.

La estructura del edificio consta de dieciocho plantas: Planta Losa de Sótano 2, NS2; Planta Losa de Sótano 1, NS1; Losa de Planta Baja, NPB; Planta Losa Mezanine, NMZ; Planta Losa Nivel 01, N01; once Plantas de Nivel Tipo, NT, del Nivel N02 a N12; Planta Losa Nivel 13, N13 y Planta Losa Nivel 14, N14.

Para el presente estudio comparativo, se emplearon los programas de análisis y dimensionamiento de elementos, que consideran el comportamiento de la estructura en tres dimensiones como son el 'Structural Analysis and Design', **STAAD III**; **SAP 2000**; **SUPER-ETABS**; 'Three Dimensional Analysis of Buildings Systems', **TABS 80**; y algunos programas de calculadora HP41C, discretizando la estructura como un conjunto de marcos planos, calculando la rigidez de entrepiso y los modos de vibrar por métodos iterativos, empleando las **FÓRMULAS DE WILBUR** y **MÉTODO DE**

**NEWMARK**, respectivamente.

### **A. PROGRAMA 'STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN', STAAD III.**

De acuerdo a lo comentado anteriormente, el programa se fundamenta en la aplicación extensiva del método de las rigideces y desplazamientos, estableciendo las ecuaciones de equilibrio ( matriz de rigideces ) de cada elemento, sumando la contribución de cada miembro para obtener la matriz de rigidez global de la estructura. Las cargas actuantes son discretizadas como acciones concentradas en los puntos nodales de la estructura. Se plantea el equilibrio de la estructura, en donde la matriz de rigideces relaciona el vector de cargas con el vector de desplazamientos de nudos, por medio la ecuación:  $[A]_j = [A_r]_j + [A_u]_j [D]_j$ , en donde:

$[A]_j$ , es el vector de fuerzas finales en los miembros

$[A_r]_j$ , es el vector de fuerzas en los miembros en la condición restringida

$[A_u]_j$ , es la matriz con las fuerzas en los elementos que corresponden a desplazamientos unitarios

$[D]_j$ , es el vector de desplazamientos de cada nudo

Para determinar la solución de un sistema de ecuaciones simultáneas se emplea el método de descomposición; como la matriz de rigidez de todas las estructuras linealmente elásticas son siempre simétricas, una forma eficiente de descomposición es el método de Cholesky modificado.

Como parte del análisis dinámico se tiene la solución al problema de vibración libre, es decir la obtención de los valores característicos o eigenvalores para las frecuencias naturales y configuración modal en base a la matriz de masas en la dirección de los grados de libertad .

Las frecuencias naturales y modos de vibrar de una estructura representan los parámetros principales que afectan a la respuesta de la estructura bajo acciones dinámicas. El problema de vibración libre es resuelto al obtener estos valores. Como no se involucra ninguna acción de fuerzas externas, las frecuencias y modos de vibrar son función directa de la rigidez y de la distribución de masas en la estructura. Dependiendo de la idealización de masas actuantes se pueden tener resultados que se aproximan más al comportamiento real de la estructura.

Se hizo un modelo tridimensional, de diecisiete niveles, donde la estructura portante está constituida por columnas y muros de concreto reforzado, que soportan sistemas de piso a base de losas nervadas 'aligeradas con bloques de concreto', coladas in situ, que forman marcos rígidos en dos direcciones ortogonales. El sistema de piso horizontal lo idealizamos como una retícula, formado por nervaduras localizadas en eje de columnas o principales, nervaduras adyacentes que limitan la zona maciza que circunda las columnas, nervaduras contiguas y nervaduras centrales. Se considera en el modelo la zona maciza que rodea la intersección de columnas con nervaduras principales.

El sistema de piso se considera como un diafragma sin deformaciones en su plano, es decir que se comporta como un cuerpo rígido, que solo tiene desplazamientos horizontales y rotación alrededor de un eje vertical, práctica común en el medio de la ingeniería estructural. Esta hipótesis se logra estableciendo un nudo maestro en cada nivel, en el cual se aplica el sistema de cargas que representa el peso del sistema de piso, y los nudos restantes del nivel se encuentran ligados al nudo maestro.

Debido a falta de información de las formaciones estratigráficas del suelo en el sitio y de propiedades geométricas y mecánicas de los pilotes, no se considera explícitamente el comportamiento del sistema estructura-cimentación-suelo.

## 1. Análisis de cargas.

De acuerdo a las consideraciones generales, se discretizan los sistemas de cargas lo más cercano posible a las que se presentaron en el momento de realizar el estudio de vibración ambiental. Las masas de cada sistema de piso se consideraron como un conjunto de cargas actuando en el nudo maestro de cada nivel, constituida por dos cargas concentradas en las direcciones horizontales y un momento de inercia rotacional de la masa alrededor del eje vertical, para obtener los desplazamientos modales correspondientes. En estas acciones se incluye la Carga Muerta ( CM ), que es la carga que actúa en forma permanente en la estructura, y la Carga Viva Instantánea ( CVa ), que es la carga variable para diseño por sismo estipulada en el Reglamento para las Construcciones para el Distrito Federal, de acuerdo al uso o destino del piso.

### a. Carga muerta, CM.

Se hizo una evaluación del peso del sistema de piso de la estructura, considerando la parte de concreto formada por las nervaduras y la zona maciza alrededor de las columnas, y los bloques de concreto; también se considera el peso propio de las columnas, las cargas actuantes sobre el sistema de piso como muros de mampostería, que tienen la función de dividir los espacios útiles, los recubrimientos, el plafón, rellenos y en donde proceda los pretilos prefabricados de concreto. A continuación se presenta un resumen de las cargas uniformemente distribuidas empleadas en el modelo analítico:

Losa Nivel Sótano 1, NS1:	CM = 310 kgf/m <sup>2</sup>
Losa de Planta Baja, NPB, Losa de Mezanine, NMZ, Losa Nivel 01, N01, Losa Nivel Tipo ( NO2 a N12 ), NT, y Losa Nivel 13, N13:	CM = 830 kgf/m <sup>2</sup>
Losa Nivel 14, N14:	CM = 800 kgf/m <sup>2</sup>

### b. Carga viva instantánea, CVa.

Las acciones consideradas son las cargas debido al uso y ocupación de la construcción que no tienen carácter permanente, como el peso del personal, equipo, mobiliario, etc. Como las mediciones de vibración ambiental fueron desarrolladas en 1986, se consideraron las cargas vivas para diseño por sismo estipuladas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del 15 de Diciembre de 1976, según el destino o uso de cada nivel.

Losa Nivel Sótano 1, NS1 ( Estacionamientos y similares ):	$Cv_{m\acute{a}x} = 150 \text{ kgf/m}^2$ $Cv_a = 100 \text{ kgf/m}^2$
Losa de Planta Baja, NPB, Losa de Mezanine, NMZ, Losa Nivel 01, N01, Losa Nivel Tipo ( NO2 a N12 ) y Losa Nivel 13, N13 ( Oficinas y similares ):	$Cv_{m\acute{a}x} = 250 \text{ kgf/m}^2$ $Cv_a = 90 \text{ kgf/m}^2$
Losa Nivel 14, N14 ( Azotea con pendiente no mayor de cinco por ciento):	$Cv_{m\acute{a}x} = 100 \text{ kgf/m}^2$ $Cv_a = 70 \text{ kgf/m}^2$

### c. Peso de los sistemas de piso.

Se discretizó el sistema de cargas actuantes en la estructura, como un conjunto de fuerzas verticales en cada nivel, en los que se incluye la Carga Muerta más Carga Viva Instantánea de cada piso.

Tabla IV.1 Peso de los sistemas de piso.

NIVEL	W CM ( tonf )	W CVa tonf )	W total ( tonf )
N14	276.254	23.118	299.372
N13	403.520	40.707	444.227
N12	493.811	46.439	540.250
N11	480.066	46.439	526.505
N10	480.066	46.439	526.505
N09	480.066	46.439	526.505
N08	480.066	46.439	526.505
N07	480.066	46.439	526.505
N06	480.066	46.439	526.505
N05	480.066	46.439	526.505
N04	480.066	46.439	526.505
N03	480.066	46.439	526.505
N02	480.066	46.439	526.505
N01	457.496	43.573	501.069
NMZ	504.022	47.349	551.370
NPB	832.783	74.431	907.215
NS1	969.466	95.525	1,064.991
TOTAL	8,738.012	835.532	9573.544

## d. Acciones en la estructura.

El conjunto de cargas actuantes en la estructura, se aplican en los nudos maestros de cada nivel, donde actúan dos fuerzas horizontales iguales ( peso de cada nivel ) y el momento de inercia rotacional de la masa.

Tabla IV.2 Acciones en la estructura.

NIVEL	Wtotal ( tonf )	B ( m )	H ( m )	Im (tonf-seg-m)
N14	299.373	16.96	18.90	1,639.915
N13	444.227	24.70	18.90	3,650.192
N12	540.25	24.70	22.60	5,143.895
N11	526.505	24.70	22.60	5,013.022
N10	526.505	24.70	22.60	5,013.022
N09	526.505	24.70	22.60	5,013.022
N08	526.505	24.70	22.60	5,013.022
N07	526.505	24.70	22.60	5,013.022
N06	526.505	24.70	22.60	5,013.022
N05	526.505	24.70	22.60	5,013.022
N04	526.505	24.70	22.60	5,013.022
N03	526.505	24.70	22.60	5,013.022
N02	526.505	24.70	22.60	5,013.022
N01	501.069	24.70	18.90	4,117.260
NMZ	551.370	28.48	19.80	5,635.248
NPB	907.214	36.83	23.55	14,727.601
NS1	1,064.990	41.11	23.55	20,306.783

$$I_m = 4 \pi^2 W_{total} ( B^2 + D^2 ) / 12$$

## 2. Modelo analítico.

La estructura se modeló, analítica y matemáticamente, mediante un conjunto tridimensional de 3,907 nudos y 7,401 elementos: 180 columnas rectangulares de concreto reforzado, 106 muros discretizados como 'columnas anchas' y 7,115 elementos del sistema de piso, constituido por nervaduras principales, nervaduras adyacentes, nervaduras contiguas, nervaduras centrales y contratraveses.

Se establece un sistema coordenado tridimensional global, con dos ejes horizontales ortogonales, X en la dirección transversal ( oriente-poniente: E - W ), Z en la dirección longitudinal ( norte-sur: N - S ), y un vertical Y, único para toda la estructura.

Se presentan cuatro isométricos, donde se muestran los diferentes elementos y nudos del modelo, figs 4.1 a 4.4. Las diferentes plantas estructurales que conforman el modelo de análisis, como Planta Losa de Sótano 1, NS1; Losa de Planta Baja, NPB; Planta Losa Mezanine, NMZ; Planta Losa Nivel 01, NO1; Losa de Planta Tipo ( del Nivel NO2 a N12 ), NT; Planta Losa Nivel 13, N13 y Planta Losa Nivel 14, N14, se muestran en las figs 4.5 a 4.11, respectivamente.

En las figs 4.12 a 4.14, se muestran los marcos estructurales más representativos de la estructura, como son los marcos transversales en los ejes 6, 7, y los marcos longitudinales ejes B y D.

## 3. Propiedades geométricas de elementos.

Las propiedades geométricas de los elementos que componen la estructura fueron obtenidos de los planos del proyecto estructural, y que fueron verificadas casuísticamente para las columnas.

De acuerdo a la discretización de la estructura, se consideran secciones rectangulares para todos los miembros.

Cabe mencionar que los muros de concreto de las Plantas de Sótano 1 y 2, NS1 y NS2, se idealizan como 'columnas anchas'; para las columnas que tienen peralte total variable, del nivel inferior al nivel superior del entrepiso, se considera un peralte promedio. Se presentan las propiedades geométricas de columnas en la tabla IV.3

En los sistemas de piso se hace la idealización de las nervaduras de los tableros, considerando una nervadura de eje de columnas o principal que incluye las propiedades de la nervadura y una parte de la sección maciza que rodea la columna, una nervadura adyacente que representa las propiedades de dos nervaduras siguientes y una parte de la zona maciza, una nervadura contigua que incluye las propiedades de dos nervaduras y una nervadura central que abarca cinco o tres nervaduras dependiendo del ancho del tablero. Se considera un peralte total del sistema de piso de 50 cm. En la tabla IV.4 se muestran las propiedades geométricas de las trabes, nervaduras y contratraveses consideradas en el modelo.

Tabla IV.3 Propiedades geométricas de columnas, cm.

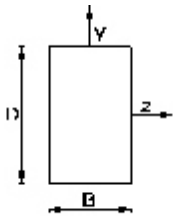
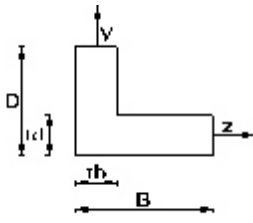
											
ELEMENTO	TIPO	B	td	D	tb	ELEMENTO	TIPO	B	td	D	tb
NIV SÓTANO 2 (NS2) a NIV SÓTANO 1 (NS1)						NIV SÓTANO 1 (NS1) a PLANTA BAJA (NPB)					
C 1	1	67	-	100	-	CA 10	1	20	-	241.5	-
C 2	1	67	-	100	-	CA 11	1	508	-	20	-
C 3	1	120	-	80	-	CA 12	2	260	20	214.5	20
C 4	1	135	-	90	-	CA 13	2	138.5	20	214.5	20
C 5	1	50	-	50	-	CA 14	2	328	20	214.5	20
C 6	1	50	-	50	-	PLANTA BAJA (NPB) a MEZANINE (NMZ)					
CA 01	1	440	-	20	-	C 1	1	60	-	98.55	-
CA 02	1	348.5	-	20	-	C 2	1	60	-	98.55	-
CA 03	1	366	-	20	-	C 3	1	115	-	80	-
CA 04	1	390.5	-	20	-	C 4	1	135	-	90	-
CA 05	1	315	-	20	-	C 5	1	40	-	40	-
CA 06	1	345	-	20	-	C 6	1	40	-	40	-
CA 07	1	341.5	-	20	-	MEZANINE (NMZ) a NIVEL 01 (N01)					
CA 08	1	20	-	214.5	-	C 1	1	60	-	95.45	-
CA 09	1	20	-	369.25	-	C 2	1	60	-	95.45	-
CA 10	1	20	-	241.5	-	C 3	1	115	-	80	-
CA 11	1	508	-	20	-	C 4	1	115	-	80	-
CA 12	2	260	20	214.5	20	NIVEL 01 (N01) a NIVEL 02 (N02)					
CA 13	2	138.5	20	214.5	20	C 1	1	60	-	92.7	-
CA 14	2	328	20	214.5	20	C 2	1	60	-	92.7	-
NIV SÓTANO 1 (NS1) a PLANTA BAJA (NPB)						C 3	1	108	-	80	-
C 1	1	67	-	100	-	C 4	1	108	-	80	-
C 2	1	67	-	100	-	NIVEL 02 (N02) a NIVEL 03 (N03)					
C 3	1	120	-	80	-	C 1	1	60	-	90.15	-
C 4	1	135	-	90	-	C 2	1	60	-	90.15	-
C 5	1	40	-	40	-	C 3	1	108	-	80	-
C 6	1	40	-	40	-	C 4	1	108	-	80	-
CA 01	1	440	-	20	-	NIVEL 03 (N03) a NIVEL 04 (N04)					
CA 02	1	348.5	-	20	-	C 1	1	60	-	87.55	-
CA 03	1	366	-	20	-	C 2	1	60	-	87.55	-
CA 04	1	390.5	-	20	-	C 3	1	100	-	80	-
CA 05	1	315	-	20	-	C 4	1	100	-	80	-
CA 06	1	345	-	20	-						
CA 07	1	341.5	-	20	-						
CA 08	1	20	-	214.5	-						
CA 09	1	20	-	369.25	-						

Tabla IV.3 Propiedades geométricas de columnas, cm, ( conclusión ).

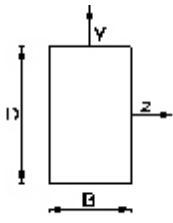
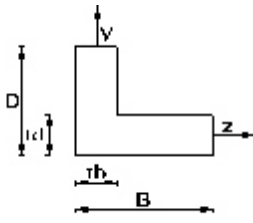
											
ELEMENTO	TIPO	B	td	D	tb	ELEMENTO	TIPO	B	td	D	tb
NIVEL 04 ( N04 ) a NIVEL 05 ( N05 )						NIVEL 11 ( N11 ) a NIVEL 12 ( N12 )					
C 1	1	60	-	84.95	-	C 1	1	60	-	66.5	-
C 2	1	60	-	84.95	-	C 2	1	60	-	66.5	-
C 3	1	100	-	80	-	C 3	1	70	-	80	-
C 4	1	100	-	80	-	C 4	1	70	-	80	-
NIVEL 05 ( N05 ) a NIVEL 06 ( N06 )						NIVEL 12 ( N12 ) a NIVEL 13 ( N13 )					
C 1	1	60	-	82.35	-	C 1	1	60	-	63.9	-
C 2	1	60	-	82.35	-	C 2	1	60	-	63.9	-
C 3	1	92	-	80	-	C 3	1	70	-	80	-
C 4	1	92	-	80	-	C 4	1	70	-	80	-
NIVEL 06 ( N06 ) a NIVEL 07 ( N07 )						NIVEL 13 ( N13 ) a NIVEL 14 ( N14 )					
C 1	1	60	-	79.75	-	C 1	1	60	-	61.35	-
C 2	1	60	-	79.75	-	C 2	1	60	-	61.35	-
C 3	1	92	-	80	-	C 3	1	60	-	80	-
C 4	1	92	-	80	-	C 4	1	60	-	80	-
NIVEL 07 ( N07 ) a NIVEL 08 ( N08 )											
C 1	1	60	-	77.15	-						
C 2	1	60	-	77.15	-						
C 3	1	85	-	80	-						
C 4	1	85	-	80	-						
NIVEL 08 ( N08 ) a NIVEL 09 ( N09 )											
C 1	1	60	-	74.55	-						
C 2	1	60	-	74.55	-						
C 3	1	85	-	80	-						
C 4	1	85	-	80	-						
NIVEL 09 ( N09 ) a NIVEL 10 ( N10 )											
C 1	1	60	-	72	-						
C 2	1	60	-	72	-						
C 3	1	77	-	80	-						
C 4	1	77	-	80	-						
NIVEL 10 ( N10 ) a NIVEL 11 ( N11 )											
C 1	1	60	-	69.45	-						
C 2	1	60	-	69.45	-						
C 3	1	77	-	80	-						
C 4	1	77	-	80	-						

Tabla IV.4 Propiedades geométricas de trabes, nervaduras y contratrabes, cm.

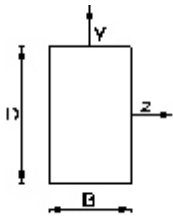
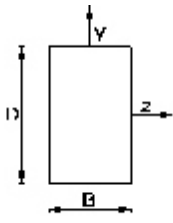
 TIPO 1							
ELEMENTO	TIPO	B	D	ELEMENTO	TIPO	B	D
<b>CONTRATRABES NIVEL SÓTANO 1 ( NS1 )</b>				<b>TRABES Y NERVADURAS DE PLANTA BAJA (NPB) a</b>			
MC 1	1	20	200	<b>NIVEL 14 (N14) DIRECCIÓN Z</b>			
CT 2	1	35	200	N 49	1	80	50
CT 4	1	70	200	N 50	1	20	50
CT 6	1	35	200	T 01	1	39.5	90
MC 7	1	20	200	N 52	1	58	50
MC A	1	20	200	N 53	1	11	50
CT B	1	65	200	N 54	1	25.5	50
CT C	1	65	200	N 55	1	36.5	50
CT C1	1	50	200	N 56	1	107	50
CT D	1	65	200	N 57	1	27	50
CT D1	1	50	200	<b>TRABES Y NERVADURAS DE PLANTA BAJA (NPB) a</b>			
CT E	1	65	200	<b>NIVEL 14 (N14) DIRECCIÓN X</b>			
CT E1	1	50	200	MC	1	20	275
CT F	1	65	200	N 13	1	20	50
CT F1	1	50	200	N 14	1	30	50
CT F2	1	50	200	N 15	1	112.5	50
MC G	1	20	200	N 16	1	10	50
<b>TRABES Y NERVADURAS DE PLANTA BAJA (NPB) a</b>				N 17	1	47.5	50
<b>NIVEL 14 (N14) DIRECCIÓN Z</b>				N 18	1	82.5	50
MC	1	20	275	N 19	1	42	50
N 01	1	25	50	N 20	1	159.5	50
N 02	1	61.25	50	N 21	1	90	50
N 03	1	83.5	50	N 22	1	35	50
N 04	1	43.5	50	N 23	1	36	50
N 05	1	107.25	50	N 24	1	15	50
N 06	1	82	50	N 25	1	22	50
N 07	1	22	50	N 26	1	82	50
N 08	1	41.5	50	N 27	1	23.5	50
N 09	1	55	50	N 25	1	22	50
N 10	1	31.5	50	N 26	1	82	50
N 11	1	117	50	N 27	1	23.5	50
N 12	1	37	50	N 28	1	143.5	50
N 37	1	68.5	50	N 29	1	61.5	50
N 38	1	28.5	50	N 30	1	55	50
N 47	1	58.5	50	N 31	1	33	50
N 48	1	128.5	50	N 32	1	153	50

Tabla IV.4 Propiedades geométricas de trabes, nervaduras y contratraves, cm, ( conclusión ).

 TIPO 1							
ELEMENTO	TIPO	B	D	ELEMENTO	TIPO	B	D
TRABES Y NERVADURAS DE PLANTA BAJA (NPB) a NIVEL 14 (N14) DIRECCIÓN X				TRABES Y NERVADURAS DE PLANTA BAJA (NPB) a NIVEL 14 (N14) DIRECCIÓN X			
N 33	1	37.5	50	N 43	1	32	50
N 34	1	155.25	50	N 44	1	134.5	50
N 35	1	84.25	50	N 45	1	26.5	50
N 36	1	44	50	N 46	1	64	50
N 39	1	110.25	50	N 51	1	76.5	50
N 40	1	25	50	N 58	1	114	50
N 41	1	49	50	N 59	1	42.5	50
N 42	1	152	50				

#### 4. Propiedades mecánicas de materiales.

Se emplean las propiedades mecánicas de los materiales nominales, especificadas en planos estructurales y de acuerdo al Reglamento de Construcciones vigente en la construcción del edificio; se tienen las siguientes características:

##### a. Concreto en columnas y muros de concreto:

$$f'_c = 300 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c = 10\,000 \sqrt{300} = 173\,200 \text{ kgf/cm}^2 = 1\,732\,000 \text{ tonf/m}^2$$

$$\tau_c = 2.200 \text{ tonf/m}^3$$

$$\mu_c = 0.15$$

##### b. Concreto en trabes, nervaduras y contratraves:

$$f'_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c = 10\,000 \sqrt{200} = 141\,400 \text{ kgf/cm}^2 = 1\,414\,000 \text{ tonf/m}^2$$

$$\tau_c = 2.200 \text{ tonf/m}^3$$

$$\mu_c = 0.15$$

##### c. Acero de refuerzo:

$$f_y = 4\,200 \text{ kgf/cm}^2$$

## 5. Resultados: períodos y modos de vibrar, STAAD III.

Después de realizar el análisis estructural del edificio se obtienen las propiedades dinámicas como períodos, frecuencias y modos de vibrar para los diferentes grados de libertad de la estructura.

En la tabla IV.5 se muestran los resultados obtenidos:

Las figs 4.15 y 4.16 muestran el isométrico y vista lateral de la estructura deformada para el modo fundamental de la estructura en la dirección transversal ( 1 X ); en la figs 4.17 y 4.18 se presenta el primer modo de vibrar en la dirección longitudinal, ( 1 Z ), con la configuración modal en isométrico y una vista longitudinal; en las figs 4.19 y 4.20 se ilustra el primer modo rotacional, alrededor del eje vertical, ( 1  $\Theta$  ), se muestran el isométrico y la planta; en las figs 4.21 a 4.29 se indican las configuraciones modales para modos superiores de la estructura, tanto en isométrico, como en elevación.

Se obtuvieron los factores de participación de masa en porcentaje, ver tabla IV.6

Tabla IV.5 Períodos y modos de vibrar estructura.

MODO DE VIBRAR	Período T ( seg )	Frecuencia f ( hertz )	Frecuencia angular (radianes/seg)	Grado de Libertad
1	2.914	0.343	2.155	1 X
2	2.496	0.401	2.520	1 Z
3	2.243	0.446	2.802	1 $\Theta$
4	0.959	1.043	6.553	2 X
5	0.829	1.207	7.584	2 Z
6	0.769	1.301	8.174	2 $\Theta$
7	0.543	1.841	11.567	3 X
8	0.476	2.102	13.207	3 $\Theta$
9	0.474	2.110	13.258	3 Z
10	0.365	2.737	17.197	4 X
11	0.356	2.813	17.675	4 $\Theta$
12	0.322	3.101	19.484	4 Z
13	0.298	3.357	21.093	5 $\Theta$
14	0.268	3.733	23.455	---
15	0.262	3.822	24.014	5 X
16	0.251	3.979	25.001	---
17	0.243	4.109	25.799	---
18	0.239	4.192	26.339	---
19	0.237	4.213	26.471	5Z
20	0.235	4.255	26.734	---

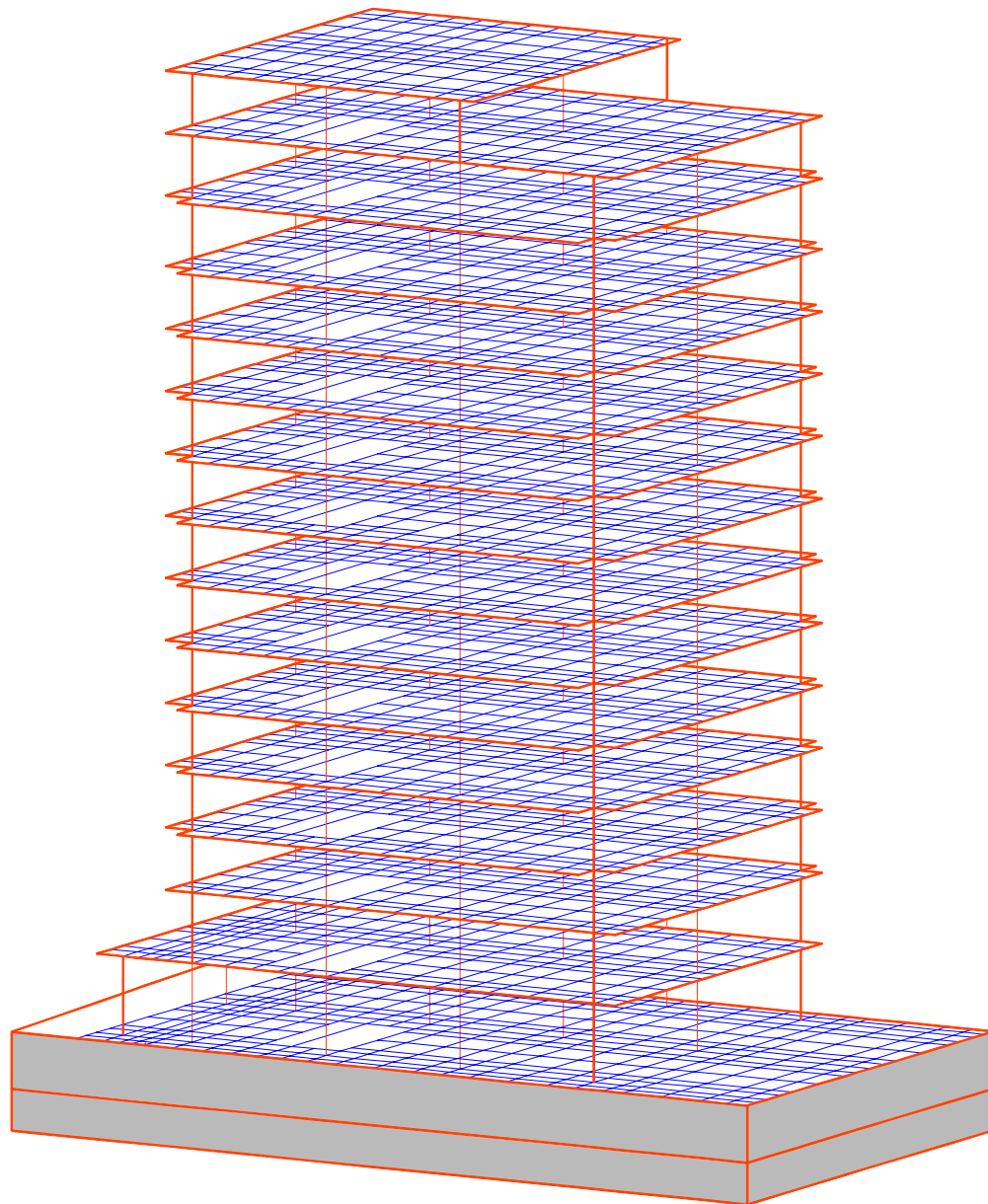
Tabla IV.6 Factores de participación de masa.

MODO DE VIBRAR	X %	Y %	Z %	SUMA X %	SUMA Y %	SUMA Z %
1	82.16	0.00	0.00	82.164	0.000	0.001
2	0.00	0.00	82.73	82.164	0.000	82.731
3	0.00	0.00	0.22	82.165	0.000	82.956
4	9.94	0.00	0.00	92.101	0.000	82.956
5	0.00	0.00	9.72	92.101	0.000	92.671
6	0.00	0.00	0.02	92.102	0.000	92.689
7	3.40	0.00	0.00	95.504	0.000	92.689
8	0.00	0.00	0.79	95.506	0.000	93.479
9	0.00	0.00	2.32	95.507	0.000	95.802
10	1.63	0.00	0.00	97.134	0.000	95.802
11	0.14	0.00	0.00	97.273	0.000	95.804
12	0.00	0.00	1.58	97.273	0.000	97.386
13	0.02	0.00	0.00	97.292	0.000	97.387
14	0.06	0.00	0.00	97.348	0.000	97.387
15	0.80	0.00	0.00	98.152	0.000	97.388
16	0.02	0.00	0.00	98.173	0.000	97.388
17	0.01	0.00	0.00	98.184	0.000	97.389
18	0.00	0.00	0.02	98.184	0.000	97.408
19	0.00	0.00	0.90	98.184	0.001	98.306
20	0.00	0.00	0.00	98.185	0.001	98.310

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

2. Modelo analítico.


a. Isométrico 1.



DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

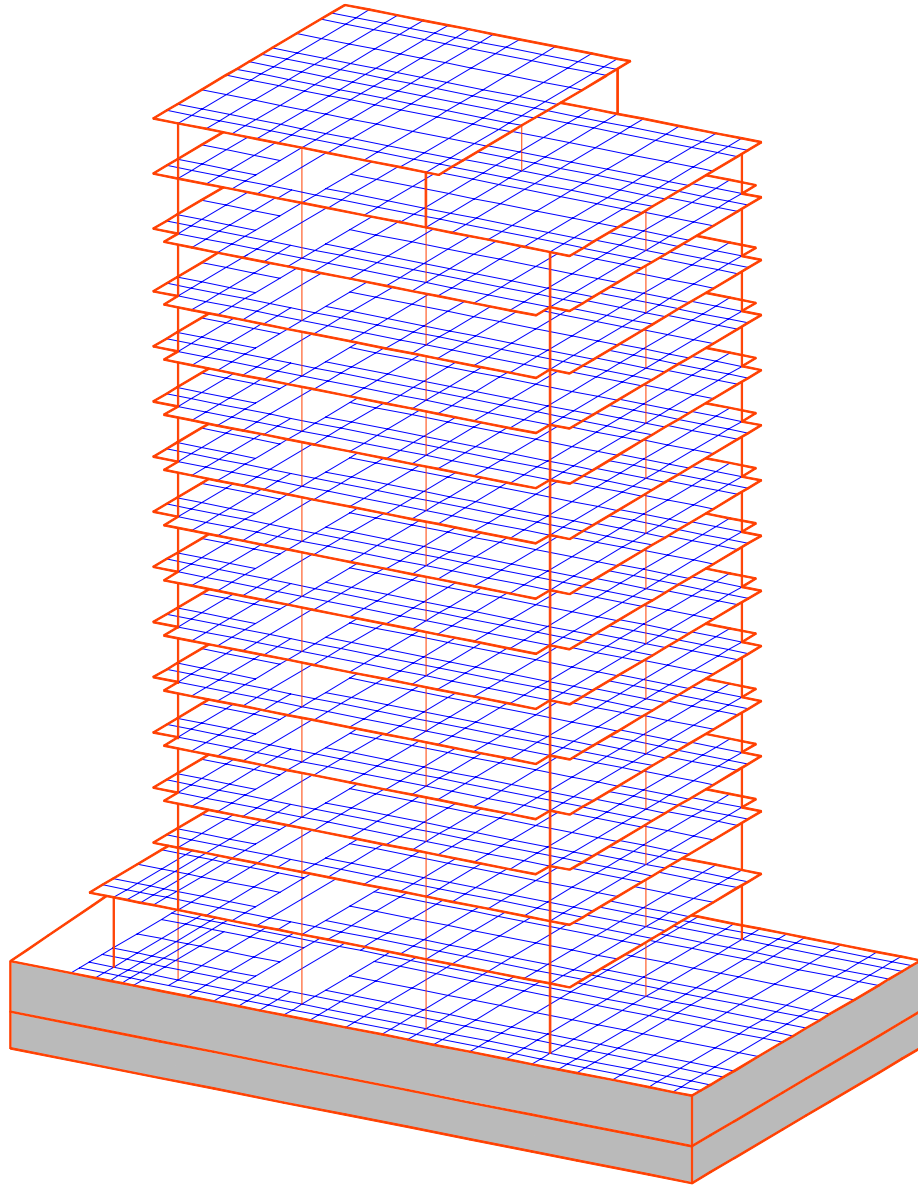
FIG. 4.1 MODELO ANALÍTICO ISOMÉTRICO 1

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó:	ULT/JSCH
archivo:	TS/ISO 1	asoció:	SIN
dibujó:	MODELACIÓN: ISOMÉTRICO 1 ESTRUCTURA	fecha:	11/03/07
figura:	4.1		

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

2. Modelo analítico.


b. Isométrico 2.



DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

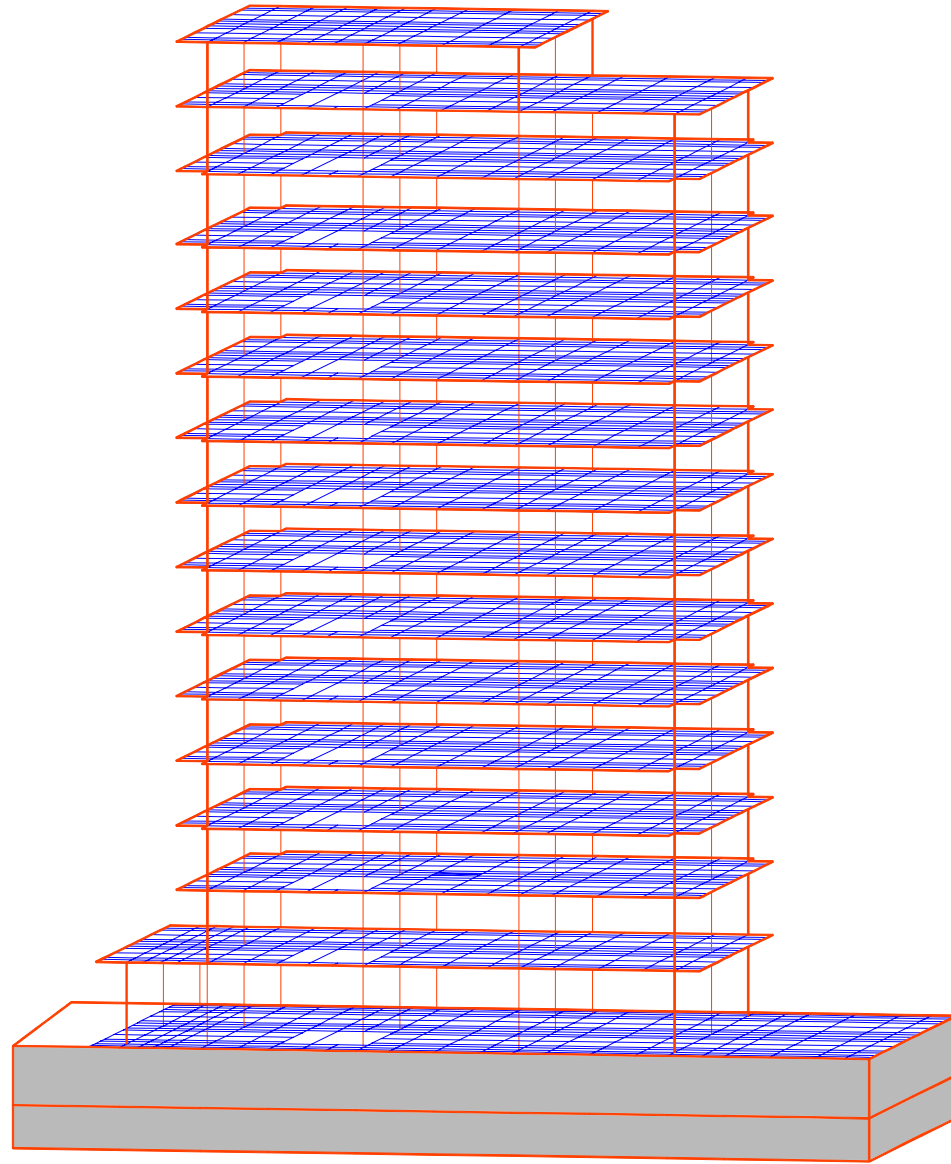
FIG. 4.2 MODELO ANALÍTICO ISOMÉTRICO 2

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó:	ULT/JSCH
archivo:	TSISO2	asoció:	SIN
dibujó:	MODELACIÓN: ISOMÉTRICO 2 ESTRUCTURA	fecha:	11/03/07
figura:	4.2		

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

2. Modelo analítico.


c. Isométrico 3.



DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

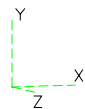
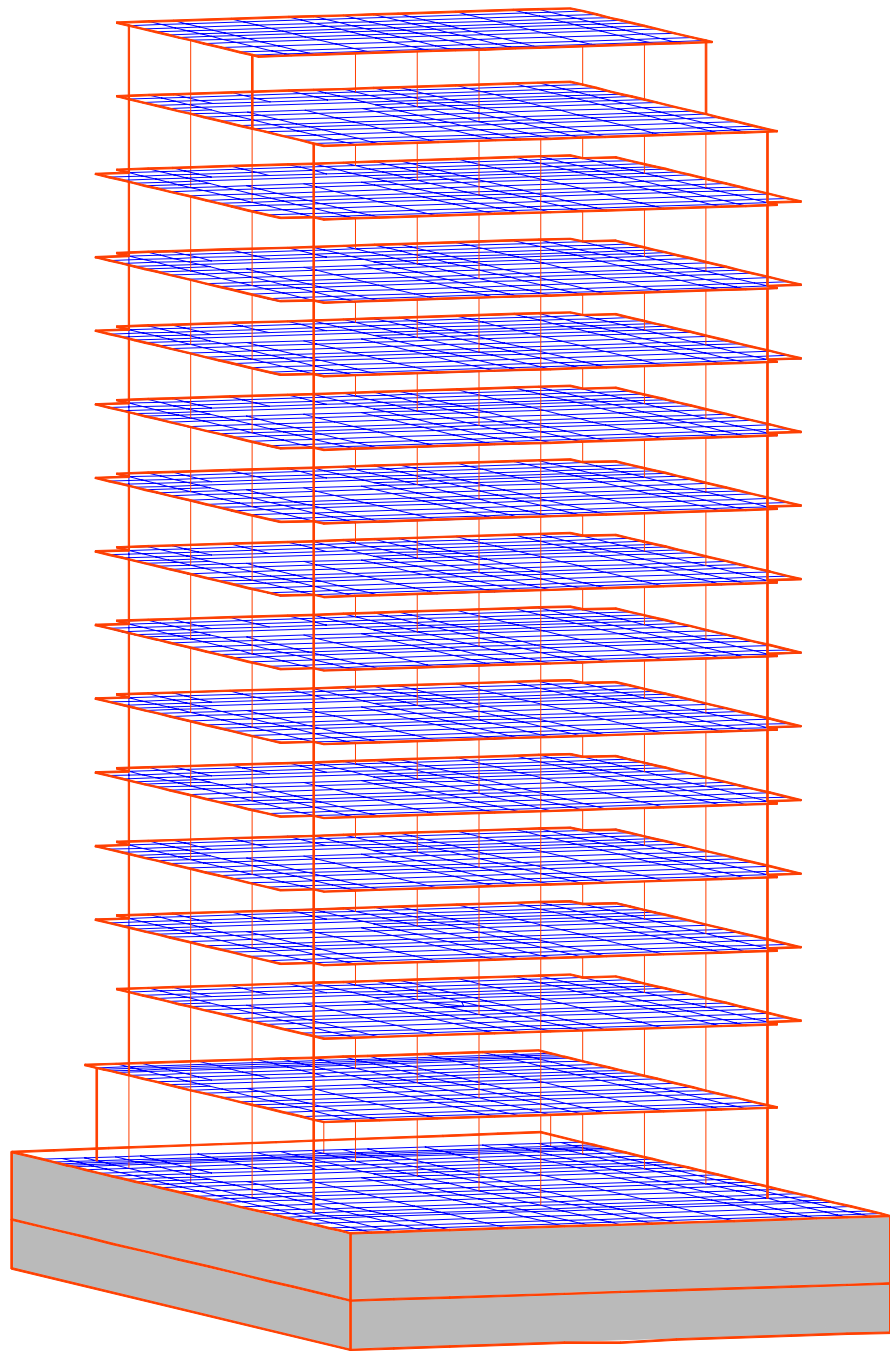
FIG. 4.3 MODELO ANALÍTICO ISOMÉTRICO 3

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó:	ULT/JSCH
archivo:	TSISO3	escala:	SIN
dibujó:	MODELACIÓN: ISOMÉTRICO 3 ESTRUCTURA	fecha:	110307
figura:	4.3		

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

2. Modelo analítico.


d. Isométrico 4.



DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

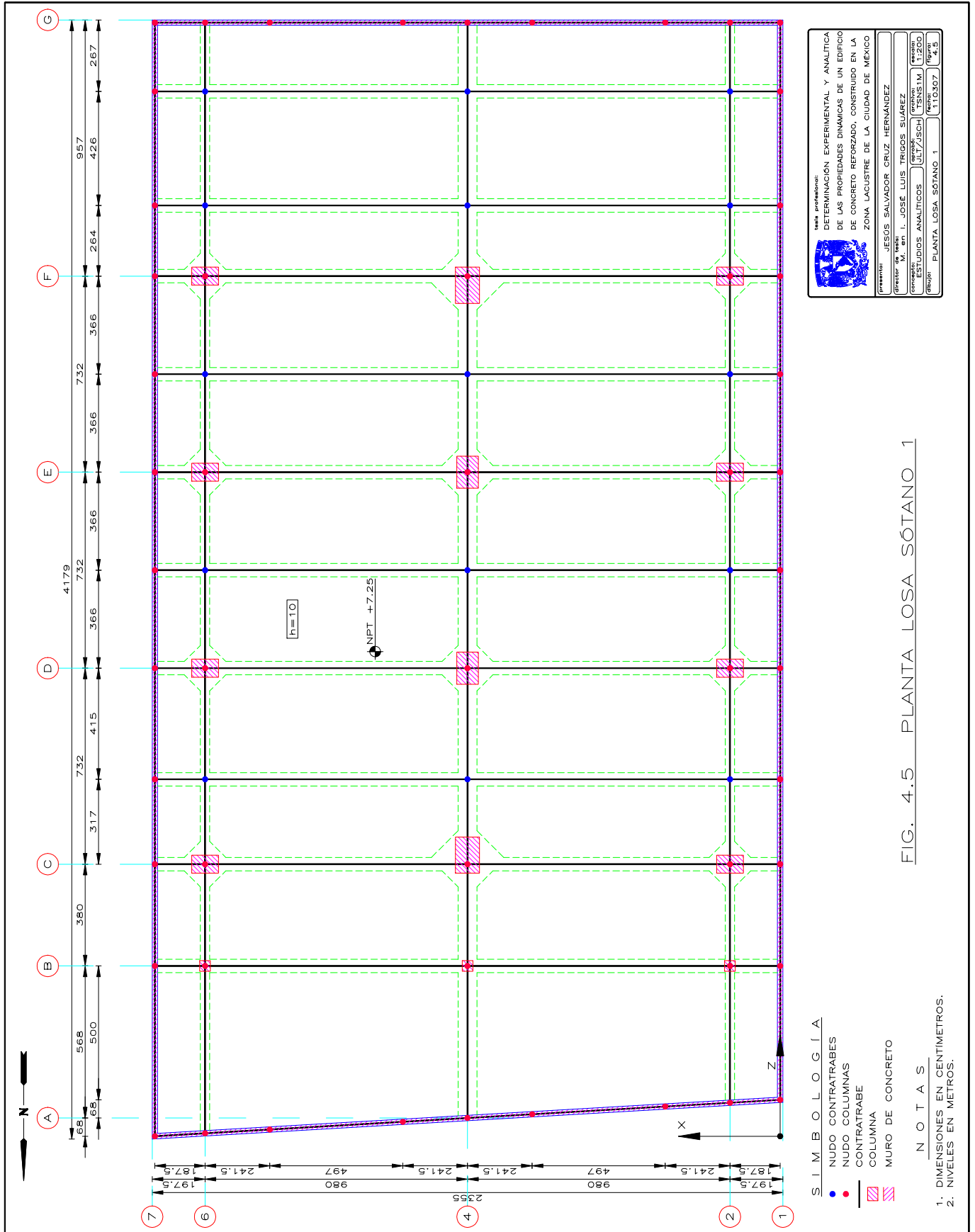
FIG. 4.4 MODELO ANALÍTICO ISOMÉTRICO 4

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO			
presenta: JESÓS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó:	ULT/JSCH
archivo:	TSISO4	asoció:	SIN
dibujó:	MODELACIÓN: ISOMÉTRICO 4 ESTRUCTURA	fecha:	110307
figura:	4.4		

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

2. Modelo analítico.

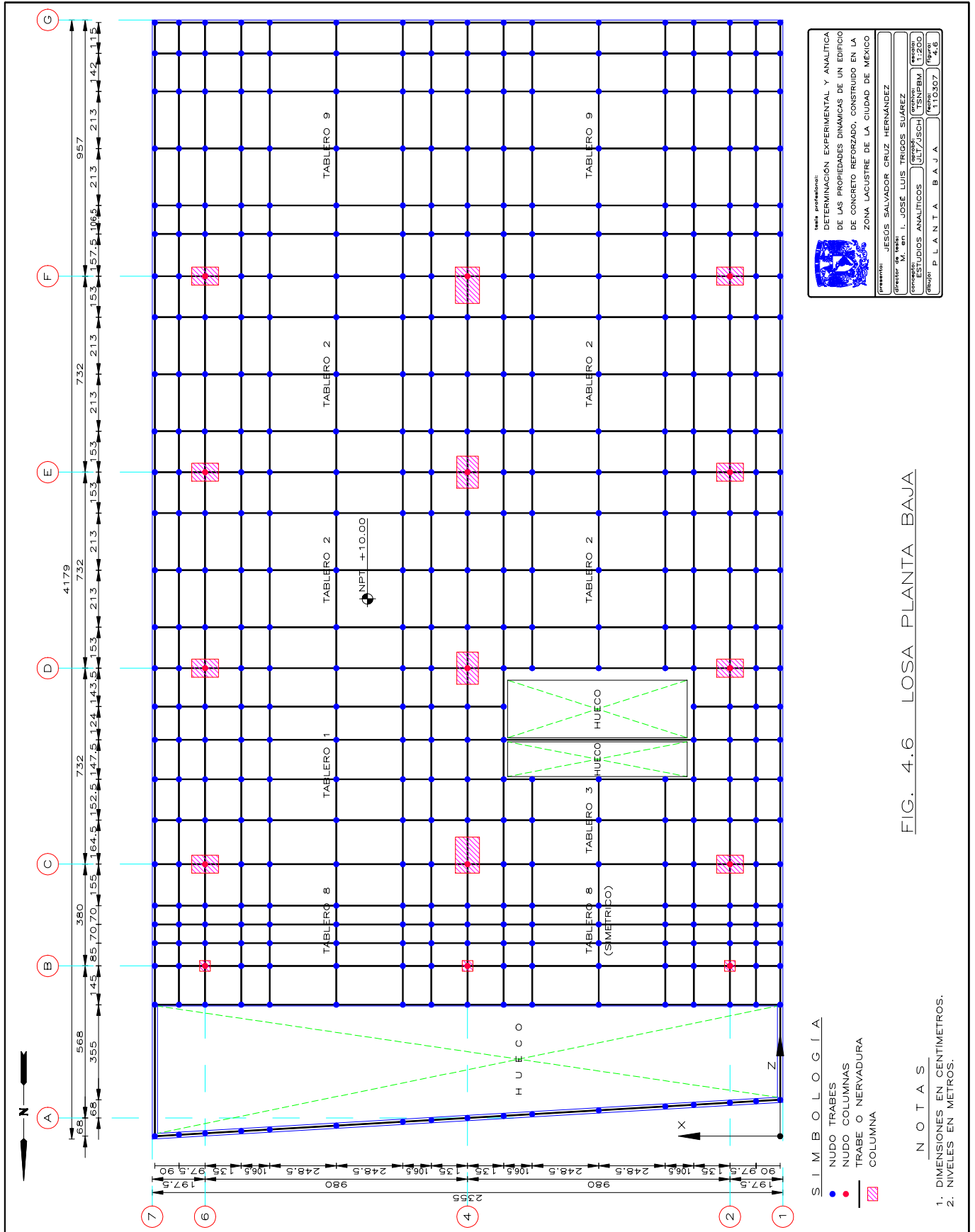
e. Planta Losa de Sótano 1, NS1.




IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

2. Modelo analítico.

f. Losa de Planta Baja, NPB.




**INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA**  
 DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA  
 DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO  
 DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA  
 ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO

**COORDINADOR:** JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ  
**PROFESOR:** I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ  
**ESTUDIOS ANALÍTICOS:** JULY/JSCJ  
**GRUPO:** P L A N T A B A J A

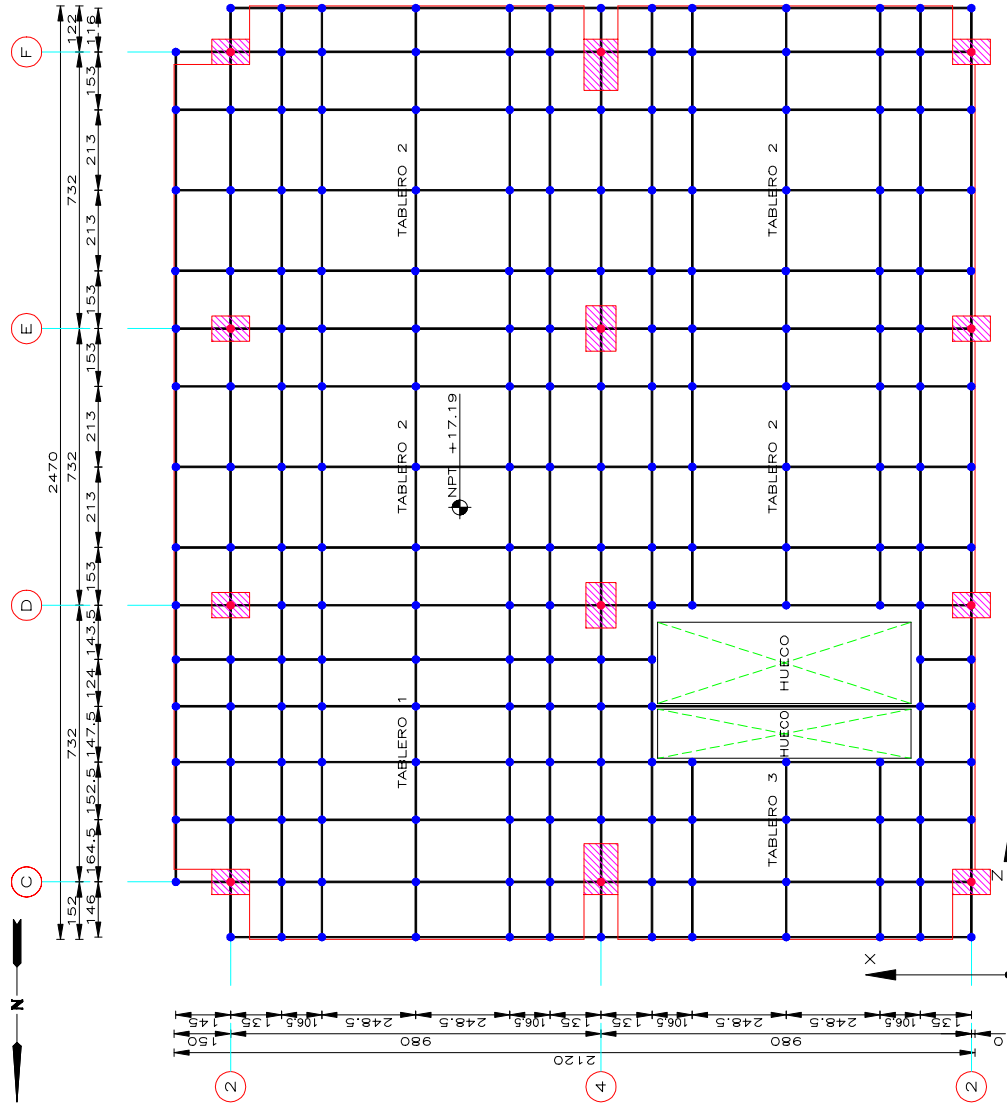
**FECHA:** 11/03/07  
**PROYECTO:** TSINPBM (1:200)  
**HOJA:** 19 de 16



IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

2. Modelo analítico.

h. Planta Losa Nivel 01, N01.



	INSTITUCIÓN: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUÍDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO
	PROFESOR: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ
ALUMNO: I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ	GRUPO: ESTUDIOS ANALÍTICOS
TÍTULO: PLANTA LOSA NIVEL 01	ESCALA: 1:200
FECHA: 11/03/07	PÁGINA: 8

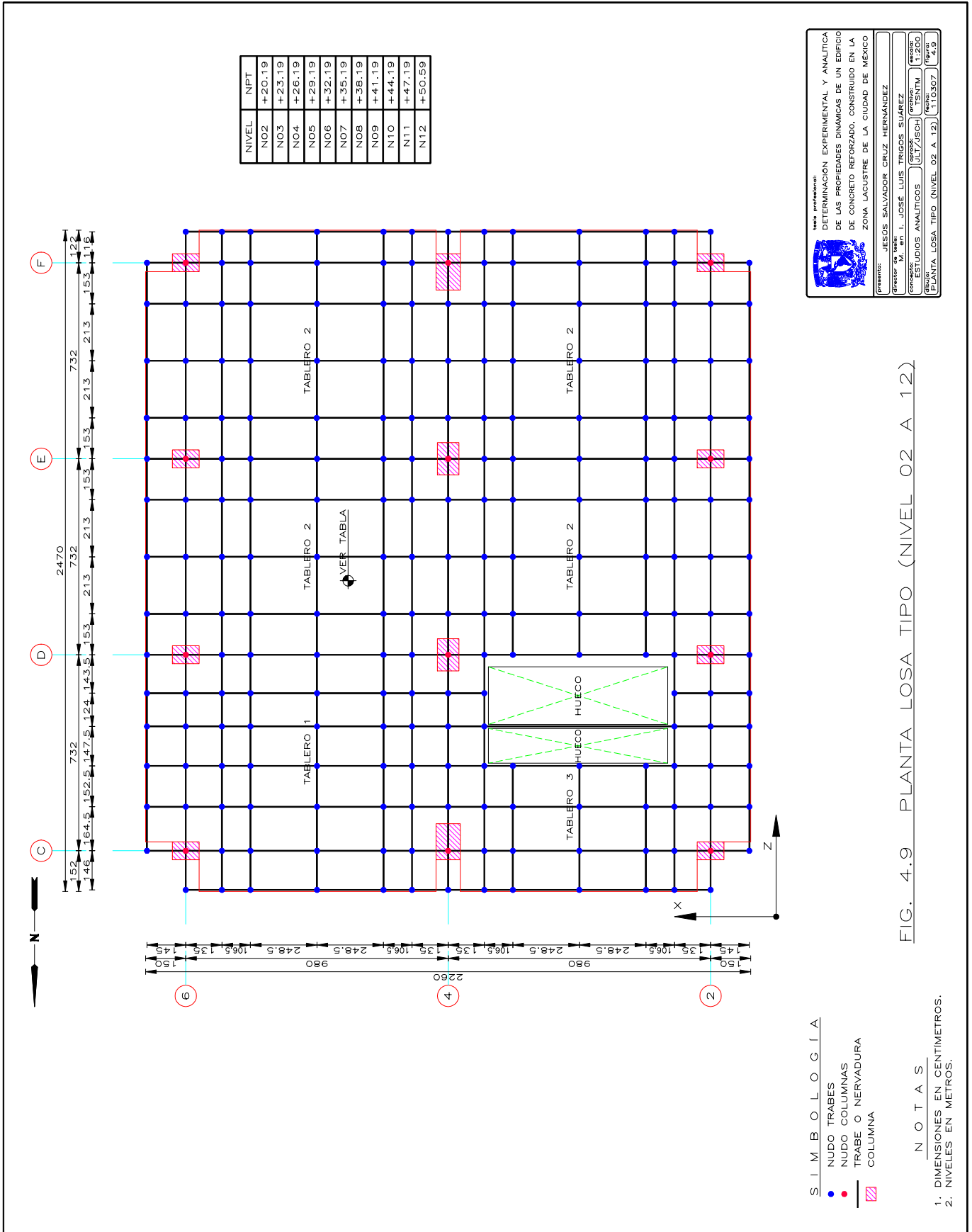
FIG. 4.8 PLANTA LOSA NIVEL 01

- S I M B O L O G Í A**
- NUDO TRABES
  - NUDO COLUMNAS
  - TRABE O NERVADURA
  - ▨ COLUMNA
- N O T A S**
1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
  2. NIVELES EN METROS.

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

2. Modelo analítico.

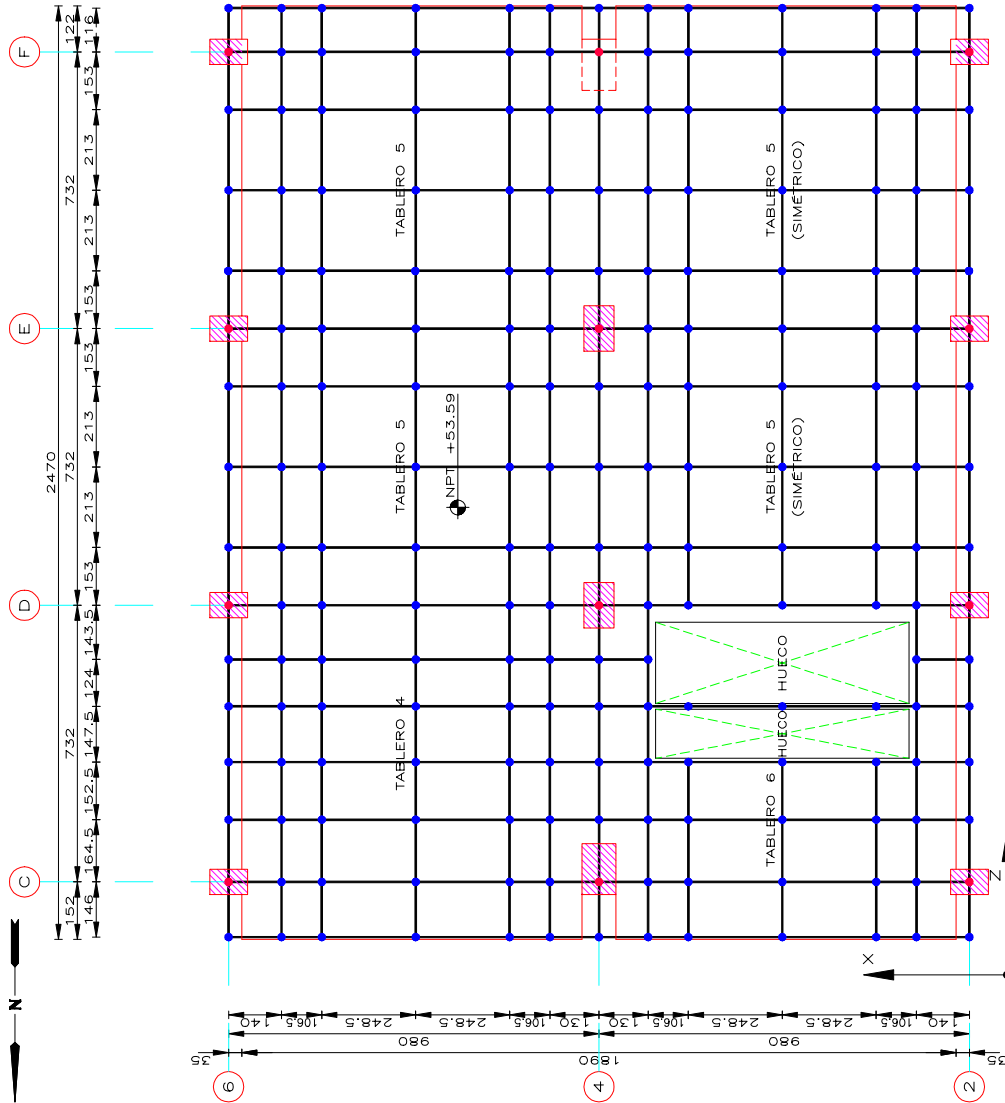
i. Planta Losa Nivel Tipo, NT.



IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

2. Modelo analítico.

j. Planta Losa Nivel 13, N13.



	INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y ANÁLISIS DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUÍDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
	DIRECTOR GENERAL DR. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ	DIRECTOR DR. JULIO JOSÉ	COORDINADOR DR. TSNT13M	ASISTENTE DR. TSNT13M
GRUPO DE INVESTIGACIÓN JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ	TÍTULO ESTUDIOS ANALÍTICOS	FECHA JULIO/2008	ESCALA 1:200	FOLIO 410

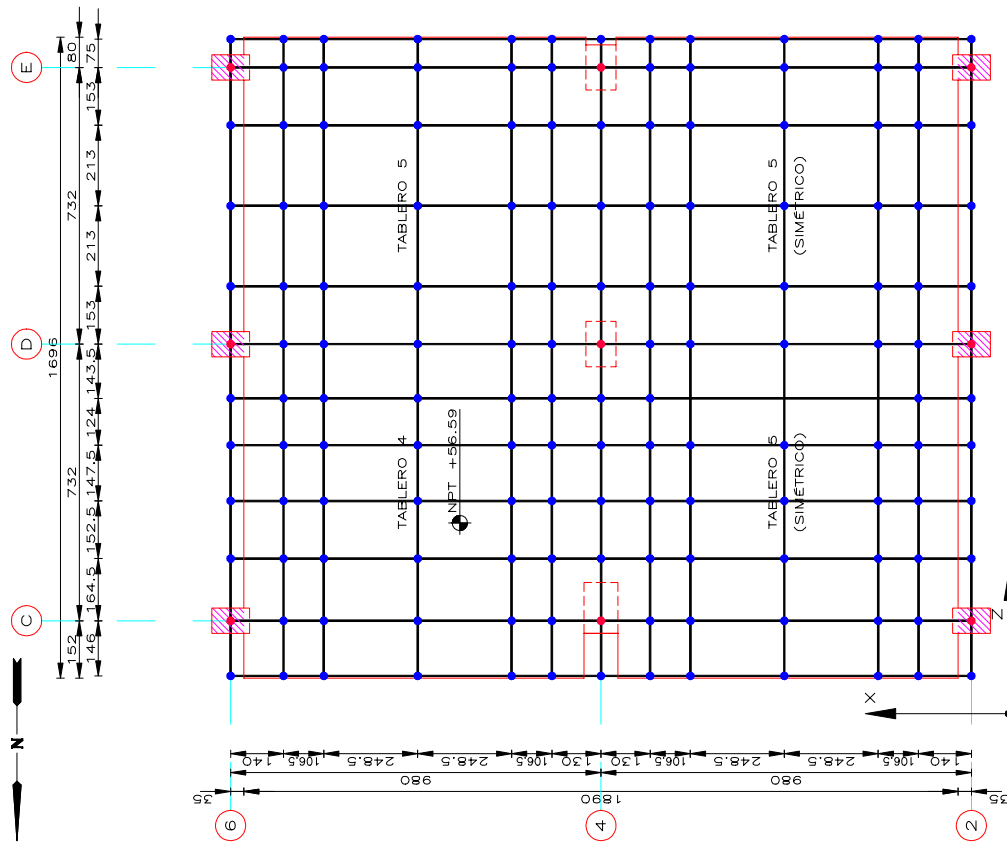
FIG. 4.10 PLANTA LOSA NIVEL 13

- S I M B O L O G Í A**
- NUDO TRABES
  - NUDO COLUMNAS
  - TRABE O NERVADURA
  - ▨ COLUMNA
- N O T A S**
1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
  2. NIVELES EN METROS.

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

2. Modelo analítico.

k. Planta Losa Nivel 14, N14.



	TÍTULO: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO	
	AUTOR: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ	ASesor: I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
ESTUDIOS ANALÍTICOS	JULY/JSC	TSNT14M
PLANTA LOSA NIVEL 14	110307	4.1

FIG. 4.11 PLANTA LOSA NIVEL 14

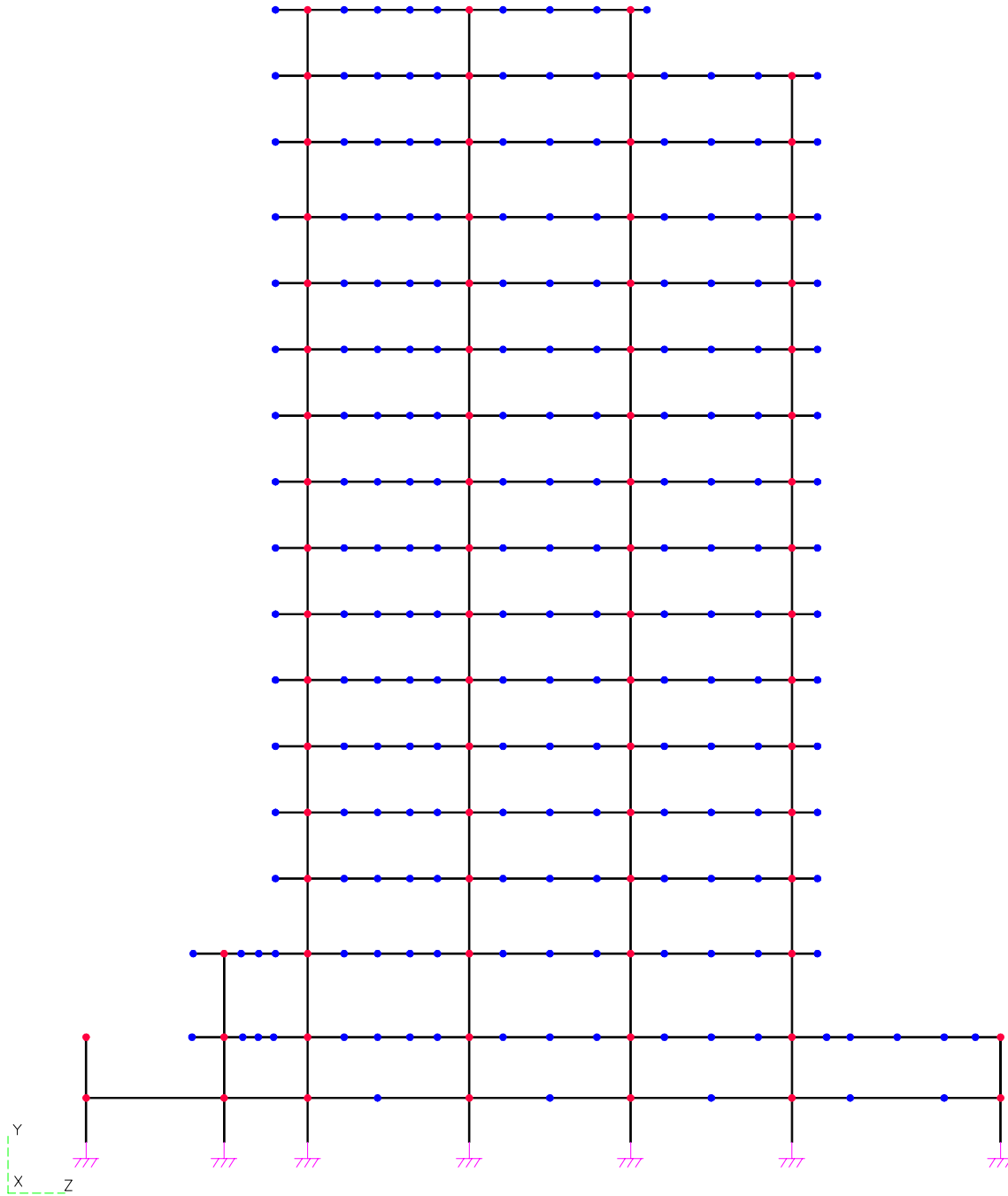
- S I M B O L O G Í A
- NUDO TRABES
  - NUDO COLUMNAS
  - TRABE O NERVADURA
  - ▨ COLUMNA

- N O T A S
1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
  2. NIVELES EN METROS.

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

2. Modelo analítico.

I. Marco Estructural Eje 6.



DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

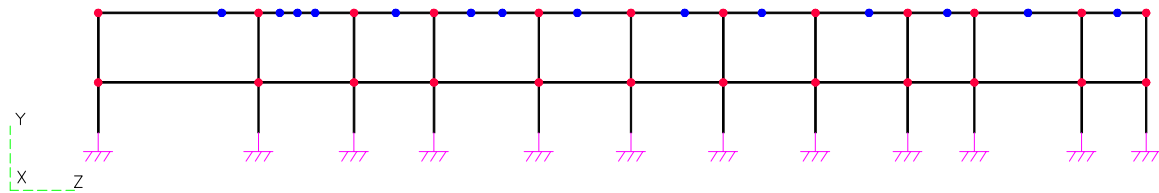
FIG. 4.12 MARCO ESTRUCTURAL EJE 6

tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto: ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó: ULT/JSCH	archivo: TSM6	escala: SIN
dibujó: MARCO ESTRUCTURAL EJE 6	fecha: 110307	figura: 4,12	

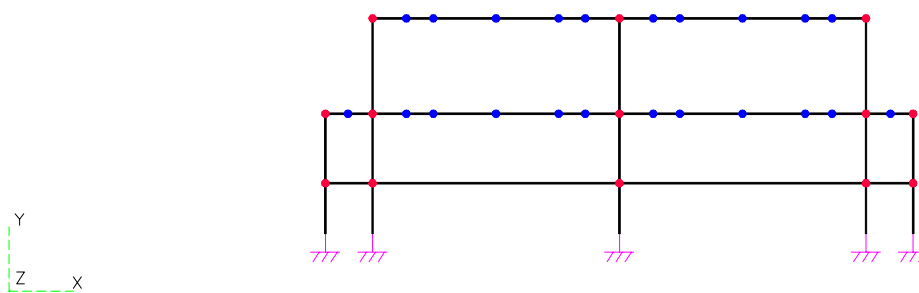
IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

2. Modelo analítico.

m. Marcos Estructurales Eje 7 y Eje B.



MARCO ESTRUCTURAL EJE 7



MARCO ESTRUCTURAL EJE B

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

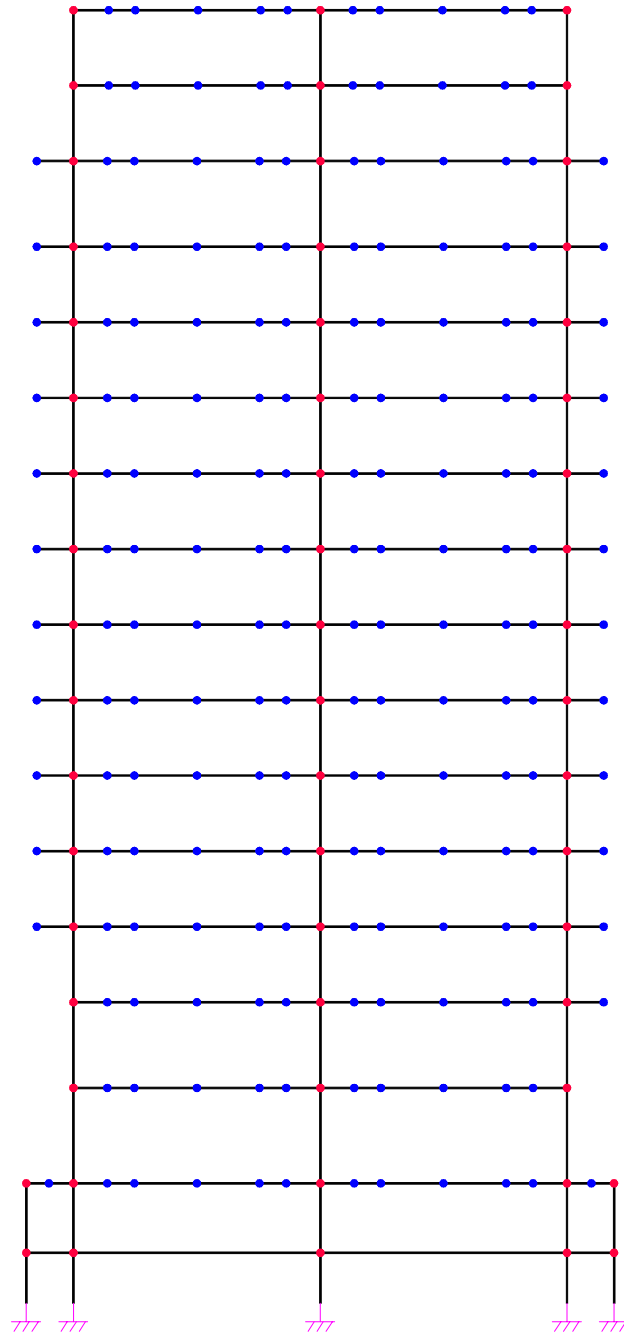
FIG. 4.13 MARCOS ESTRUCTURALES EJE 7 Y B

tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto: ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó: ULT/JSCH	archivo: TSM7B	escala: SIN
dibujó: MARCOS ESTRUCTURALES EJE 7 Y B	fecha: 11/03/07	figura: 4,13	

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

2. Modelo analítico.


n. Marco Estructural Eje D.



DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

FIG. 4.14 MARCO ESTRUCTURAL EJE D

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó:	ULT/JSCH
archivo:	TSMMD	asoció:	SIN
dibujó:	MARCO ESTRUCTURAL EJE D	fecha:	110307
figura:	4.14		

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

5. Resultados: modos de vibrar. a. Isométrico Modo 1X.

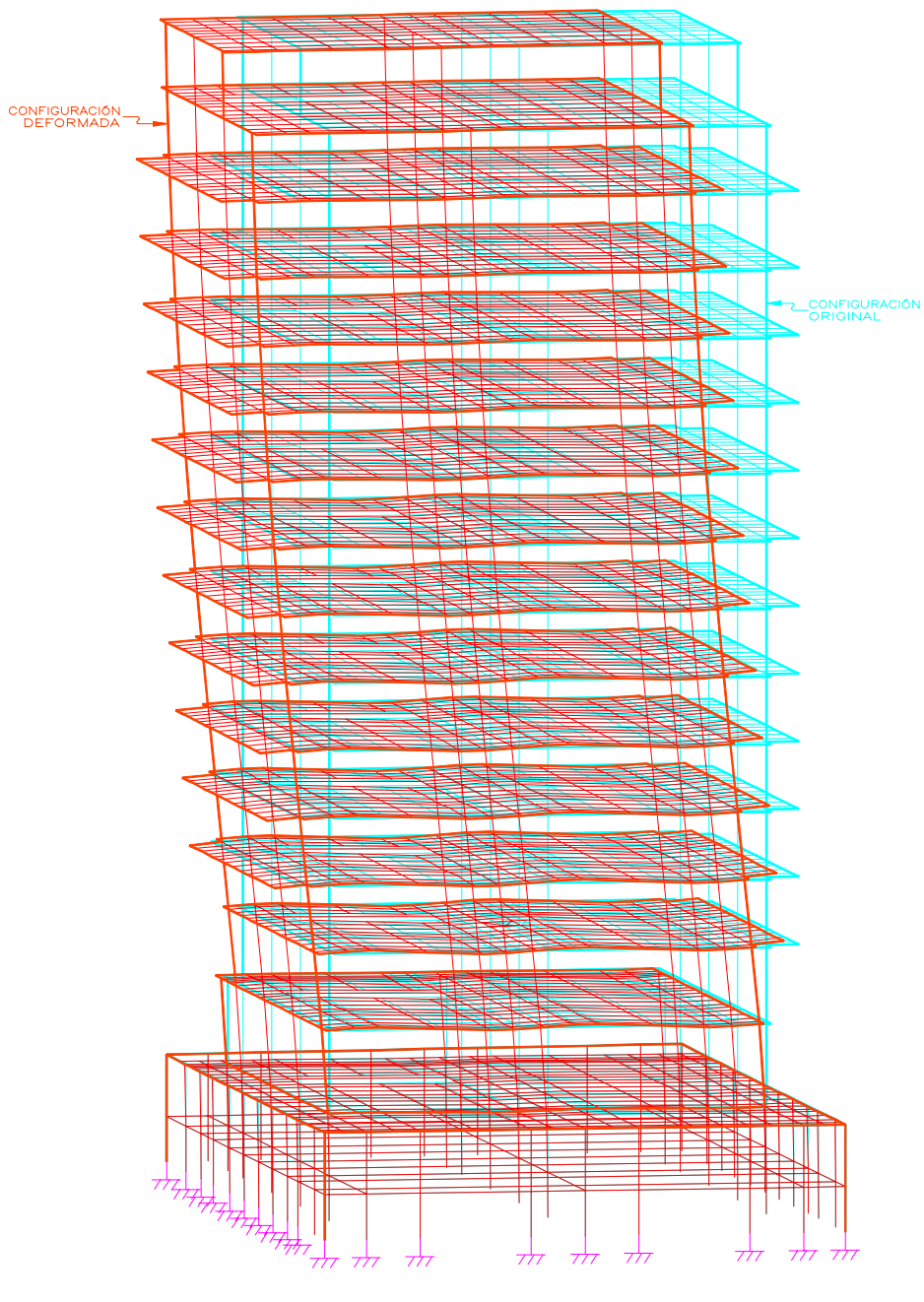



FIG. 4.15 MODOS DE VIBRAR

$$T_{1x} = 2.91 \text{ seg}$$

ISOMÉTRICO MODO 1X

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó:	ULT/JSCH
archivo:	TSMOD1X1	escala:	1/25
dibujó:	MODO DE VIBRAR 1X.	fecha:	11/03/07
figura:	ISOMÉTRICO	figura:	4,15

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

5. Resultados: modos de vibrar. b. Vista Transversal Modo 1X.

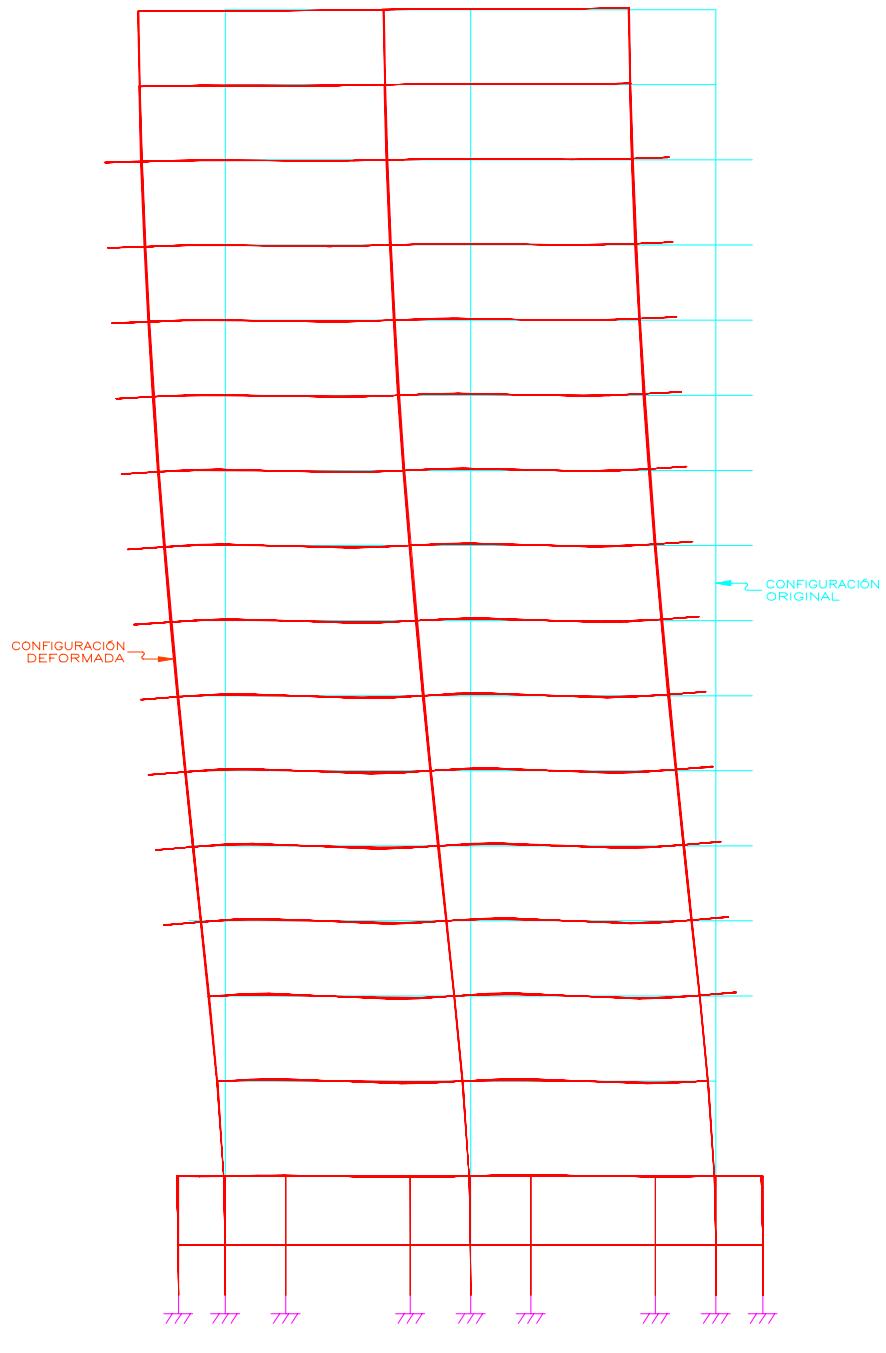



FIG. 4.16 MODOS DE VIBRAR

$$T_{1x} = 2.91 \text{ seg}$$

VISTA TRANSVERSAL MODO 1X

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó:	ULT/JSCH
archivo:	TSMOD1X	escala:	SIN
dibujo:	MODO DE VIBRAR 1X, VISTA TRANSVERSAL	fecha:	11/03/07
figura:	4,16		

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

5. Resultados: modos de vibrar. c. Isométrico Modo 1Z.

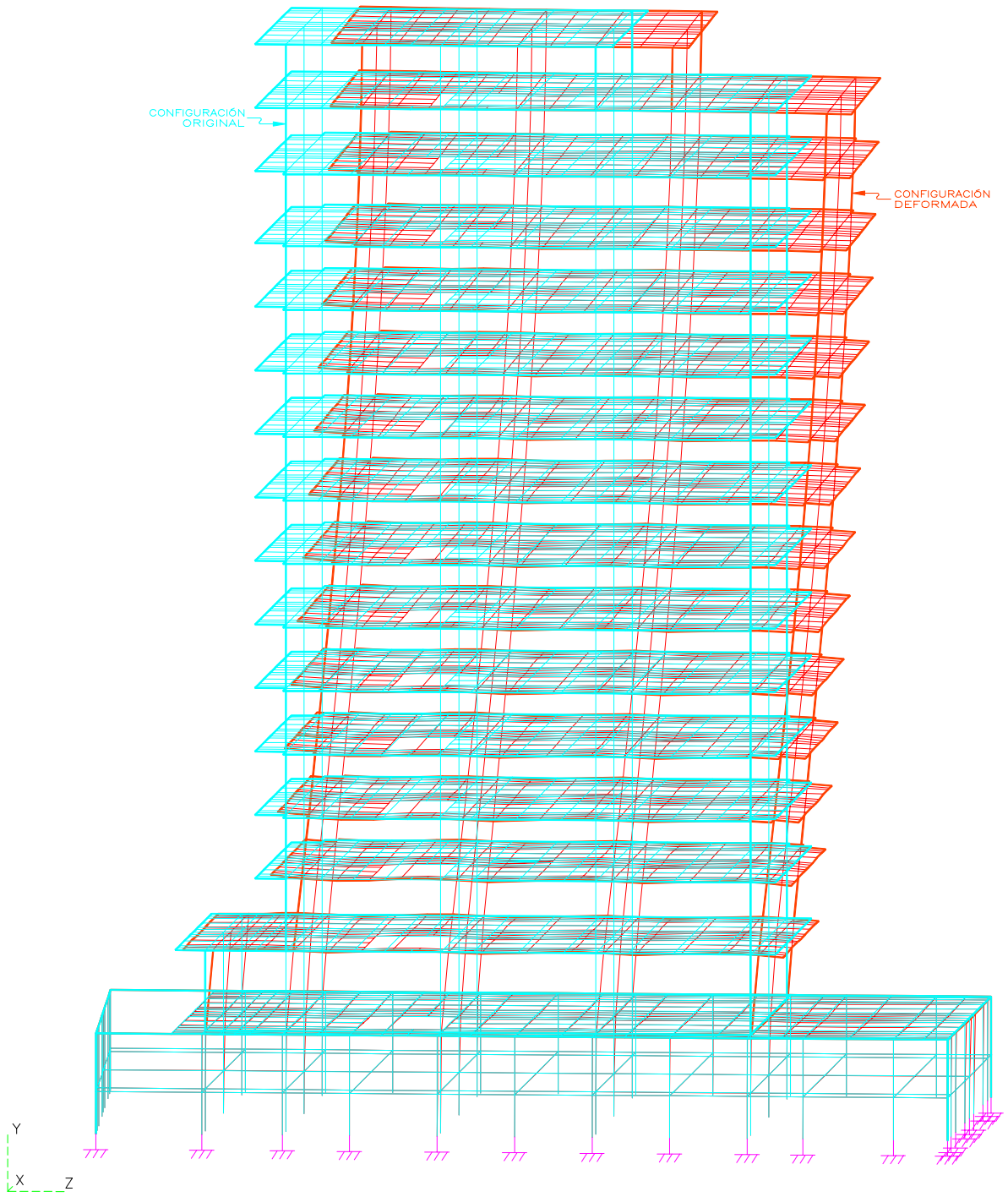


FIG. 4.17 MODOS DE VIBRAR

$T_{1z} = 2.50 \text{ seg}$

ISOMÉTRICO MODO 1Z

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

Tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó:	ULT/JSCH
archivo:	TSMOD1Z	asoció:	SIH
dibujó:	MODO DE VIBRAR 1Z. ISOMÉTRICO	fecha:	11/03/07
figura:	4,17		

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

5. Resultados: modos de vibrar. d. Vista Longitudinal Modo 12.

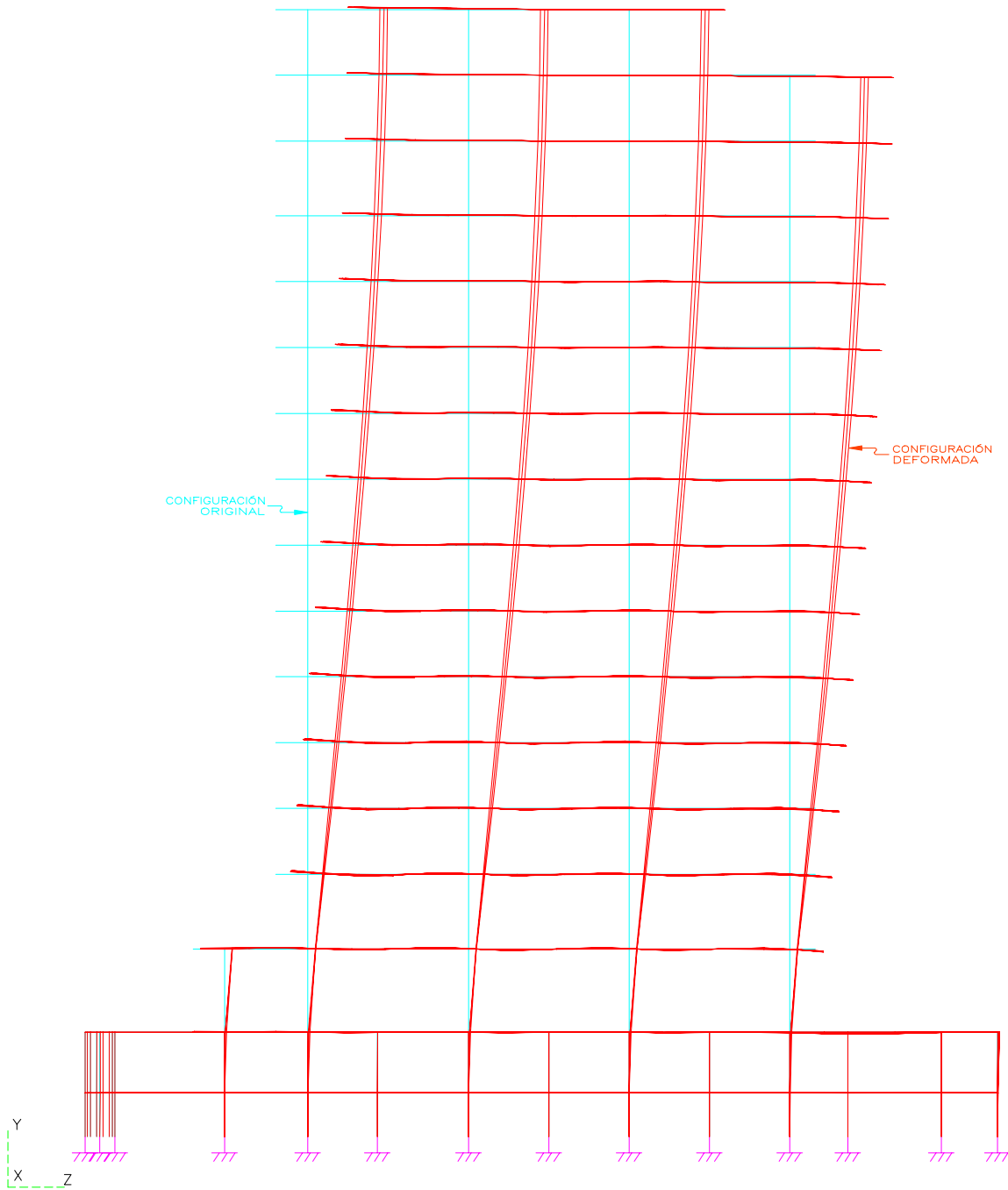



FIG. 4.18 MODOS DE VIBRAR

$T_{12} = 2.50 \text{ seg}$

VISTA LONGITUDINAL MODO 12

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó:	archivo: TSMOD12
dibujó:	MODO DE VIBRAR 12. VISTA LONGITUDINAL	fecha:	110307
		figura:	4,18

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

5. Resultados: modos de vibrar. e. Isométrico Modo 1e.

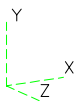
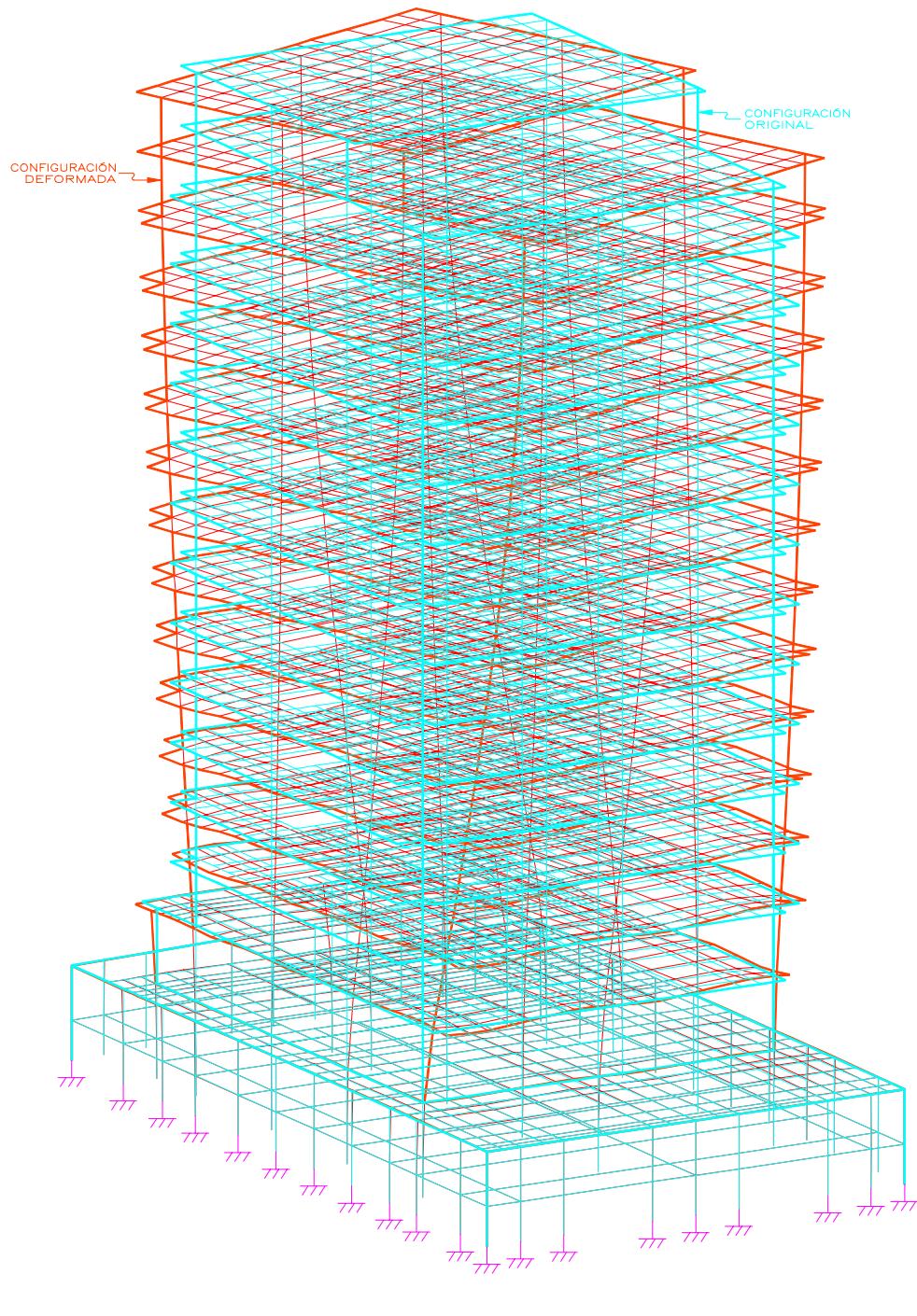



FIG. 4.19 MODOS DE VIBRAR

$T_{1e} = 2.24 \text{ seg}$

ISOMÉTRICO MODO 1e

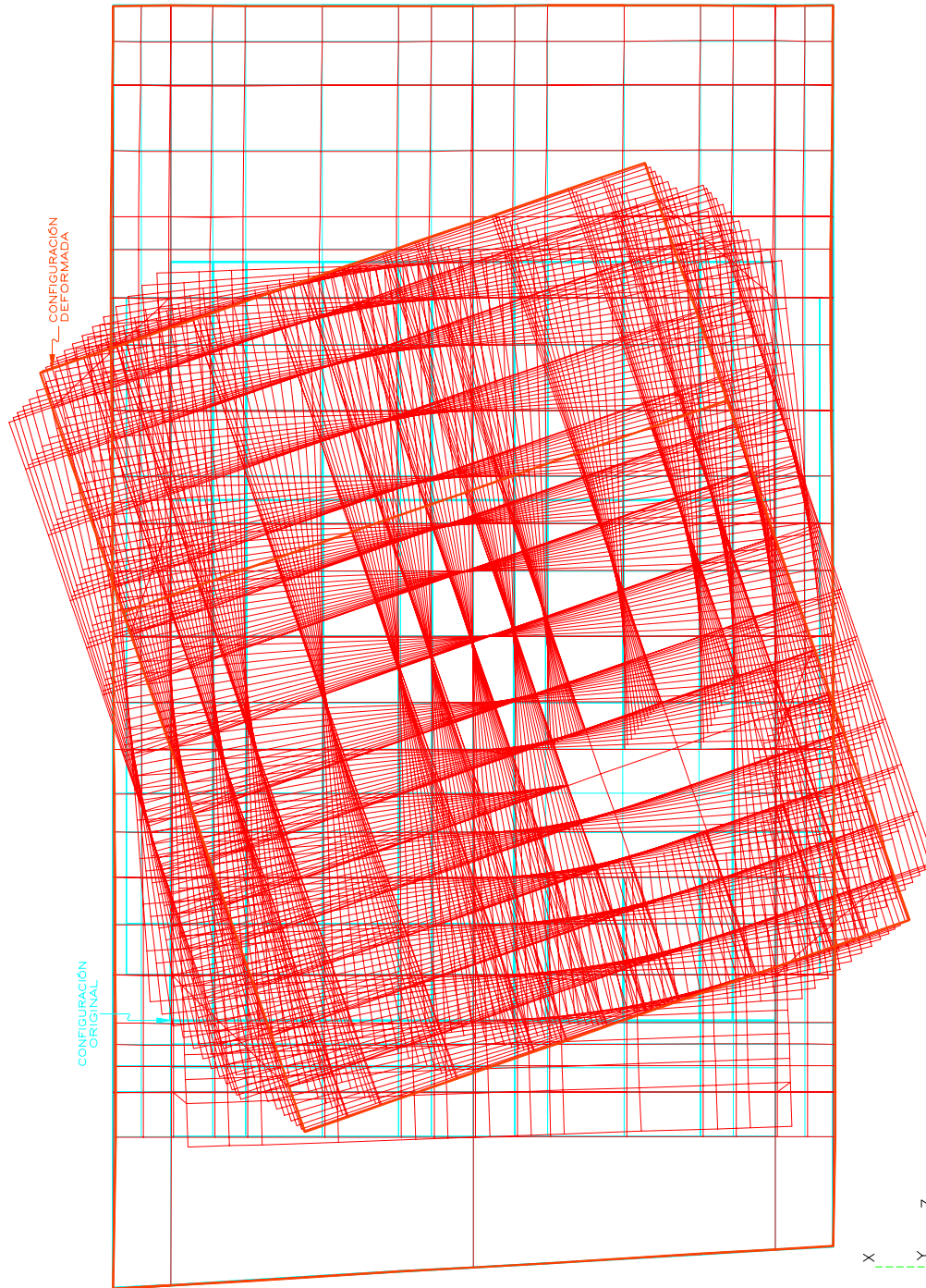
DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó:	ULT/JSCH
archivo:	TSMOD10I	escala:	1/1
dibujo:	MODO DE VIBRAR 1e, ISOMÉTRICO	fecha:	11/03/07
figura:	4.19		

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

5. Resultados: modos de vibrar. f. Planta Modo 1e.




	
tema profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO	
autor: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ	asesor: M. I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
materia: ESTUDIOS ANALÍTICOS	grupo: TSMDD10
asignatura: MODO DE VIBRAR 1e. PLANTA	fecha: 11/03/07
número: 4.20	

FIG. 4.20 MODOS DE VIBRAR

T 1 e = 2.24 seg

PLANTA MODO 1e

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF765T2B

NN = 3908

NM = 7405

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

5. Resultados: modos de vibrar. g. Isométrico Modo 2X.

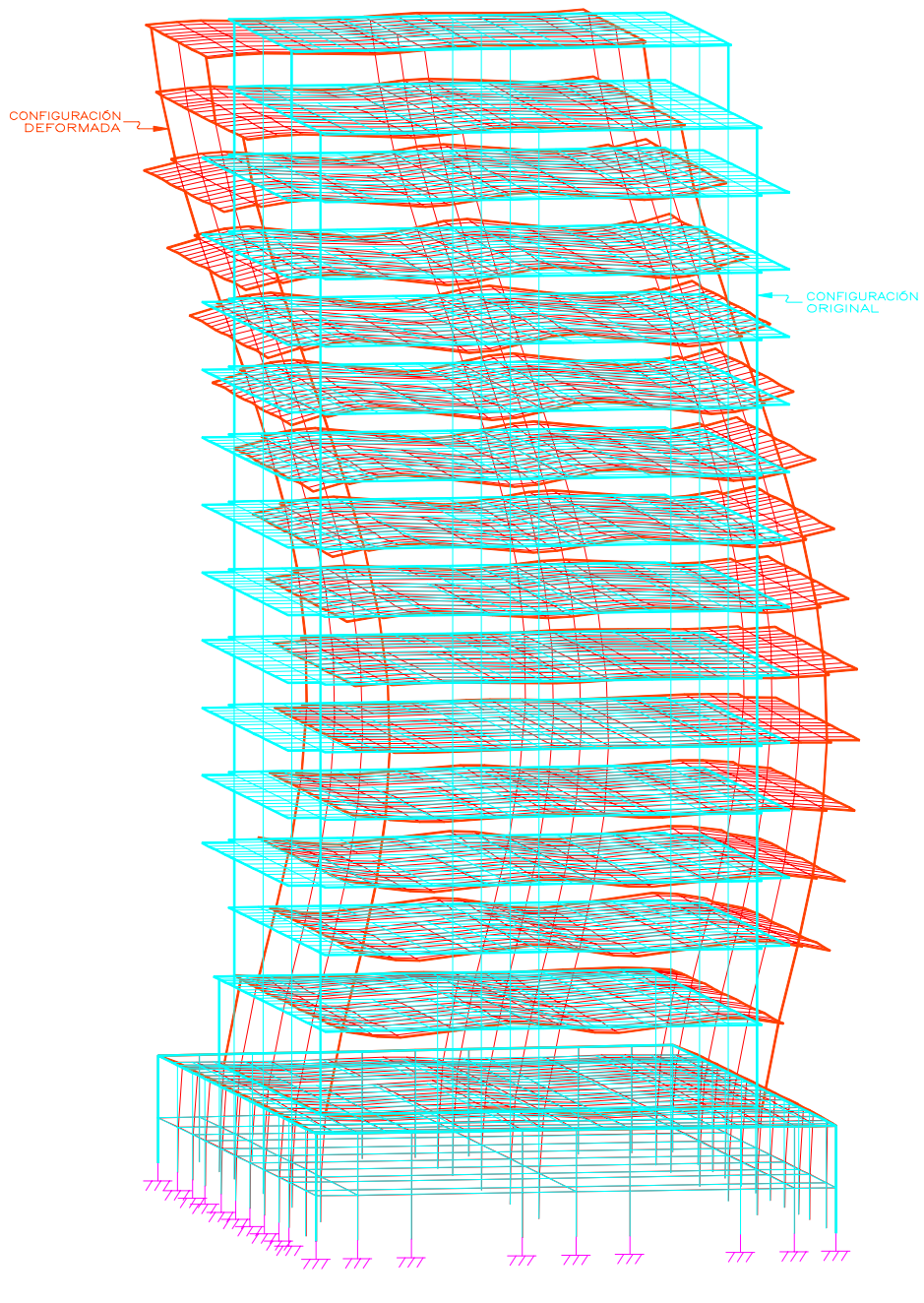



FIG. 4.21 MODOS DE VIBRAR

$T_{2x} = 0.96 \text{ seg}$

ISOMÉTRICO MODO 2X

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto: ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó: ULT/JSCH	archivó: TSMOD2X	asoció: SIN
dibujó: MODO DE VIBRAR 2X. ISOMÉTRICO	fecha: 11/03/07	figura: 4.21	

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

5. Resultados: modos de vibrar. h. Vista Transversal Modo 2X.

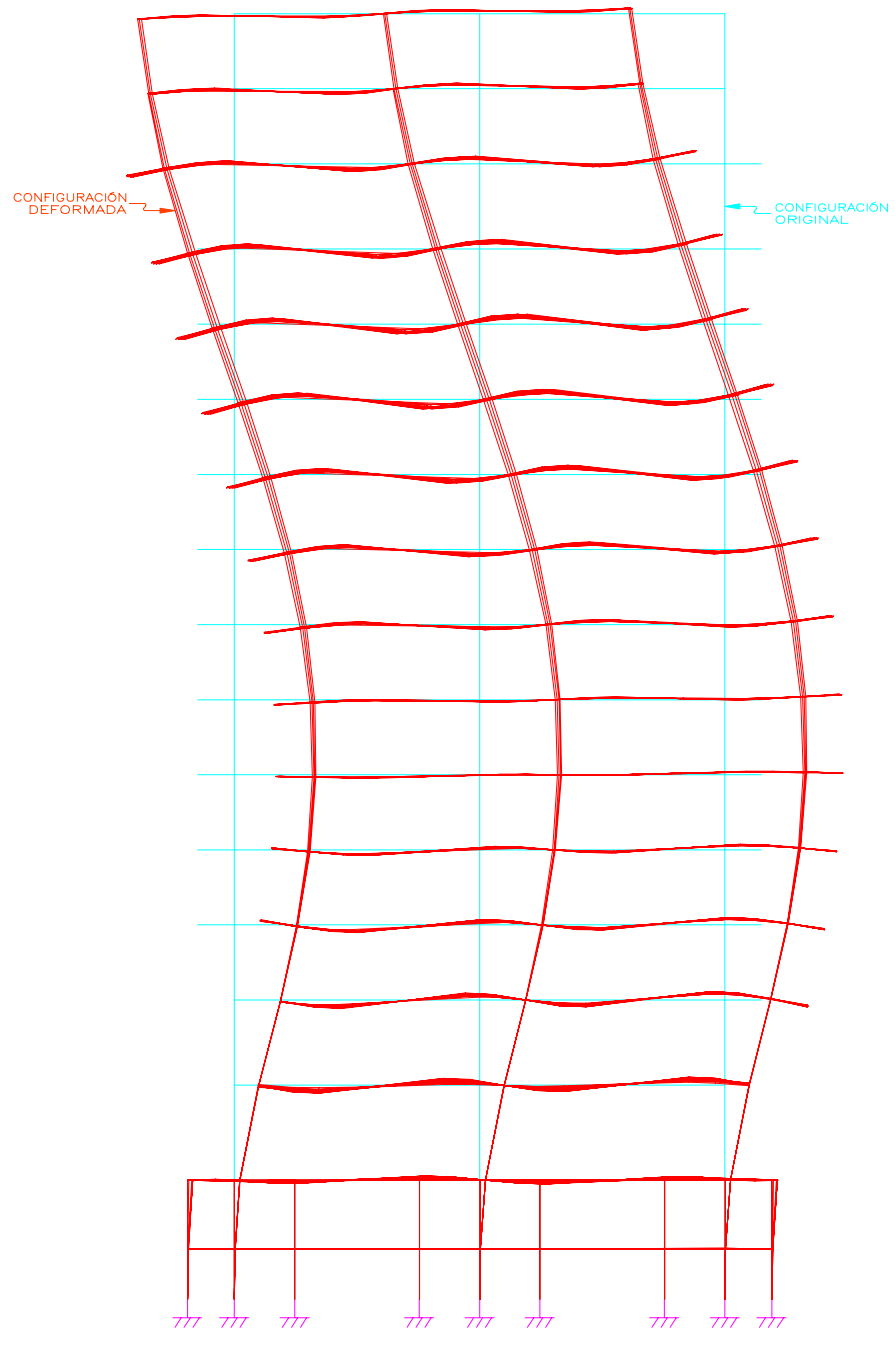



FIG. 4.22 MODOS DE VIBRAR

$T_{2x} = 0.96 \text{ seg}$

VISTA TRANSVERSAL MODO 2X

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó:	ULT/JSCH
archivo:	TSMOD2X	revisó:	SIN
dibujó:	MODO DE VIBRAR 2X, VISTA TRANSVERSAL	fecha:	11/03/07
figura:	4,22		

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

5. Resultados: modos de vibrar. i. Isométrico Modo 2Z.

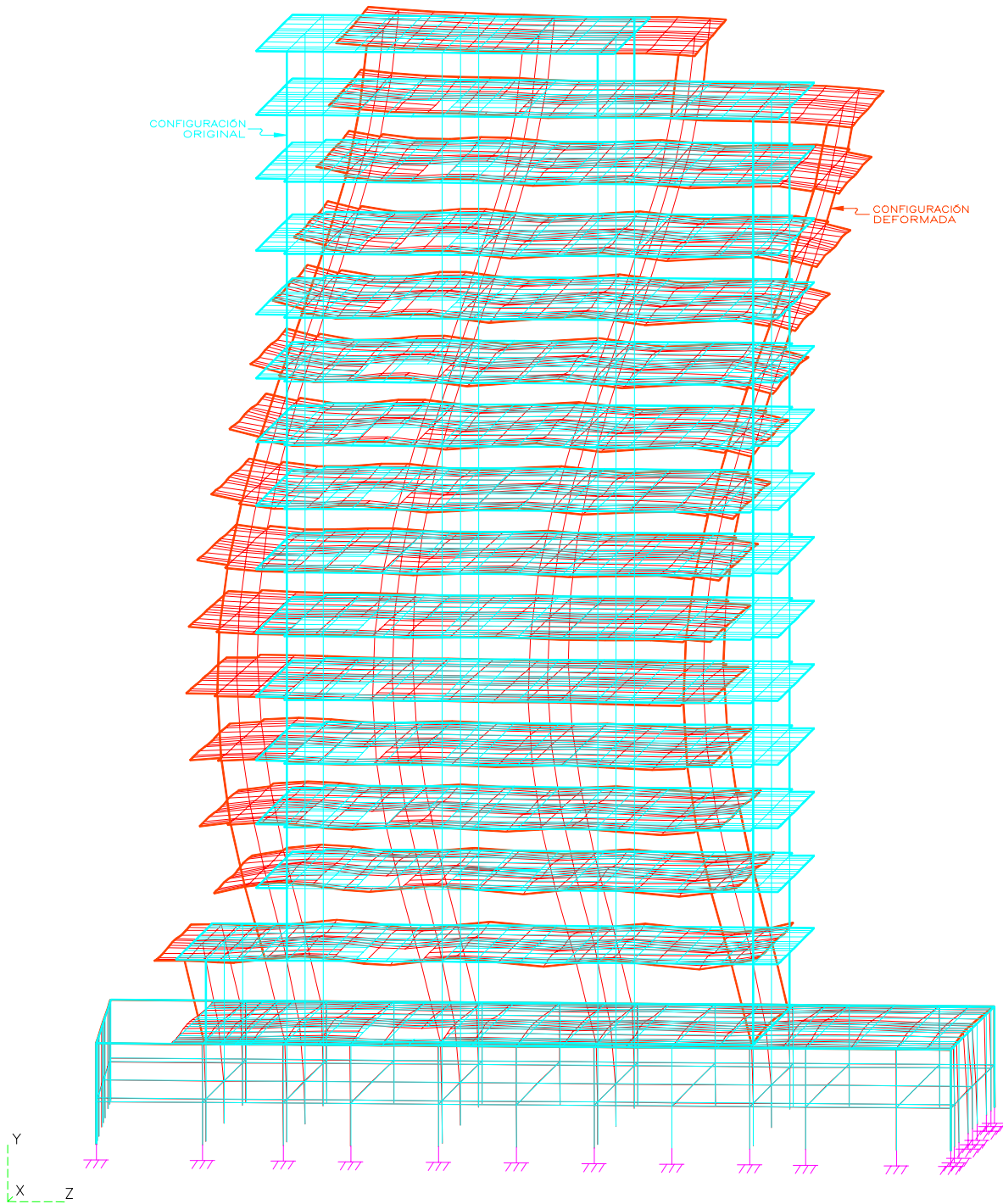



FIG. 4.23 MODOS DE VIBRAR

$T_{2z} = 0.83 \text{ seg}$

ISOMÉTRICO MODO 2Z

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto: ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó: ULT/JSCH	archivó: TSMOD2ZI	asoció: SIN
dibujó: MODO DE VIBRAR 2Z. ISOMÉTRICO	fecha: 110307	figura: 4.23	

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

5. Resultados: modos de vibrar. j. Vista Longitudinal Modo 2Z.

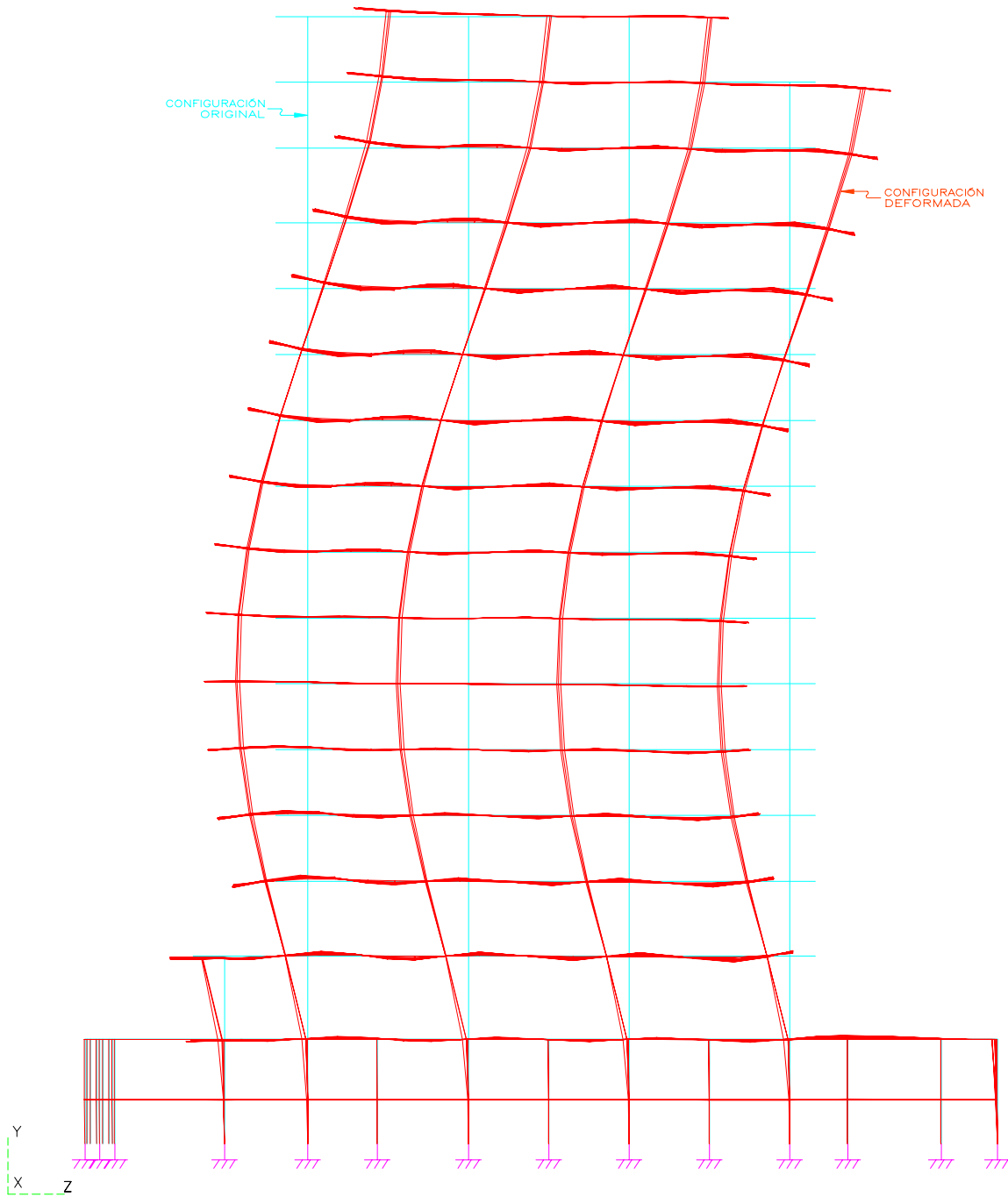



FIG. 4.24 MODOS DE VIBRAR

$T_{2z} = 0.83 \text{ seg}$

VISTA LONGITUDINAL MODO 2Z

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó:	ULT/JSCH
archivo:	TSMODZZ	revisó:	SIN
dibujó:	MODO DE VIBRAR 2Z. VISTA LONGITUDINAL	fecha:	110307
figura:	4.24		

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

5. Resultados: modos de vibrar. k. Isométrico Modo 2e.

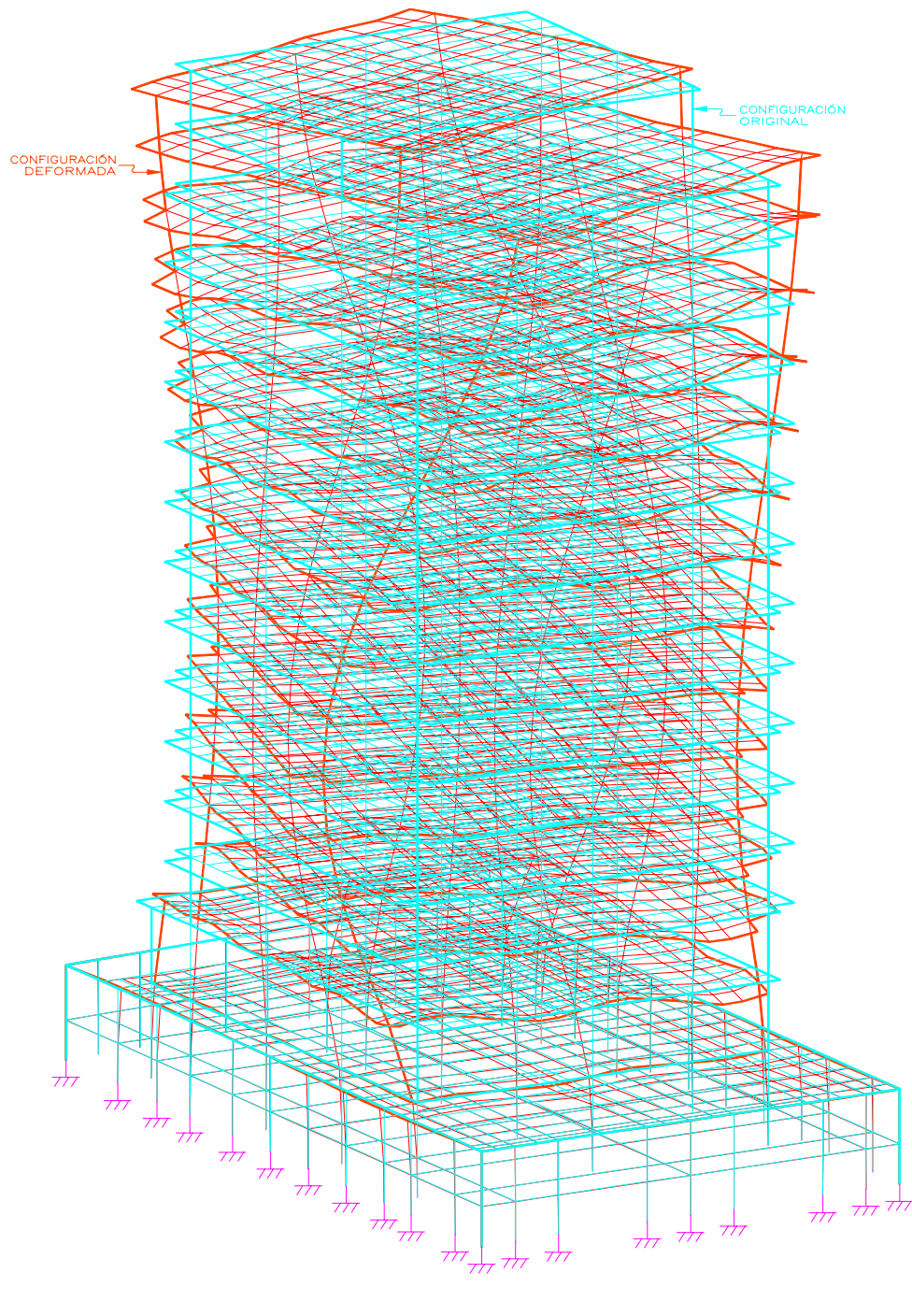



FIG. 4.25 MODOS DE VIBRAR

$T_{2e} = 0.77 \text{ seg}$

ISOMÉTRICO MODO 2e

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó:	archivo:
	ULT/JSCH		TSMOD201
escala:	SIN	fecha:	110307
dibujo:	MODO DE VIBRAR 2e, ISOMÉTRICO	figura:	4.25

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

5. Resultados: modos de vibrar. I. Isométrico Modo 3X.

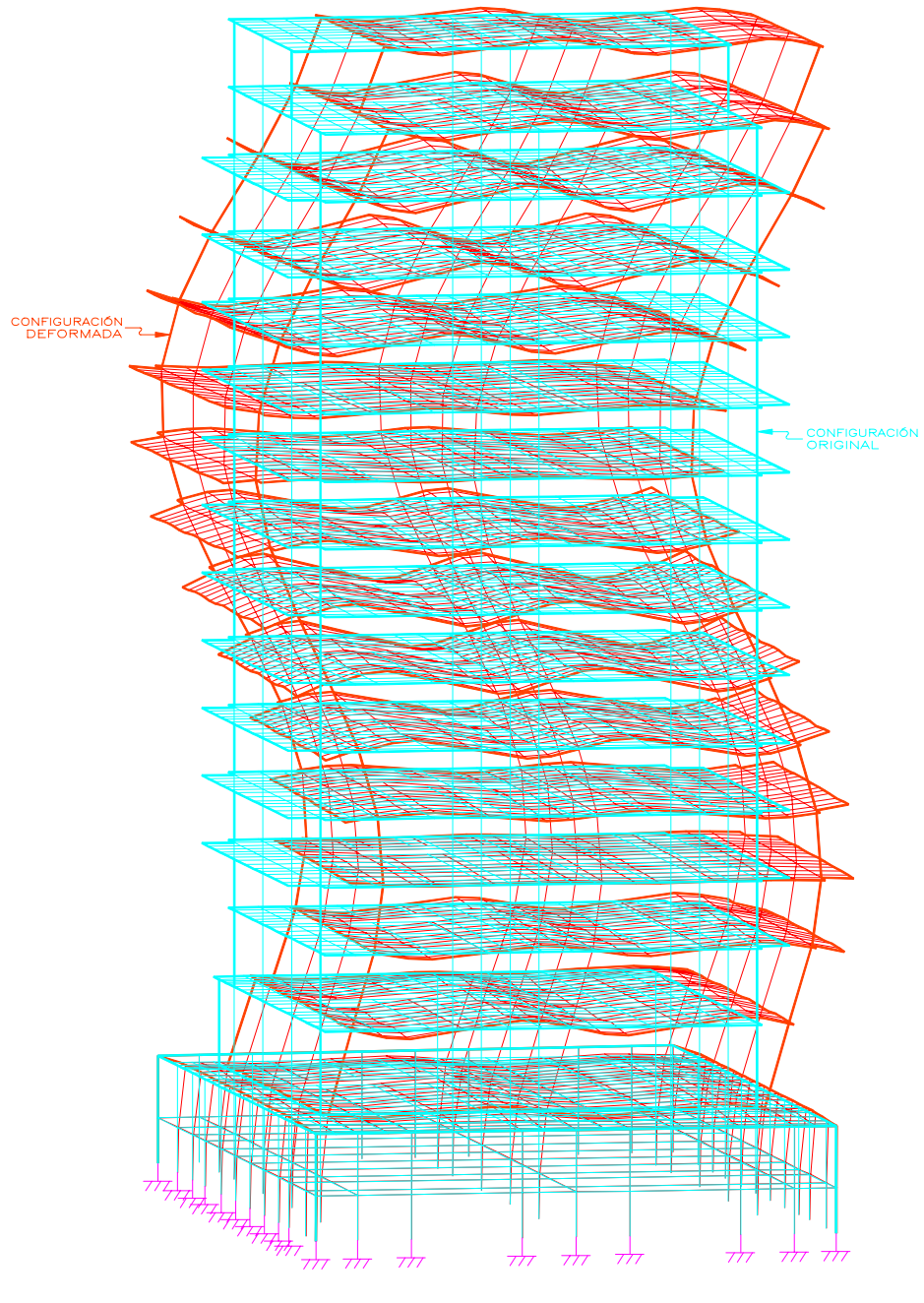



FIG. 4.26 MODOS DE VIBRAR

$$T_{3x} = 0.54 \text{ seg}$$

ISOMÉTRICO MODO 3X

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: <b>JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ</b>			
director de tesis: M. en I. <b>JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ</b>			
concepto:	ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó:	ULT/JSCH
archivo:	TSMOD3XI	escala:	SIN
dibujó:	MODO DE VIBRAR 3X. ISOMÉTRICO	fecha:	11/03/07
figura:	4.26		

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

5. Resultados: modos de vibrar. m. Vista Transversal Modo 3X.

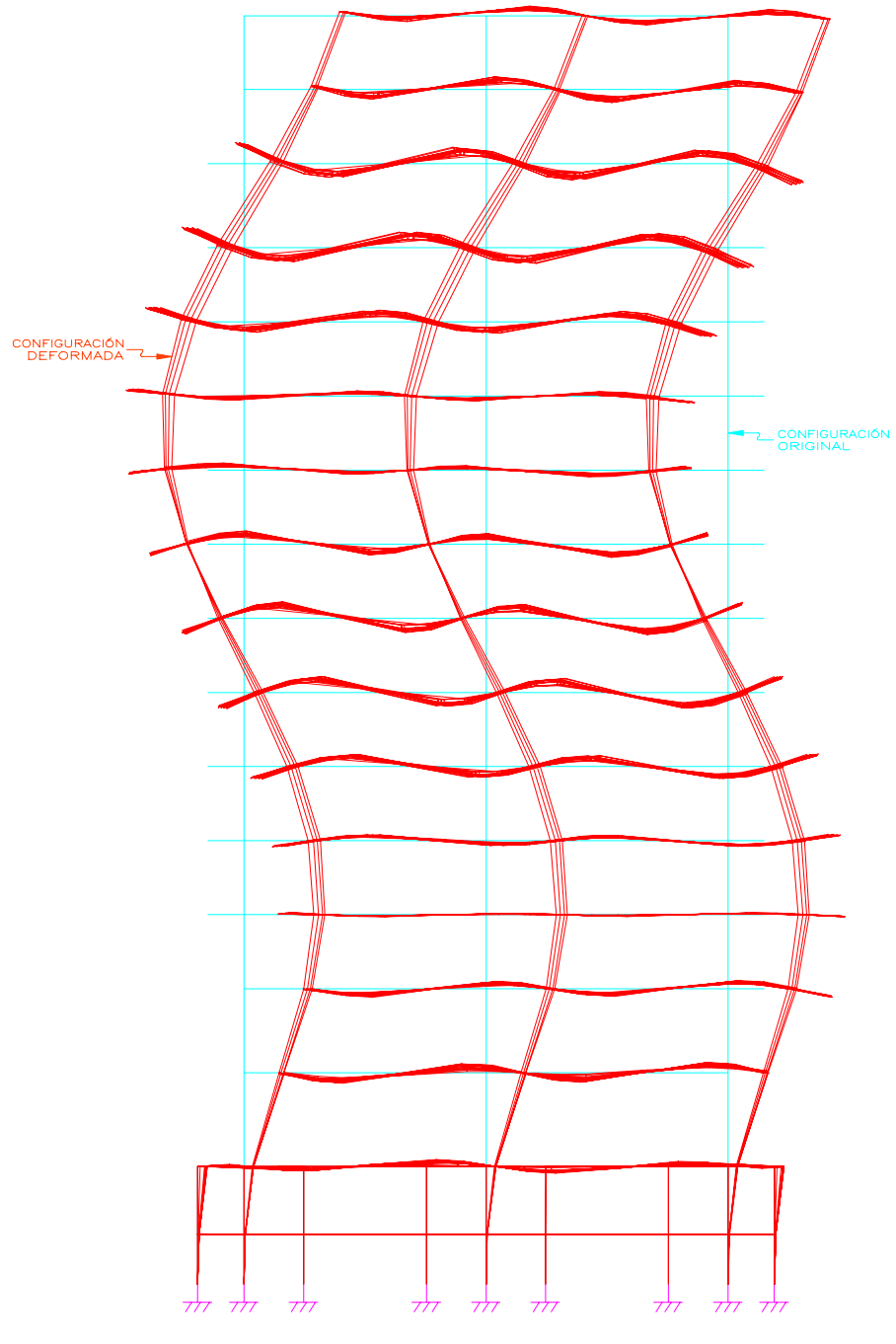



FIG. 4.27 MODOS DE VIBRAR

$T_{3x} = 0.54 \text{ seg}$

VISTA TRANSVERSAL MODO 3X

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto: ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó: ULT/JSCH	archivó: TSMOD3X	asoció: SIN
dibujó: MODO DE VIBRAR 3x, VISTA TRANSVERSAL	fecha: 11/03/07	figura: 4.27	

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

5. Resultados: modos de vibrar. n. Isométrico Modo 4Z.

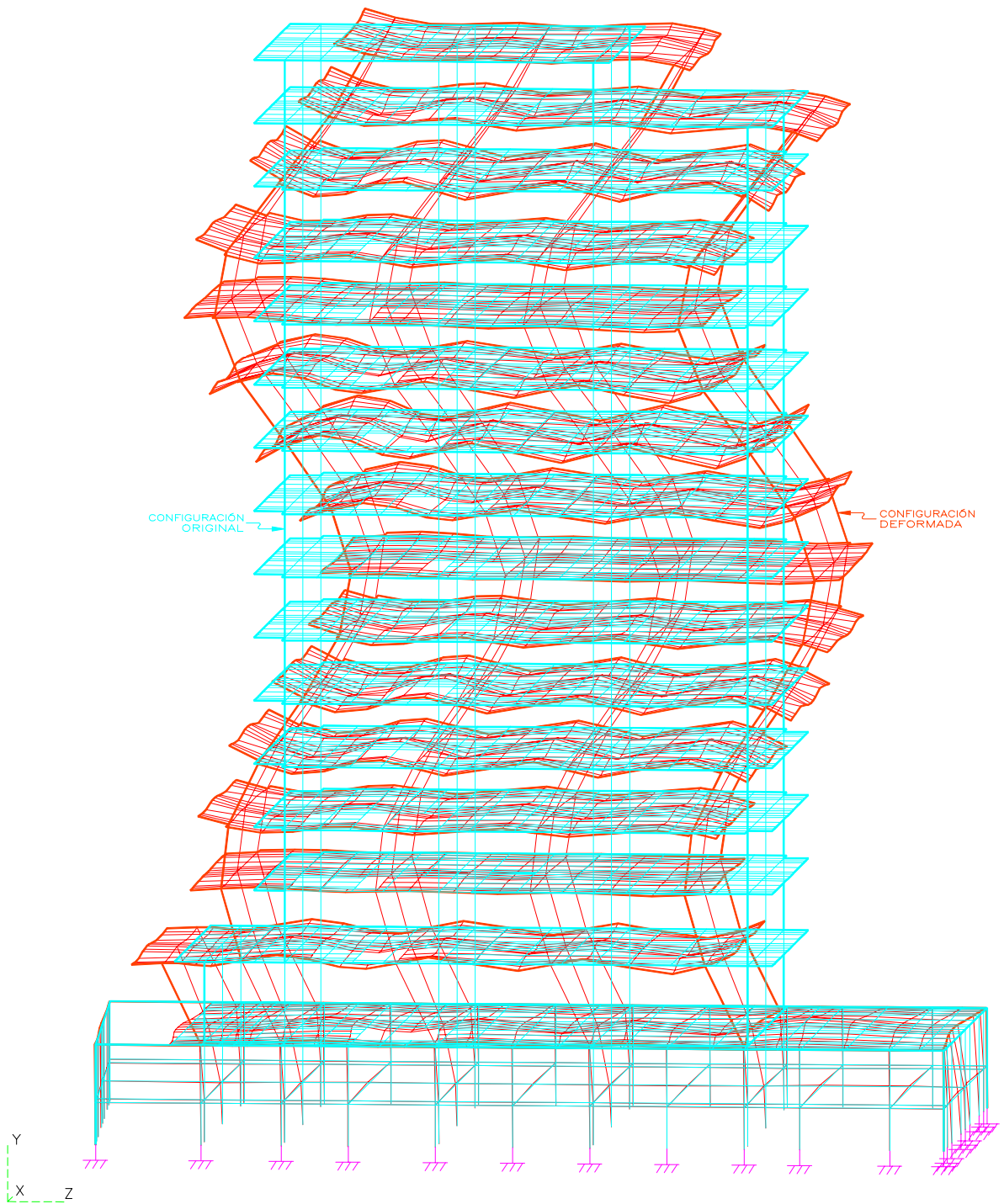



FIG. 4.28 MODOS DE VIBRAR

$T + z = 0.32 \text{ seg}$

ISOMÉTRICO MODO 4Z

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto: ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó: ULT/JSCH	archivó: TSMOD4ZI	asesoró: SIN
dibujó: MODO DE VIBRAR 4Z. ISOMÉTRICO	fecha: 110307	figura: 4.28	

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
A. PROGRAMA STAAD III.

5. Resultados: modos de vibrar. o. Vista Longitudinal Modo 4Z.

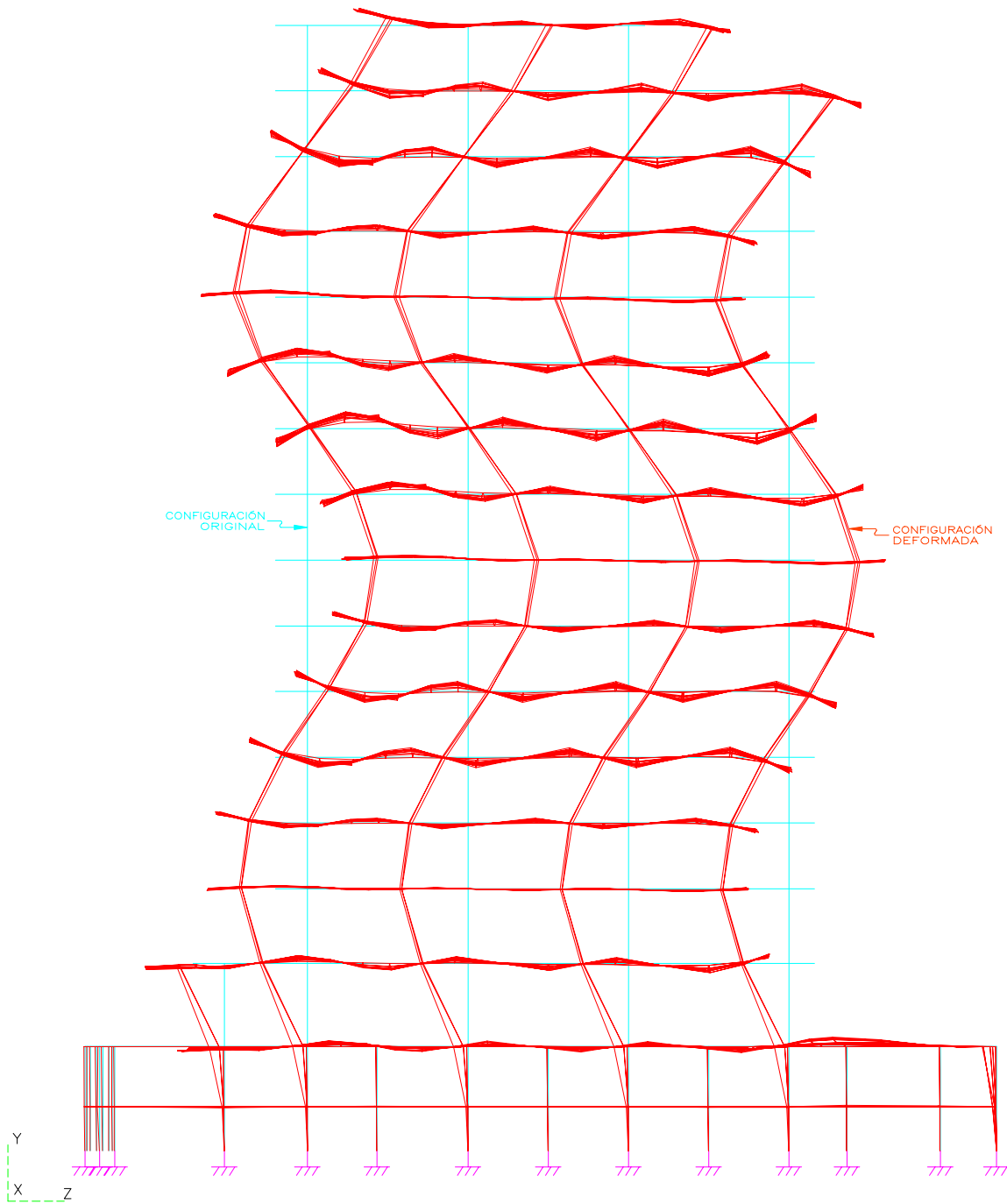



FIG. 4.29 MODOS DE VIBRAR

$T + z = 0.32 \text{ seg}$

VISTA LONGITUDINAL MODO 4Z

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: TF76ST2B  
NN = 3908  
NM = 7405

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presenta: JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	ESTUDIOS ANALÍTICOS	aprobó:	ULT/JSCH
archivo:	TSMOD4Z	revisó:	SIN
dibujó:	MODO DE VIBRAR 4Z. VISTA LONGITUDINAL	fecha:	11/03/07
figura:	4.29		

## B. PROGRAMA SAP 2000.

Al igual que el programa 'STAAD III', el programa 'SAP 2000' se fundamenta en los principios del método de las rigideces. El análisis estático de la estructura implica la solución del sistema de ecuaciones lineales representados por:  $R = K U$  en donde R es el vector de cargas aplicadas, K es la matriz de rigideces y U es el vector de desplazamientos resultantes.

En una 'corrida' la estructura puede ser analizada para varias condiciones y combinaciones de carga; la carga estática en los nudos pueden ser fuerzas o momentos concentrados en los nudos. Las cargas estáticas en los elementos puede tomar las siguientes formas: carga gravitacional, carga uniformemente distribuida, cargas puntuales, carga trapecial, efectos térmicos, incluyendo gradientes térmicos, cargas de presfuerzo, etc.

Las ecuaciones del equilibrio dinámico asociado con la respuesta de la estructura para un movimiento del suelo están dadas por  $KU + CV + MW = MWg$  en donde K es la matriz de rigideces, C es la matriz de amortiguamiento, M es la matriz diagonal de masas, Wg es la aceleración del suelo y U, V y W son los desplazamientos, velocidades y aceleraciones de la estructura, respectivamente.

El programa 'SAP 2000' soluciona el sistema de ecuaciones usando la aproximación de superposición de modos de la respuesta espectral. La aceleración del terreno es introducida como un conjunto de datos respuesta-espectro de la aceleración espectral contra períodos de tiempo. La excitación del terreno puede ocurrir simultáneamente en tres direcciones, cualquiera de dos direcciones mutuamente perpendiculares en el plano X-Y, y en la dirección Z. Para obtener los desplazamientos y fuerzas máximos en los miembros, la respuesta modal asociada con una dirección particular de excitación son calculadas usando la técnica de la Combinación Cuadrática Completa ( CQC ). La respuesta total es luego calculada por la sumatoria de las respuestas en las tres direcciones por el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

Se modeló el edificio como una estructura tridimensional, de diecisiete niveles, con columnas y muros de concreto reforzado como elementos resistentes verticales, y una retícula de elementos horizontales que representan el sistema de piso; se considera el sistema de piso como un diafragma rígido, con dos desplazamientos traslacionales horizontales y un desplazamiento angular vertical.

### 1. Análisis de cargas.

Se aplican las cargas permanentes y variables que, de acuerdo al Reglamento de Construcciones, actúan en la estructura, tratando de que se asemejen a las que se tuvieron en el momento de efectuar el estudio de vibraciones. Las acciones aplicadas son las que se emplearon anteriormente, aplicadas en los nudos maestros de cada nivel, en donde se consideran dos fuerzas horizontales iguales a la masa del sistema de piso, y un momento de inercia rotacional de la masa del piso, ver tabla IV.7

### 2. Modelo analítico.

Se discretizó la estructura como un modeló tridimensional de diecisiete niveles, con 3,907 nudos y 7,401 elementos: 180 columnas rectangulares de concreto reforzado, 106 muros modelados como 'columnas anchas' y 7,115 elementos nervaduras del sistema de piso, en forma similar al programa 'STAAD III'.

Se establece un sistema coordenado tridimensional global, con dos ejes horizontales ortogonales, Y en la dirección transversal ( E - W ), X en la dirección longitudinal ( N - S ), y uno vertical Z, único para toda la estructura.

Las plantas estructurales, marcos e isométricos del modelo analítico son similares a las indicadas anteriormente, ver figs 4.1 a 4.14.

### 3. Propiedades geométricas de elementos y mecánicas de materiales.

Las propiedades geométricas y mecánicas se obtuvieron de los valores consignados en los planos estructurales. Aplican las consideraciones hechas para el programa 'STAAD III'. Ver propiedades de columnas y trabes en las tablas IV.8 y IV.9, respectivamente.

Tabla IV.7 Acciones en la estructura.

NIVEL	Wtotal ( tonf )	B ( m )	H ( m )	m ( tonf-seg/m )	Im ( tonf-seg-m )
N14	299.373	16.96	18.90	30.517	1,639.915
N13	444.227	24.70	18.90	45.283	3,650.192
N12	540.25	24.70	22.60	55.071	5,143.895
N11	526.505	24.70	22.60	53.670	5,013.022
N10	526.505	24.70	22.60	53.670	5,013.022
N09	526.505	24.70	22.60	53.670	5,013.022
N08	526.505	24.70	22.60	53.670	5,013.022
N07	526.505	24.70	22.60	53.670	5,013.022
N06	526.505	24.70	22.60	53.670	5,013.022
N05	526.505	24.70	22.60	53.670	5,013.022
N04	526.505	24.70	22.60	53.670	5,013.022
N03	526.505	24.70	22.60	53.670	5,013.022
N02	526.505	24.70	22.60	53.670	5,013.022
N01	501.069	24.70	18.90	51.077	4,117.260
NMZ	551.370	28.48	19.80	56.205	5,635.248
NPB	907.214	36.83	23.55	92.479	14,727.601
NS1	1,064.990	41.11	23.55	108.562	20,306.783

$$m = W_{total} / g$$

$$I_m = W_{total} ( B^2 + D^2 ) / 12$$

Tabla IV.8 Propiedades geométricas de columnas, cm.

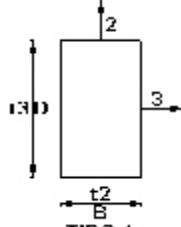
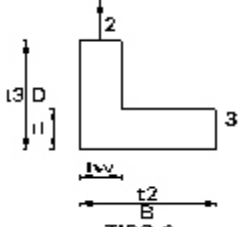
											
ELEMENTO	TIPO	t2	tf	t3	tw	ELEMENTO	TIPO	t2	tf	t3	tw
NIV SÓTANO 2 (NS2) a NIV SÓTANO 1 (NS1)						NIV SÓTANO 1 (NS1) a PLANTA BAJA (NPB)					
C81 (C 1)	1	67	-	100	-	C74 (CA 08)	1	20	-	214.5	-
C81 (C 2)	1	67	-	100	-	C75 (CA 09)	1	20	-	369.25	-
C 82 (C 3)	1	120	-	80	-	C76 (CA 10)	1	20	-	241.5	-
C 83 (C 4)	1	135	-	90	-	C77 (CA 11)	1	508	-	20	-
C 84 (C 5)	1	50	-	50	-	C78 (CA 12)	2	260	20	214.5	20
C 84 (C 6)	1	50	-	50	-	C79 (CA 13)	2	138.5	20	214.5	20
C67 (CA 01)	1	440	-	20	-	C80 (CA 14)	2	328	20	214.5	20
C68 (CA 02)	1	348.5	-	20	-	PLANTA BAJA (NPB) a MEZANINE (NMZ)					
C69 (CA 03)	1	366	-	20	-	C86 (C 1)	1	60	-	98.55	-
C70 (CA 04)	1	390.5	-	20	-	C86 (C 2)	1	60	-	98.55	-
C71 (CA 05)	1	315	-	20	-	C87 (C 3)	1	115	-	80	-
C72 (CA 06)	1	345	-	20	-	C88 (C 4)	1	135	-	90	-
C73 (CA 07)	1	341.5	-	20	-	C85 (C 5)	1	40	-	40	-
C74 (CA 08)	1	20	-	214.5	-	C85 (C 6)	1	40	-	40	-
C75 (CA 09)	1	20	-	369.25	-	MEZANINE (NMZ) a NIVEL 01 (N01)					
C76 (CA 10)	1	20	-	241.5	-	C 89 (C 1)	1	60	-	95.45	-
C77 (CA 11)	1	508	-	20	-	C89 (C 2)	1	60	-	95.45	-
C78 (CA 12)	2	260	20	214.5	20	C87 (C 3)	1	115	-	80	-
C79 (CA 13)	2	138.5	20	214.5	20	C87 (C 4)	1	115	-	80	-
C80 (CA 14)	2	328	20	214.5	20	NIVEL 01 (N01) a NIVEL 02 (N02)					
NIV SÓTANO 1 (NS1) a PLANTA BAJA (NPB)						C90 (C 1)	1	60	-	92.7	-
C81 (C 1)	1	67	-	100	-	C90 (C 2)	1	60	-	92.7	-
C81 (C 2)	1	67	-	100	-	C91 (C 3)	1	108	-	80	-
C 82 (C 3)	1	120	-	80	-	C91 (C 4)	1	108	-	80	-
C 83 (C 4)	1	135	-	90	-	NIVEL 02 (N02) a NIVEL 03 (N03)					
C85 (C 5)	1	40	-	40	-	C92 (C 1)	1	60	-	90.15	-
C85 (C 6)	1	40	-	40	-	C92 (C 2)	1	60	-	90.15	-
C67 (CA 01)	1	440	-	20	-	C91 (C 3)	1	108	-	80	-
C68 (CA 02)	1	348.5	-	20	-	C91 (C 4)	1	108	-	80	-
C69 (CA 03)	1	366	-	20	-	NIVEL 03 (N03) a NIVEL 04 (N04)					
C70 (CA 04)	1	390.5	-	20	-	C93 (C 1)	1	60	-	87.55	-
C71 (CA 05)	1	315	-	20	-	C93 (C 2)	1	60	-	87.55	-
C72 (CA 06)	1	345	-	20	-	C94 (C 3)	1	100	-	80	-
C73 (CA 07)	1	341.5	-	20	-	C94 (C 4)	1	100	-	80	-

Tabla IV.8 Propiedades geométricas de columnas, cm, ( conclusión ).

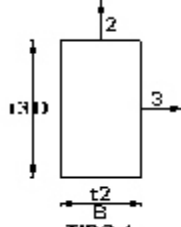
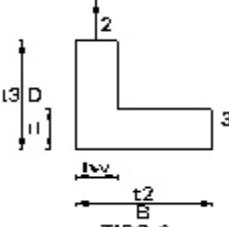
											
ELEMENTO	TIPO	t2	tf	t3	tw	ELEMENTO	TIPO	t2	tf	t3	tw
NIVEL 04 ( N04 ) a NIVEL 05 ( N05 )						NIVEL 11 ( N11 ) a NIVEL 12 ( N12 )					
C95 ( C 1 )	1	60	-	84.95	-	C105 ( C 1 )	1	60	-	66.5	-
C95 ( C 2 )	1	60	-	84.95	-	C105 ( C 2 )	1	60	-	66.5	-
C94 ( C 3 )	1	100	-	80	-	C106 ( C 3 )	1	70	-	80	-
C94 ( C 4 )	1	100	-	80	-	C106 ( C 4 )	1	70	-	80	-
NIVEL 05 ( N05 ) a NIVEL 06 ( N06 )						NIVEL 12 ( N12 ) a NIVEL 13 ( N13 )					
C96 ( C 1 )	1	60	-	82.35	-	C107 ( C 1 )	1	60	-	63.9	-
C96 ( C 2 )	1	60	-	82.35	-	C107 ( C 2 )	1	60	-	63.9	-
C97 ( C 3 )	1	92	-	80	-	C106 ( C 3 )	1	70	-	80	-
C97 ( C 4 )	1	92	-	80	-	C106 ( C 4 )	1	70	-	80	-
NIVEL 06 ( N06 ) a NIVEL 07 ( N07 )						NIVEL 13 ( N13 ) a NIVEL 14 ( N14 )					
C98 ( C 1 )	1	60	-	79.75	-	C108 ( C 1 )	1	60	-	61.35	-
C98 ( C 2 )	1	60	-	79.75	-	C108 ( C 2 )	1	60	-	61.35	-
C97 ( C 3 )	1	92	-	80	-	C109 ( C 3 )	1	60	-	80	-
C97 ( C 4 )	1	92	-	80	-	C109 ( C 4 )	1	60	-	80	-
NIVEL 07 ( N07 ) a NIVEL 08 ( N08 )											
C99 ( C 1 )	1	60	-	77.15	-						
C99 ( C 2 )	1	60	-	77.15	-						
C100 ( C 3 )	1	85	-	80	-						
C100 ( C 4 )	1	85	-	80	-						
NIVEL 08 ( N08 ) a NIVEL 09 ( N09 )											
C101 ( C 1 )	1	60	-	74.55	-						
C101 ( C 2 )	1	60	-	74.55	-						
C100 ( C 3 )	1	85	-	80	-						
C100 ( C 4 )	1	85	-	80	-						
NIVEL 09 ( N09 ) a NIVEL 10 ( N10 )											
C102 ( C 1 )	1	60	-	72	-						
C102 ( C 2 )	1	60	-	72	-						
C103 ( C 3 )	1	77	-	80	-						
C103 ( C 4 )	1	77	-	80	-						
NIVEL 10 ( N10 ) a NIVEL 11 ( N11 )											
C104 ( C 1 )	1	60	-	69.45	-						
C104 ( C 2 )	1	60	-	69.45	-						
C103 ( C 3 )	1	77	-	80	-						
C103 ( C 4 )	1	77	-	80	-						

Tabla IV.9 Propiedades geométricas de trabes, nervaduras y contratraves, cm.

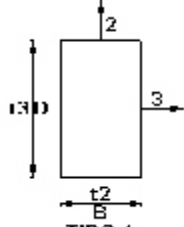
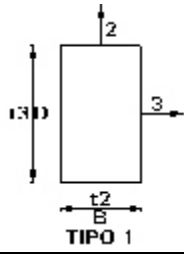
 TIPO 1							
ELEMENTO	TIPO	t2 ( B )	t3 ( D )	ELEMENTO	TIPO	t2 ( B )	t3 ( D )
<b>CONTRATRABES NIVEL SÓTANO 1 ( NS1 )</b>				<b>TRABES Y NERVADURAS DE PLANTA BAJA (NPB) a</b>			
T01 ( MC 1 )	1	20	200	<b>NIVEL 14 (N14) DIRECCIÓN X</b>			
T02 ( CT 2 )	1	35	200	T55 ( N 49 )	1	80	50
T03 ( CT 4 )	1	70	200	T56 ( N 50 )	1	20	50
T02 ( CT 6 )	1	35	200	T58 ( T 01 )	1	39.5	90
T01 ( MC 7 )	1	20	200	T59 ( N 52 )	1	58	50
T01 ( MC A )	1	20	200	T60 ( N 53 )	1	11	50
T04 ( CT B )	1	65	200	T61 ( N 54 )	1	25.5	50
T04 ( CT C )	1	65	200	T62 ( N 55 )	1	36.5	50
T05 ( CT C1 )	1	50	200	T63 ( N 56 )	1	107	50
T04 ( CT D )	1	65	200	T64 ( N 57 )	1	27	50
T05 ( CT D1 )	1	50	200	<b>TRABES Y NERVADURAS DE PLANTA BAJA (NPB) a</b>			
T04 ( CT E )	1	65	200	<b>NIVEL 14 (N14) DIRECCIÓN Y</b>			
T05 ( CT E1 )	1	50	200	T06 ( MC )	1	20	275
T04 ( CT F )	1	65	200	T19 ( N 13 )	1	20	50
T05 ( CT F1 )	1	50	200	T20 ( N 14 )	1	30	50
T05 ( CT F2 )	1	50	200	T21 ( N 15 )	1	112.5	50
T01 ( MC G )	1	20	200	T22 ( N 16 )	1	10	50
<b>TRABES Y NERVADURAS DE PLANTA BAJA (NPB) a</b>				T23 ( N 17 )	1	47.5	50
<b>NIVEL 14 (N14) DIRECCIÓN X</b>				T24 ( N 18 )	1	82.5	50
T06 ( MC )	1	20	275	T25 ( N 19 )	1	42	50
T07 ( N 01 )	1	25	50	T26 ( N 20 )	1	159.5	50
T08 ( N 02 )	1	61.25	50	T27 ( N 21 )	1	90	50
T09 ( N 03 )	1	83.5	50	T28 ( N 22 )	1	35	50
T10 ( N 04 )	1	43.5	50	T29 ( N 23 )	1	36	50
T11 ( N 05 )	1	107.25	50	T30 ( N 24 )	1	15	50
T12 ( N 06 )	1	82	50	T31 ( N 25 )	1	22	50
T13 ( N 07 )	1	22	50	T32 ( N 26 )	1	82	50
T14 ( N 08 )	1	41.5	50	T33 ( N 27 )	1	23.5	50
T15 ( N 09 )	1	55	50	T34 ( N 28 )	1	143.5	50
T16 ( N 10 )	1	31.5	50	T35 ( N 29 )	1	61.5	50
T17 ( N 11 )	1	117	50	T36 ( N 30 )	1	55	50
T18 ( N 12 )	1	37	50	T37 ( N 31 )	1	33	50
T43 ( N 37 )	1	68.5	50	T38 ( N 32 )	1	153	50
T44 ( N 38 )	1	28.5	50	T39 ( N 33 )	1	37.5	50
T53 ( N 47 )	1	58.5	50	T40 ( N 34 )	1	155.25	50
T54 ( N 48 )	1	128.5	50	T41 ( N 35 )	1	84.25	50

Tabla IV.9 Propiedades geométricas de trabes, nervaduras y contratrabes, cm, ( conclusión ).

							
ELEMENTO	TIPO	t2 ( B )	t3 ( D )	ELEMENTO	TIPO	t2 ( B )	t3 ( D )
TRABES Y NERVADURAS DE PLANTA BAJA (NPB) a NIVEL 14 (N14) DIRECCIÓN X				TRABES Y NERVADURAS DE PLANTA BAJA (NPB) a NIVEL 14 (N14) DIRECCIÓN X			
T42 ( N 36 )	1	44	50	T50 ( N 44 )	1	134.5	50
T45 ( N 39 )	1	110.25	50	T51 ( N 45 )	1	26.5	50
T46 ( N 40 )	1	25	50	T52 ( N 46 )	1	64	50
T47 ( N 41 )	1	49	50	T57 ( N 51 )	1	76.5	50
T48 ( N 42 )	1	152	50	T65 ( N 58 )	1	114	50
T49 ( N 43 )	1	32	50	T66 ( N 59 )	1	42.5	50

#### 4. Resultados: períodos y modos de vibrar, SAP 2000.

Como resultado del análisis se obtienen sus propiedades dinámicas como períodos, frecuencias y modos de vibrar, factores de participación modal: en las tablas IV.10 y IV.11 se presentan los resultados.

Tabla IV.10 Períodos y modos de vibrar estructura.

MODO DE VIBRAR	Período T (seg)	Frecuencia f (hertz)	Frecuencia angular (radianes/seg)	Grado de Libertad
1	2.860	0.350	2.197	1 Y
2	2.444	0.409	2.571	1 X
3	2.191	0.456	2.868	1 ⊖
4	0.938	1.067	6.702	2 Y
5	0.808	1.237	7.774	2 X
6	0.726	1.377	8.653	2 ⊖
7	0.530.	1.886	11.852	3 Y
8	0.461	2.170	13.632	3 X
9	0.420	2.384	14.977	3 ⊖
10	0.352	2.843	17.863	4 Y
11	0.311	3.216	20.207	4 X
12	0.283	3.536	22.215	4 ⊖
13	0.252	3.962	24.892	5 Y
14	0.226	4.420	27.769	5 X
15	0.206	4.861	30.544	5 ⊖
16	0.194	5.150	32.359	6 Y
17	0.176	5.677	35.668	6 X
18	0.159	6.286	39.495	6 ⊖
19	0.155	6.432	40.415	7 Y
20	0.144	6.939	43.601	7 X

Tabla IV.11 Factores de participación de masa.

MODO DE VIBRAR	X %	Y %	Z %	SUMA X %	SUMA Y %	SUMA Z %
1	0.00	64.14	0.00	0.001	64.135	0.000
2	64.57	0.00	0.00	64.568	61.136	0.000
3	0.17	0.00	0.00	64.736	64.136	0.000
4	0.00	8.12	0.00	64.736	72.253	0.000
5	7.99	0.00	0.00	72.722	72.253	0.000
6	0.01	0.01	0.00	72.734	72.259	0.000
7	0.00	3.05	0.00	72.434	75.311	0.000
8	2.78	0.00	0.00	75.515	75.311	0.000
9	0.00	0.01	0.00	75.515	75.322	0.000
10	0.00	1.81	0.00	75.515	77.136	0.000
11	1.57	0.00	0.00	77.089	77.136	0.000
12	0.00	0.01	0.00	77.090	77.148	0.000
13	0.00	1.26	0.00	77.090	78.410	0.000
14	1.07	0.00	0.00	78.164	78.410	0.000
15	0.00	0.03	0.00	78.168	78.440	0.000
16	0.00	0.99	0.00	78.168	79.427	0.000
17	0.81	0.00	0.00	78.978	79.428	0.000
18	0.00	0.01	0.00	78.982	79.733	0.000
19	0.00	0.99	0.00	78.982	80.418	0.000
20	0.73	0.00	0.00	79.710	80.418	0.000

### C. PROGRAMA SUPER-ETABS.

El programa de computación 'SUPER-ETABS' es una versión modificada del grupo de programas 'ETABS', Extended Tridimensional Analysis of Buildings Systems, ver referencias. El programa se emplea para el análisis estructural lineal de estructuras bajo cargas estáticas y dinámicas de sismo. Se logra una solución eficaz del problema por la idealización del edificio como un conjunto de subestructuras, como marcos y muros de cortante interconectados por un sistema de piso rígido en su plano.

'SUPER-ETABS' tiene la capacidad de realizar un análisis estático y/o dinámico para la solución de las respuestas del edificio: desplazamientos de cada nivel, desplazamientos relativos de piso, cortantes de piso acumulados, y momentos de volteo de cada nivel acumulados. Estos resultados están referidos al centro de masa de cada nivel, que puede variar de un nivel a otro. Los desplazamientos de piso pueden ser idealizados como una masa con tres grados de libertad, dos desplazamientos traslacionales horizontales y un desplazamiento rotacional alrededor de un eje vertical. El programa hace un análisis estático o dinámico aproximado basado en la estimación del período natural y modos de vibrar. Con las propiedades dinámicas del edificio como las masas, rigideces y las alturas de entrepiso se calcula la respuesta completa del edificio. Se puede iniciar el proceso estimando el modo de vibrar aproximado o el programa genera automáticamente los modos de vibrar.

Se hizo un modelo tridimensional, formado por un marco de diecisiete niveles, con columnas y muros de concreto como elementos verticales, y un conjunto de trabes en los ejes de columnas que discretizan el sistema de piso. Se considera el sistema de piso como un diafragma rígido, en su plano horizontal, con tres grados de libertad por nivel.

#### 1. Análisis de cargas.

Se consideran las cargas permanentes y variables que actúan en la estructura, tratando de que se sean lo más parecido a las que se tuvieron en el momento de efectuar el estudio de vibraciones. La carga muerta y carga viva instantánea que se aplican en la estructura son las calculadas anteriormente.

En la tabla IV.12 se muestran las acciones consideradas, como la masa traslacional del nivel (  $m$  ), el momento de inercia rotacional de la masa del sistema de piso (  $Im$  ), además de algunas características geométricas: la altura de entrepiso (  $h$  ) y las coordenadas del centro de masa de cada nivel (  $XC$ ,  $YC$  ).

Tabla IV.12 Acciones en la estructura.

NIVEL	h ( m )	m (tonf-seg <sup>2</sup> -m)	Im (tonf-seg <sup>2</sup> )	XC ( m )	YC ( m )	NIVEL	h ( m )	m (tonf-seg <sup>2</sup> -m)	Im (tonf-seg <sup>2</sup> )	XC ( m )	YC ( m )
N14	3.00	30.517	1639.915	16.957	11.586	N05	3.00	53.670	5013.022	20.382	11.468
N13	3.00	45.283	3650.192	19.953	11.801	N04	3.00	53.670	5013.022	20.382	11.468
N12	3.40	55.071	5143.895	20.867	11.599	N03	3.00	53.670	5013.022	20.382	11.468
N11	3.00	53.670	5013.022	20.382	11.468	N02	3.00	53.670	5013.022	20.382	11.468
N10	3.00	53.670	5013.022	20.382	11.468	N01	3.40	51.077	4117.260	20.296	11.438
N09	3.00	53.670	5013.022	20.382	11.468	NMZ	3.79	56.205	5635.248	18.746	11.210
N08	3.00	53.670	5013.022	20.382	11.468	NPB	2.75	92.479	14727.601	22.612	11.691
N07	3.00	53.670	5013.022	20.382	11.468	NS1	1.80	108.562	20306.783	19.485	11.822
N06	3.00	53.670	5013.022	20.382	11.468						

$$m = W_{total} / g$$

$$Im = W_{total} ( B^2 + H^2 )$$

## 2. Modelo analítico.

La estructura se discretizó como un marco tridimensional de 17 niveles, considerando las columnas como elementos sujetos a flexocompresión biaxial, estableciendo la topología del modelo con treinta y cinco líneas de columnas, cincuenta y ocho líneas de crujeas o trabes, setenta y ocho elementos panel o muros de cortante. Los muros de concreto que trabajan a cortante se idealizan como elementos panel; el sistema de piso reticular se discretiza como trabes en los ejes de columnas, con las propiedades representativas de las nervaduras comprendidas dentro del ancho efectivo de losa. De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, para sistemas de piso reticular *para el análisis ante fuerzas laterales, solo se considera efectivo un ancho de losa igual a  $c_2 + 3h$ , centrada con respecto al eje de la columna,  $c_2$  es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección del análisis y  $h$  es el espesor de la losa*. Debido a las características del programa no se consideran los volados como elementos estructurales. La planta para definir la topología del modelo se muestra en la fig 4.30. La ubicación de los paneles en las Planta de Sótano 2 y Planta de Sótano 1, se presentan en las figs 4.31 y 4.32, respectivamente.

## 3. Propiedades geométricas de elementos y mecánicas de materiales.

Al igual que los modelos anteriores, las propiedades geométricas y mecánicas se obtuvieron de los valores consignados en planos estructurales.

Para las columnas que tienen peralte variable, se empleo un peralte promedio; en todas las columnas se considera una zona rígida en su extremo superior, igual al peralte de la trabe que incide en ese nudo, reduciendo la longitud efectiva de la columna; en los extremos de todas las trabes se considera al menos una zona rígida de 30 cm.

Las propiedades de las columnas requeridas para el análisis son: el área axial  $A$ , el área a cortante asociada con la fuerza cortante en la dirección mayor  $Maj Sa$ , el área a cortante asociada con la fuerza cortante en la dirección menor  $Min Sa$ , el momento a torsión  $J$ , el momento de inercia para flexión en la dirección mayor  $Maj I$ , el momento de inercia para flexión en la dirección menor  $Min I$ , el módulo de elasticidad del concreto  $E_c$ , ver tabla IV.13

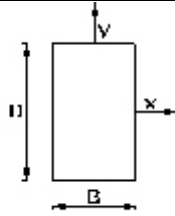
Para las características de las trabes se consideró la sección maciza que rodea a las columnas, empleando una sección  $T$ , con un peralte total de 50 cm y una capa a compresión de 15 cm, tomando un promedio pesado de las propiedades en el centro del claro y en la zona maciza; las propiedades están referidas al centroide de la sección, y son el área a cortante  $S_a$ , el momento a torsión  $J$ , el momento de inercia a flexión  $I$ , el módulo de elasticidad del concreto  $E_c$ , ver tabla IV.14.

Las propiedades geométricas y mecánicas que definen los paneles del modelo son el espesor  $t$ , la longitud  $L$ , el área de la sección transversal  $A$ , el momento de inercia  $I$ , el área a cortante  $A_v$ , el módulo de elasticidad  $E_c$  y el módulo a cortante  $G$ , ver tabla IV.15.

## 4. Resultados: períodos y modos de vibrar, SUPER-ETABS.

Después de realizar el estudio analítico del edificio se obtienen sus propiedades dinámicas como los períodos, frecuencias y modos de vibrar, en la tabla IV.16 se presentan los resultados.

Tabla IV.13 Propiedades geométricas de columnas.

								
TIPO	MARCO EJE	B (m)	D (m)	A (m <sup>2</sup> )	Maj Sa (m <sup>2</sup> )	J (m <sup>4</sup> )	Maj I (m <sup>4</sup> )	Min I (m <sup>4</sup> )
C1	TODOS	0.200	0.200	0.0400	0.033	0.0002253	0.0001333	0.0001333
C2	2, 4, 6	0.400	0.400	0.1600	0.133	0.0036053	0.0021333	0.0021333
C3	2, 6	0.500	0.500	0.2500	0.208	0.0088021	0.0052083	0.0052083
C4	2, 6	0.600	0.614	0.3681	0.307	0.0190031	0.0115455	0.0110430
C5	2, 6	0.600	0.639	0.3834	0.320	0.0205550	0.0130459	0.0115020
C6	2, 6	0.600	0.665	0.3994	0.333	0.0221670	0.0147040	0.0119700
C7	2, 6	0.600	0.695	0.4167	0.347	0.0240515	0.0167489	0.0125010
C8	2, 6	0.600	0.720	0.4320	0.360	0.0257177	0.0186624	0.0129600
C9	2, 6	0.600	0.746	0.4473	0.373	0.0274116	0.0207163	0.0134190
C10	2, 6	0.600	0.772	0.4629	0.386	0.0291617	0.0229603	0.0138870
C11	2, 6	0.600	0.798	0.4785	0.399	0.0309307	0.0253607	0.0143550
C12	2, 6	0.600	0.824	0.4941	0.412	0.0327151	0.0279229	0.0148230
C13	2, 6	0.600	0.850	0.5097	0.425	0.0345124	0.0306521	0.0152910
C14	2, 6	0.600	0.876	0.5253	0.438	0.0363203	0.0335535	0.0157590
C15	2, 6	0.600	0.902	0.5409	0.451	0.0381370	0.0366326	0.0162270
C16	2, 6	0.600	0.927	0.5562	0.464	0.0399260	0.0398299	0.0166860
C17	2, 6	0.600	0.955	0.5727	0.477	0.0418621	0.0434808	0.0171810
C18	2, 6	0.600	0.986	0.5913	0.493	0.0440516	0.0478564	0.0177390
C19	2, 6	0.670	1.000	0.6700	0.558	0.0586476	0.0558333	0.0250636
C20	4	0.600	0.800	0.4800	0.400	0.0311016	0.0256000	0.0144000
C21	4	0.700	0.800	0.5600	0.467	0.0435087	0.0298667	0.0228667
C22	4	0.770	0.800	0.6160	0.513	0.0532004	0.0328533	0.0304355
C23	4	0.850	0.800	0.6800	0.567	0.0646751	0.0362667	0.0409417
C24	4	0.920	0.800	0.7360	0.613	0.0750957	0.0392533	0.0519125
C25	4	1.000	0.800	0.8000	0.667	0.0875867	0.0426667	0.0666667
C26	4	1.080	0.800	0.8640	0.720	0.1004621	0.0460800	0.0839808
C27	4	1.150	0.800	0.9200	0.767	0.1119293	0.0490667	0.1013917
C28	4	1.350	0.900	1.2150	1.013	0.1925370	0.0820125	0.1845281
C29	4	1.200	0.800	0.9600	0.800	0.1201999	0.0512000	0.1152000

$$E_c = 10\,000 \sqrt{300} = 173\,200 \text{ kgf/cm}^2 = 1\,732\,000 \text{ tonf/m}^2$$

Tabla IV.14 Propiedades geométricas de trabes.

TIPO	MARCO EJE	Sa (m <sup>2</sup> )	J (m <sup>4</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	Observaciones
T1	TODOS	0.583	0.0254322	0.2333333	TRABE RÍGIDA
T2	2, 6	0.330	0.0188155	0.0083478	
T3	2, 6	0.441	0.0353473	0.0112638	
T4	2, 6	0.364	0.0260117	0.0402733	
T5	2, 6	0.367	0.0262020	0.0403606	
T6	2, 6	0.445	0.0281470	0.0110123	
T7	2, 6	0.457	0.0289517	0.0112696	
T8	2, 6	0.468	0.0296910	0.0115042	
T9	2, 6	0.480	0.0304516	0.0117431	
T10	2, 6	0.492	0.0312128	0.0119800	
T11	2, 6	0.503	0.0319738	0.0122151	
T12	2, 6	0.376	0.0219984	0.0094058	
T13	2, 6	0.374	0.0210103	0.0092391	
T14	2, 6	0.609	0.0516104	0.0150263	
T15	2, 6	0.579	0.0400585	0.0139307	
T16	2, 6	0.591	0.0408782	0.0141798	
T17	2, 6	0.602	0.0416100	0.0144010	
T18	2, 6	0.614	0.0423712	0.0146299	
T19	2, 6	0.626	0.0431323	0.0148576	
T20	2, 6	0.637	0.0438935	0.0150843	
T21	4	0.565	0.0456149	0.0140425	
T22	4	0.606	0.0421280	0.0143576	
T23	4	0.626	0.0486922	0.0152052	
T24	B	0.792	0.0660469	0.0197917	
T25	B	0.529	0.0391538	0.0130508	
T26	B	0.519	0.0352462	0.0126621	
T27	C, D, E, F	0.904	0.0772948	0.0226042	
T28	C	0.391	0.0251999	0.0098421	
T29	C	0.558	0.0361733	0.0133077	
T30	C	0.613	0.0557978	0.0152168	
T31	D	0.555	0.0352642	0.0131765	
T32	D	0.533	0.0350617	0.0129178	
T33	D	0.516	0.0437601	0.0131201	
T34	D	0.529	0.0447584	0.0134234	
T35	D	0.571	0.0362887	0.0134809	
T36	E	0.386	0.0234395	0.0096335	
T37	E	0.574	0.0420810	0.0139739	
T38	E	0.589	0.0431056	0.0142918	
T39	F	0.373	0.0203748	0.0091520	
T40	F	0.600	0.0483067	0.0417282	0.1152

$$E_c = 10\,000 \sqrt{200} = 141\,420 \text{ kgf/cm}^2 = 1\,414\,200 \text{ tonf/m}^2$$

Tabla IV.15 Propiedades geométricas de paneles.

TIPO	MARCO EJE	t (m)	L (m)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	Av (m <sup>2</sup> )	Observaciones
P1	1, 7	0.20	4.800	0.9600	1.8432000	0.8000	SOLO EN EJE 1
P2	1, 7	0.20	3.600	0.7200	0.7776000	0.6000	
P3	1, 7	0.20	7.120	1.4240	6.0157355	1.1867	
P4	1, 7	0.20	9.270	1.8540	13.2766330	1.5450	
P14	1, 7	0.20	6.160	1.2320	3.8957483	1.0267	SOLO EN EJE 7
P5	2, 6	0.35	4.759	1.6657	3.1436480	1.3880	SOLO EN EJE 2
P6	2, 6	0.35	3.215	1.1253	0.9692364	0.9377	
P7	2, 6	0.35	6.650	2.3275	8.5773224	1.9396	
P8	2, 6	0.35	9.035	3.1623	21.5115280	2.6352	
P13	2, 6	0.35	5.901	2.0654	5.9932672	1.7211	SOLO EN EJE 6
P9	4	0.70	5.330	3.7310	8.8328005	3.1092	
P10	4	0.70	2.875	2.0125	1.3862142	1.6771	
P11	4	0.70	6.045	4.2315	12.8856310	3.5263	
P12	4	0.70	8.695	6.0865	38.3464840	5.0721	
P15	A, G	0.20	1.675	0.3350	0.0783237	0.2792	
P16	A, G	0.20	9.600	1.9200	14.7456000	1.6000	
P17	B	0.65	1.525	0.9913	0.1921063	0.8260	
P18	B	0.65	9.300	6.0450	43.5693370	5.0375	
P19	C, F	0.65	1.275	0.8288	0.1122697	0.6906	
P20	C, F	0.65	8.850	5.7525	37.5458480	4.7938	
P19	D, E	0.65	1.275	0.8288	0.1122697	0.6906	
P21	D, E	0.65	8.900	5.7850	38.1858200	4.8208	

$$E_c = 10\ 000 \sqrt{300} = 173\ 200 \text{ kgf/cm}^2 = 1\ 732\ 000 \text{ tonf/m}^2$$

$$G_c = 173\ 200 / 2 (1 + 0.20) = 72\ 170 \text{ kgf/cm}^2 = 721\ 700 \text{ tonf/m}^2$$

Tabla IV.16 Períodos y modos de vibrar de la estructura, SUPER-ETABS.

MODO DE VIBRAR	Período T (seg)	Frecuencia (hertz)	Frecuencia angular (radianes/seg)	Grado de Libertad
1	2.995	0.334	2.098	1 Y
2	2.365	0.423	2.657	1 X
3	2.133	0.469	2.946	1 $\Theta$
4	0.969	1.032	6.484	2 Y
5	0.780	1.282	8.056	2 X
6	0.704	1.421	8.928	2 $\Theta$
7	0.536	1.865	11.715	3 Y
8	0.438	2.285	14.357	3 X
9	0.398	2.514	15.793	3 $\Theta$
10	0.347	2.883	18.112	4 Y

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.

C. PROGRAMA SUPER-ETABS.

2. Modelo analítico.

a. Planta Modelo.

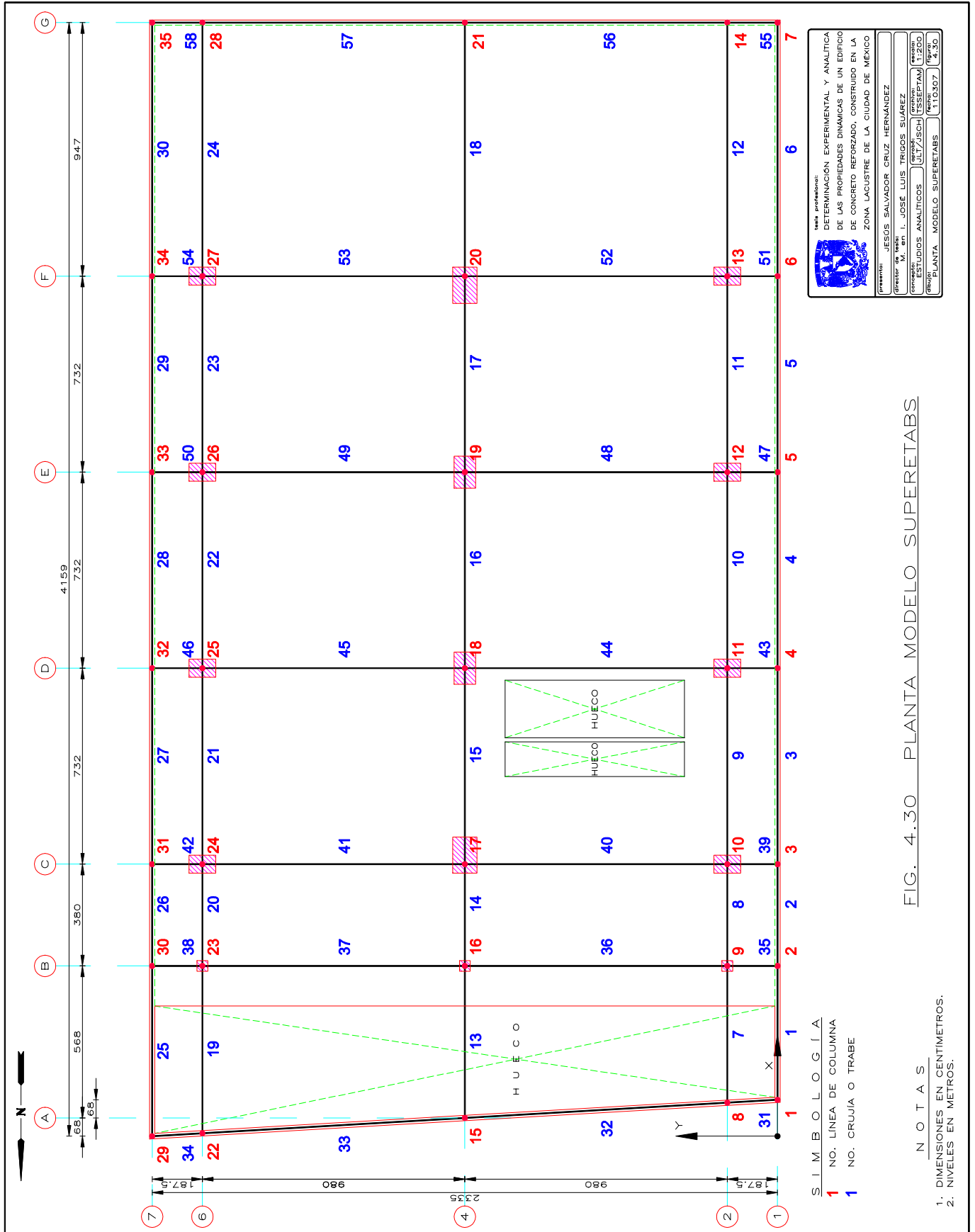


FIG. 4.30 PLANTA MODELO SUPERETABS

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.

C. PROGRAMA SUPER-ETABS.

2. Modelo analítico.

b. Planta Losa Sótano 2 Paneles.

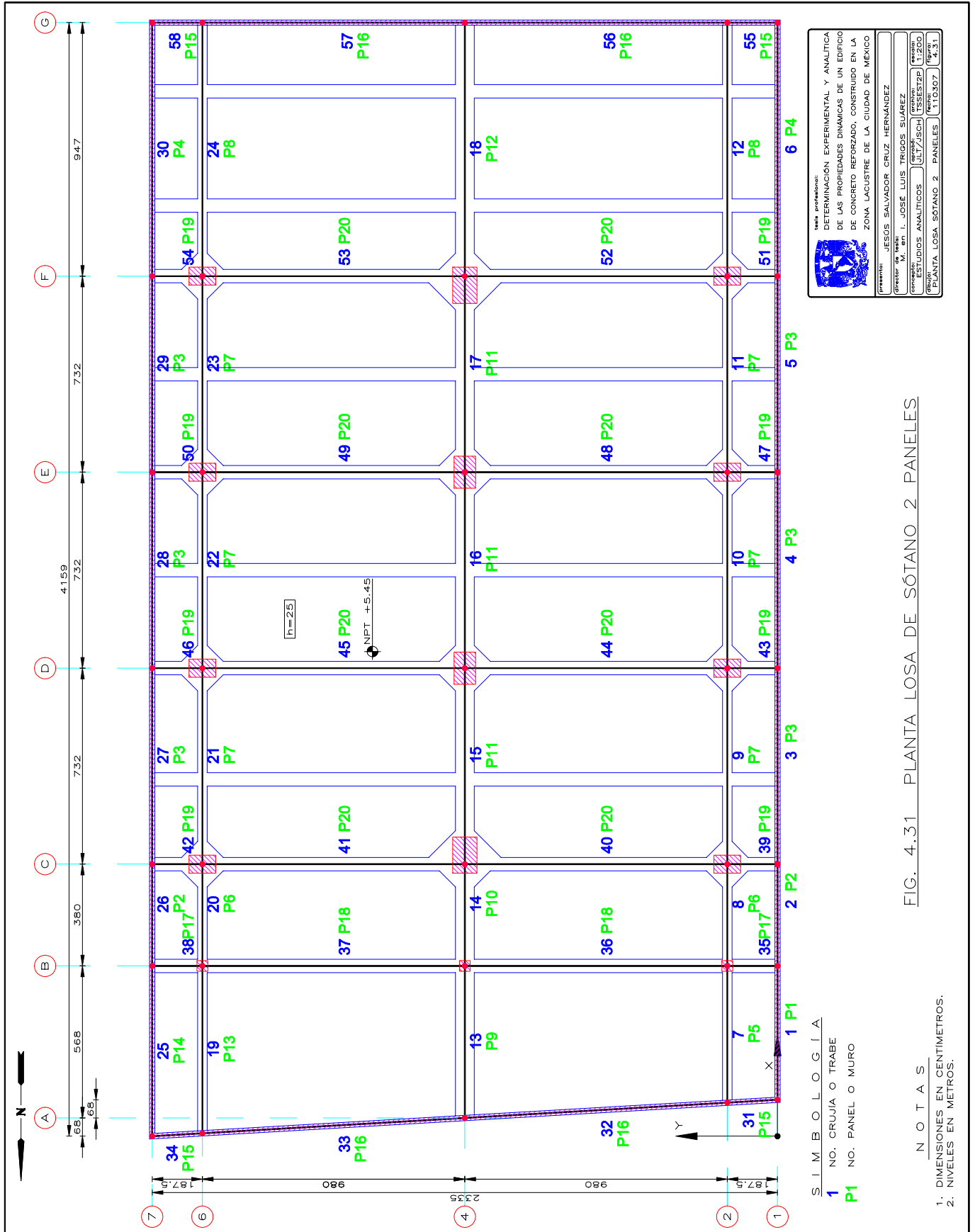


FIG. 4.31 PLANTA LOSA DE SÓTANO 2 PANELES

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.

C. PROGRAMA SUPER-ETABS.

2. Modelo analítico.

c. Planta Losa Sótano 1 Paneles.

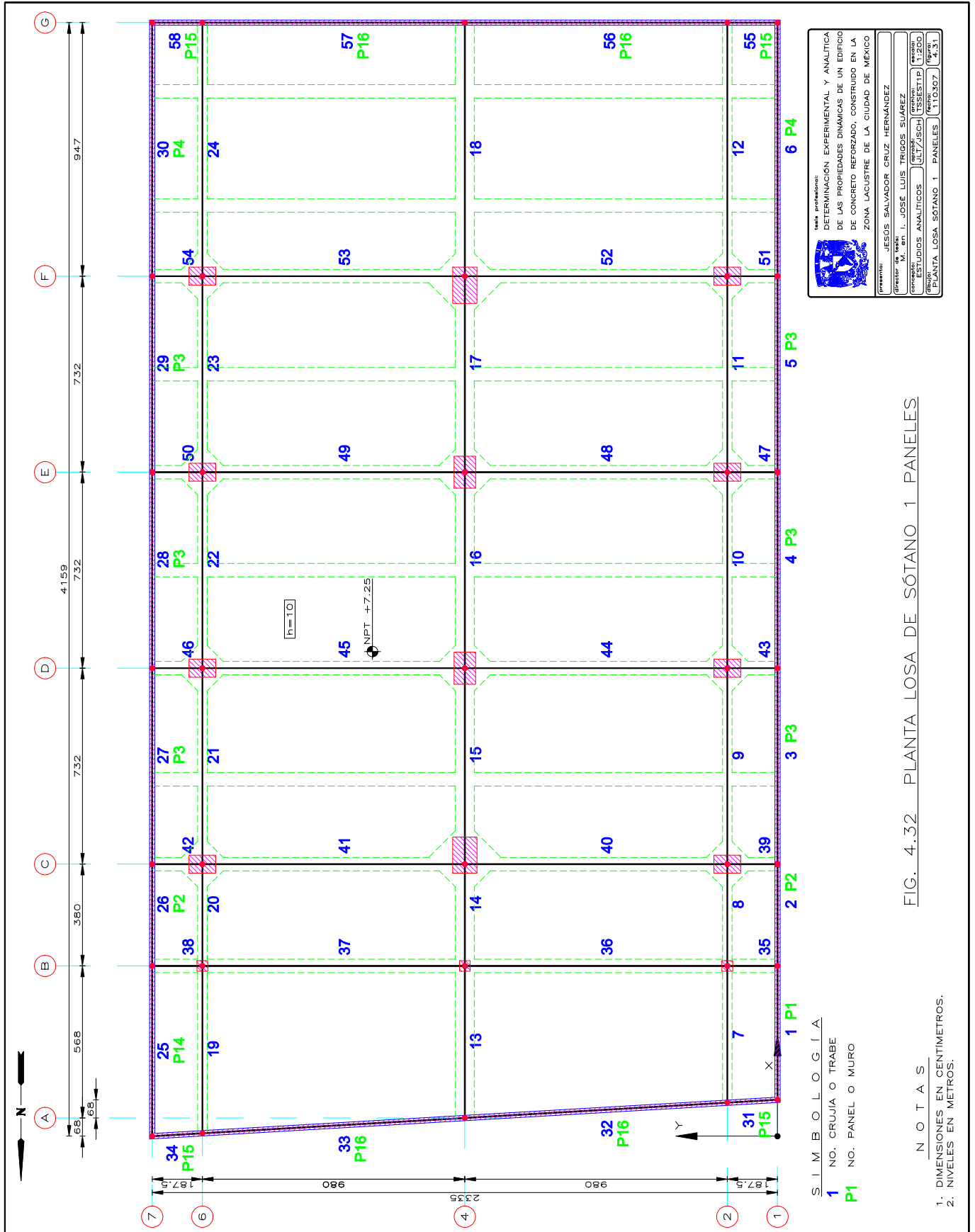


FIG. 4.32 PLANTA LOSA DE SÓTANO 1 PANELES

## D. PROGRAMA 'THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDINGS SYSTEMS', TABS 80.

Es un programa de cómputo desarrollado para el análisis estructural lineal tridimensional de edificios formados por marcos y muros de cortante, sujeto a cargas de sismo estáticas o dinámicas.

El edificio es idealizado como un ensamblaje de marcos verticales independientes y muros de cortante interconectados por un diafragma de piso horizontal, el cual es rígido en su propio plano. Los marcos y muros de cortante deben ser de geometría regular en elevación, con columnas como elementos verticales y vigas como elementos horizontales, sin embargo situaciones complejas pueden ser idealizadas con ciertas técnicas de modelación. Un elemento panel a cortante es desarrollado para modelar los muros de cortante discontinuos y muros con aberturas. El elemento diagonal permite discretizar muros contraventeados.

La formulación analítica de las columnas, panel y diagonal incluye los efectos de flexión, deformación axial y a cortante; en la formulación de las vigas se consideran las deformaciones de flexión y cortante, sin embargo los efectos de fuerza axial son ignorados.

Los efectos de las dimensiones de las vigas y columnas en la rigidez de los elementos es considerada automáticamente, reduciendo la longitud efectiva.

Los edificios pueden ser asimétricos e irregulares en planta, pues se considera el efecto torsional y la compatibilidad de deformación de cada nivel.

Se evalúan los modos de vibrar y las frecuencias naturales.

El programa emplea el procedimiento de solución única, considerando los marcos y muros de cortante como subestructuras, reducido con la técnica de frente de onda modificada. Este método proporciona una reducción significativa en la preparación de datos del programa, en el trabajo computacional y en los requerimientos de almacenamiento de memoria.

La estructura esta formado por un total de once marcos planos, cinco en la dirección longitudinal y seis en la dirección transversal, con nueve marcos tipo, considerando dieciseis niveles del edificio. Como elementos verticales portantes existen las columnas y muros de concreto, y trabes horizontales que discretizan el sistema de piso.

### 1. Analisis de cargas.

Al igual que en los modelos anteriores, se aplican en el modelo las acciones lo mas semejantes a las que presentaron al realizar la medición de vibración ambiental.

Se proporcionan las principales acciones consideradas, ademas de algunos datos de la geometría de la estructura como: la masa traslacional del nivel ( $m$ ), las coordenadas del centro de masa de cada nivel ( $X_C, Y_C$ ), la altura del entrepiso del piso inferior al techo del mismo ( $h$ ), el ancho y largo del sistema de piso ( $B, H$ ), ver tabla IV.17

### 2. Modelo analítico.

La estructura se idealizó como el ensamble de un conjunto de once marcos planos o muros de cortante, con nueve marcos tipo; en la dirección longitudinal la estructura esta formada por dos marcos tipo 1 ( muros de concreto trabajando bajo los efectos de fuerza cortante ), localizado en los ejes 1 y 7, dos marcos planos tipo 2 ubicado

en los ejes 2 y 6, el marco tipo 3 en el eje 4; en la dirección transversal tenemos los marcos tipo 4, 5, 6, 7, 8 y 9 localizados en los ejes B, C, D, E, F y G, respectivamente. En la fig 4.33 se muestran los distintos marcos que conforman la estructura.

En la tabla IV.18 se describen las características de los diferentes marcos de la estructura, como el número de líneas o eje de columnas ( LC ), el número de niveles sobre el desplante de la cimentación ( NN ), el número de columnas tipo o paneles ( muros de cortante ) de cada marco ( NC ), el número de trabes tipo que tiene cada marco ( NT ).

Al igual que en el modelo analítico anterior se considera el ancho efectivo de losa de  $c2 + 3h$  especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Tabla IV.17 Datos generales de los pisos.

NIVEL	h ( m )	m (tf-seg <sup>2</sup> -m)	XC ( m )	YC ( m )	B ( m )	H ( m )
N14	3.000	30.517	10.760	11.680	16.960	19.600
N13	3.000	45.283	14.780	11.680	25.000	19.600
N12	3.400	55.071	14.630	11.680	24.700	22.600
N11	3.000	53.670	14.630	11.680	24.700	22.600
N10	3.000	53.670	14.630	11.680	24.700	22.600
N09	3.000	53.670	14.630	11.680	24.700	22.600
N08	3.000	53.670	14.630	11.680	24.700	22.600
N07	3.000	53.670	14.630	11.680	24.700	22.600
N06	3.000	53.670	14.630	11.680	24.700	22.600
N05	3.000	53.670	14.630	11.680	24.700	22.600
N04	3.000	53.670	14.630	11.680	24.700	22.600
N03	3.000	53.670	14.630	11.680	24.700	22.600
N02	3.000	53.670	14.630	11.680	24.700	22.600
N01	3.400	51.077	14.630	11.680	24.700	22.600
NMZ	3.790	56.205	12.740	11.680	28.480	19.600
NPB	2.750	92.479	14.630	11.680	36.830	23.550

$$m = W_{total} / g$$

Tabla IV.18 Características de los marcos planos.

TIPO	MARCO EJE	EJES COL ( LC )	No NIVS ( NN )	No COLS ( NC )	No TRS ( NT )	Observaciones
1	1	1	1	1	0	MURO A CORTANTE
2	2	6	16	19	20	
3	4	6	16	13	4	
4	B	5	2	3	4	
5	C	5	16	27	5	
6	D	5	16	27	7	
7	E	5	16	27	5	
8	F	5	15	25	4	
9	G	1	1	1	0	MURO A

### 3. Propiedades geométricas de elementos y mecánicas de materiales.

Las propiedades geométricas y mecánicas se obtuvieron de los valores consignados en los planos estructurales. Se aplican las consideraciones hechas en el modelo anterior, puntualizando que la unidad básica es el marco plano, por lo cual se utilizan las propiedades correlacionadas a los desplazamientos en el plano del marco, es decir un desplazamiento horizontal y rotaciones angulares en los nudos.

En las columnas se considera una zona rígida en su parte superior, igual al peralte de la trabe; en las trabes se considera una zona rígida de la mitad del ancho o peralte de la columna.

Las trabes se modelan como vigas de sección T, con un peralte total de 50 cm y una capa a compresión de 15 cm, tomando un promedio pesado de las propiedades en el centro del claro y en la zona maciza. Para las columnas y muros de concreto a cortante, se utiliza el módulo de elasticidad del concreto de  $E_c = 10\,000 \sqrt{f'_c} = 10\,000 \sqrt{300} = 173\,200 \text{ kgf/cm}^2 = 1\,732\,000 \text{ tonf/m}^2$ , y para las trabes  $E_c = 10\,000 \sqrt{200} = 141\,421 \text{ kgf/cm}^2 = 1\,414\,210 \text{ tonf/m}^2$ .

### 4. Resultados: períodos y modos de vibrar, TABS 80.

Después de realizar el análisis de la estructura del edificio se obtienen sus propiedades dinámicas como los períodos, frecuencias y modos de vibrar, en la tabla IV.19 se presentan los resultados.

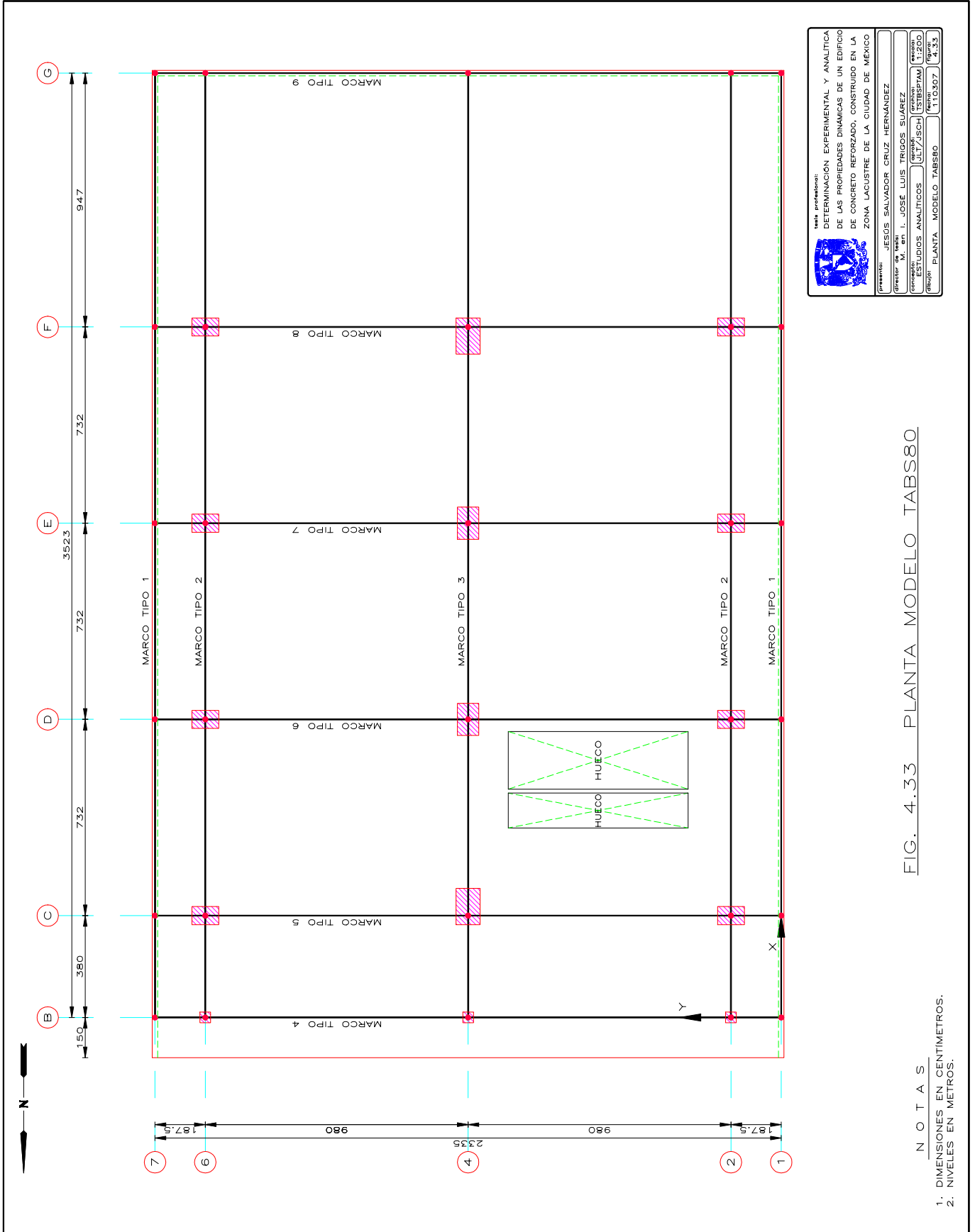
Tabla IV.19 Períodos y modos de vibrar de la estructura, TABS 80.

MODO DE VIBRAR	Período T (seg)	Frecuencia (hertz)	Frecuencia angular (radianes/seg)	Grado de Libertad
1	2.9839	0.3351	2.1057	1 Y
2	2.4139	0.4143	2.6035	1 X
3	2.3211	0.4308	2.7187	1 $\Theta$
4	0.9754	1.0252	6.4416	2 Y
5	0.8148	1.2273	7.7113	2 X
6	0.7680	1.3021	8.1812	2 $\Theta$
7	0.5452	1.8342	11.5246	3 Y
8	0.4690	2.1322	13.3970	3 X
9	0.4378	2.2842	14.3517	3 $\Theta$
10	0.3571	2.8003	17.5950	4 Y

IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.  
D. PROGRAMA TABS 80.

2. Modelo analítico.

a. Planta Modelo.



## E. MARCOS PLANOS: FÓRMULAS DE WILBUR Y MÉTODO DE NEWMARK.

Como hace varios lustros, décadas de los 50's a 70's no se contaba con computadoras personales tan desarrolladas, los estudios analíticos empleados para predicción del comportamiento de las estructuras de los edificios, se realizaba con herramientas y equipos mas limitados, razón por la cual se recurría a discretizar a las estructuras espaciales como un conjunto de marcos planos ensamblados. Del análisis estructural se obtienen las rigideces de entrepiso de cada marco, la rigidez total del entrepiso, se idealiza el sistema como un grupo de dieciseis masas con su rigidez horizontal correspondiente; para calcular la rigidez de entrepiso de cada marco plano, se usaron las fórmulas de Wilbur, sistematizadas en una programa para calculadora de escritorio; para el cálculo de los modo y períodos naturales de vibrar se emplea el método de Newmak, con un programa de calculadora denominado 'Newmark', ver referencias.

### 1. Analisis de cargas.

Al igual que en los modelos anteriores, se aplican en el modelo las acciones lo más semejantes a las que presentaron al realizar la medición de vibración ambiental. En la tabla IV.21 se proporcionan las masas de cada nivel que actúan en la estructura.

### 2. Modelo analítico.

La estructura se discretizó como un conjunto de once marcos planos o muros de cortante, con nueve marcos tipo; en la dirección longitudinal la estructura esta formada por dos marcos tipo 1 ( muros de concreto trabajando bajo los efectos de fuerza cortante ), ubicado en los ejes 1 y 7, dos marcos planos tipo 2 localizado en los ejes 2 y 6, el marco tipo 3 en el eje 4; en la dirección transversal tenemos los marcos tipo 4, 5, 6, 7, 8 y 9 localizados en los ejes B, C, D, E, F y G, respectivamente.

Al igual que en los modelos analíticos anteriores se considera el ancho efectivo de losa de  $c2 + 3h$  especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

### 3. Propiedades geométricas de elementos y mecánicas de materiales.

Las propiedades geométricas y mecánicas se obtuvieron de los valores consignados en los planos estructurales. Para las columnas que tienen peralte variable, del nivel inferior al nivel superior del entrepiso, se empleo un peralte promedio.

Las trabes se modelan como vigas de sección T, con un peralte total de 50 cm y una capa a compresión de 15 cm, tomando un promedio pesado de las propiedades en el centro del claro y en la zona maciza. Para las columnas y muros de concreto a cortante, se utiliza el módulo de elasticidad del concreto de  $E_c = 10\ 000 \sqrt{f'_c} = 10\ 000 \sqrt{300} = 1\ 732\ 000 \text{ kgf/cm}^2 = 1\ 732\ 000 \text{ tonf/m}^2$ , y para las trabes  $E_c = 10\ 000 \sqrt{200} = 1\ 414\ 210 \text{ kgf/cm}^2 = 1\ 414\ 210 \text{ tonf/m}^2$ .

### 4. Rigideces de entrepiso.

La rigidez de entrepiso se define como la relación entre la fuerza cortante del marco en un entrepiso y el desplazamiento horizontal entre los dos niveles que lo limitan. La rigidez definida de esta manera no es independiente del sistema de fuerzas laterales aplicadas.

En marcos típicos de edificios el empleo de sistemas de acciones horizontales que no son estrictamente proporcionales a las fuerzas definitivas del análisis genera errores de poca importancia, y usualmente se considera aceptable calcular las rigideces de entrepiso a partir de hipótesis simplificadoras sobre el sistema de fuerzas laterales; por esta razón se consideró conveniente emplear las fórmulas de Wilbur para el cálculo de las rigideces de entrepiso.

Las fórmulas de Wilbur tiene como fundamento las siguientes hipótesis, ver referencias:

- Los giros en todos los nudos de un nivel y de los dos niveles adyacentes son iguales, excepto en el nivel de desplante, en donde puede suponerse empotrado o articulado según el caso.
- Las fuerzas cortantes en los dos entrepisos adyacentes al que se estudia son iguales a la fuerza cortante de éste.

En la dirección longitudinal X ( N - S ) se calculan las rigideces de entrepiso de los marcos ubicados en los ejes 1, 2, 4, 6 y 7, y con la suma de ellas se obtiene la rigidez total, la tabla IV.20 presenta un resumen de todo este proceso.

En la dirección transversal Y ( E - W ) se considera la contribución de los marcos localizados en los ejes B, C, D, E, F y G, la tabla IV.21 muestra las rigideces de entrepiso y la rigidez total.

#### 5. Resultados: períodos y modos de vibrar, WILBUR-NEWMARK.

Después de obtener las masas y rigideces de entrepiso de cada nivel, se discretiza la estructura como un conjunto de dieciséis masas con sus respectiva rigidez horizontal.

Se emplea el método de Newmark, que es aplicable a estructuras sencillas o cercanamente acopladas, en donde la masa del piso en estudio esta ligada a la masa del piso superior e inferior mediante un resorte que representa la rigidez de entrepiso.

Las tablas IV.22 y IV.23 ilustran los datos necesarios para la utilización del programa de calculadora, como son la masa y rigidez total de cada entrepiso, se realiza el procesamiento de información y se obtiene los siguientes resultados: la configuración modal del sistema, período y frecuencia angular elevada al cuadrado, de los primeros cuatro modos en la dirección transversal X ( N - S ) y en la dirección longitudinal Y ( E - W ), respectivamente.

Tabla IV.20 Rigideces de entrepiso, dirección longitudinal X ( N - S ).

NIVEL	Rigides de Entrepiso Dirección X ( kgf/cm )					Rigidez Total
	Eje 1	Eje 2	Eje 4	Eje 6	Eje 7	
N14	-	132,800	76,050	132,800	-	341,650
N13	-	93,500	95,540	93,500	-	282,540
N12	-	55,580	80,930	55,580	-	192,090
N11	-	69,160	101,400	69,160	-	239,720
N10	-	72,110	104,400	72,110	-	248,620
N09	-	73,180	107,200	73,180	-	253,560
N08	-	74,230	107,200	74,230	-	255,660
N07	-	75,280	109,400	75,280	-	259,960
N06	-	76,330	109,400	76,330	-	262,060
N05	-	77,380	111,100	77,380	-	265,860
N04	-	78,390	111,100	78,390	-	267,880
N03	-	79,410	112,400	79,410	-	271,220
N02	-	68,590	108,900	68,590	-	246,080
N01	-	48,590	87,790	48,590	-	184,970
NMZ	-	55,580	122,200	55,580	-	233,360
NPB	20,566,823	271,800	911,400	271,800	20,566,823	425,588,646

Tabla IV.21 Rigideces de entrepiso, dirección transversal Y ( E - W ).

NIVEL	Rigides de Entrepiso Dirección Y ( kgf/cm )						Rigidez Total
	Eje B	Eje C	Eje D	Eje E	Eje F	Eje G	
N14	-	34,390	44,380	42,810	-	-	121,580
N13	-	33,770	43,830	46,430	30,700	-	154,730
N12	-	28,480	36,930	38,960	26,690	-	131,060
N11	-	34,190	44,690	47,230	31,990	-	158,100
N10	-	35,380	46,270	48,910	33,100	-	163,660
N09	-	35,610	46,660	49,340	33,300	-	164,910
N08	-	35,730	46,860	49,560	33,400	-	165,550
N07	-	35,900	47,160	49,900	33,550	-	166,510
N06	-	36,000	47,340	50,100	33,640	-	167,080
N05	-	36,150	47,600	50,390	33,770	-	167,910
N04	-	36,240	47,750	50,560	33,850	-	168,400
N03	-	36,360	47,970	50,800	33,960	-	169,090
N02	-	35,310	46,620	49,390	32,960	-	164,280
N01	-	32,670	37,380	39,590	26,460	-	136,100
NMZ	18,164	50,500	47,800	50,100	37,700	-	204,264
NPB	102,912	323,600	275,600	280,000	321,000	11,615,614	12,918,726

Tabla IV.22 Períodos y modos de vibrar de la estructura, dirección X ( N - S ), WILBUR-NEWMARK.

NIVEL	m (tf-seg <sup>2</sup> /cm)	k ( tf /cm )	Configuración modal, Dirección X ( N - S ).			
			1er Modo	2do modo	3er modo	4to modo
NPB	0.8714	42585.35	1.00	1.00	1.00	1.00
NMZ	0.5747	230.48	185.74	185.60	185.33	184.93
N01	0.5640	184.16	414.15	392.47	350.06	287.88
N02	0.5594	253.48	575.65	506.30	380.90	221.45
N03	0.5594	292.54	710.27	564.61	324.56	70.52
N04	0.5594	289.10	839.87	578.00	195.92	-112.28
N05	0.5594	286.96	962.53	544.49	22.76	-248.19
N06	0.5594	283.06	1077.70	465.62	-157.92	-277.83
N07	0.5594	280.86	1183.41	347.45	-304.13	-185.70
N08	0.5594	275.80	1279.48	197.71	-382.68	-8.83
N09	0.5594	272.68	1363.98	29.34	-372.58	174.05
N10	0.5594	267.32	1436.41	-144.97	-273.36	280.30
N11	0.5594	257.92	1496.43	-312.52	-102.91	256.38
N12	0.5594	206.77	1551.62	-485.95	141.73	72.36
N13	0.5121	208.96	1584.98	-600.05	337.95	-154.99
N14	0.3945	154.93	1604.31	-669.85	472.58	-345.00
			$\omega^2 = 4.83$	$\omega^2 = 41.74$	$\omega^2 = 114.05$	$\omega^2 = 220.48$
			T = 2.86	T = 0.97	T = 0.59	T = 0.42

Tabla IV.23 Períodos y modos de vibrar de la estructura, dirección Y ( E - W ), WILBUR-NEWMARK.

NIVEL	m (tf-seg <sup>2</sup> /cm)	k ( tf /cm )	Configuración modal, Dirección Y ( E - W ).			
			1er Modo	2do modo	3er modo	4to modo
NPB	0.8714	12916.61	1.00	1.00	1.00	1.00
NMZ	0.5747	207.46	63.25	63.14	62.94	62.64
N01	0.5640	139.40	155.04	148.31	135.36	116.42
N02	0.5594	168.43	229.34	204.85	160.79	103.62
N03	0.5594	173.35	299.15	241.22	145.98	42.03
N04	0.5594	172.63	366.11	255.78	95.08	-39.83
N05	0.5594	171.99	429.48	247.03	20.46	-102.96
N06	0.5594	171.25	488.60	215.57	-59.58	-116.92
N07	0.5594	170.66	542.75	164.15	-125.03	-74.59
N08	0.5594	169.66	591.45	97.23	-159.48	4.14
N09	0.5594	168.98	634.03	21.00	-153.86	81.17
N10	0.5594	167.68	670.11	-57.79	-109.11	119.00
N11	0.5594	161.98	699.98	-133.75	-34.10	97.74
N12	0.5594	134.19	726.56	-209.65	67.37	11.69
N13	0.5121	158.45	740.29	-251.89	134.10	-67.61
N14	0.3945	121.96	748.18	-277.07	177.93	-128.91
			$\omega^2 = 3.23$	$\omega^2 = 28.09$	$\omega^2 = 76.15$	$\omega^2 = 147.00$
			T = 3.50	T = 1.19	T = 0.72	T = 0.52

## **V. COMPARACIÓN DE RESULTADOS.**

## V. COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

Se presenta una comparación de las **propiedades dinámicas del edificio**, obtenidas en los estudios de vibración ambiental de mediciones experimentales, con los resultados analíticos: cinco programas de computadora de análisis y diseño estructural: STAAD III, SAP 2000, SUPER-ETABS, TABS 80, WILBUR-NEWMARK.

De la comparación de los períodos de vibrar de la estructura, se observa que para los primeros cinco modos hay una **GRAN CONCORDANCIA** entre los resultados experimentales y analíticos. Las propiedades dinámicas se indican con el grado de libertad en el que se presenta el período correspondiente al modo de vibrar: Dx en dirección transversal X, ( E - W ); Dz en dirección longitudinal Z, ( N - S ) y D que representa el modo de rotación alrededor de un eje vertical, o de torsión de la estructura , ( ROTN ). La tabla V.1 muestra los períodos medidos experimentalmente y los calculados, con cada uno de los programas, así como la variación porcentual entre el período medido con el período teórico (  $\delta_i = \text{ABS} [ ( T_{m_i} - T_{c_i} ) / T_{m_i} ]$  ).

La aplicación de los programas para calculadora HP41C Wilbur-Newmark, donde se discretiza la estructura como dos conjuntos de marcos planos, uno en la dirección translacional transversal X, ( E - W ) y otro en dirección translacional longitudinal Z, ( N - S ), proporciona resultados buenos para los modos fundamentales de translación, pero más burdos para los modos superiores, debido a la influencia de los efectos torsionales, no considerados en el modelo.

Se presenta también una comparación gráfica de los resultados, ver fig 5.1.

Tabla V.1 Comparación períodos de vibrar de la estructura.

MODO DE VIBRAR	GRADO DE LIBERTAD	P E R Í O D O ( s e g )												
		ESTUDIO VIBRACIÓN AMBIENTAL T <sub>m</sub>	ESTUDIOS ANALÍTICOS											
			STAAD III		SAP 2000		SUPERETABS		TABS 80		WILBUR NEWMARK			
			T <sub>c</sub>	δ	T <sub>c</sub>	δ	T <sub>c</sub>	δ	T <sub>c</sub>	δ	T <sub>c</sub>	δ		
1	Dx, ( E - W )	3.125	2.914	6.8	2.860	8.5	2.995	4.2	2.984	4.5	3.500	12.0		
2	Dz, ( N - S )	2.778	2.496	10.2	2.444	12.0	2.365	14.9	2.414	13.1	2.860	3.0		
3	D , ( ROTN )	2.128	2.243	5.4	2.191	3.0	2.133	9.1	2.321	9.1	-----	-----		
4	Dx, ( E - W )	0.893	0.959	7.4	0.938	5.0	0.969	8.5	0.975	9.2	1.190	33.3		
5	Dz, ( N - S )	0.735	0.829	12.8	0.808	9.9	0.780	6.1	0.815	10.9	0.970	32.0		
6	D , ( ROTN )	0.625	0.769	23.0	0.726	6.2	0.704	12.6	0.768	22.9	-----	-----		
7	Dx, ( E - W )	0.476	0.543	14.1	0.530	11.3	0.536	12.6	0.545	14.5	0.720	51.3		
8	Dz, ( N - S )	0.417	0.476	14.2	0.461	4.4	0.438	5.0	0.469	12.5	0.590	41.5		
9	Dx, ( E - W )	0.312	0.474	51.9	0.352	12.8	0.398	27.6	0.438	40.4	-----	-----		
10	Dz, ( N - S )	0.286	0.365	27.6	0.311	8.7	0.347	21.3	0.357	24.8	0.520	81.8		

V. COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

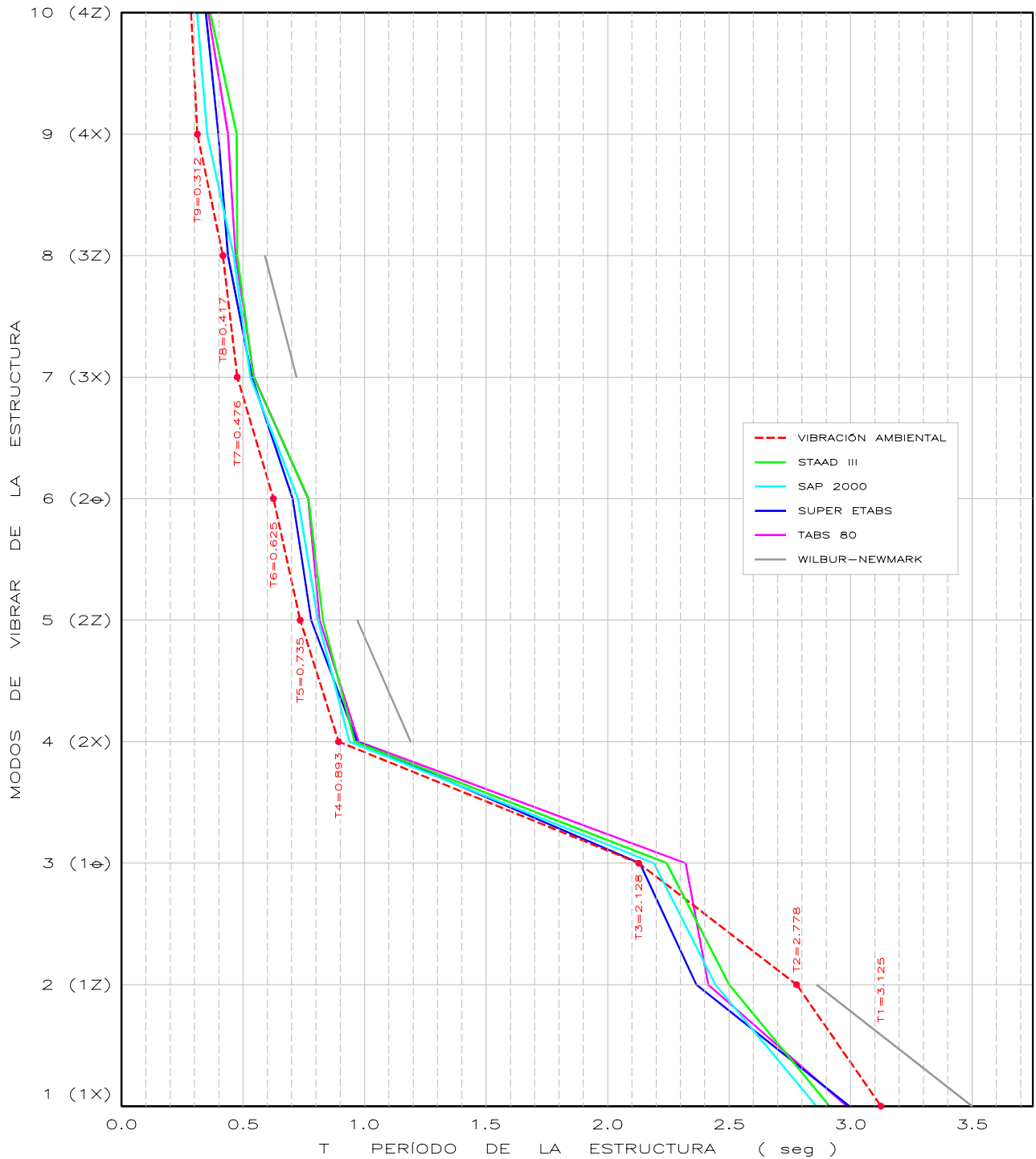



FIG. 5.1 COMPARACIÓN PERÍODOS DE VIBRAR

			
tesis profesional: DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, CONSTRUIDO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO			
presenta: <b>JESÚS SALVADOR CRUZ HERNÁNDEZ</b>			
director de tesis: M. en I. <b>JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ</b>			
concepto:	COMPARACIÓN DE RESULTADOS	aprobó:	ULT/JSCH
archivo:	TS-CPV	escala:	1:1
dibujo:	COMPARACIÓN PERÍODOS DE VIBRAR	fecha:	11/03/07
figura:	5.1		

## **VI. CONCLUSIONES.**

## **VI. CONCLUSIONES.**

Las conclusiones que constituyen este capítulo deberán considerarse en forma integral con todo el conjunto de estudios, tanto con la información básica que contiene los planos del proyecto estructural y del proyecto arquitectónico, como el estudio de vibración ambiental, la estimación de cargas muertas y vivas, las propiedades geométricas de elementos, las propiedades mecánicas de materiales; de ninguna manera en forma aislada o fuera de contexto. Conviene destacar que durante el desarrollo del estudio se careció de información de las formaciones estratigráficas del suelo en el sitio.

De las propiedades dinámicas de la estructura deducidas de este estudio, tanto las mediciones de vibración ambiental como los resultados de estudios analíticos, se concluye que existe una **gran concordancia** entre los parámetros experimentales y los teóricos. Los resultados obtenidos permiten concluir que hay mucha similitud entre los modelos analíticos y el comportamiento de la estructura ante la medición de vibraciones ambientales de pequeña amplitud.

En estructuras importantes se ha mostrado la utilidad que tienen estudios de esta naturaleza, pues a pesar del tiempo, costo y recursos necesarios para llevar a cabo estos análisis, resulta sin duda alguna, una herramienta auxiliar útil para conocer con menos incertidumbre índices de seguridad y confiabilidad estructural, y por ende, para predecir su comportamiento, por lo que es altamente recomendable su aplicación práctica.

Por ello, para construcciones importantes, por ejemplo, las clasificadas dentro del grupo A en el RCDF, resulta conveniente realizar mediciones de vibración ambiental, antes de la ocurrencia de sismos intensos, para contrastarlas con mediciones posteriores, incorporar los posibles cambios en las propiedades dinámicas y predecir su influencia en la seguridad estructural. Es importante tener en cuenta que, algunas de las incertidumbres en la predicción de modos y períodos de vibrar de la estructura, provienen de la contribución de elementos nominalmente no estructurales, como muros de relleno ( en la rigidez estructural), el comportamiento estructural en el rango inelástico, la interacción con la cimentación y suelo circundante, etc; que deberá evaluarse por su contribución potencial en cada caso.

**B I B L I O G R A F Í A.**

## B I B L I O G R A F Í A .

1. Anónimo, " STAAD-III ( STructural Analysis And Design ), Reference Manual ", Octubre 1995.
2. Anónimo, " SAP2000, Integrated Software for Structural Analysis and Design, Analysis Refence Manual ", Julio 2002.
3. Wilson, E.L., Dovey, H.H. y Hollings, J.P., " Super-ETABS, An Enhanced Version of the ETABS Program", A Report to National Science Foundation, January 1983.
4. Wilson, E.L., Dovey, H.H. y Habibullah, A., " Three Dimensional Analysis of Building Systems, TABS 80, Volume II, User Manual ", Computers and Structures International, June 1980.
5. Wilson, E.L., " Three Dimensional Dynamic Analysis of Structures, with Emphasis on Earthquake Engineering ", Computers and Structures, Inc., January 1997.
6. Trigos, J.L., et al, " Sistema de Programas para Análisis y Diseño de Estructuras con calculadora HP 41 C/CV/CX ", DICA, Bufete Industrial, 1983.
7. Masri, S.F., Miller, R.K., Nigbor, R.L. y Trigos, J.L., " Development of a Data Base for the Ambient Response Characteristics of Buildings ", University of Southern California, Department of Civil Engineering, Report No. CE92-01, Los Angeles, California, February 1992.
8. Trigos, J.L., et al, " Torre Central de Telecomunicaciones, México , D.F., Dictamen de Seguridad Estructural conforme el RCDF-93 y sus NTC's ", TIC, S.A. de C.V., Diciembre 18, 1988.
9. Trigos, J.L., y Carmona, J.C., " Espectros para Diseño Sísmico de Estructuras Desplantadas en Terreno 'Firme', en el suroeste del Distrito Federal, México, D.F. ", XI Congreso de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver., 1997.
10. Trigos, J.L., " Apuntes de Ingeniería Sísmica ", Facultad de Ingeniería.
11. Trigos, J.L. y Cruz, J.S., " Propiedades Dinámicas de dos Edificios. Teoría vs Medición de Vibraciones ", VII Congreso de Ingeniería Sísmica, Querétaro, Qro., 1987.
12. Bazan, E. y Meli, R., " Diseño Sísmico de Edificios ", Editorial Limusa, 2001.
13. Newmark, N. y Rosenblueth, E., " Fundamentos de Ingeniería Sísmica ", Editorial Diana, Julio 1976.
14. Clough, R.W. y Penzien, J., " Dynamics of Structures ", Mc Graw Hill, 1975.
15. Ghali, A. y Neville, A., " Análisis Estructural ", Editorial Diana, 1983.
16. Fundación ICA, " Experiencias derivadas de los sismos de Septiembre 1985 ", 1988.
17. Anónimo, " Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ", Diario Oficial, Enero 29, 2004.

18. Anónimo, " Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ", Diario Oficial, Agosto 2, 1993.
19. Anónimo, " Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ", Diario Oficial, Julio 6, 1987.
20. Anónimo, " Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ", Diario Oficial, Diciembre 14, 1976.
21. Anónimo, " Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo ", Diario Oficial, Octubre 6, 2004.
22. Anónimo, " Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto ", Diario Oficial, Octubre 6, 2004.
23. Anónimo, " Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo ", Diario Oficial, Febrero 27, 1995.
24. Anónimo, " Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto ", Diario Oficial, Marzo 25, 1996.
25. Anónimo, " Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo ", Diario Oficial, Noviembre 5, 1995.
26. Anónimo, " Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto ", Diario Oficial, Noviembre 26, 1987.

**LISTA DE TABLAS (T) Y FIGURAS (F).**

## LISTA DE TABLAS ( T ) Y FIGURAS ( F ).

### II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.

#### B. PLANTAS ARQUITECTÓNICAS.

Planta de localización. Fig. 2.1

#### C. PLANTAS ESTRUCTURALES.

- |  |          |
|--|----------|
| 1. Planta Losa de Sótano 2, NS2.                         | Fig. 2.2 |
| 2. Planta Losa de Sótano 1, NS1.                         | Fig. 2.3 |
| 3. Losa de Planta Baja, NPB.                             | Fig. 2.4 |
| 4. Planta Losa Mezanine, NMZ.                            | Fig. 2.5 |
| 5. Planta Losa Nivel 01, N01.                            | Fig. 2.6 |
| 6. Planta Losa Nivel Tipo, del Nivel 02 al Nivel 12, NT. | Fig. 2.7 |
| 7. Planta Losa Nivel 13, N13.                            | Fig. 2.8 |
| 8. Planta Losa Nivel 14, N14.                            | Fig. 2.9 |

#### D. CORTES ESTRUCTURALES.

- |   |           |
|---|-----------|
| 9. Corte Longitudinal Norte-Sur.        | Fig. 2.10 |
| 10. Corte Transversal Oriente-Poniente. | Fig. 2.11 |

### III. PROCEDIMIENTOS EXPERIMENTALES PARA MEDICIÓN DE VIBRACIONES.

#### B. ESTUDIO DE VIBRACIONES ESTRUCTURALES POR EXCITACIÓN AMBIENTAL.

- |   |             |
|---|-------------|
| 3. Procedimiento de medición e identificación de ensayos. |             |
| Localización de sensores y orientación.                   | Tabla III.1 |
| a. Planta Losa de Sótano 1.                               | Fig. 3.1    |
| b. Losa de Planta Baja.                                   | Fig. 3.2    |
| c. Planta Losa Nivel 05.                                  | Fig. 3.3    |
| d. Planta Losa Nivel 14.                                  | Fig. 3.4    |
| e. Isométrico.  | Fig. 3.5    |
| 4. Resultados de mediciones y procesamiento de señales.   |             |
| Períodos y frecuencias dominantes de la estructura.       | Tabla III.2 |

### IV. ESTUDIOS ANALÍTICOS.

#### A. PROGRAMA 'STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN', STAAD III.

- |                                  |            |
|----------------------------------|------------|
| 1. Análisis de cargas.           |            |
| c. Peso de los sistemas de piso. |            |
| Peso de los sistemas de piso.    | Tabla IV.1 |
| d. Acciones en la estructura.    |            |
| Acciones en la estructura.       | Tabla IV.2 |

2. Modelo analítico.	
a. Isométrico 1.	Fig. 4.1
b. Isométrico 2.	Fig. 4.2
c. Isométrico 3.	Fig. 4.3
d. Isométrico 4.	Fig. 4.4
e. Planta Losa de Sótano 1, NS1.	Fig. 4.5
f. Losa de Planta Baja, NPB.	Fig. 4.6
g. Planta Losa Mezanine, NMZ.	Fig. 4.7
h. Planta Losa Nivel 01, N01.	Fig. 4.8
i. Planta Losa Nivel Tipo, NT.	Fig. 4.9
j. Planta Losa Nivel 13, N13.	Fig. 4.10
k. Planta Losa Nivel 14, N14.	Fig. 4.11
l. Marco Estructural Eje 6.	Fig. 4.12
m. Marcos Estructurales Eje 7 y Eje B.	Fig. 4.13
n. Marco Estructural Eje D.	Fig. 4.14
3. Propiedades geométricas de elementos.	
Propiedades geométricas de columnas.	Tabla IV.3
Propiedades geométricas de trabes, nervaduras y contratrabes.	Tabla IV.4
5. Resultados: períodos y modos de vibrar, 'STAAD III'.	
Períodos y modos de vibrar estructura.	Tabla IV.5
Factores de participación de masa.	Tabla IV.6
a. Isométrico Modo 1X.	Fig. 4.15
b. Vista Transversal Modo 1X.	Fig. 4.16
c. Isométrico Modo 1Z.	Fig. 4.17
d. Vista Longitudinal Modo 1Z.	Fig. 4.18
e. Isométrico Modo 1 $\theta$ .	Fig. 4.19
f. Planta Modo 1 $\theta$ .	Fig. 4.20
g. Isométrico Modo 2X.	Fig. 4.21
h. Vista Transversal Modo 2X.	Fig. 4.22
i. Isométrico Modo 2Z.	Fig. 4.23
j. Vista Longitudinal Modo 2Z.	Fig. 4.24
k. Isométrico Modo 2 $\theta$ .	Fig. 4.25
l. Isométrico Modo 3X.	Fig. 4.26
m. Vista Transversal Modo 3X.	Fig. 4.27
n. Isométrico Modo 4Z.	Fig. 4.28
o. Vista Longitudinal Modo 4Z.	Fig. 4.29

## B. PROGRAMA SAP 2000.

1. Análisis de cargas.	
Acciones en la estructura.	Tabla IV.7
3. Propiedades geométricas de elementos y mecánicas de materiales.	
Propiedades geométricas de columnas.	Tabla IV.8
Propiedades geométricas de trabes, nervaduras y contratrabes.	Tabla IV.9

4. Resultados: períodos y modos de vibrar, SAP 2000.  
 Períodos y modos de vibrar estructura. Tabla IV.10  
 Factores de participación de masa. Tabla IV.11

### C. PROGRAMA SUPER-ETABS.

1. Análisis de cargas.  
 Acciones en la estructura. Tabla IV.12
2. Modelo analítico.  
 a. Planta Modelo. Fig. 4.30  
 b. Planta Losa Sótano 2 Paneles. Fig. 4.31  
 c. Planta Losa Sótano 1 Paneles. Fig. 4.32
3. Propiedades geométricas de elementos y mecánicas de materiales.  
 Propiedades geométricas de columnas. Tabla IV.13  
 Propiedades geométricas de trabes. Tabla IV.14  
 Propiedades geométricas de paneles. Tabla IV.15
4. Resultados: períodos y modos de vibrar, SUPER-ETABS.  
 Períodos y modos de vibrar de la estructura, SUPER-ETABS. Tabla IV.16

### D. 'PROGRAMA THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDINGS SYSTEMS', TABS 80.

1. Analisis de cargas.  
 Datos generales de los pisos. Tabla IV.17
2. Modelo analítico.  
 Características de los marcos planos. Tabla IV.18  
 a. Planta Modelo. Fig. 4.30
4. Resultados: períodos y modos de vibrar, TABS80.  
 Períodos y modos de vibrar de la estructura, TABS80. Tabla IV.19

### E. MARCOS PLANOS: FÓRMULAS DE WILBUR Y MÉTODO DE NEWMARK.

4. Rigideces de entrepiso.  
 Rigideces de entrepiso, dirección longitudinal X ( N - S ). Tabla IV.20  
 Rigideces de entrepiso, dirección longitudinal Y ( E - W ). Tabla IV.21
5. Resultados: períodos y modos de vibrar, WILBUR-NEWMARK.  
 Períodos y modos de vibrar de la estructura, dirección X ( N - S ), WILBUR-NEWMARK. Tabla IV.22  
 Períodos y modos de vibrar de la estructura, dirección Y ( E - W ), WILBUR-NEWMARK. Tabla IV.23

### V. COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

- Comparación períodos de vibrar de la estructura. Tabla V.1  
 Comparación períodos de vibrar. Fig. 5.1