

29
165



Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería



**REVISION Y REFUERZO ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO DE 18 NIVELES
EN ACAPULCO, GRO.**

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

Mario Luis Salazar Lazcano

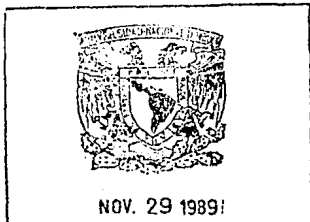
Director de Tesis: Ing. José Luis Sánchez Martínez



México. D. F.

1989

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



NOV. 29 1989



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

I	INTRODUCCION	
I.1	Antecedentes	1
I.2	Descripción general de la estructura	2
II	ESTUDIOS DE LAS CARACTERISTICAS GENERALES DE LA ZONA	10
III	REVISION ESTRUCTURAL	
III.1	Investigación de campo	22
III.2	Evaluación de cargas	77
III.3	Análisis estructural	82
III.4	Revisión de los estados límite de falla y de servicio	102
III.5	Evaluación de resultados	108
IV	REFUERZO ESTRUCTURAL	
IV.1	Soluciones posibles	109
IV.2	Solución definitiva	136
IV.3	Proyecto Ejecutivo	140
V	COMENTARIOS FINALES	160

I.

INTRODUCCION

I.1. ANTECEDENTES

El edificio que se ha utilizado para la elaboración de esta tesis, es el que se ubica en el número 541 de la Avenida Costera Miguel Alemán del Puerto de Acapulco, estado de Guerrero. Dicho edificio fue diseñado en 1956, y construidas su cimentación y superestructura en 1957, año a partir del cual quedó sin recubrimientos y ha sido además objeto de una falta total de mantenimiento.

La estructura originalmente proyectada para dieciocho niveles, de acuerdo con los planos elaborados, quedó sin concluir ya que sólo se construyeron diecisiete de ellos, dejándose las preparaciones de armado para las columnas que habrían de recibir al último nivel.

El destino original de la estructura era el de hotel, habiéndose proyectado usar los cuatro niveles inferiores para las zonas públicas del mismo y los superiores restantes para cuartos. El actual propietario del edificio, ha decidido terminarlo y ponerlo en funcionamiento, pero dándole un uso diferente al originalmente proyectado: los cuatro primeros niveles se destinarán a oficinas, y los niveles superiores a habita-

ción; para dicho efecto, se hace necesario un estudio de las condiciones de estabilidad y seguridad estructural que actualmente brinda el edificio. De dicho estudio, se dictaminará si existe o no la necesidad de rigidizar la estructura.

Para el estudio mencionado, el cual se consigna en esta tésis, se ha tomado como base el anteproyecto arquitectónico actualizado del edificio, y los requerimientos del reglamento de construcciones para los Municipios de Guerrero (RCGRO-88), publicado en el periódico oficial del Estado con fecha 27 de diciembre de 1988.

Es importante mencionar que a petición del propietario el edificio deberá conservarse en su totalidad, aunque para ello deba requerirse la rigidización de la estructura; aún, si esta solución no es la óptima desde el punto de vista Técnico-Económico.

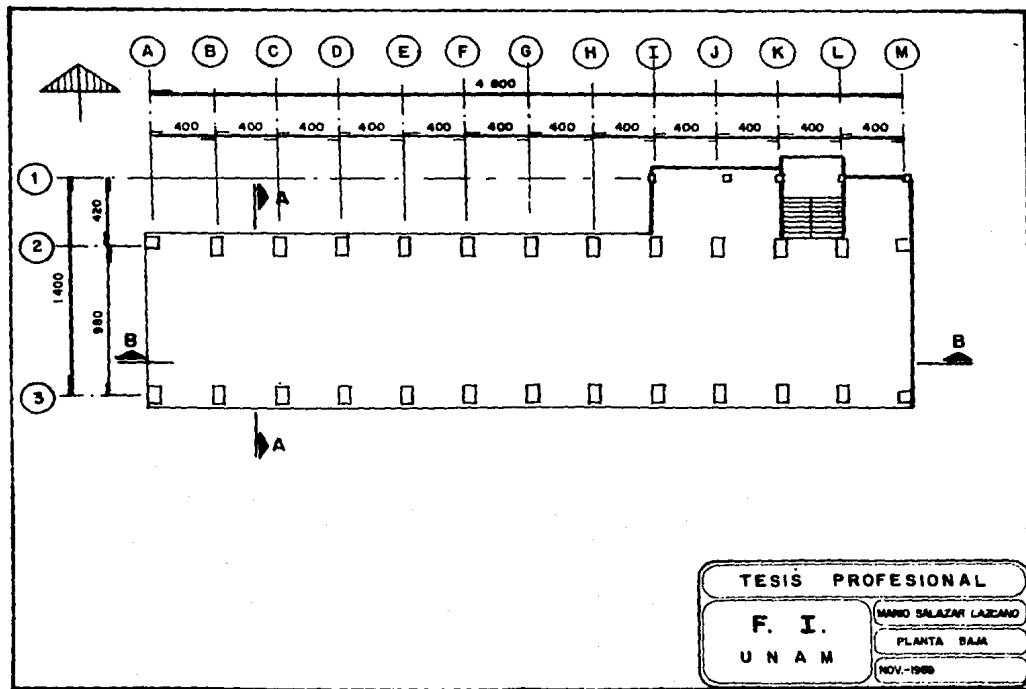
I.2 DESCRIPCION GENERAL DE LA ESTRUCTURA

El edificio en cuestión, el cual se ubica frente a la playa de Caleta, cuenta con un semisótano, planta baja, un Mezzanine, una planta tipo para los niveles 2º y 3º y otra para los niveles 4º a azotea. Las dimensiones en planta son de 48 m X 10 m aproximadamente. (Ver figuras correspondientes

de este Capítulo).

Desde el punto de vista estructural, la cimentación del edificio ha sido solucionada a base de pilas de concreto, las cuales se apoyan en el manto resistente, unidas por contrarribas, y una losa que dá piso al semisótano, además de muros de contención en el perímetro de la estructura de acuerdo con la memoria del proyecto original.

La superestructura a su vez está constituida por columnas de concreto de sección rectangular variable; y los entrepisos son de losa, aligerada con bloques de concreto.



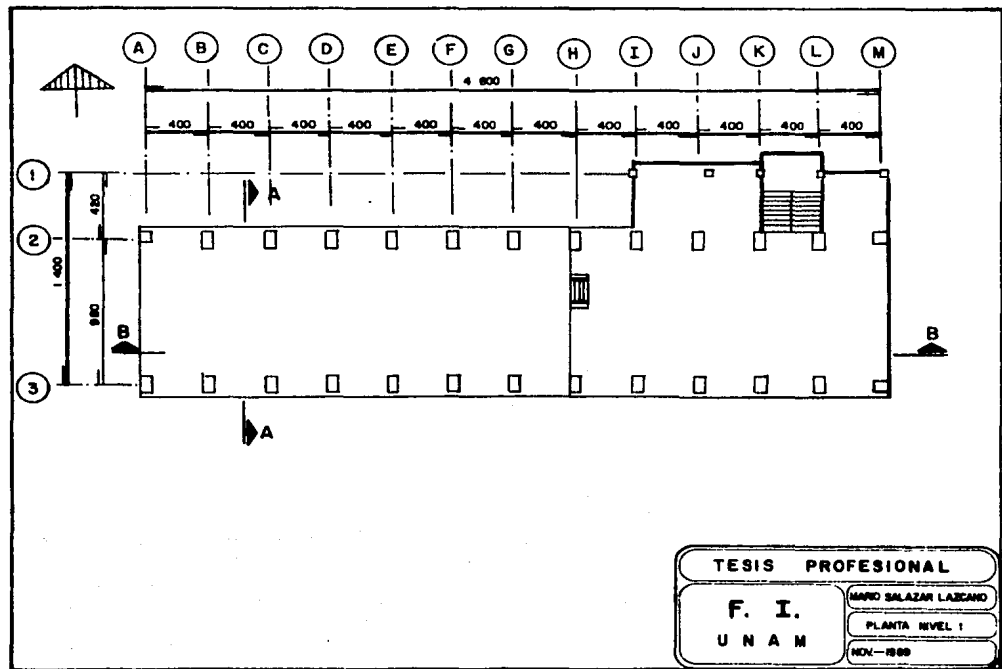
TESIS PROFESIONAL

F. I.
UNAM

MARIO SALAZAR LAZCANO

PLANTA BAJA

NOV.-1988



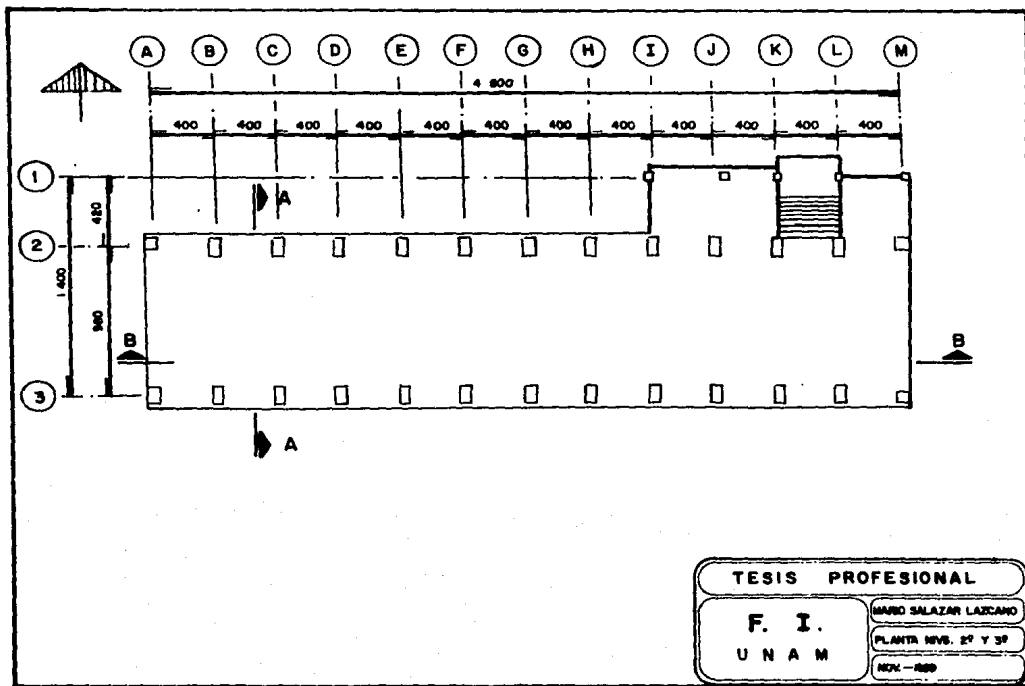
TESIS PROFESIONAL

F. I.
U N A M

MARIO SALAZAR LAZCANO

PLANTA NIVEL 1

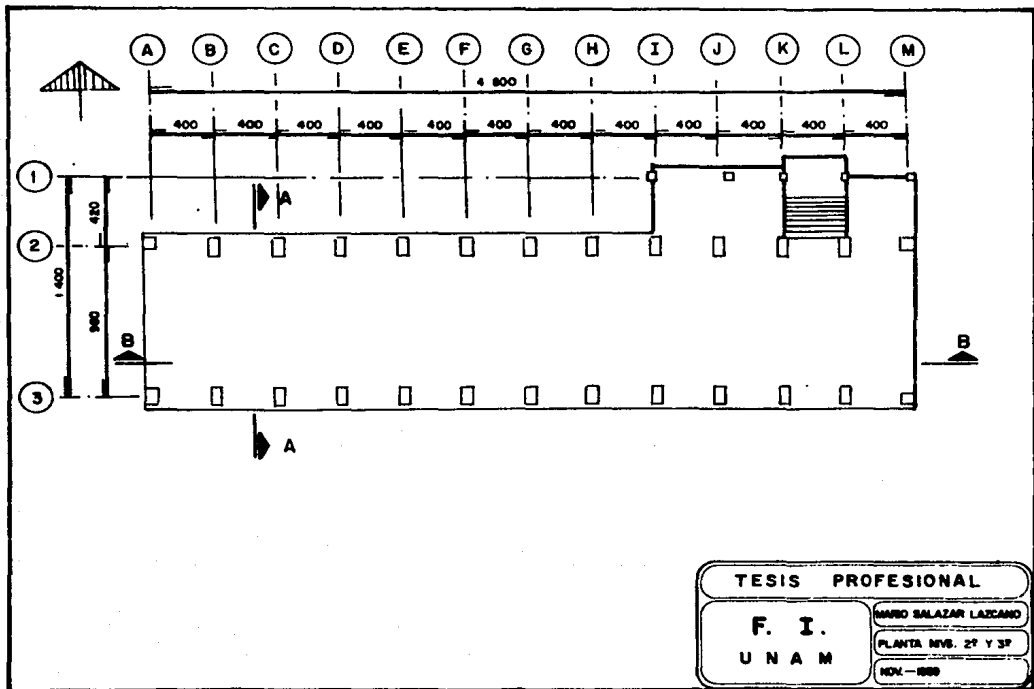
NOV-1988



TESIS PROFESIONAL

F. I.
UNAM

MARCO SALAZAR LAZCANO
PLANTA NIV. 2º Y 3º
NOV-889



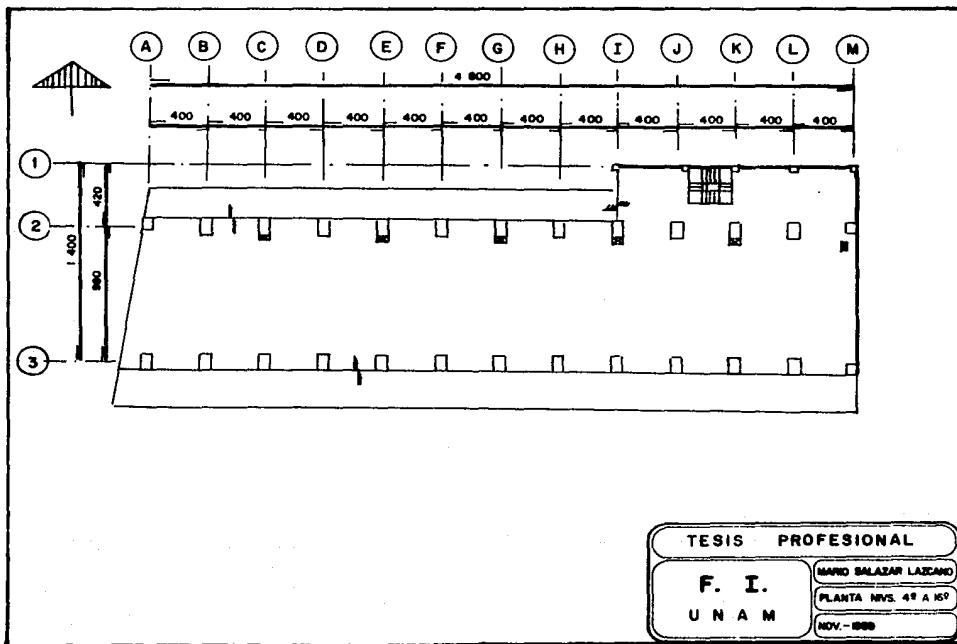
TESIS PROFESIONAL

F. I.
UNAM

MARIO SALAZAR LASCANO

PLANTA NIVS. 2ª Y 3ª

NOV-1988



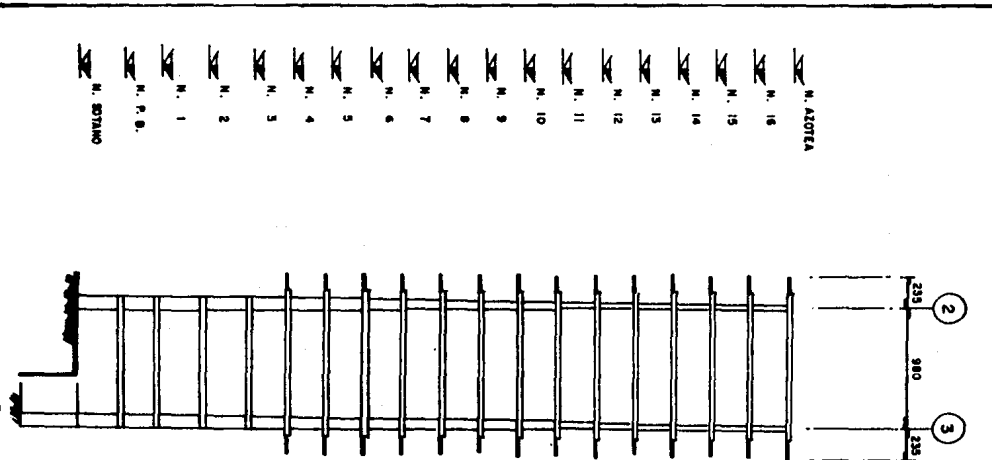
TESIS PROFESIONAL

F. I.
UNAM

MARIO SALAZAR LAZCANO

PLANTA NIV. 4º A 16º

NOV. - 1988



TESIS PROFESIONAL

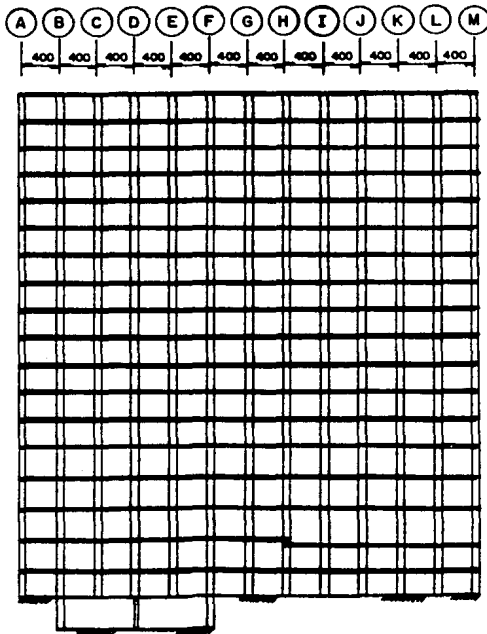
F. I.
UNAM

MARIO BALAZAR LAZCANO

CORTE A - A

NOV.-1989

N. AZOTEA
 N. 16
 N. 15
 N. 14
 N. 13
 N. 12
 N. 11
 N. 10
 N. 9
 N. 8
 N. 7
 N. 6
 N. 5
 N. 4
 N. 3
 N. 2
 N. 1
 N. P. B.
 N. BOTANO
 N. CIMENTACION



TESIS PROFESIONAL

UNED SALAZAR LAZCANO

CORTE B-B

WFL-888

F. I.
U N A M

II. CARACTERISTICAS GENERALES DE LA ZONA

II.1. GEOLOGIA

El puerto de Acapulco se encuentra localizado dentro del tronco granítico de Acapulco. Dicho cuerpo emerge hacia el norte con una inclinación hacia el sur, y se encuentra rodeado por rocas más antiguas (rocas metamórficas). Sus flancos están cubiertos por depósitos de bara; depósitos de las barras de Nahuala y Pie de la Cuesta y hacia el sur por las aguas del Océano Pacífico. (Figura II.1.A de este capítulo).

II.2. FISIOGRAFIA

Fisiográficamente la región de Acapulco puede dividirse en cuatro zonas:

- a) La correspondiente a la zona montañosa, formada por rocas metamórficas de la serie Xolapa, frente a donde se localiza la barra de Pie de la Cuesta o de Coyuca.
- b) La del Puerto y Ciudad de Acapulco, que corresponde a la depresión granítica que forma la bahía y que se levanta hacia el norte, para entrar en contacto con las rocas graníticas y metamórficas. Esta zona presenta en las inmediaciones de la línea costera, pequeños valles compuestos por material de relleno proveniente de las rocas

graníticas.

- c) La zona correspondiente a las llanuras de deyección y de depósito de corrientes aluviales, formadas principalmente por los ríos Sabana Grande y Papagayo.
- d) Las zonas correspondientes a depósitos de barra que forman las lagunas de Coyuca o Pie de la Cuesta y la laguna de Nahuala o de Tres Palos.

Las dos primeras provincias fisiográficas en que se ha dividido para su estudio la región de Acapulco, corresponden a zonas sujetas a un fuerte período de erosión.

El edificio que nos ocupa, se encuentra apoyado en la zona de roca granítica, la cual por su textura y composición mineralógica, presenta grandes y numerosas zonas de fracturamiento, en las que los agentes de intemperismo se encargan de fracturar y exfoliar a los bloques graníticos, dando origen a depósitos locales arenosos, que siguen las fracturas y van ampliándose y comunicándose entre sí, para formar grandes depósitos de suelos arenosos.

En donde la pendiente del terreno es pronunciada y por consiguiente la alteración es menor, las rocas graníticas adoptan una forma peculiar de alterarse, formando grandes peñascos,

aislados, dando lugar a que se presente el fenómeno de exfoliación y alteración de la roca, para posteriormente venir la denudación de la costra de alteración. Esto tiene consigo la disminución del tamaño de los peñascos, convirtiéndolos en boleos, que al ser transportados y depositados forman horizontes de boleos empacados en arenas.

II.3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

En los núcleos urbanos más importantes de Acapulco, se destacan por su morfología dos zonas principales, una de ellas predominantemente rocosa que rodea a las bahías de Acapulco y Puerto Marqués, y la otra sensiblemente plana que se extiende desde esta última bahía hasta la desembocadura del río Papagayo, y paralelamente a la laguna de Tres Palos; denominándose a la primera como Zona de la Depresión Granítica y a la segunda como Zona de la Barra Litoral.

La información estratigráfica disponible, se integra principalmente por estudios de mecánica de suelos, 90% de los cuales se han realizado alrededor de la bahía de Acapulco y el resto en Puerto Marqués y en la Zona de la Barra Litoral; y de los estudios realizados en la bahía de Acapulco, más del 50% corresponden a estructuras construidas sobre la Avenida

Costera Miguel Alemán, razón por la cual la información referente al subsuelo en otras zonas es escasa.

En la Zona de Depresión Granítica, el terreno es en general escarpado y tiene un desarrollo urbano notable, especialmente a lo largo de la costa. Por otra parte, el subsuelo de cimentación está constituido por roca granítica, alterada en las más de las veces, o bien por depósitos aluviales, formados por material producto de la desintegración de la roca en las partes altas que al ser arrastrados por riachuelos, lo van depositando en las planicies vecinas a sus desembocaduras, en ocasiones intercalados con gravas, suelos arcillosos y turba.

II.1. SISMICIDAD

De acuerdo con la zonificación sísmica hecha por Gutenberg y Richter, la tierra queda dividida en tres macrozonas: Cinturón Circumpacífico, Cinturón Alpino y Zona de Baja Sismicidad. Esta zonificación desde el punto de vista sísmico se basa en las características geotectónicas de la tierra y refleja en cierta forma la sismicidad local. Se denomina "Cinturón Circumpacífico" a la zona relativamente angosta que rodea al Océano Pacífico, extendiéndose desde Nueva Zelandia hasta Chi-

le, abarcando toda la costa oeste del Continente Americano, siendo notable en el mundo por su gran actividad sísmica.

Atendiendo también a sus características geotécnicas, F. Mosser, divide el territorio de la República Mexicana y las zonas continentales y marítimas adyacentes, en varias provincias sísmicas de acuerdo con la Figura II.4.A de este Capítulo, en la cual puede apreciarse que parte del país pertenece al Cinturón Circunpacifico, mientras que las áreas 10, 12, 15, 16, 17 y 20, pertenecen a la zona de baja sismicidad de la tierra. En particular el estado de Guerrero, y la ciudad de Acapulco quedan comprendidas en el Cinturón Circunpacifico.

En lo referente a temblores, J. Figueroa divide a la República Mexicana en tres zonas: Zona de Sismos Frecuentes, Zona de Sismos poco frecuentes y Zona de Sismos Raros o desconocidos. (Figueroa II.4.B de este Capítulo).

En la primera de estas zonas, está comprendido en lugar preponderante el estado de Guerrero, zona de gran importancia sísmica de acuerdo con los datos estadísticos e históricos que existen y que están indicados en forma explícita en la carta sísmica del Estado, y en los mapas de isosistas (zonas de igual intensidad) preparados por el Instituto de Ingeniería

dentro del programa de regionalización sísmica de México.

En la carta sísmica de la República Mexicana, se presentan también las probables fallas que existen en el país. En el estado de Guerrero, por su importancia, pueden señalarse las siguientes: (Ver figura II.4.B de este Capítulo).

- a) Una falla continental que atraviesa el Río Balsas y que comprende desde los límites del estado de Oaxaca hasta los límites del estado de Michoacán, pasando cerca de Chilpancingo.
- b) Una falla continental más corta que comienza en Acapulco, continúa por Tecuanapa y sale del estado de Guerrero, después de tocar Omotepec para internarse al estado de Oaxaca por Pinotepa Nacional.
- c) La falla del pacífico asociada con la trinchera de Mesoamérica que aparece frente a Zihuatanejo, Acapulco y sigue paralela a la costa hacia el Golfo de Tehuantepec.

Todas estas fallas forman parte de la Faja Volcánica Transmexicana (FVT), la cual es descrita a detalle por F. Mooser.

Es posible afirmar que en la superficie del estado de

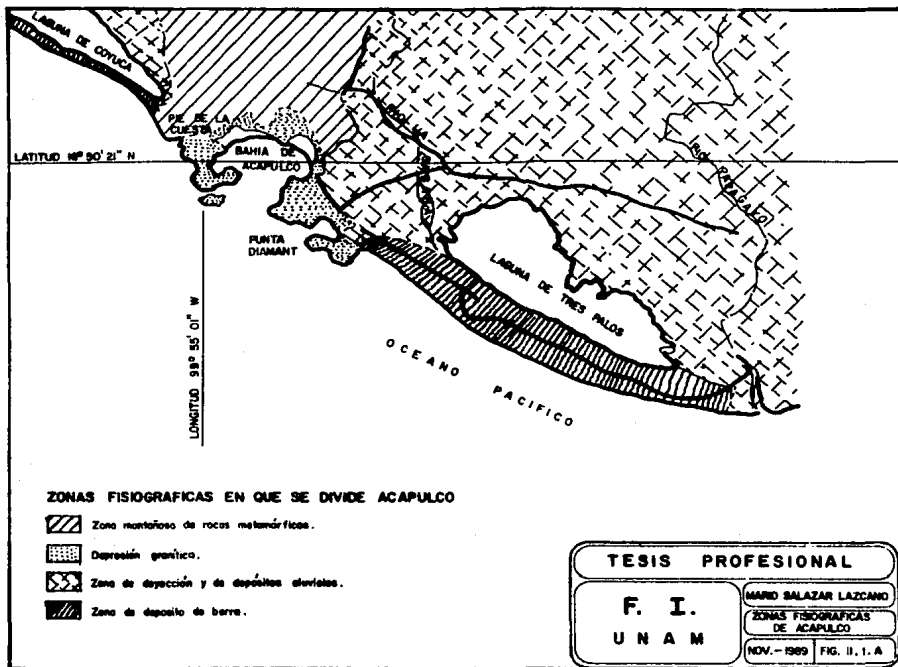
Guerrero, no hay un solo lugar libre del efecto Macrosísmico, ya sea por movimientos originados en el Estado, en focos submarinos frente a sus litorales o los que provienen de otros Estados inmediatos a sus límites fronterizos, muchos de ellos originados en las fallas anteriormente citadas.

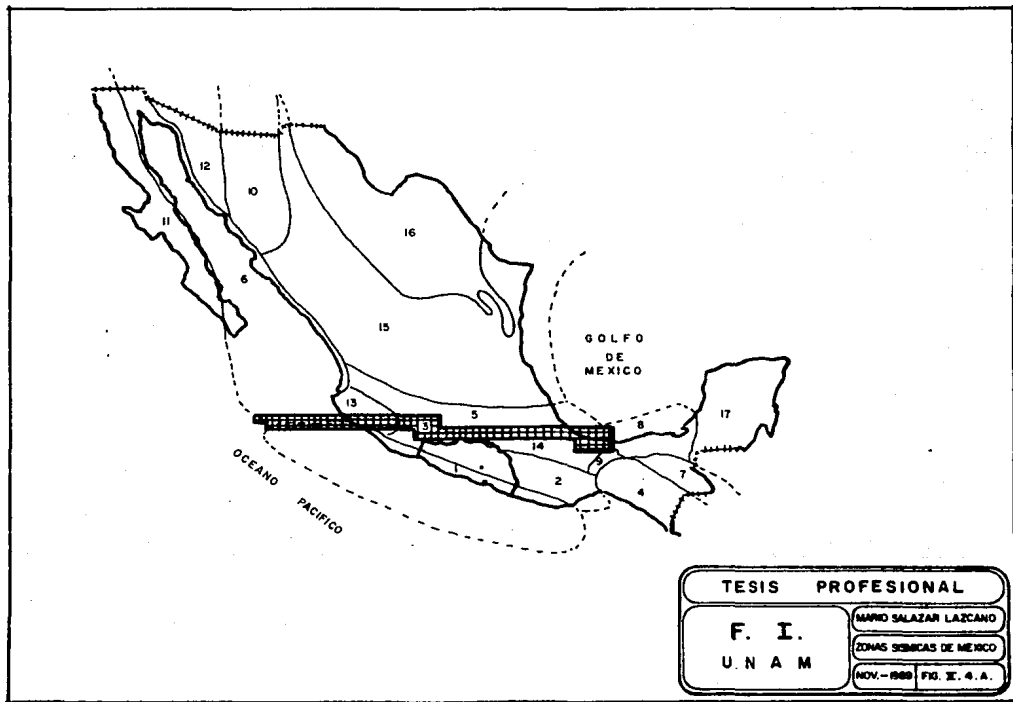
Con objeto de destacar la importancia sísmica del estado de Guerrero, basta citar que ..." en lo referente a temblores con origen a poca profundidad, la sismicidad de la región central de la costa mexicana del Pacífico, es la más alta del Hemisferio Occidental "... (Referencia 1 y 2).

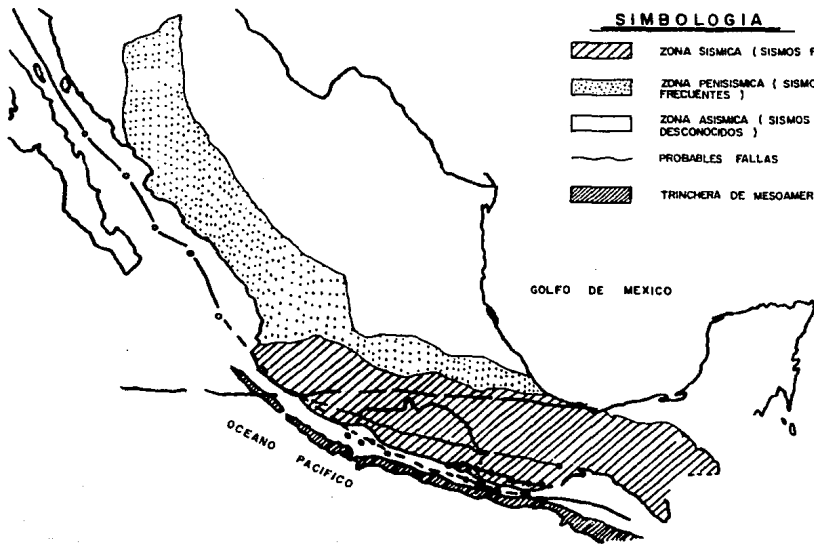
La aseveración anterior queda plenamente justificada debido el número de temblores registrados por ejemplo de 1940 a 1971. En dicho periodo se registraron 1735 movimientos de magnitud 3 ó mayor. Si sólo consideramos aquellos de intensidad superior a V (M.M.) se cuentan 718 o sea un promedio superior a diez por año.

En la siguiente tabla, se indican los temblores registrados en el sismógrafo ocurridos en el periodo de tiempo mencionado y cuya intensidad fue superior al grado V (M.M.). Estos datos han sido tomados de la referencia 1.






Magnitud Richter	4 a 5	5.1 a 6	6.1 a 7	7.1 a 7.7	7.8 a 8.5
Int. Mercalli	V - VI	VII	VIII	IX - X	XI - XII
a) Localizado en Guerrero	160	23	14	2	1
b) Localizados en el mar frente a Guerrero	390	76	18	6	0
c) Localizados próximos a los límites de Guerrero	66	10	2	1	0
TOTAL	565	109	34	9	1







SIMBOLOGIA

-  ZONA SISMICA (SISMOS FRECUENTES)
-  ZONA PENISISMICA (SISMOS POCO FRECUENTES)
-  ZONA ASISMICA (SISMOS RAROS O DESCONOCIDOS)
-  PROBABLES FALLAS
-  TRINCHERA DE MESOAMERICA

GOLFO DE MEXICO

OCEANO PACIFICO

TESIS PROFESIONAL	
F. I. U N A M	MARIO SALAZAR LAZCANO CARTA SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA NOV.-1989 FIG. II. 4. B.

III.**REVISION ESTRUCTURAL**

Con el objeto de poder establecer desde el punto de vista estructural, las condiciones físicas, de funcionamiento, así como de estabilidad y seguridad que actualmente brinda el edificio, se procedió a realizar su revisión, la cual consistió en dos etapas básicas; la primera, una inspección detallada de la estructura y la segunda, un análisis teórico del funcionamiento de la cimentación y de la superestructura de acuerdo con el R C G R O-88.

En este capítulo se describe cada una de las etapas involucradas en el proceso de revisión antes mencionadas. De estas forman parte las visitas al edificio para la revisión de las condiciones actuales de los elementos estructurales que lo constituyen, así como para verificar la congruencia entre lo construido y lo proyectado; la medición de desplomes y desniveles en algunos pisos para detectar posibles hundimientos de la cimentación y deflexiones en losas; la obtención y prueba de corazones de concreto extraídos en losas, columnas y muros para comprobar la resistencia especificada en los planos del proyecto, así como demás estudios de campo, de laboratorio y de análisis y revisión en gabinete.

III.1. INVESTIGACION DE CAMPO

a) Recopilación de información

Debido a la antigüedad del edificio, fue difícil recuperar todos los planos del proyecto original. Para su revisión sólo se pudo contar con los planos de armados de columnas, refuerzo de losas, y distribución de casetones, que corresponden a la superestructura, mientras que de la cimentación no se recuperó plano alguno. Se sabe que el edificio está apoyado en pilas, una abajo de cada columna; información proporcionada por el original propietario, la cual se verifica con estudios de campo realizados a posteriori.

b) Levantamiento Físico

Se procedió a verificar la compatibilidad de la estructura construida con los planos del proyecto original, y se encontró discrepancia en el número de niveles ya que en el proyecto se indican dieciocho niveles y sólo se construyeron diecisiete. Por otra parte la construcción cuenta con trece ejes transversales y en los planos originales sólo se indican doce; aparentemente el décimo tercer eje fue adicionado durante el proceso de construcción del edificio.

- COLUMNAS:

Las columnas que forman la estructura, son de sección rectangular con dimensiones variables que van de 120cm X 70 cm. en el primer entrepiso a 40cm X 50cm en el nivel de azotea. La apariencia física de las columnas en general es aceptable, a pesar de que el edificio quedó sin recubrimiento desde su construcción hace más de treinta años, y a la falta de mantenimiento de que ha sido objeto; sin embargo, se detectó que en la zona de servicios comprendida entre los ejes 1 y 2, se ha desprendido el recubrimiento y se observa la oxidación del acero de refuerzo de dichas columnas. Adicionalmente se detectó también la presencia de oxidación y corrosión en las preparaciones de armado que habrían de recibir el nivel dieciocho que quedó sin construir. Por otra parte, se encontraron daños en las uniones de columnas con losas originados probablemente por defectos de construcción.

A continuación se presentan las tablas correspondientes a las secciones de las columnas que constituyen la estructura. Dichas tablas indican las secciones por nivel.

SECCION DE COLUMNAS

Nº	NIVEL	EJES	SECCION	Nº	NIVEL	EJES	SECCION
1	SOTANO	A-2	70 X 80	1	PB	A-2	70 X 80
2	SOTANO	A-3	70 X 120	2	PB	A-3	70 X 120
3	SOTANO	B-2	70 X 120	3	PB	B-2	70 X 120
4	SOTANO	B-3	70 X 120	4	PB	B-3	70 X 120
5	SOTANO	C-2	70 X 120	5	PB	C-2	70 X 120
6	SOTANO	C-3	70 X 120	6	PB	C-3	70 X 120
7	SOTANO	D-2	70 X 120	7	PB	D-2	70 X 120
8	SOTANO	D-3	70 X 120	8	PB	D-3	70 X 120
9	SOTANO	E-2	70 X 120	9	PB	E-2	70 X 120
10	SOTANO	E-3	70 X 120	10	PB	E-3	70 X 120
11	SOTANO	F-2	70 X 120	11	PB	F-2	70 X 120
12	SOTANO	F-3	70 X 120	12	PB	F-3	70 X 120
13	SOTANO	G-2	70 X 120	13	PB	G-2	70 X 120
14	SOTANO	G-3	70 X 120	14	PB	G-3	70 X 120
15	SOTANO	H-2	70 X 120	15	PB	H-2	70 X 120
16	SOTANO	H-3	70 X 120	16	PB	H-3	70 X 120
17	SOTANO	I-1	60 X 40	17	PB	I-1	60 X 40
18	SOTANO	I-2	70 X 120	18	PB	I-2	70 X 120
19	SOTANO	I-3	70 X 120	19	PB	I-3	70 X 120
20	SOTANO	J-1	60 X 40	20	PB	J-1	60 X 40
21	SOTANO	J-2	70 X 120	21	PB	J-2	70 X 120
22	SOTANO	J-3	70 X 120	22	PB	J-3	70 X 120
23	SOTANO	K-1	60 X 40	23	PB	K-1	60 X 40
24	SOTANO	K-2	70 X 120	24	PB	K-2	70 X 120
25	SOTANO	K-3	70 X 120	25	PB	K-3	70 X 120
26	SOTANO	L-1	60 X 40	26	PB	L-1	60 X 40
27	SOTANO	L-2	70 X 120	27	PB	L-2	70 X 120
28	SOTANO	L-3	70 X 120	28	PB	L-3	70 X 120
29	SOTANO	M-1	60 X 40	29	PB	M-1	60 X 40
30	SOTANO	M-2	70 X 120	30	PB	M-2	70 X 120
31	SOTANO	M-3	70 X 120	31	PB	M-3	70 X 120

SECCION DE COLUMNAS

Nº	NIVEL	EJES	SECCION	Nº	NIVEL	EJES	SECCION
1	1º	A-2	70 X 80	1	2º	A-2	70 X 80
2	1º	A-3	70 X 110	2	2º	A-3	70 X 110
3	1º	B-2	70 X 110	3	2º	B-2	70 X 110
4	1º	B-3	70 X 110	4	2º	B-3	70 X 110
5	1º	C-2	70 X 110	5	2º	C-2	70 X 110
6	1º	C-3	70 X 110	6	2º	C-3	70 X 110
7	1º	D-2	70 X 110	7	2º	D-2	70 X 110
8	1º	D-3	70 X 110	8	2º	D-3	70 X 110
9	1º	E-2	70 X 110	9	2º	E-2	70 X 110
10	1º	E-3	70 X 110	10	2º	E-3	70 X 110
11	1º	F-2	70 X 110	11	2º	F-2	70 X 110
12	1º	F-3	70 X 110	12	2º	F-3	70 X 110
13	1º	G-2	70 X 140	13	2º	G-2	70 X 110
14	1º	G-3	70 X 110	14	2º	G-3	70 X 110
15	1º	H-2	70 X 140	15	2º	H-2	70 X 110
16	1º	H-3	70 X 100	16	2º	H-3	70 X 110
17	1º	I-1	40 X 50	17	2º	I-1	40 X 50
18	1º	I-2	70 X 140	18	2º	I-2	70 X 110
19	1º	I-3	70 X 110	19	2º	I-3	70 X 110
20	1º	J-1	40 X 50	20	2º	J-1	40 X 50
21	1º	J-2	70 X 140	21	2º	J-2	70 X 110
22	1º	J-3	70 X 110	22	2º	J-3	70 X 110
23	1º	K-1	40 X 50	23	2º	K-1	40 X 50
24	1º	K-2	70 X 140	24	2º	K-2	70 X 110
25	1º	K-3	70 X 110	25	2º	K-3	70 X 110
26	1º	L-1	40 X 50	26	2º	L-1	40 X 50
27	1º	L-2	70 X 110	27	2º	L-2	70 X 110
28	1º	L-3	70 X 110	28	2º	L-3	70 X 110
29	1º	M-1	40 X 50	29	2º	M-1	40 X 50
30	1º	M-2	70 X 80	30	2º	M-2	70 X 80
31	1º	M-3	70 X 80	31	2º	M-3	70 X 80

SECCION DE COLUMNAS

Nº	NIVEL	EJES	SECCION	Nº	NIVEL	EJES	SECCION
1	3º	A-2	70 X 80	1	4º	A-2	70 X 80
2	3º	A-3	70 X 100	2	4º	A-3	70 X 95
3	3º	B-2	70 X 100	3	4º	B-2	70 X 95
4	3º	B-3	70 X 100	4	4º	B-3	70 X 95
5	3º	C-2	70 X 100	5	4º	C-2	70 X 95
6	3º	C-3	70 X 100	6	4º	C-3	70 X 95
7	3º	D-2	70 X 100	7	4º	D-2	70 X 95
8	3º	D-3	70 X 100	8	4º	D-3	70 X 95
9	3º	E-2	70 X 100	9	4º	E-2	70 X 95
10	3º	E-3	70 X 100	10	4º	E-3	70 X 95
11	3º	F-2	70 X 100	11	4º	F-2	70 X 95
12	3º	F-3	70 X 100	12	4º	F-3	70 X 95
13	3º	G-2	70 X 100	13	4º	G-2	70 X 95
14	3º	G-3	70 X 100	14	4º	G-3	70 X 95
15	3º	H-2	70 X 100	15	4º	H-2	70 X 95
16	3º	H-3	70 X 100	16	4º	H-3	70 X 95
17	3º	I-1	40 X 50	17	4º	I-1	40 X 45
18	3º	I-2	70 X 100	18	4º	I-2	70 X 95
19	3º	I-3	70 X 100	19	4º	I-3	70 X 95
20	3º	J-1	40 X 50	20	4º	J-1	40 X 45
21	3º	J-2	70 X 100	21	4º	J-2	70 X 95
22	3º	J-3	70 X 100	22	4º	J-3	70 X 95
23	3º	K-1	40 X 50	23	4º	K-1	40 X 45
24	3º	K-2	70 X 100	24	4º	K-2	70 X 95
25	3º	K-3	70 X 100	25	4º	K-3	70 X 95
26	3º	L-1	40 X 50	26	4º	L-1	40 X 45
27	3º	L-2	70 X 100	27	4º	L-2	70 X 95
28	3º	L-3	70 X 100	28	4º	L-3	70 X 95
29	3º	M-1	40 X 50	29	4º	M-1	45 X 30
30	3º	M-2	70 X 80	30	4º	M-2	70 X 65
31	3º	M-3	70 X 80	31	4º	M-3	70 X 65

SECCION DE COLUMNAS

Nº	NIVEL	EJES	SECCION	Nº	NIVEL	EJES	SECCION
1	5º	A-2	70 X 80	1	6º	A-2	70 X 80
2	5º	A-3	70 X 95	2	6º	A-3	70 X 85
3	5º	B-2	70 X 95	3	6º	B-2	70 X 85
4	5º	B-3	70 X 95	4	6º	B-3	70 X 85
5	5º	C-2	70 X 95	5	6º	C-2	70 X 85
6	5º	C-3	70 X 95	6	6º	C-3	70 X 85
7	5º	D-2	70 X 95	7	6º	D-2	70 X 85
8	5º	D-3	70 X 95	8	6º	D-3	70 X 85
9	5º	E-2	70 X 95	9	6º	E-2	70 X 85
10	5º	E-3	70 X 95	10	6º	E-3	70 X 85
11	5º	F-2	70 X 95	11	6º	F-2	70 X 85
12	5º	F-3	70 X 95	12	6º	F-3	70 X 85
13	5º	G-2	70 X 95	13	6º	G-2	70 X 85
14	5º	G-3	70 X 95	14	6º	G-3	70 X 85
15	5º	H-2	70 X 95	15	6º	H-2	70 X 85
16	5º	H-3	70 X 95	16	6º	H-3	70 X 85
17	5º	I-1	40 X 45	17	6º	I-1	40 X 40
18	5º	I-2	70 X 95	18	6º	I-2	70 X 85
19	5º	I-3	70 X 95	19	6º	I-3	70 X 85
20	5º	J-1	40 X 45	20	6º	J-1	40 X 40
21	5º	J-2	70 X 95	21	6º	J-2	70 X 85
22	5º	J-3	70 X 95	22	6º	J-3	70 X 85
23	5º	K-1	40 X 45	23	6º	K-1	40 X 40
24	5º	K-2	70 X 95	24	6º	K-2	70 X 85
25	5º	K-3	70 X 95	25	6º	K-3	70 X 85
26	5º	L-1	40 X 45	26	6º	L-1	40 X 40
27	5º	L-2	70 X 95	27	6º	L-3	70 X 85
28	5º	L-3	70 X 95	28	6º	L-3	70 X 85
29	5º	M-1	45 X 30	29	6º	M-1	40 X 30
30	5º	M-2	70 X 65	30	6º	M-2	70 X 65
31	5º	M-3	70 X 65	31	6º	M-3	70 X 65

SECCION DE COLUMNAS

Nº	NIVEL	EJES	SECCION	Nº	NIVEL	EJES	SECCION
1	7º	A-2	70 X 80	1	8º	A-2	70 X 75
2	7º	A-3	70 X 80	2	8º	A-3	70 X 75
3	7º	B-2	70 X 80	3	8º	B-2	70 X 75
4	7º	B-3	70 X 80	4	8º	B-3	70 X 75
5	7º	C-2	70 X 80	5	8º	C-2	70 X 75
6	7º	C-3	70 X 80	6	8º	C-3	70 X 75
7	7º	D-2	70 X 80	7	8º	D-2	70 X 75
8	7º	D-3	70 X 80	8	8º	D-3	70 X 75
9	7º	E-2	70 X 80	9	8º	E-2	70 X 75
10	7º	E-3	70 X 80	10	8º	E-3	70 X 75
11	7º	F-2	70 X 80	11	8º	F-2	70 X 75
12	7º	F-3	70 X 80	12	8º	F-3	70 X 75
13	7º	G-2	70 X 80	13	8º	G-2	70 X 75
14	7º	G-3	70 X 80	14	8º	G-3	70 X 75
15	7º	H-2	70 X 80	15	8º	H-2	70 X 75
16	7º	H-3	70 X 80	16	8º	H-3	70 X 75
17	7º	I-1	40 X 35	17	8º	I-1	40 X 35
18	7º	I-2	70 X 80	18	8º	I-2	70 X 75
19	7º	I-3	70 X 80	19	8º	I-3	70 X 75
20	7º	J-1	40 X 35	20	8º	J-1	40 X 35
21	7º	J-2	70 X 80	21	8º	J-2	70 X 75
22	7º	J-3	70 X 80	22	8º	J-3	70 X 75
23	7º	K-1	40 X 35	23	8º	K-1	40 X 35
24	7º	K-2	70 X 80	24	8º	K-2	70 X 75
25	7º	K-3	70 X 80	25	8º	K-3	70 X 75
26	7º	L-1	40 X 35	26	8º	L-1	40 X 35
27	7º	L-2	70 X 80	27	8º	L-2	70 X 75
28	7º	L-3	70 X 80	28	8º	L-3	70 X 75
29	7º	M-1	40 X 30	29	8º	M-1	30 X 35
30	7º	M-2	70 X 50	30	8º	M-2	70 X 45
31	7º	M-3	70 X 50	31	8º	M-3	70 X 45

SECCION DE COLUMNAS

Nº	NIVEL	EJES	SECCION	Nº	NIVEL	EJES	SECCION
1	9º	A-2	70 X 70	1	10º	A-2	70 X 60
2	9º	A-3	70 X 70	2	10º	A-3	70 X 60
3	9º	B-2	70 X 70	3	10º	B-2	70 X 60
4	9º	B-3	70 X 70	4	10º	B-3	70 X 60
5	9º	C-2	70 X 70	5	10º	C-2	70 X 60
6	9º	C-3	70 X 70	6	10º	C-3	70 X 60
7	9º	D-2	70 X 70	7	10º	D-2	70 X 60
8	9º	D-3	70 X 70	8	10º	D-3	70 X 60
9	9º	E-2	70 X 70	9	10º	E-2	70 X 60
10	9º	E-3	70 X 70	10	10º	E-3	70 X 60
11	9º	F-2	70 X 70	11	10º	F-2	70 X 60
12	9º	F-3	70 X 70	12	10º	F-3	70 X 60
13	9º	G-2	70 X 70	13	10º	G-2	70 X 60
14	9º	G-3	70 X 70	14	10º	G-3	70 X 60
15	9º	H-2	70 X 70	15	10º	H-2	70 X 60
16	9º	H-3	70 X 70	16	10º	H-3	70 X 60
17	9º	I-1	40 X 35	17	10º	I-1	40 X 35
18	9º	I-2	70 X 70	18	10º	I-2	70 X 60
19	9º	I-3	70 X 70	19	10º	I-3	70 X 60
20	9º	J-1	40 X 35	20	10º	J-1	40 X 35
21	9º	J-2	70 X 70	21	10º	J-2	70 X 60
22	9º	J-3	70 X 70	22	10º	J-3	70 X 60
23	9º	K-1	40 X 35	23	10º	K-1	40 X 35
24	9º	K-2	70 X 70	24	10º	K-2	70 X 60
25	9º	K-3	70 X 70	25	10º	K-3	70 X 60
26	9º	L-1	40 X 35	26	10º	L-1	40 X 35
27	9º	L-2	70 X 70	27	10º	L-2	70 X 60
28	9º	L-3	70 X 70	28	10º	L-3	70 X 60
29	9º	M-1	35 X 30	29	10º	M-1	35 X 30
30	9º	M-2	70 X 40	30	10º	M-2	70 X 40
31	9º	M-3	70 X 40	31	10º	M-3	70 X 40

SECCION DE COLUMNAS

Nº	NIVEL	EJES	SECCION	Nº	NIVEL	EJES	SECCION
1	11º	A-2	70 X 50	1	12º	A-2	70 X 40
2	11º	A-3	70 X 50	2	12º	A-3	70 X 40
3	11º	B-2	70 X 50	3	12º	B-2	70 X 40
4	11º	B-3	70 X 50	4	12º	B-3	70 X 40
5	11º	C-2	70 X 50	5	12º	C-2	70 X 40
6	11º	C-3	70 X 50	6	12º	C-3	70 X 40
7	11º	D-2	70 X 50	7	12º	D-2	70 X 40
8	11º	D-3	70 X 50	8	12º	D-3	70 X 40
9	11º	E-2	70 X 50	9	12º	E-2	70 X 40
10	11º	E-3	70 X 50	10	12º	E-3	70 X 40
11	11º	F-2	70 X 50	11	12º	F-2	70 X 40
12	11º	F-3	70 X 50	12	12º	F-3	70 X 40
13	11º	G-2	70 X 50	13	12º	G-2	70 X 40
14	11º	G-3	70 X 50	14	12º	G-3	70 X 40
15	11º	H-2	70 X 50	15	12º	H-2	70 X 40
16	11º	H-3	70 X 50	16	12º	H-3	70 X 40
17	11º	I-1	40 X 35	17	12º	I-1	40 X 35
18	11º	I-2	70 X 50	18	12º	I-2	70 X 40
19	11º	I-3	70 X 50	19	12º	I-3	70 X 40
20	11º	J-1	40 X 35	20	12º	J-1	40 X 35
21	11º	J-2	70 X 50	21	12º	J-2	70 X 40
22	11º	J-3	70 X 50	22	12º	J-3	70 X 40
23	11º	K-1	40 X 35	23	12º	K-1	40 X 35
24	11º	K-2	70 X 50	24	12º	K-2	70 X 40
25	11º	K-3	70 X 50	25	12º	K-3	70 X 40
26	11º	L-1	40 X 35	26	12º	L-1	40 X 35
27	11º	L-2	70 X 50	27	12º	L-2	70 X 40
28	11º	L-3	70 X 50	28	12º	L-3	70 X 40
29	11º	M-1	30 X 35	29	12º	M-1	40 X 35
30	11º	M-2	70 X 40	30	12º	M-2	70 X 40
31	11º	M-3	70 X 40	31	12º	M-3	70 X 40

SECCION DE COLUMNAS

Nº	NIVEL	EJES	SECCION	Nº	NIVEL	EJES	SECCION
1	13º	A-2	60 X 40	1	14º	A-2	60 X 40
2	13º	A-3	60 X 40	2	14º	A-3	60 X 40
3	13º	B-2	60 X 40	3	14º	B-2	60 X 40
4	13º	B-3	60 X 40	4	14º	B-3	60 X 40
5	13º	C-2	60 X 40	5	14º	C-2	60 X 40
6	13º	C-3	60 X 40	6	14º	C-3	60 X 40
7	13º	D-2	60 X 40	7	14º	D-2	60 X 40
8	13º	D-3	60 X 40	8	14º	D-3	60 X 40
9	13º	E-2	60 X 40	9	14º	E-2	60 X 40
10	13º	E-3	60 X 40	10	14º	E-3	60 X 40
11	13º	F-2	60 X 40	11	14º	F-2	60 X 40
12	13º	F-3	60 X 40	12	14º	F-3	60 X 40
13	13º	G-2	60 X 40	13	14º	G-2	60 X 40
14	13º	G-3	60 X 40	14	14º	G-3	60 X 40
15	13º	H-2	60 X 40	15	14º	H-2	60 X 40
16	13º	H-3	60 X 40	16	14º	H-3	60 X 40
17	13º	I-1	40 X 35	17	14º	I-1	40 X 35
18	13º	I-2	60 X 40	18	14º	I-2	60 X 40
19	13º	I-3	60 X 40	19	14º	I-3	60 X 40
20	13º	J-1	40 X 35	20	14º	J-1	40 X 35
21	13º	J-2	60 X 40	21	14º	J-2	60 X 40
22	13º	J-3	60 X 40	22	14º	J-3	60 X 40
23	13º	K-1	40 X 35	23	14º	K-1	40 X 35
24	13º	K-2	60 X 40	24	14º	K-2	60 X 40
25	13º	K-3	60 X 40	25	14º	K-3	60 X 40
26	13º	L-1	40 X 35	26	14º	L-1	40 X 35
27	13º	L-2	60 X 40	27	14º	L-2	60 X 40
28	13º	L-3	60 X 40	28	14º	L-3	60 X 40
29	13º	M-1	30 X 35	29	14º	M-1	30 X 35
30	13º	M-2	60 X 40	30	14º	M-2	60 X 40
31	13º	M-3	60 X 40	31	14º	M-3	60 X 40

SECCION DE COLUMNAS

Nº	NIVEL	EJES	SECCION	Nº	NIVEL	EJES	SECCION
1	15º	A-2	50 X 40	1	16º	A-2	50 X 40
2	15º	A-3	50 X 40	2	16º	A-3	50 X 40
3	15º	B-2	50 X 40	3	16º	B-2	50 X 40
4	15º	B-3	50 X 40	4	16º	B-3	50 X 40
5	15º	C-2	50 x 40	5	16º	C-2	50 X 40
6	15º	C-3	50 X 40	6	16º	C-3	50 X 40
7	15º	D-2	50 X 40	7	16º	D-2	50 X 40
8	15º	D-3	50 X 40	8	16º	D-3	50 X 40
9	15º	E-2	50 X 40	9	16º	E-2	50 X 40
10	15º	E-3	50 X 40	10	16º	E-3	50 X 40
11	15º	F-2	50 X 40	11	16º	F-2	50 X 40
12	15º	F-3	50 X 40	12	16º	F-3	50 X 40
13	15º	G-2	50 X 40	13	16º	G-2	50 X 40
14	15º	G-3	50 X 40	14	16º	G-3	50 X 40
15	15º	H-2	50 X 40	15	16º	H-2	50 X 40
16	15º	H-3	50 X 40	16	16º	H-3	50 X 40
17	15º	I-1	40 X 35	17	16º	H-1	40 X 35
18	15º	I-2	50 X 40	18	16º	H-2	50 X 40
19	15º	I-3	50 X 40	19	16º	I-3	50 X 40
20	15º	J-1	40 X 35	20	16º	J-1	40 X 35
21	15º	J-2	50 X 40	21	16º	J-2	50 X 40
22	15º	J-3	50 X 40	22	16º	J-3	50 X 40
23	15º	K-1	40 X 35	23	16º	K-1	40 X 35
24	15º	K-2	50 X 40	24	16º	K-2	50 X 40
25	15º	K-3	50 X 40	25	16º	K-3	50 X 40
26	15º	L-1	40 X 35	26	16º	L-1	40 X 35
27	15º	L-2	50 X 40	27	16º	L-2	50 X 40
28	15º	L-3	50 X 40	28	16º	L-3	50 X 40
29	15º	M-1	30 X 35	29	16º	M-1	30 X 35
30	15º	M-2	50 X 40	30	16º	M-2	50 X 40
31	15º	M-3	50 X 40	31	16º	M-3	50 X 40

- LOSAS

Los entrepisos están formados por losas planas, aligeradas con bloques de concreto con un peralte de 50 cm. en los primeros cuatro niveles y de 40 cm. en los niveles restantes. Los bloques para aligerar tienen a su vez un peralte de 40 cm. lo que ocasiona que en los últimos catorce niveles no se tenga capa de compresión en la losa, quedando esta constituida únicamente por la retícula de nervaduras.

En la inspección de las losas se detectaron unos ductos con dimensiones de 60 cm X 30 cm aproximadamente, posiblemente para el paso de instalaciones en las columnas alternadas de los ejes hacia la costera y en su zona de capitel lo que probablemente pudiera ocasionar una pérdida de continuidad en la unión de la losa con estos elementos. Cabe mencionar que dichos ductos no están especificados en los planos estructurales del edificio. Adicionalmente se pudo observar que en algunas zonas, el recubrimiento de la losa, es insuficiente lo que ha ocasionado la oxidación del acero de refuerzo.

- MUROS

Los muros en general, son de bloque de concreto hueco; los cuales se encuentran parcialmente desligados de la estruc-

tura, habiendo sido construídos los correspondientes a los niveles cinco a doce, a excepción de la zona de elevadores donde se encuentran construídos en toda la altura del edificio, al igual que los correspondientes a las fachadas laterales. Por otra parte en los niveles trece a dieciseis, se dejaron las preparaciones para anclar los muros por construir, y dichas anclas (varillas de 3/8") muestran en su mayoría daños por oxidación y en algunos casos por corrosión inclusive.

Respecto a los muros en la zona de elevadores, éstos fueron construídos con bloque hueco y tabique rojo; dichos muros se encuentran en mal estado debido principalmente a que las dalas y castillos fueron mal colados, además de una mala colocación del tabique.

c) Pruebas de Laboratorio

- EXTRACCION DE CORAZONES DE CONCRETO

Con el objeto de verificar que el índice de resistencia del concreto con que se construyó la estructura fuera congruente con el correspondiente al del proyecto original el cual se especifica en los planos originales con un valor de $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$, y tomando en consideración la edad del edifi-

cio, se procedió a la extracción y prueba de corazones de concreto, los cuales fueron seleccionados aleatoriamente en distintas zonas de la estructura, once en columnas, seis en losas y dos en muros de contención.

Los resultados de estas pruebas obtenidos en laboratorio, se muestran en la tabla III.1.A de este capítulo, de donde se obtuvo el promedio de resistencia de las probetas, el cual fue de 290 Kg/cm^2 , correspondiéndoles a las probetas de mayor y menor resistencia valores de 360 Kg/cm^2 y 213 Kg/cm^2 respectivamente.

Tomando en cuenta las dimensiones de las probetas utilizadas las cuales fueron de $7.5 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$., las cuales no corresponden con las dimensiones de la prueba estandar de $15 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$.; la madurez del concreto y otros efectos que intervienen directamente en la resistencia, podemos concluir que los valores obtenidos son aceptables, ya que además son ligeramente mayores que la resistencia especificada en proyecto.

- NIVELACIONES Y PLOMOS

Con el fin de verificar el comportamiento de la cimentación y de la superestructura se corrieron nivelecciones con tránsito en nivel sótano, y en las losas de los niveles dos y catorce.

Como se puede observar en las figuras correspondientes, los resultados de estas nivelaciones indican una diferencia en elevación máxima de 3 cm. a nivel de sótano, de 3 cm. en el segundo nivel y de 4 cm. en el decimocuarto nivel lo que se considera aceptable.

En lo referente a los posibles desplomes de la estructura, se midieron plomos en ocho columnas del segundo nivel y en dos del decimocuarto, referidas al nivel de sótano. De las mediciones realizadas, podemos decir que no existen desplomes importantes, siendo el máximo medido de 2 cm. del decimocuarto nivel, referido al de sótano; resultado que se consigna en las figuras correspondientes de este capítulo.

- ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

Para poder conocer las características estratigráficas, y las propiedades actuales del subsuelo sobre el cual se desplanta la estructura en estudio, se realizaron los siguientes trabajos de exploración: dos sondeos mixtos (SM-1 y SM-2), con profundidades de 10.1 m y de 20.2 m respectivamente, y dos pozos a cielo abierto (PCA-1 y PCA-2), con profundidades respectivas de 2.3 m y 2.1 m; las cotas de los brocales del SM-1 y PCA-1 son de -0.4 m y del SM-2 y PCA-2 de -1.90 m., respecto al nivel de banquetta, considerado como el nivel 0.00 m. La localización de los sitios explorados es mostrada en

la figura correspondiente en este capítulo.

En los sondeos mixtos (SM-1 y SM-2), se combinó el muestreo alterado con el inalterado; el muestreo alterado fue realizado con el procedimiento de penetración estándar, empleando un muestreador de pared gruesa hincado a percusión. En el muestreo inalterado, se utilizaron muestreadores de pared delgada tipo Shelby, que fueron hincados a presión; donde la dureza del suelo no permitió el hincado de esta herramienta, se utilizó un muestreador de barril doble giratorio con diámetro Nx, obteniéndose así, muestras de granito. Cabe aclarar que en los puntos donde la roca granítica estaba muy alterada, se perforó con broca tricónica, ya que el barril doble giratorio no era capaz de sostener a la muestra.

El objetivo de los pozos a cielo abierto (PCA-1 y PCA-2), fue determinar la estratigrafía y propiedades actuales de los sitios explorados; en el caso de PCA-1 no fue posible obtener muestra cúbica, puesto que se encontró únicamente material de relleno, y en el PCA-2 se obtuvo una muestra cúbica a una profundidad media de 1.65 m.

- ENSAYES DE LABORATORIO

Para poder determinar las propiedades índice y mecánicas

del suelo (REF. 4), se efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio a las muestras obtenidas:

- * Clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos, (SUCS)
- * Contenido natural de agua
- * Límites de consistencia, líquido y plástico
- * Granulometría por mallas y/o determinación del porcentaje de finos por lavado

En las muestras inalteradas representativas, adicionalmente se realizaron los ensayos siguientes.

- * Densidad de sólidos
- * Peso volumétrico seco y húmedo
- * Resistencia con torcómetro
- * Compresión no confinada
- * Compresión triaxial no consolidada, no drenada, UU.
- * Compresión triaxial consolidada, no drenada, CU.

En las muestras de roca, se realizaron los ensayos siguientes:

- * Ensayes de compresión axial
- * Determinación del índice de calidad de la roca, RQD

- ESTRATIGRAFIA

Con base en los resultados de los trabajos de la explora-

ción geotécnica y de los ensayos de laboratorio, se pudo determinar tanto la estratigrafía como las propiedades siguientes de la zona en estudio:

En la parte superior, se encuentra una arena limosa con poca arcilla, de compacidad suelta a media, con un espesor variable de 4.40 m. a 6.00 m., con un contenido de agua natural que varía de 9.8% a 28.3%, con una resistencia a la penetración estándar que oscila entre 2 y 30 golpes, con una resistencia al esfuerzo cortante de 2.6ton/m^2 a 8.8ton/m^2 , según los resultados obtenidos con los ensayos de compresión simple y compresión triaxial no consolidada no drenada (UU), y un ángulo de fricción interna aparente de 29.5° a 31.1° determinados con ensayos triaxiales consolidados-no drenados (CU); el nivel freático se detectó en este estrato a la elevación -3.90m. Subyaciendo este estrato, se encuentra una arena limosa con poca arcilla de compacidad compacta a muy compacta, con un espesor que oscila entre 0.75 m y 1.90 m, con un contenido de agua natural variable entre 7.9% y 14.5% y con una resistencia a la penetración estándar entre 44 y más de 50 golpes. Posteriormente, se detectó un granito muy alterado, con un espesor variable desde 0.45 m hasta 12.7 m, en el sondeo SM-1 y SM-2 respectivamente. Finalmente, se encontró un granito menos alterado, extrayendo dos muestras en el SM-1, cuyos indi-

ces de calidad de la roca (RQD) son de 83% y 50% para las muestras superior e inferior respectivamente, mientras que para el granito obtenido del SM-2, el RQD resultó de 35%, las resistencias respectivas a la compresión axial de los especímenes de roca fueron de 167.2 a 955.6 ton/m² para los sondeos SM-1 y SM-2.

Las propiedades del suelo para los estratos comprendidos entre el terreno firme y el nivel en que las aceleraciones horizontales del terreno se transmiten a la construcción, indican un valor de 0.53, lo que conlleva a clasificarlo como terreno tipo II de la zona sísmica D. (RCGRO-88).

+ CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACION

El análisis de capacidad de carga, se realizó considerando los lineamientos del RCGRO-88, así como la teoría sobre capacidad de carga en rocas descrita en la referencia 5; de donde se tiene que:

$$q_a = q_u K_s p d$$

$$q_a = \text{Capacidad de carga permisible para un factor de seguridad de 3 [Ton/m}^2 \text{]}$$

$$q_u = \text{Resistencia a la compresión simple obtenida de los ensayos de la roca}$$

K_{sp} = Factor de discontinuidad de la roca que varía de 0.4 a 0.1 dependiendo del grado de fracturación de la roca.

$$d = 0.8 + 0.2 \frac{H_s}{D} \leq 2$$

d = Factor de profundidad

H_s = Longitud de empotramiento

D = Diámetro de la pila

Las solicitaciones que se transmitirán a la Cimentación, - considerando la reestructuración y los factores sísmicos, se deberán soportar por las pilas existentes, y las pilas por construir, las cuales se apoyarán dentro de la roca granítica.

- EVALUACION DE q_a :

$$q_a = q_u K_{sp} d$$

De los ensayos de laboratorio para compresión axial en roca se tiene que:

PROFUNDIDAD [m]	q_u [Kg/cm ²]
8.9	93.57
9.65	97.59
19.6	15.85
19.6	17.59

Considerando 93.57 kg/cm^2 , como un valor medio representativo, y despreciando los valores bajos se tiene:

$$q_u = 935.74 \text{ ton/m}^2$$

Por otra parte, el factor de discontinuidad K_{sp} , que varía de 0.1 a 0.4, se consideró con un valor de 0.4, valor que corresponde a una roca sin discontinuidades. Cabe mencionar que dicho factor ya trae implícito un factor de seguridad de 3.

Así para una pila de diámetro $\phi = 1.4\text{m}$, y con un empotramiento mínimo de 1.4m tenemos que:

$$q_a = 935.74 \times 0.4 \times [0.8 + 0.2 \frac{1.4}{1.4}] = 374.3 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_a = q_a \times A = 374.3 \times \frac{\text{PI}(1.4)^2}{4} = 576 \text{ ton.}$$

Para una pila con diámetro 1.60m y con un empotramiento mínimo de 1.60m

$$q_a = 935.74 \times 0.4 \times [0.8 + 0.2 \frac{1.6}{1.6}] = 374.3 \text{ ton/m}^2$$

$$q_a = q_a \times A = 374.3 \times \frac{\text{PI}(1.6)^2}{4} = 752.6 \text{ ton}$$

Para las pilas existentes cuyo diámetro es de $\emptyset:2.50\text{m}$
 las cuales se encuentran sin empotrar tenemos que:

$$q_a = 935.74 \times 0.4 \times \left[0.8 + 0.2 \frac{0.08}{2.50} \right]$$

$$q_a = 301.83 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_a = q_a A = 301.83 \times \frac{\pi (2.5)^2}{4} = 1482 \text{ ton.}$$

En resumen:

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE [m]	\emptyset [m]	Q_a [Ton.]
-11.1	1.4	576
-11.4	1.6	752

donde:

\emptyset = Diámetro del fuste

Q_a = Capacidad de carga admisible para una
 pila dada [$Q_a = q_a \times A$ pila]

A pila = Area de la pila

+ CAPACIDAD A LA EXTRACCION

Para poder evaluar la capacidad de carga admisible a la extracción, se consideró la siguiente expresión:

$$Q_{fa} = AL f FR$$

donde:

Qfa = Capacidad friccionante admisible [TON]

AL = Area lateral pila-suelo [m²]

f = Adherencia lateral media pila-suelo [ton/m²]

FR = Factor de reducción [0.35]

Cálculo de la Adherencia lateral media pila-suelo:

f = α c donde α = coeficiente de fricción entre roca y concreto [0.4 - 0.7]

$$\alpha = \frac{0.4 + 0.7}{2} = 0.55$$

c = cohesión de la roca

$$c = 415 \text{ Ton/m}^2$$

$$\therefore f = 0.55(415) = 228.25 \text{ Ton/m}^2$$

Así para las pilas con un diámetro Ø=1.40m y empotre de 2.10m se tiene que:

$$Q_{fa} = [\pi (1.4)(2.1)][228.25][0.35] = 737.9 \text{ ton} \approx 738 \text{ ton.}$$

Análogamente, para las pilas de diámetro $\emptyset=1.6m$ y longitud de empotre 2.40m se tiene:

$$Q_{fa} = [\pi (1.6)(2.40)][228.25][0.35] = 963.7 \text{ ton} \approx 964 \text{ ton.}$$

En resumen:

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	\emptyset	Q_{fa}
[m]	[m]	[ton]
-11.1	1.40	738
-11.4	1.60	964

Donde:

\emptyset_1 = Diámetro del fuste

Q_{fa} = Capacidad friccionante admisible

+ CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

* Conclusiones:

a) El edificio en estudio, fue inicialmente diseñado para el Hotel Acuario; fue construido en el año de 1957, quedando sin recubrimientos a partir de esa fecha.

b) El edificio se encuentra apoyado sobre 26 pilas de concreto apoyadas en la roca basal, unidas por contratraves y una losa de cimentación, con muros de contención en el perímetro del semisótano.

c) En el año de 1985 se realizaron nivelaciones y plomos en la obra negra del edificio.

d) El edificio en estudio, se localiza en la formación de rocas intrusivas, compuestas de rocas graníticas bastante fracturadas del cretáceo, de grano medio o grueso, de color claro.

e) La estratigrafía del sitio a grandes rasgos se describe de la forma siguiente: en la parte superior se encuentra una arena limosa con poca arcilla, con un espesor variable de 6.30 a 6.75m. Subyaciendo este estrato, se detectó un granito muy alterado con un espesor variable que va desde 0.45 hasta 12.7m. Finalmente se muestreó un granito menos alterado, obteniéndose dos muestras en el SM-1, cuyos índices de calidad (RQD) son de 83 y 50% para los muestreos superior e inferior respectivamente, mientras que para el granito muestreado en el SM-2, el RQD resultó de 35%. Como lo indica el RCGRO-88, el sitio se localiza en la zona sísmica D, con un terreno tipo II, lo que indica que deberá usarse un coeficiente sísmico de 0.86.

f) Los análisis se efectuaron con base en la información proporcionada por el cliente y la recopilada en campo, y se consideró que el edificio está apoyado sobre 26 pilas las cuales se desplantan hasta el granito (una pila debajo de cada columna del cuerpo principal), cuyo diámetro es de 250cm y

su longitud promedio de 600 cm.

* Recomendaciones:

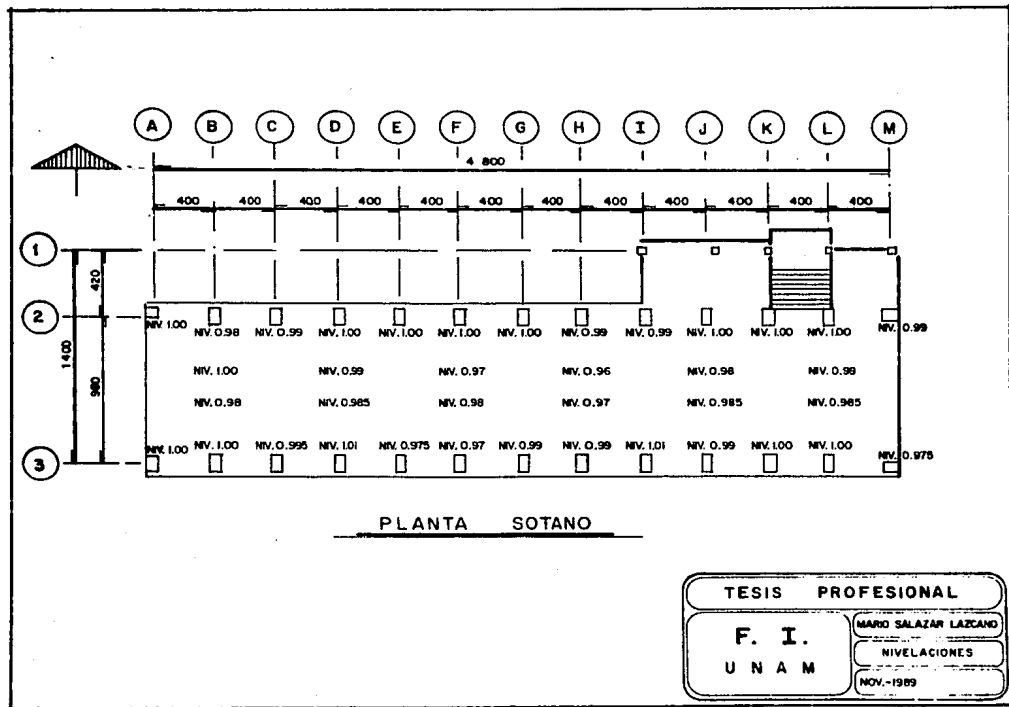
- a) Puesto que existe incertidumbre en la información precisa de la cimentación, es conveniente verificar tanto el número de pilas existentes, como su diámetro y distribución.
- b) Se recomienda que no se incrementen las cargas debidas a la reestructuración en el edificio, hasta que no se realice la cimentación necesaria.
- c) Es importante continuar con las nivelaciones y plomeos del edificio durante la etapa de reforzamiento, estas mediciones deberán ser mensuales y posteriormente, serán bimestrales. Dependiendo principalmente de los resultados obtenidos, se podrá aumentar o disminuir la periodicidad.

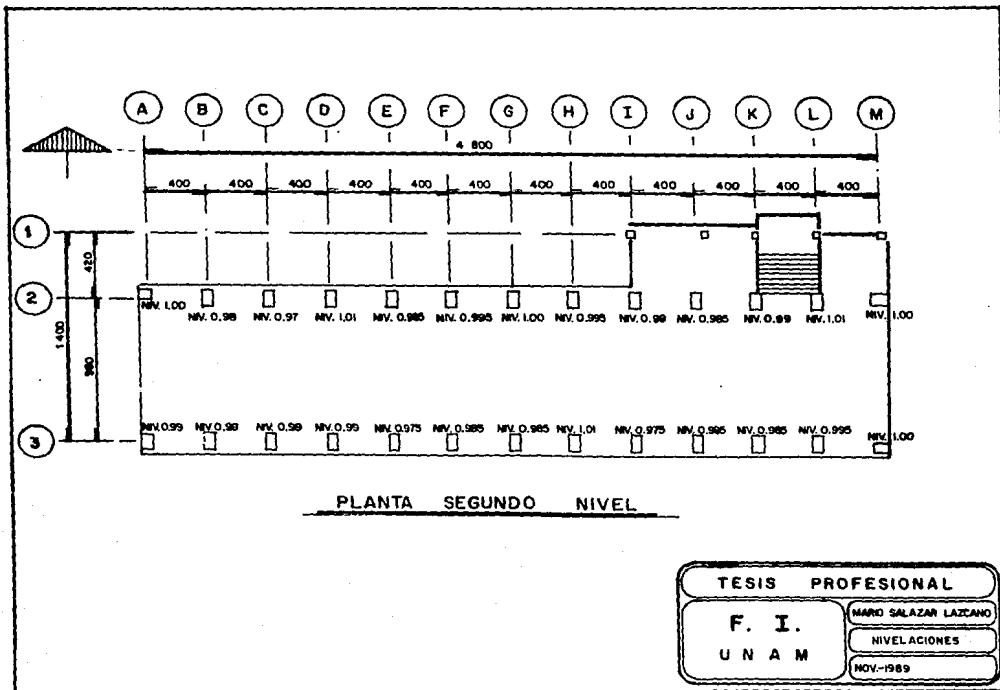
RESULTADO DE PRUEBAS DE COMPRESION EN NUCLEOS DE CONCRETO (CORAZONES)

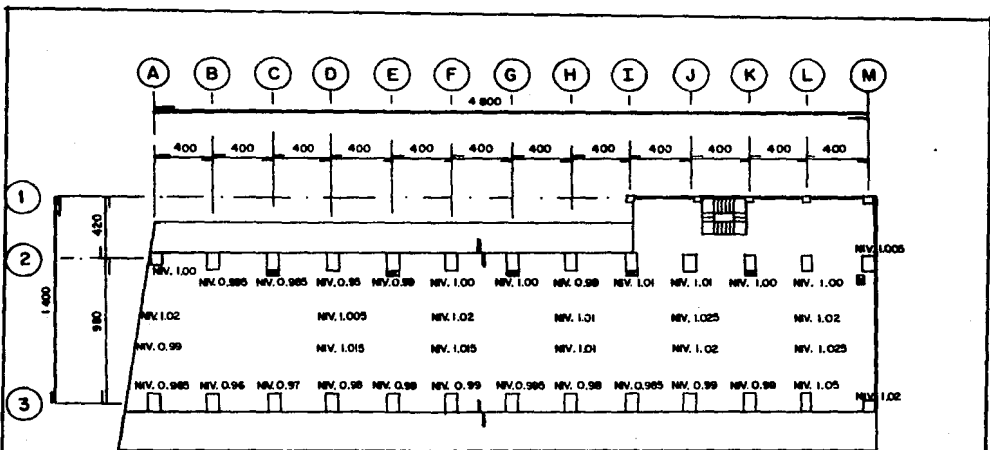
MUESTRA N°	ELEMENTO	EJES	NIVEL	SECCION	h	Rel/diam	F. DE CORR. FICION	RESISTENCIA DE PRUEBA Kg/cm ²	RESISTENCIA CORREGIDA Kg/cm ²	PRSO Vol, Kg/m ³
1	COLUMNA	L-1	17	40 x 50	2.5	1.83	0.99	322	319	2455
2	COLUMNA	M-3	17	40 x 50	2.5	1.99	1.00	247	247	2327
3	CAPITEL	E-1	16	-	-	1.99	1.00	292	292	2299
4	CAPITEL	K-3	16	-	-	2.01	1.00	213	213	2320
5	COLUMNA	G-3	14	60 x 40	2.55	1.99	1.00	295	295	2483
6	COLUMNA	K-3	14	60 x 40	2.55	2.01	1.00	220	220	2265
7	CAPITEL	D-3	12	-	-	2.03	1.00	347	347	2465
8	CAPITEL	I-3	12	-	-	1.99	1.00	301	301	2321
9	CAPITEL	L-2	12	-	-	2.01	1.00	324	324	2468
10	COLUMNA	I-3	10	70 x 60	2.50	1.89	0.99	318	315	2462
11	COLUMNA	G-2	10	70 x 60	2.00	2.00	1.00	305	305	2319
12	COLUMNA	A-3	8	80 x 70	2.50	1.96	1.00	339	339	2454
13	CAPITEL	L-3	8	-	-	1.99	1.00	249	249	2224
14	COLUMNA	I-3	4	65 x 75	3.05	1.97	1.00	360	360	2326
15	COLUMNA	A-2	4	80 x 70	3.05	2.00	1.00	298	298	2265
16	COLUMNA	J-1	3	50 x 40	3.10	1.99	1.00	266	266	2408
17	COLUMNA	F-2	3	100 x 70	3.1	1.87	0.99	244	242	2381
18	MURO E-1	J-K	5	-	-	2.03	1.00	265	265	2353
19	MURO E-A	2-3	5	-	-	1.86	0.99	326	323	2300

TABLA III.1.A

NIVELACIONES







PLANTA DECIMOCUARTO NIVEL

TESIS PROFESIONAL

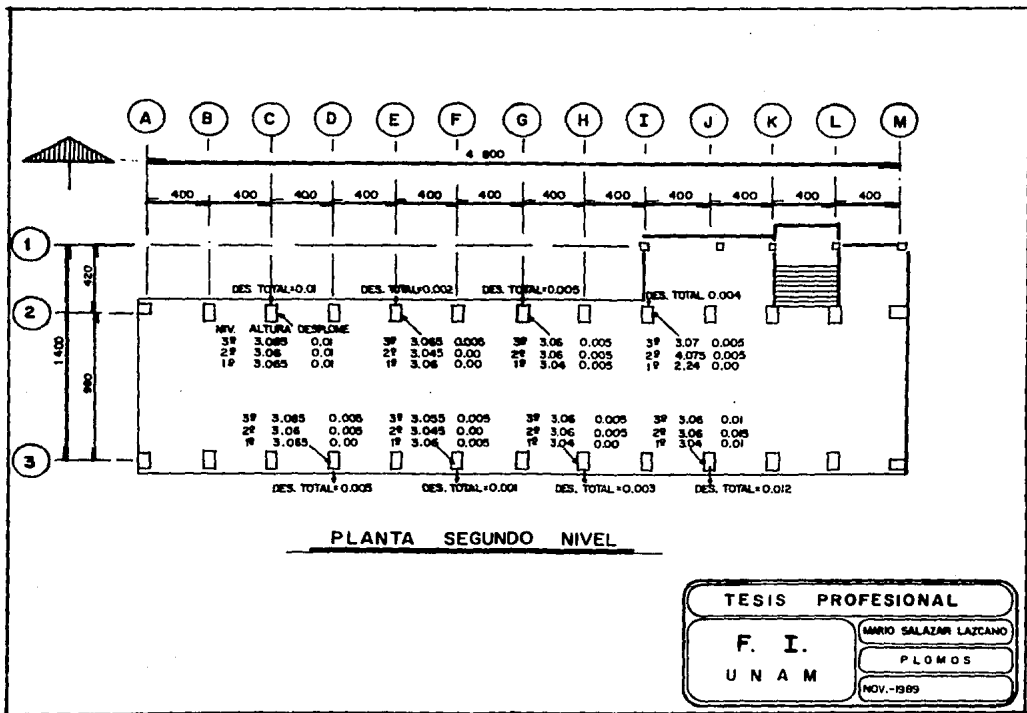
F. I.
UNAM

MARIO SALAZAR LAZCANO

NIVELACIONES

NOV.-1989

P L O M O S



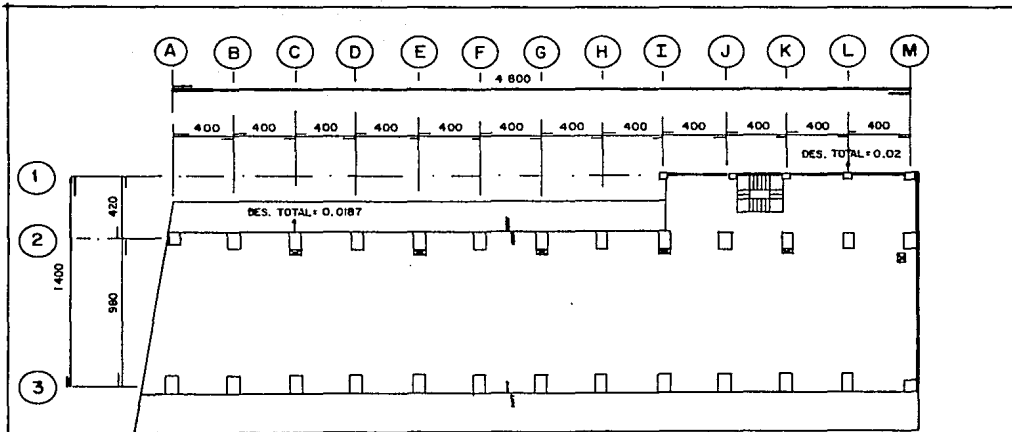
TESIS PROFESIONAL

F. I.
UNAM

MARIO SALAZAR LAZCANO

PLOMOS

NOV.-1989



COLUMNA EJE 1-L

NIVEL	ALTURA	DESPLOME
16º	2.55	0.021
15º	2.53	0.020
14º	2.55	0.020
13º	2.55	0.020
12º	2.535	0.0185
11º	2.53	0.0205
10º	2.54	0.0195
9º	2.54	0.0205
8º	2.56	0.021
7º	2.555	0.0205
6º	2.55	0.0195
5º	2.55	0.018
4º	3.06	0.018

PLANTA DECIMOCUARTO NIVEL

COLUMNA EJE 2-C

NIVEL	ALTURA	DESPLOME
	2.525	0.00
	2.525	0.01
	2.53	0.00
	2.53	0.00
	2.53	0.00
	2.56	0.01
	2.54	0.01
	2.54	0.01
	2.53	0.01
	2.55	0.02
	2.54	0.02
	2.54	0.01
	3.06	0.01

TESIS PROFESIONAL

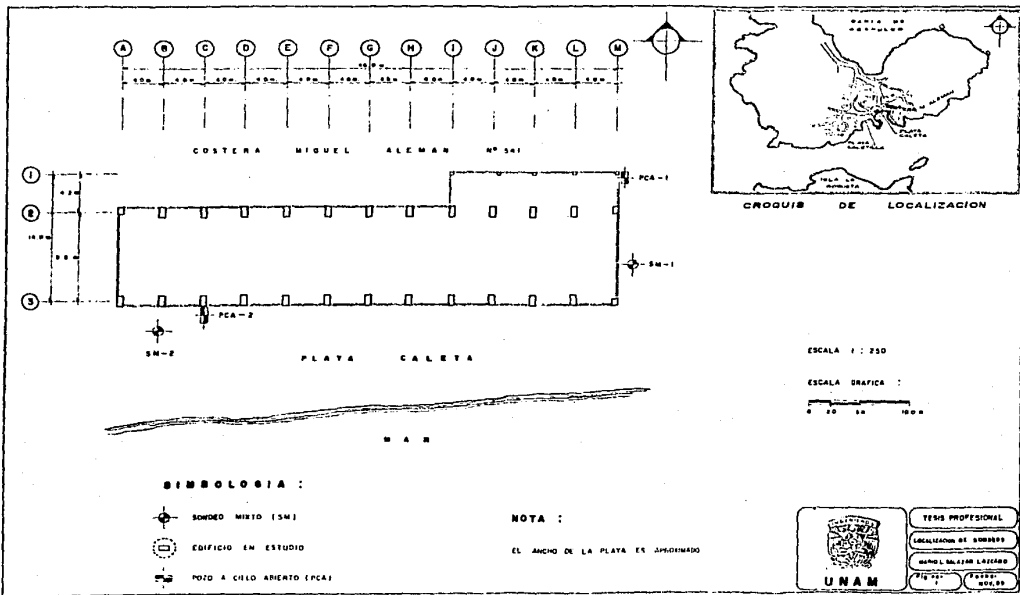
F. I.

U N A M

MAHO SALAZAR LAZCANO

PLOMOS

NOV-1989



ESTRATIGRAFIA		SÍMBOLO	MUESTRA	CONTENIDO NATURAL DE AGUA			RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTACION (en 60 segundos)			RESISTENCIA A LA PENETRACION CONTINUA (TRAYECTORIA)			P	P (en cm)	S ₁	P	C (%)	ESCALA DE STRATIGRAFIA			PROP
DESCRIPCION	LOZIA			10	20	30	10	20	30	10	20	30						10	20	30	
COTA DEL BARDAL = 0+034																					0
RELLENO																					
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO			1																		1
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION MEDIA COLOR GRIS CLARO			2																		2
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION MEDIA COLOR GRIS CLARO			3																		3
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO		SC	4																		4
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO		SC	5																		5
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO		SC	6																		6
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO		SC	7																		7
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO		SC	8																		8
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO		SC	9																		9
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO		SC	10																		10
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO		SC	11																		11
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO		SC	12																		12
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO		SC	13																		13
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO		SC	14																		14
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO			15																		15
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO			16																		16
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO			17																		17
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO			18																		18
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO			19																		19
ARENA LIMOSA CON POCAS APARELLAS DE COMPACTACION FUERTE COLOR GRIS CLARO			20																		20

SIMBOLOGIA...

- Arcilla
- Limo
- Arena
- Grava
- Relleno
- Follis
- Vetro sólido
- Granito
- No recuperado muestra
- G = Grava
- A = Arena
- F = Follis
- LP = Límite plástico
- LL = Límite líquido
- S = Ancho de fricción
- N = Número de golpes para 30 cm
- No de golpes/penetración en cm
- P = Pasa de laboratorio
- A = Conexión con tirador (CU)
- S = Conexión de sídros
- V = Conexión con tirador (U)
- + = Topógrafo
- A = Ángulo de fricción interna (CU)
- A = Ángulo de fricción interna (U)
- A = Conexión, en/2
- P = Penetración estándar
- S = Muestra con tubo Shelby
- D = Muestra con tubo Edinon
- B = Galleta
- C = Naturaleza de veigas
- G = Grado de saturación
- O = Ángulo de fricción interna (CU)



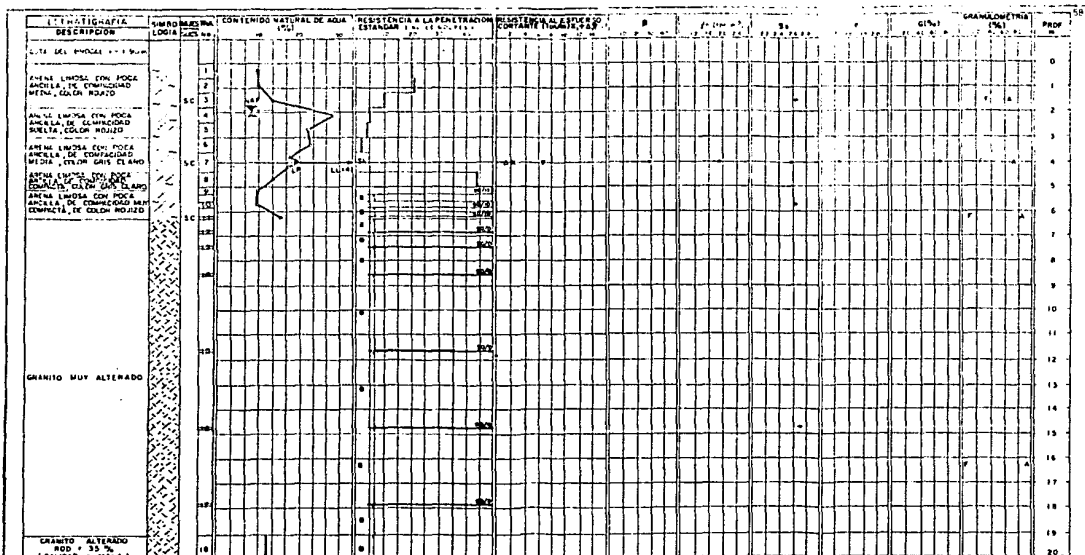
TESIS PROFESIONAL

SOMBRERO MONTI

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

FECHA

NO. DE



SIMBOLOGÍA...

- | | | | |
|--|-----------------------|--|----------------------------|
| | Arcilla | | NR - No reconocimiento |
| | Limo | | G - Grava |
| | Arena | | A - Arena |
| | Grava | | F - Fines |
| | Malla | | LPT - Límite Plástico |
| | Límite Líquido | | LL - Límite Líquido |
| | Límite Plástico | | LP - Límite Plástico |
| | Límite de Contracción | | LC - Límite de Contracción |

- | | | | |
|--|---------------------------------|--|-------------------------------------|
| | H - Avance con arco fricción | | Sg - Cantidad de sólidos |
| | M - 50 golpes | | V - Conexión con trébol (LU) |
| | N - Número de golpes para 50 cm | | T - Torqueómetro |
| | P - Paso de permeación en cm | | W - Ángulo de fricción interna (LU) |
| | A - Conexión con trébol (CU) | | Pw - Peso volumétrico húmedo |
| | S - Conexión - 80/2 | | G - Unidad de medida |
| | | | D - Ángulo de fricción interna (CU) |

TESIS PROFESIONAL

ENGENIERÍA DE MATERIAS PLÁSTICAS

EMERSON MATEO DE LA CRUZ

MARCO A. SALAZAR CASAS

FECHA: 15/06/20

UNAM

PCA - 1

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO			MUESTRA No	CONTENIDO NATURAL DE AGUA %		COHESION TORCOMETRO + COMPRESION SIMPLE Kg/cm ²		PROF. m.
DESCRIPCION	SIMBOLOGIA	SUCS		LP	LL	0.5	10	
ARENA LIMOSA CON Poca ARCILLA, DE CONSISTENCIA MEDIA, COLOR CAFE CLARO Y PEDACERIA DE CONCRETO (RELLENO)	DADO	+						0.5
	DE							1.0
	LA						*	1.5
	PILA							2.0
CONCRETO (GRANITO)							2.5	
NO SE DETECTO EL N.F.								

— V. N.F. = Nivel Freático

Altura del brocal = - 0.40 m.

20 40 60 80

G = % de Grava
S = % de Arena
F = % de Finos

* Peso Volumétrico Natural
Ton m³

SIMBOLOGIA...

	Arcilla		Relleño
	Limo		Fósiles
	Arena		Vidrio volcánico
	Grava		Concreto
	Granito	LP :	Límite Plástico
		LL :	Límite Líquido



UNAM

TESIS PROFESIONAL

PERFIL ESTRATIGRAFICO
PCA - 1

MARIO L. SALAZAR LAZCANO

FIS. No

4

FECHA

NOV. 69

PCA - 2

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO				MUESTRA No	CONTENIDO NATURAL DE AGUA % LP ——— LL 10 20 30	COHESION + COMPRESION SIMPLE Kg/cm ² 0.5 1.0	PROF. m.
DESCRIPCION	SIMBOLOGIA	SUCS					
ARENA LIMOSA CON POCA ARCILLA, DE COMPACTAD MEDIA, COLOR CAFE CLARO	DADO DE LA PILA	SP	SP			0.5	
ARENA LIMOSA CON POCA ARCILLA, DE COMPACTAD MEDIA, COLOR ROJIZO							
N.F. CONCRETO				F — LP ——— LL — S		1.5	+
						2.0	
						2.5	

N.F. = Nivel Freático
 Altura del brocal = -1.90 m.

G = % de Grava
 S = % de Arena
 F = % de Finos

X = Peso Volumétrico Natural
 Ton m³

SIMBOLOGIA...

- Arcilla
- Limo
- Arena
- Grava
- Granite
- Relleno
- Fósiles
- Vidrio volcánico
- Concreto
- LP = Límite Plástico
- LL = Límite Líquido

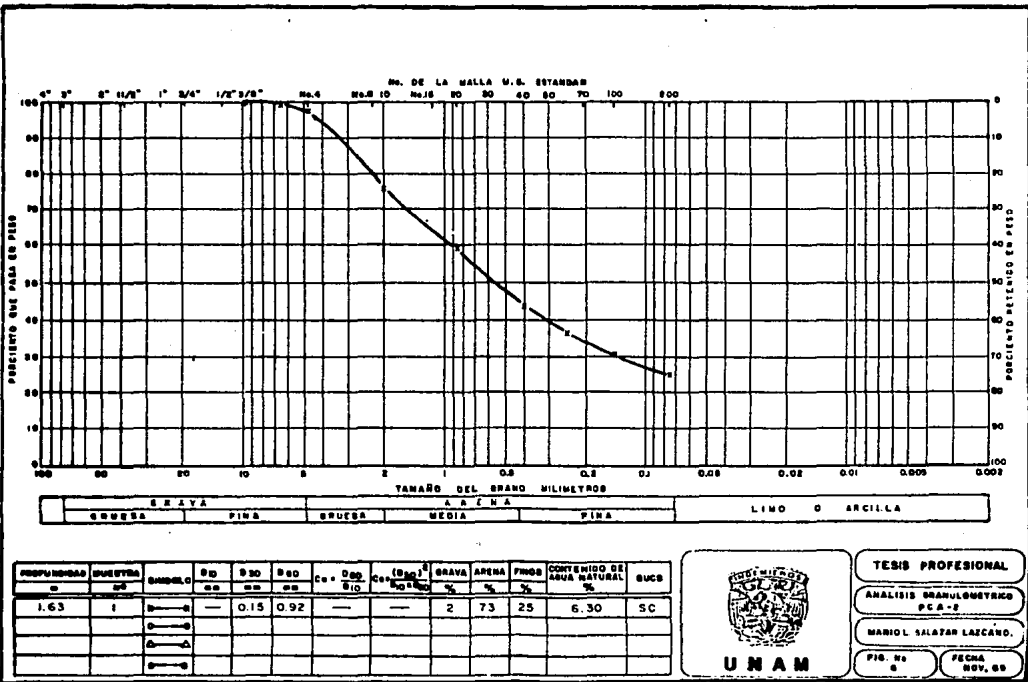


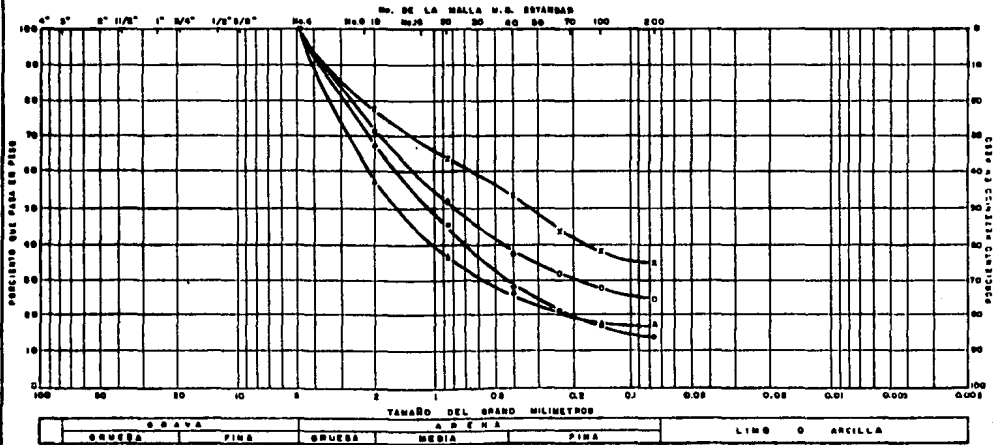
TESIS PROFESIONAL

PERFIL ESTRATIGRAFICO
PCA-1

MARID L. SALAZAR LAZCANO.

FIG. No 5 FECHA NOV. 89





PROFUNDIDAD m	CUESTRA No	SÍMBOLO	D ₁₀ mm	D ₃₀ mm	D ₆₀ mm	C _u = D ₆₀ D ₁₀	C _g = (D ₃₀) ² D _{10²}	GRAYA %	ARENA %	FINO %	CONTENIDO DE AGUA NATURAL %	LIQUIDO SC
3.60	4	—	—	—	0.66	—	—	0	65	35	18.67	SC
5.50	7	—	0.19	1.30	—	—	—	0	75	25	15.75	SC
7.20	10	—	0.57	2.70	—	—	—	0	83	17	11.50	SC
8.08	12	—	0.43	1.60	—	—	—	0	86	14	7.90	SC

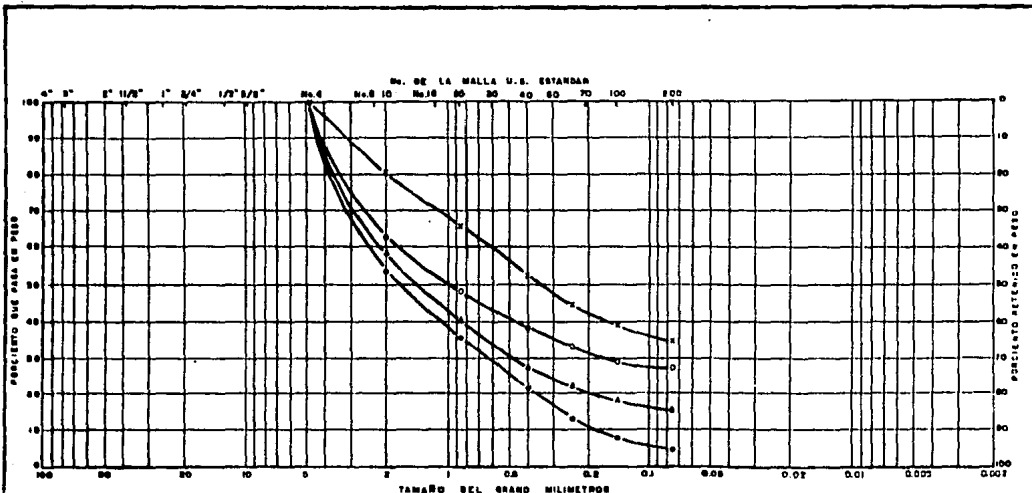


TESIS PROFESIONAL

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
No. 1

MARIO L. SALAZAR LATICANO

FOLIO No. 1 PLUMA
NOV. 68



TAMAÑO DEL CERNIDO MILIMETROS

GRUVA			ARENA			FINO			LIMO O ARCILLA		
GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIA	FINA	GRUESA	FINA	GRUESA	FINA	GRUESA	FINA	GRUESA

PROFUNDIDAD m	MUESTRA no	SIMBOLO	D ₁₀ mm	D ₃₀ mm	D ₆₀ mm	C _u = D ₈₀ / D ₁₀		I _p = (D ₆₀ - D ₁₀) / (D ₆₀ - D ₃₀)		GRUVA	ARENA	FINO	CONTENIDO DE AGUA NATURAL		SUCC
						%	%	%	%	%					
1.50	3	—	—	—	0.62	—	—	—	0	65	35	13.30	5C		
4 (10)	7	—	—	—	0.17	1.80	—	—	0	73	27	18.17	5C		
6.25	11	—	—	—	0.49	2.20	—	—	0	85	15	15.20	5C		
14.60	16	—	0.19	0.63	2.50	13.16	0.84	—	0	96	4	16.10	5P		



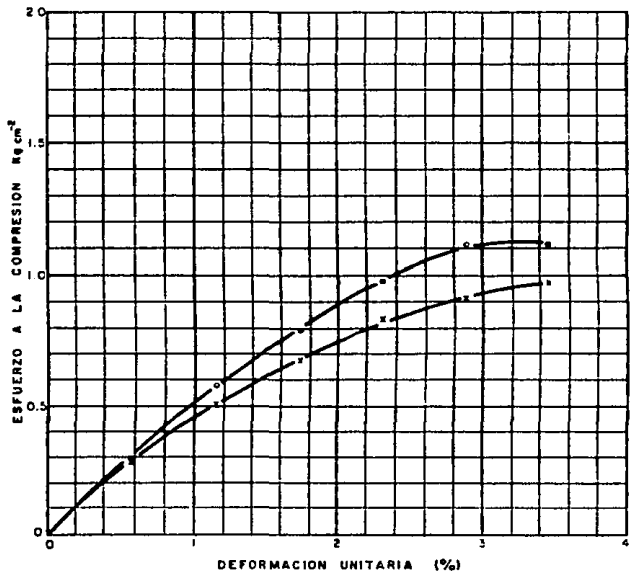
TESIS PROFESIONAL

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
EN S





MARIO L. SALAZAR LAZCANO

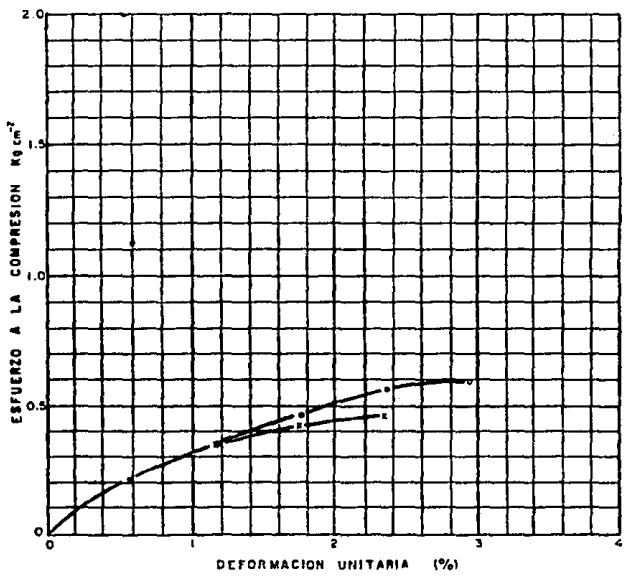
FIG. No. 8
FECHA: 8
NOV. 88

SÍMBOLO	PESO	DENSIDAD DE SUELOS ρ_s	RELACION DE VACIOS INICIAL e	CONTENIDO NATURAL DE AGUA INICIAL w	GRADIENTE DE SATURACION INICIAL S	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE C_u	DEFORMACION A LA RUPTURA ϵ/L	PESO VOLUMETRICOS		CLASIFICACION SUELO
								HUECO γ_d	SECO γ_s	
	ρ			%	%	Kg/cm^2	%	Tm/m^3	Tm/m^3	
1	2.60	2.52	0.51	13.7	67.69	1.14	3.46	1.90	1.67	SC
2	3.60	2.52	0.42	13.6	81.60	0.97	3.46	2.02	1.77	SC
3										
4										

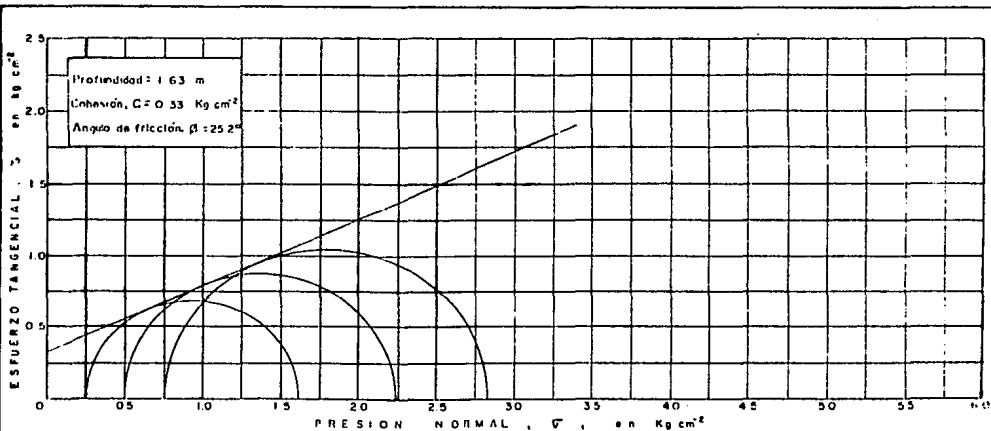


TESIS PROFESIONAL	
COMPRESION SIMPLE	
SM-1	
MARIOL SALAZAR LAZCANO	
FIG. No 0	FECHA NOV. 69

S. MUESTRAS	PROF	CENICIAS DE SOLIDOS %	RELACION DE VAGIOS INICIAL e	CONTENIDO NATURAL DE AGUA INICIAL w	GRADO DE SATURACION INICIAL S	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE Q_u	DEFORMACION A LA RUPTURA ϵ/L	PESO VOLUMETRICO		CLASIFICACION SUCS
								HUMEDAD Y_d	SECO Y_B	
	m	—	—	%	%	$Rr \text{ kg/cm}^2$	%	$Tp \text{ m}^3$	$Tp \text{ m}^3$	
	4.00	2.56	0.55	15.1	65.17	0.59	2.94	1.90	1.65	SC
	4.00	2.56	0.73	16.3	57.16	0.46	2.33	1.73	1.48	SC
										
										



TESIS PROFESIONAL
COMPRESION SIMPLE
CS-2
MARIEL SALAZAR LAZCANO.
 FIG. No 10 FECHA NOV. 89

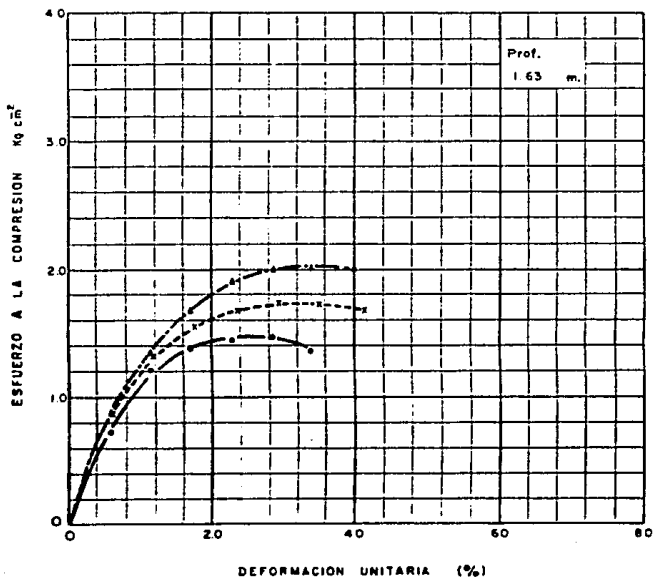


DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD	GRADO DE NATURACION	LIMITE LIQUIDO	INDICE DE PLASTICIDAD	INDICE DE DEFORMACION PONENCIAL	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRICO	
							MENOR	MAXIMO	HUMEDO	SECO
γ_s	e	w	U	LL	IP	S_L	σ_{11}	σ_{33}	γ_w	γ_d
		%	%	%	%	%	Kg cm^{-2}	Kg cm^{-2}	Ton m^{-3}	Ton m^{-3}
2.75	0.81	5.53	18.77	24.10	10.60	3.41	0.25	1.61	1.61	1.53
	0.95	5.90	17.08			4.12	0.50	2.18	1.50	1.42
	0.86	6.10	19.51			4.00	0.75	2.82	1.58	1.49

DESCRIPCION: ARENA LIMOSA CON POCA
 ARCILLA DE COMPACTACION MEDIA, COLOR
 ROJIZO



TESIS PROFESIONAL
 COMPRESION TRIAXIAL
 PCA - 2
 MARIO L. SALAZAR LAZCANO
 FIG. No 11
 SECTA
 NOV. 88



SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE F_{cm} (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $F_t - F_{cm}$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION S/L, (%)
○—●	0.25	13.55	3.41
X---X	0.50	16.82	4.12
△---△	0.75	20.67	4.00

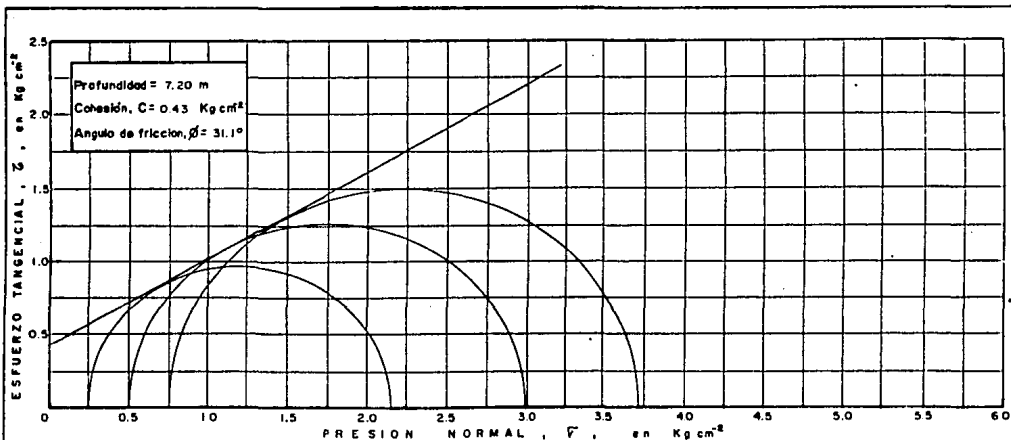


TESIS PROFESIONAL

CUNAB ESFUERZO DEFORMACION COMPRESION TRAZAL P.C.A.-2

MARIO L. SALAZAR LASCANO.

PB. No 12 FECHA NOV. 68



DENSIDAD DE BOLIDOS ρ_s	RELACION DE VACIOS INICIAL e	RELACION DE VACIOS FINAL e	CONTENIDO NATURAL DE AGUA INICIAL w	CONTENIDO NATURAL DE AGUA FINAL w	GRADO DE SATURACION INICIAL U	GRADO DE SATURACION FINAL U	GRADO DE DEFORMACION PORCENTUAL S/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETICO HUMEDO γ^h
								MEJOR $\bar{\sigma}_1$	MAJOR $\bar{\sigma}_1$	
2.56	0.40	0.38	12.50	11.87	80.00	79.97	4.71	0.25	2.15	2.06
	0.35	0.34	12.10	11.38	88.50	85.68	5.29	0.50	2.99	2.12
	0.33	0.31	12.10	11.36	93.87	93.81	5.29	0.75	3.72	2.17

DESCRIPCION ARENA LIMOSA CON POCA
ARCILLA, DE COMPACTACION MEDIA, COLOR
GRIS CLARO



UNAM

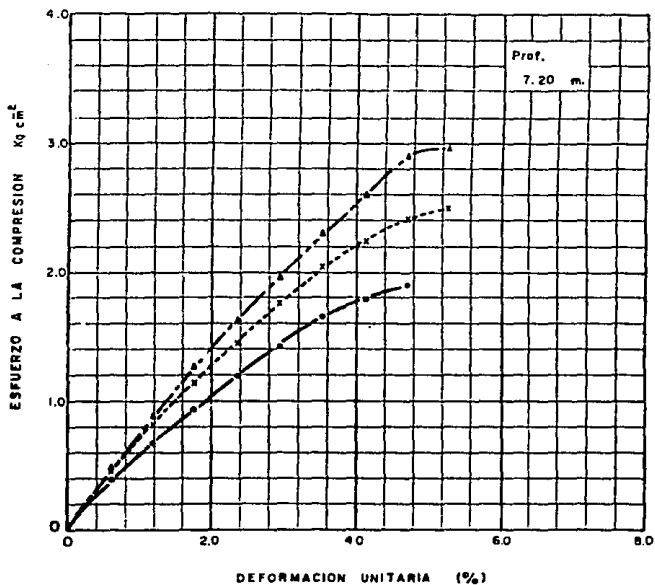
TESIS PROFESIONAL

COMPOSICION TITULAR:
CONSOLIDACION DE ARENAS
SM - I

MARIO L. SALAZAR LAZCANO

FIG. No.
13

FECHA
NOV. 69



SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE F_m (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $F_c - F_m$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION E/L. (%)
●—●	0.25	1.90	4.71
X—X	0.50	2.49	5.29
△—△	0.75	2.97	5.29



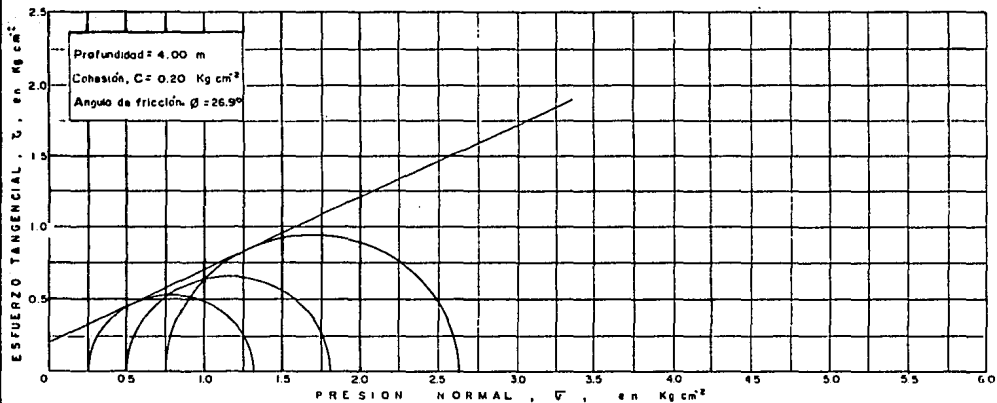
UNAM

TESIS PROFESIONAL

CURSO ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION TRAFAL
9.20-1

MARIO L. SALAZAR LAZCANO

FIB. No
14FECHA
NOV. 69



DENSIDAD DE SÓLIDOS ρ_s	RELACION DE VACÍOS INICIAL e	CONTENIDO NATURAL DE AGUA w	GRADO DE SATURACION S_r	LÍMITE LIQUIDO LL	ÍNDICE DE PLASTICIDAD I_p	DEFORMACIÓN FONCENTRAL S/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMÉTRICO		
							MEJOR σ_{III}	MAYOR σ_I	HÚMEDO γ_n	SECO γ_d	
		%	%	%	%	%	Kg cm^{-2}	Kg cm^{-2}	Ton m^{-3}	Ton m^{-3}	
2.56	0.63	18.10	73.55	41.3	22.4		2.88	0.25	1.32	1.86	1.57
	0.63	17.40	70.70				4.60	0.50	1.82	1.85	1.58
	0.75	16.80	57.34				5.21	0.75	2.62	1.71	1.46

DESCRIPCIÓN ARENA LIMOSA CON POCA
ARCILLA DE COMPACIDAD MEDIA, COLOR
GRIS CLARO



UNAM

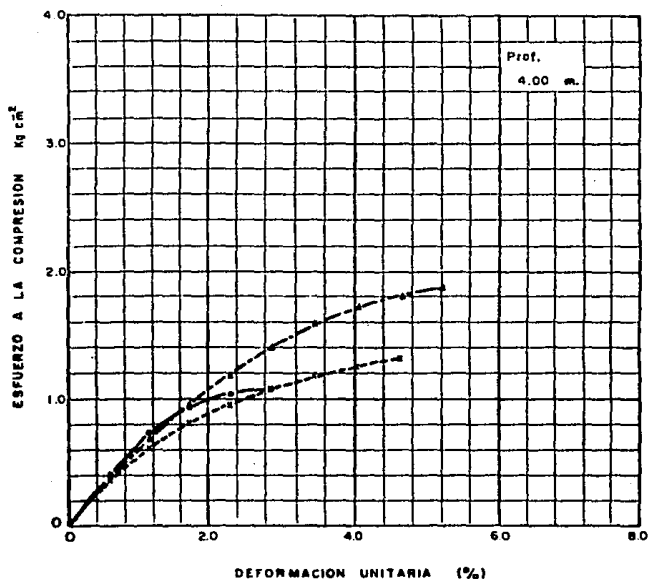
TESIS PROFESIONAL

COMPROMISO TRIENAL
 NO CONDICIONADA NO BIENARRA
 S E - 2

MARÍOL SALAZAR LAZCANO.

FOL. No
 15

FECHA
 NOV. 89



SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE P_{III} (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $F_{I,II} - F_{III}$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION S/L. (%)
○—○	0.25	1.07	2.88
X—X	0.50	1.32	4.60
△—△	0.75	1.87	5.21



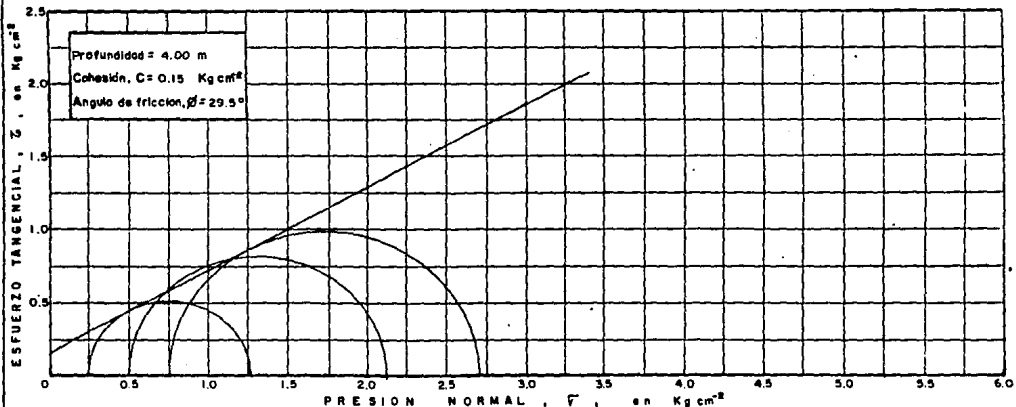
UNAM

TESIS PROFESIONAL

CURSO ESFUERZO DEFORMACION
COMPRESION TENSIL (UN)
S.M.-P

MARIO L. GALAZAR LAZCANO

PÁG. No
10PCMA
88V, 88

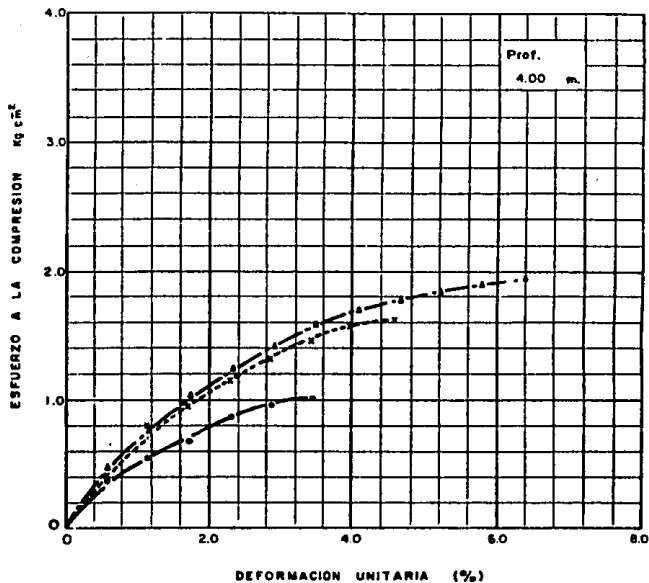


DENSIDAD DE SÓLIDOS ρ_s	RELACION DE VACÍOS INICIAL e_0	RELACION DE VACÍOS FINAL e	CONTENIDO NATURAL DE AGUA INICIAL w	CONTENIDO NATURAL DE AGUA FINAL w	GRADO DE SATURACION		DEFORMACION PORCENTUAL S/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMÉTRICO HUMEDO γ_b
					INICIAL S	FINAL S		MEJOR σ_{III}	MAJOR σ_I	
—	—	—	%	%	%	%	%	Kg cm^2	Kg cm^2	Ton m^{-3}
2.56	0.58	0.54	14.70	13.25	64.88	62.81	3.44	0.25	1.26	1.86
	0.60	0.56	15.90	14.38	67.84	65.74	4.56	0.50	2.13	1.86
	0.42	0.39	15.00	13.96	91.43	91.24	6.38	0.75	2.70	2.08

DESCRIPCION ARENA LIMOSA CON POCA
 ARCILLA, DE COMPACIDAD MEDIA, COLOR
 GRIS CLARO



TESIS PROFESIONAL
 COMERCIAL DE INGENIERIA
 EN S
 MARCO L. SALAZAR LAZCÁRD.
 No. 17
 FECHA
 NOV. 89



SIEMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE F ₀ (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL F _x -F ₀ (Kg/cm ²)	DEFORMACION E/L, (%)
○—○	0.25	1.01	3.44
X—X	0.50	1.63	4.56
△—△	0.75	1.95	6.38



UNAM

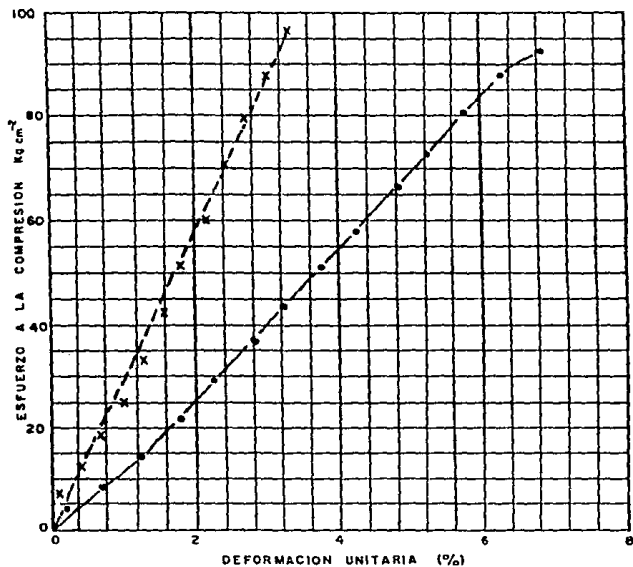
TESIS PROFESIONAL

CURSO ESPECIAL DE INVESTIGACIÓN
EN INGENIERÍA (60)

MARIO L. SALAZAR LAZCANO

FIG. No
10FEBRA
NOV 69

SÍMBOLOS	PESO DE SÓLIDOS S_s	DENSIDAD DE VACÍOS e	RELACION DE VACÍOS INICIAL w	CONTENIDO NATURAL DE AGUA INICIAL w	GRADO DE SATURACION INICIAL S	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE q_u	DEFORMACION A LA RUPTURA δ/L	PESO VOLUMETRICO		INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA RQD
								HUMEDO γ_t	SECO γ_d	
m	—	—	—	%	%	$Tg \text{ cm}^2$	%	Ton m^3	Ton m^3	%
●	8.90	—	—	—	—	93.574	7.07	2.48	—	83
■	9.65	—	—	—	—	97.541	3.49	2.48	—	50
▲	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
□	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—



UNAM

TESIS PROFESIONAL

CURVAS ESFUERZO DEFORMACION
COMPRESION SIMPLE
BB-1

MARIO L. SALAZAR LAZCANO

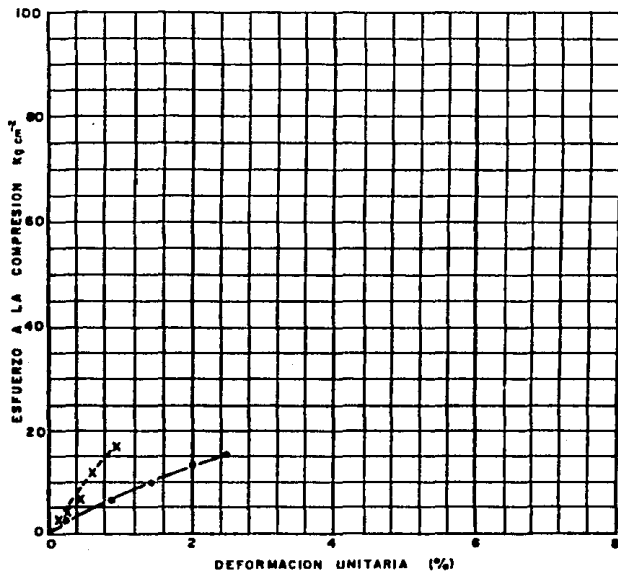
FIS. No

10

FECHA

NOV. 89

SÍMBOLO DE LA PRUEBA	DENSIDAD DE SÓLIDOS ρ_s	RELACION γ_w INICIAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA INICIAL w	GRADO DE SATURACION INICIAL e	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE q_u	ESQUEMA A LA RUPURA δ/L	PISO VOLUMÉTRICO		ÍNDICE DE CALIDAD DE LA AGUA U_{eq}
							NÚMERO N_s	SEID N_d	
—	19.60	—	—	—	15.647	2.87	2.80	—	35
—	19.60	—	—	—	17.591	1.01	2.13	—	35
—									
—									



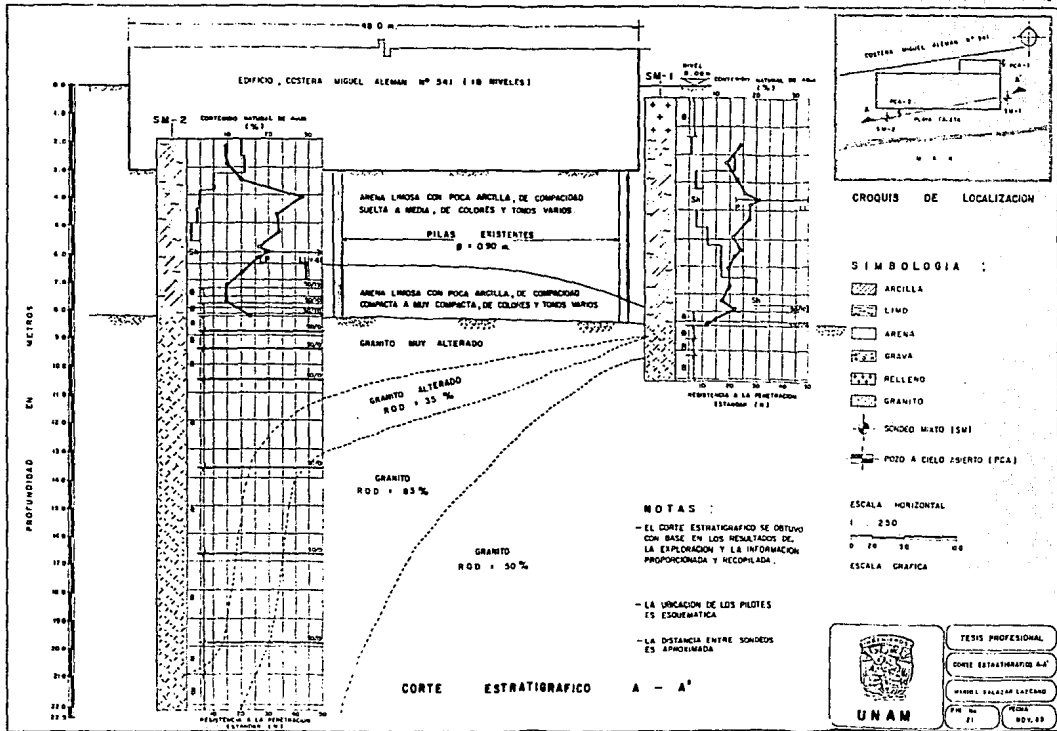
UNAM

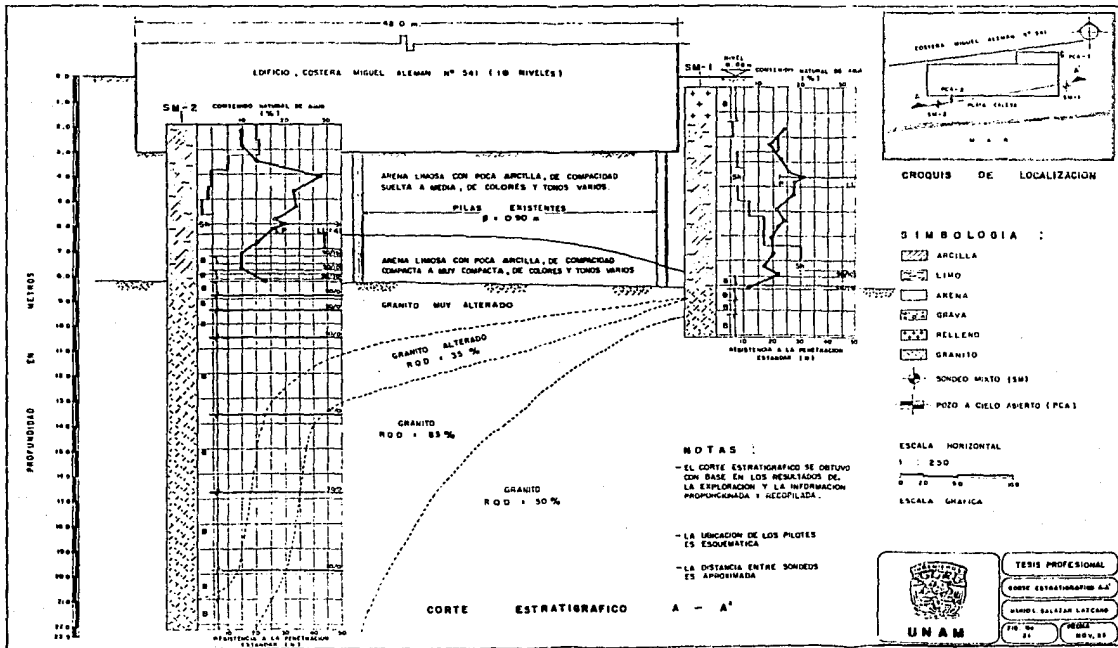
TESIS PROFESIONAL

 Centro de Estudios Científicos
 UNAM - I
 80-2

MARIO L. SALAZAR LASCANO

 Vol. No. 20
 No. 20
 NOV. 69

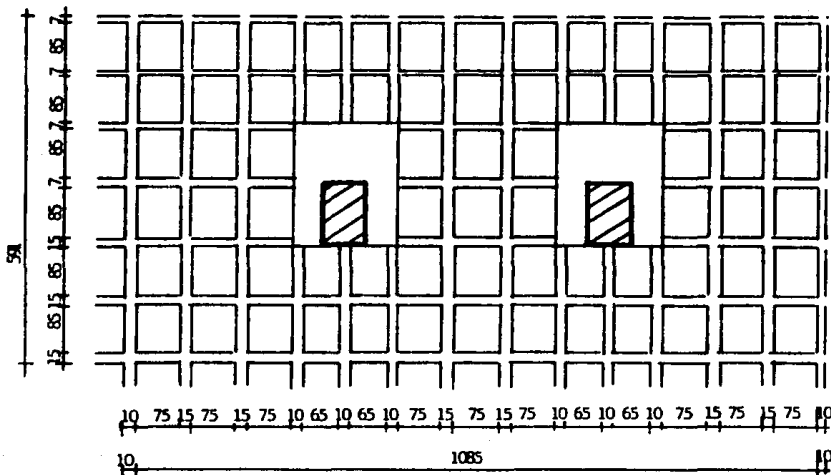




II.2. EVALUACION DE CARGAS

Conocido el anteproyecto arquitectónico actualizado del edificio, se procedió a la estimación de cargas muertas y cargas vivas de acuerdo con los lineamientos del RCGRO-88 para así proceder al análisis estructural del edificio en cuestión.

A) Cálculo del peso propio de losa



Se procedió a estimar el peso propio de la losa para lo cual se evaluó el peso total entre tres crujiás para así poder determinar éste por unidad de área. El área total utilizada es la que se aprecia en la figura anterior y de donde se desprenden los siguientes cálculos:

- Área de Nervaduras:

$$A_n = 0.85 \times 6 (0.1+0.15+0.15+0.15+0.15+0.15+0.15+0.1) + \\ 0.85 \times 4 \times 6 + 11.05 \times 0.44 + 7.85 \times 0.37 = \underline{15.4165 \text{ m}^2}$$

- Área de los ábacos:

$$A_a = ((0.85 \times 2) + 0.37) \times ((0.65 \times 2) + 0.3) - 1.1 \times 0.7) = \\ = \underline{5.084 \text{ m}^2}$$

- Área de Casetones:

$$A_c = 6 \times 9 \times (0.75 \times 0.85) + 16 \times (0.65 \times 0.85) = \underline{43.265 \text{ m}^2}$$

- Peso de Nervaduras:

$$P_n = 15.4165 \times 0.4 \times 2.4 = 14.8 \text{ Ton.}$$

- Peso de ábacos:

$$P_a = 5.084 \times 0.4 \times 2.4 = 4.88 \text{ Ton.}$$

- Peso de Casetones:

$$P_c = 43.265 \times 0.4 \times 0.67/\text{m}^3 = 10.38 \text{ Ton.}$$

Peso Total = $14.8 + 4.88 + 10.38 = 30.064$ Ton.

Area Utilizada = $11.05 \times 5.91 = 65.306 \text{ m}^2$

Peso por unidad de área = $30.064/65.306 = 460.35 \text{ Kg/m}^2$

Como se puede apreciar en los cortes esquemáticos de las losas de los niveles P.B. a 3º y 4º a 16º, en los primeros cuatro se tiene una capa de compresión en el lecho superior de la losa con un espesor de 5 cm., y en el lecho inferior tiene una losa armada con alambón con un espesor de 10 cm. de donde se deduce lo siguiente:

PESO NIVELES P.B., 1º A 3º

Peso de losa	820 Kg/m ²	
Acabado de piso	65 Kg/m ²	
Peso Plafond	40 Kg/m ²	
Peso adicional por reglamento	40 Kg/m ²	
Carga viva para sismo	180 Kg/m ²	= <u>1,145 Kg/m²</u>
Carga viva gravitacional	250 Kg/m ²	= <u>1,215 Kg/m²</u>

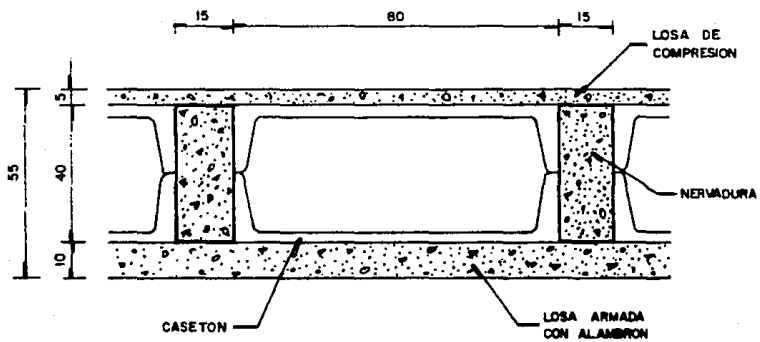
PESO NIVELES 4º A 16º

Peso de losa	580 Kg/m ²	
Acabado de Piso	65 Kg/m ²	
Densidad de Muros	100 Kg/m ²	
Peso Plafond	40 Kg/m ²	
Peso adicional por reglamento	40 Kg/m ²	
Carga viva gravitacional	90 Kg/m ²	= <u>915 Kg/m²</u>
Carga viva gravitacional	170 Kg/m ²	= <u>995 Kg/m²</u>

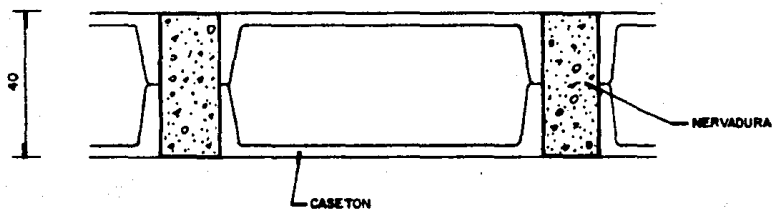
ESTA TESIS NO DEBE
SAR DE LA BIBLIOTECA

PESO NIVEL AZOTEA

Peso de losa	580 Kg/m ²	
Firme adicional	120 Kg/m ²	
Relleno	100 Kg/m ²	
Entortado	75 Kg/m ²	
Enladrillado	45 Kg/m ²	
Impermeabilizante	10 Kg/m ²	
Peso Plafond	40 Kg/m ²	
Peso adicional por reglamento	40 Kg/m ²	
Carga viva para sismo	70 Kg/m ²	= <u>1,080 Kg/m²</u>
Carga viva gravitacional	100 Kg/m ²	= <u>1,110 Kg/m²</u>



CORTE ESQUEMATICO DE LOSA NIVS. P.B. - 3º



CORTE ESQUEMATICO DE LOSA NIVS. 4º - 16º

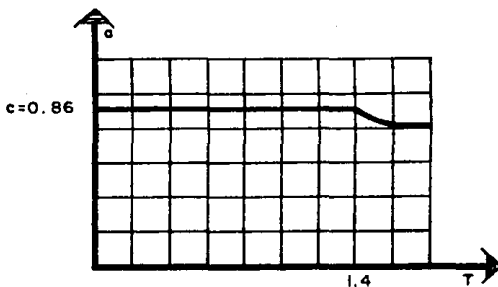
III.3. ANALISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural del edificio, se realizó utilizando para ello un programa por computadora basado en el método de las rigideces, el cual se considera un método exacto y que acepta las hipótesis de comportamiento elástico-lineal de los materiales.

Para el procesamiento de los datos referentes a la estructura que nos ocupa, se utilizaron los siguientes parámetros de análisis.

	UNIDADES
Aceleración de la gravedad (g)	9.81 [m/s ²]
Coefficiente Sísmico (c)	0.86
Factor de Amplificación (Fa)	1.00
Ordenada para T=0 (a ₀).....	0.86
Período Característico 1 (T1)	0.00 [seg]
Período Característico 2 (T2)	1.40 [seg]
Exponente de la Ordenada Espectral (r) ..	2/3

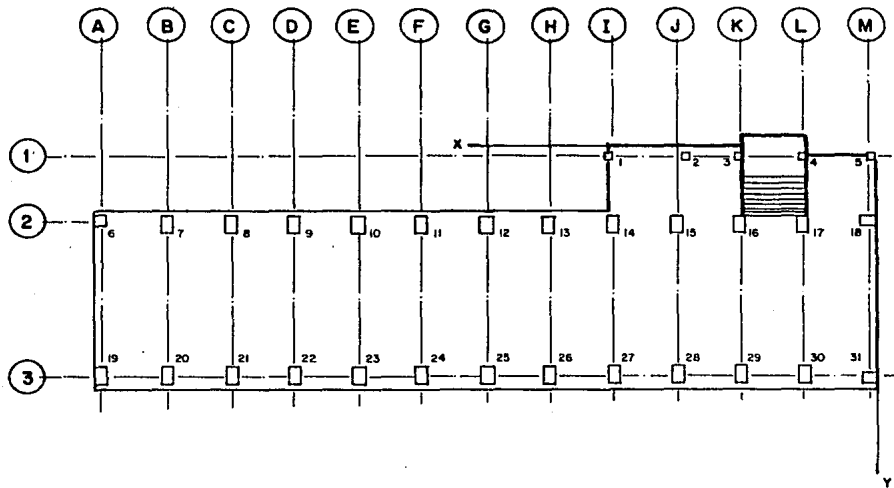
- Forma del espectro de diseño:



- Cálculo del Centro de Masas:

Es necesario calcular la posición de los centros de masas, de tal forma que en el análisis se puedan evaluar los efectos de torsión, producto de la excentricidad existente entre los centros de masas y los de rigidez en cada nivel.

Para poder estimar los centros de masas por nivel de la estructura, se calculó el peso por columna para lo cual se consideraron dos tipos de carga: Primeramente, la debida al área tributaria de la losa que carga la columna en cada caso; y posteriormente la debida al peso propio de la columna. Una vez estimado el peso total, se procedió a calcular el centro de masas por nivel considerando los ejes de referencia mostrados en la figura C.3, en donde además se muestra el orden en que fueron numeradas las columnas.



TESIS PROFESIONAL

F. I.
UNAM

MARIO SALAZAR LAZCANO
C.A.S. DE REFERENCIA Y
NUMERACION DE COL.
NOV. - 689 FIG. C.3.

PESO DE LOSA POR AREA TRIBUTARIA DE COLUMNA

COLUMNA	NIVEL PB - 3º			NIVEL 4º - 16º			AZOTEA		
	AREA	C.G.	C.S.	AREA	C.G.	C.S.	C.G.	C.S.	
1	5.28	6.42	6.05	5.28	5.25	4.83	5.66	5.70	
2	9.40	11.42	10.76	9.40	9.35	8.60	10.43	10.15	
3	9.40	11.42	10.76	9.40	9.35	8.60	10.43	10.15	
4	9.40	11.42	10.76	9.40	9.35	8.60	10.43	10.15	
5	5.28	6.42	6.05	5.28	5.25	4.83	5.86	5.70	
6	13.27	16.12	15.19	20.30	20.20	18.57	22.53	21.92	
7	22.60	27.46	25.88	28.00	27.86	25.62	31.08	30.24	
8	22.60	27.46	25.88	28.00	27.86	25.62	31.08	30.24	
9	22.60	27.46	25.88	28.00	27.86	25.62	31.08	30.24	
10	22.60	27.46	25.88	28.00	27.86	25.62	31.08	30.24	
11	22.60	27.46	25.88	28.00	27.86	25.62	31.08	30.24	
12	22.60	27.46	25.88	28.00	27.86	25.62	31.08	30.24	
13	22.60	27.46	25.88	28.00	27.86	25.62	31.08	30.24	
14	22.60	27.46	25.88	28.00	27.86	25.62	31.08	30.24	
15	22.60	27.46	25.88	28.00	27.86	25.62	31.08	30.24	
16	22.60	27.46	25.88	28.00	27.86	25.62	31.08	30.24	
17	22.60	27.46	25.88	28.00	27.86	25.62	31.08	30.24	
18	16.56	20.12	18.96	16.56	16.48	15.15	18.38	17.88	
19	13.27	16.12	15.19	33.35	33.18	30.52	37.02	36.02	
20	22.60	27.46	25.88	29.00	28.86	26.54	32.19	31.32	
21	22.60	27.46	25.88	29.00	28.86	26.54	32.19	21.32	
22	22.60	27.46	25.88	29.00	28.86	26.54	32.19	21.32	
23	22.60	27.46	25.88	29.00	28.86	26.54	32.19	21.32	
24	22.60	27.46	25.88	29.00	28.86	26.54	32.19	21.32	
25	22.60	27.46	25.88	29.00	28.86	26.54	32.19	21.32	
26	22.60	27.46	25.88	29.00	28.86	26.54	32.19	21.32	
27	22.60	27.46	25.88	29.00	28.86	26.54	32.19	21.32	

COLUMNA	NIVEL PB - 3º			NIVEL 4º - 16º			AZDUEA	
	AREA	C.G.	C.S.	AREA	C.G.	C.S.	C.G.	C.S.
28	22.60	27.46	25.88	29.00	28.86	26.54	32.19	21.32
29	22.60	27.46	25.88	29.00	28.86	26.54	32.19	21.32
30	22.60	27.46	25.88	29.00	28.86	26.54	32.19	21.32
31	16.70	20.29	19.12	17.40	17.31	15.92	19.31	18.79

EN DONDE:

AREA: [m²]

C.G.: Es el peso por carga muerta más la carga viva gravitacional. [Tons]

C.S.: Es el peso por carga muerta más la carga viva sísmica. [Tons]

PESO PROPIO DE COLUMNAS POR NIVEL

COLUMNA	NIV. 1	NIV. 2	NIV. 3	NIV. 4	NIV. 5	NIV. 7	NIV. 8	NIV. 9	NIV. 10
					NIV. 6				
1	1.73	1.46	1.46	1.46	1.10	0.98	0.86	0.86	0.86
2	1.73	1.46	1.46	1.46	1.10	0.98	0.86	0.86	0.86
3	1.73	1.46	1.46	1.46	1.10	0.98	0.86	0.86	0.86
4	1.73	1.46	1.46	1.46	1.10	0.98	0.86	0.86	0.86
5	1.73	1.46	1.17	1.46	0.83	0.73	0.73	0.64	0.64
6	4.03	4.10	4.10	4.10	3.43	3.43	3.43	3.21	3.00
7	6.05	5.64	5.64	4.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
8	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
9	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
10	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
11	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
12	6.05	7.17	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
13	6.05	7.17	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
14	6.05	7.17	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
15	6.05	7.17	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00

PESO PROPIO DE COLUMNAS POR NIVEL

COLUMNA	NIV. 1	NIV. 2	NIV. 3	NIV. 4	NIV. 5	NIV. 7	NIV. 8	NIV. 9	NIV. 10
					NIV. 6				
16	6.05	7.17	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
17	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
18	4.03	4.10	4.10	4.10	2.78	3.64	2.14	1.93	1.71
19	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
20	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
21	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
22	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
23	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
24	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
25	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
26	6.05	5.12	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
27	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
28	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
29	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
30	6.05	5.64	5.64	5.12	4.07	3.64	3.43	3.21	3.00
31	4.03	4.10	4.10	4.10	2.78	3.64	2.14	1.93	1.71

PESO PROPIO DE COLUMNAS POR NIVEL

COLUMNA	NIV. 11	NIV. 12	NIV. 13	NIV. 14 NIV. 15	NIV. 16 NIV. AZ.
1	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86
2	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86
3	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86
4	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86
5	0.64	0.64	0.86	0.64	0.64
6	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
7	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
8	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
9	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
10	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
11	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
12	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
13	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
14	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
15	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22

PESO PROPIO DE COLUMNAS POR NIVEL

COLUMNA	NIV. 11	NIV. 12	NIV. 13	NIV. 14 NIV. 15	NIV. 16 NIV. AZ.
16	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
17	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
18	1.71	1.71	1.71	1.47	1.22
19	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
20	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
21	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
22	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
23	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
24	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
25	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
26	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
27	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
28	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
29	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
30	2.57	2.14	1.71	1.47	1.22
31	1.71	1.71	1.71	1.47	1.22

CARGA TOTAL DE COLUMNAS POR NIVEL

COLUMNA	NIV. 1	NIV. 2	NIV. 3	NIV. 4	NIV. 5		NIV. 8	NIV. 9	NIV. 10
					NIV. 6	NIV. 7			
1	7.78	7.51	7.51	6.29	5.93	5.81	5.69	5.69	5.69
2	12.49	12.22	12.22	10.06	9.70	9.58	9.46	9.46	9.46
3	12.49	12.22	12.22	10.06	9.70	9.58	9.46	9.46	9.46
4	12.49	12.22	12.22	10.06	9.70	9.58	9.46	9.46	9.46
5	7.78	7.51	7.22	6.29	5.66	5.56	5.56	5.47	5.47
6	19.22	19.29	19.29	22.67	22.00	22.00	22.00	21.78	21.57
7	31.93	31.52	31.52	30.74	29.69	29.26	29.05	28.83	28.62
8	31.93	31.52	31.52	30.74	29.69	29.26	29.05	28.83	28.62
9	31.93	31.52	31.52	30.74	29.69	29.26	29.05	28.83	28.62
10	31.93	31.52	31.52	30.74	29.69	29.26	29.05	28.83	28.62
11	31.93	31.52	31.52	30.74	29.69	29.26	29.05	28.83	28.62
12	31.93	33.05	31.52	30.74	29.69	29.26	29.05	28.83	28.62
13	31.93	33.05	31.52	30.74	29.69	29.26	29.05	28.83	28.62
14	31.93	33.05	31.52	30.74	29.69	29.26	29.05	28.83	28.62
15	31.93	33.05	31.52	30.74	29.69	29.26	29.05	28.83	28.62

CARGA TOTAL DE COLUMNAS POR NIVEL

COLUMNA	NIV. 1	NIV. 2	NIV. 3	NIV. 4	NIV. 5	NIV. 7	NIV. 8	NIV. 9	NIV. 10
					NIV. 6				
16	31.93	33.05	31.52	30.74	29.69	29.26	29.05	28.83	28.62
17	31.93	31.52	31.52	30.74	29.69	29.26	29.05	28.83	28.62
18	22.99	23.06	23.06	19.25	17.93	18.79	17.29	17.08	16.88
19	21.24	20.83	20.83	35.64	34.59	34.16	33.95	33.73	33.52
20	31.93	31.52	31.52	31.66	30.61	30.18	29.97	29.75	29.54
21	31.93	31.52	31.52	31.66	30.61	30.18	29.97	29.75	29.54
22	31.93	31.52	31.52	31.66	30.61	30.18	29.97	29.75	29.54
23	31.93	31.52	31.52	31.66	30.61	30.18	29.97	29.75	29.54
24	31.93	31.52	31.52	31.66	30.61	30.18	29.97	29.75	29.54
25	31.93	31.52	31.52	31.66	30.61	30.18	29.97	29.75	29.54
26	31.93	31.00	31.52	31.66	30.61	30.18	29.97	29.75	29.54
27	31.93	31.52	31.52	31.66	30.61	30.18	29.97	29.75	29.54
28	31.93	31.52	31.52	31.66	30.61	30.18	29.97	29.75	29.54
29	31.93	31.52	31.52	31.66	30.61	30.18	29.97	29.75	29.54
30	31.93	31.52	31.52	31.66	30.61	30.18	29.97	29.75	29.54
31	23.15	23.22	23.22	20.02	18.70	19.56	18.06	17.85	17.63

CARGA TOTAL DE COLUMNAS POR NIVEL

COLUMNA	NIV. 11	NIV. 12	NIV. 13	NIV. 14 NIV. 15	NIV. 16	NIV. 17
1	5.69	5.69	5.69	5.69	5.69	6.56
2	9.46	9.46	9.46	9.46	9.46	11.01
3	9.46	9.46	9.46	9.46	9.46	11.01
4	9.46	9.46	9.46	9.46	9.46	11.01
5	5.47	5.47	5.69	5.47	5.47	6.34
6	21.14	20.71	20.28	20.04	19.79	23.14
7	28.19	27.76	27.33	27.09	26.84	31.46
8	28.19	27.76	27.33	27.09	26.84	31.46
9	28.19	27.76	27.33	27.09	26.84	31.46
10	28.19	27.76	27.33	27.09	26.84	31.46
11	28.19	27.76	27.33	27.09	26.84	31.46
12	28.19	27.76	27.33	27.09	26.84	31.46
13	28.19	27.76	27.33	27.09	26.84	31.46
14	28.19	27.76	27.33	27.09	26.84	31.46
15	28.19	27.76	27.33	27.09	26.84	31.46

CARGA TOTAL DE COLUMNAS POR NIVEL

COLUMNA	NIV. 11	NIV. 12	NIV. 13	NIV. 14 NIV. 15	NIV. 16	NIV. 17
16	28.19	27.76	27.33	27.09	26.84	31.46
17	28.19	27.76	27.33	27.09	26.84	31.46
18	16.86	16.86	16.86	16.62	16.37	19.10
19	33.09	32.66	32.23	31.99	31.74	37.24
20	29.11	28.68	28.25	28.01	27.76	32.54
21	29.11	28.68	28.25	28.01	27.76	32.54
22	29.11	28.68	28.25	28.01	27.76	32.54
23	29.11	28.68	28.25	28.01	27.76	32.54
24	29.11	28.68	28.25	28.01	27.76	32.54
25	29.11	28.68	28.25	28.01	27.76	32.54
26	29.11	28.68	28.25	28.01	27.76	32.54
27	29.11	28.68	28.25	28.01	27.76	32.54
28	29.11	28.68	28.25	28.01	27.76	32.54
29	29.11	28.68	28.25	28.01	27.76	32.54
30	29.11	28.68	28.25	28.01	27.76	32.54
31	17.63	17.63	17.63	17.39	17.14	20.01

CALCULO DEL CENTRO DE MASAS DEL NIVEL Nº 1

COLUMNA	W_t TONS.	dx m	dy m	$(W_t \cdot dx)$ T m	$(W_t \cdot dy)$ T m
1	7.78	16	0.0	124.48	0.00
2	12.49	12	0.0	149.88	0.00
3	12.49	8	0.0	99.92	0.00
4	12.49	4	0.0	49.96	0.00
5	7.78	0	0.0	0.00	0.00
6	19.22	48	4.2	922.56	80.72
7	31.93	44	4.2	1404.92	134.11
8	31.93	40	4.2	1277.20	134.11
9	31.93	36	4.2	1149.78	134.11
10	31.93	32	4.2	1021.76	134.11
11	31.93	28	4.2	894.04	134.11
12	31.93	24	4.2	766.32	134.11
13	31.93	20	4.2	638.60	134.11
14	31.93	16	4.2	510.88	134.11
15	31.93	12	4.2	383.16	134.11
16	31.93	8	4.2	255.44	134.11
17	31.93	4	4.2	127.72	134.11
18	22.29	0	4.2	0.00	93.63
19	21.24	48	14.0	1019.52	297.36
20	31.93	44	14.0	1404.92	447.02
21	31.93	40	14.0	1277.20	447.02
22	31.93	36	14.0	1149.78	447.02
23	31.93	32	14.0	1021.76	447.02
24	31.93	28	14.0	894.04	447.02
25	31.93	24	14.0	766.32	447.02
26	31.93	20	14.0	638.60	447.02
27	31.93	16	14.0	510.88	447.02
28	31.93	12	14.0	383.16	447.02
29	31.93	8	14.0	255.44	447.02
30	31.93	4	14.0	127.72	447.02
31	23.15	0	14.0	0.00	324.10
	842.09			19225.36	7191.128

$$X_c = \frac{19,225.36}{842.09} = 22.83m$$

$$Y_c = \frac{7,191.128}{842.09} = 8.54m$$

Análogamente al cálculo del centro de masas correspondiente al nivel N° 1 presentado en la tabla anterior, se procedió con los niveles restantes encontrando los resultados que a continuación se presentan:

NIVEL	X_c	Y_c	M_t
1	22.83	8.54	842.09
2	22.77	8.50	838.65
3	22.84	8.55	831.23
4	23.73	8.77	826.74
5	23.79	8.78	797.21
6	23.79	8.78	797.21
7	23.73	8.78	788.46
8	23.82	8.78	780.15
9	23.82	8.78	774.36
10	23.82	8.78	768.90
11	23.79	8.77	758.56
12	23.76	8.77	748.24
13	23.72	8.76	738.14
14	23.73	8.76	731.68
15	23.73	8.76	731.68
16	23.73	8.76	725.18
17	23.74	8.76	849.42
	[m]	[m]	[ton]

Con la información anterior y los demás parámetros ya mencionados, se procede al análisis estructural, el cual se realiza primeramente para un análisis estático de la estructura y con las fuerzas encontradas se evalúan las rigideces de entrepiso en toda la estructura. Una vez conocido el valor de la rigidez en cada entrepiso, se realiza el análisis dinámico de la estructura, de donde se desprenden el valor de los desplazamientos debidos a las propias fuerzas dinámicas; las excentricidades calculadas para cada nivel; los períodos correspondientes a los cinco primeros modos de vibrar en cada dirección, así como los elementos mecánicos actuantes en la estructura y con los que se revisarán y diseñarán los diferentes elementos que la constituyen.

Estructura de 17 niveles.

Tipo y Localización de Marcos Componentes

Num. Dir.	Nombre	Tipo	Coordenada	Comport
1	X Marco	11	1	.000000 0
2	X Marco	22	2	4.200000 0
3	X Marco	33	3	14.000000 0
4	Y Marco	AA	1	48.000000 0
5	Y Marco	BB	2	44.000000 0
6	Y Marco	CC	3	40.000000 0
7	Y Marco	DD	4	36.000000 0
8	Y Marco	EE	5	32.000000 0
9	Y Marco	FF	6	28.000000 0
10	Y Marco	GG	7	24.000000 0
11	Y Marco	HH	4	20.000000 0
12	Y Marco	II	5	16.000000 0
13	Y Marco	JJ	6	12.000000 0
14	Y Marco	KK	7	8.000000 0
15	Y Marco	LL	6	4.000000 0
16	Y Marco	MM	7	.000000 0

Acelerac. gravedad (g) .. 9.810

Coefficiente sísmico (c) .. .850

Factor amplif. (Fa) .. 1.000

Ordenada para T = 0 (a0) .. .660

Período caract. 1 (T1) .. .000

Período caract. 2 (T2) .. 1.400

Exponente ord. spec. (r) .. .657

Datos del análisis sísmico:

Nivel	Peso	Altura
1	842.0904	4.4000
2	838.6569	4.5000
3	831.2014	4.5000
4	826.6887	4.5000
5	797.1606	9.5000
6	797.1606	9.5000
7	788.5272	9.5000
8	760.1893	9.5000
9	774.4014	9.5000
10	769.9078	9.5000
11	756.6074	9.5000
12	748.2087	9.5000
13	732.1044	9.5000
14	731.7279	9.5000
15	731.7279	9.5000
16	725.1552	9.5000
17	849.4479	9.5000

Solución al Eigenproblema. Sismo en dirección X

Modo	Periodo
1	2.75208
2	.92220
3	.60654
4	.44420
5	.35355

Solución al Eigenproblema. Sismo en dirección Y

Modo	Periodo
1	4.00029
2	1.52474
3	.95159
4	.70018
5	.55548

Resultados del Análisis Espectral Modal:

Coeficientes de Participación Modal:

Modo	X	Y
1	30.433	29.392
2	12.072	12.934
3	8.5006	8.7762
4	6.8576	6.8404
5	5.9212	5.6669
6	5.1458	4.8683
7	4.3672	4.2528
8	3.6634	3.7130
9	3.1435	3.3329
10	2.7291	2.9531
11	2.2860	2.7797
12	1.9612	2.8411
13	1.7085	2.9566
14	1.5010	3.2499
15	2.8071	3.4281
16	4.5069	4.6429
17	3.6863	5.2291

Excentricidad Calculada

Nivel	ESX	ESY	MFx	MFY
17	-2.65770	-.36564	9.60000	2.80000
16	-3.82290	-.50907	9.60000	2.80000
15	-4.75511	-.52068	9.60000	2.80000
14	-5.41799	-.56744	9.60000	2.80000
13	-5.93327	-.58387	9.60000	2.80000
12	-6.14826	-.57452	9.60000	2.80000
11	-6.10837	-.58465	9.60000	2.80000
10	-6.00839	-.59466	9.60000	2.80000
9	-5.79742	-.58908	9.60000	2.80000
8	-5.60345	-.60120	9.60000	2.80000
7	-5.44501	-.60603	9.60000	2.80000
6	-5.12295	-.58294	9.60000	2.80000
5	-4.74811	-.44523	9.60000	2.80000
4	-4.28447	-.11150	9.60000	2.80000
3	-2.59360	.34167	9.60000	2.80000
2	-1.58065	.34569	9.60000	2.80000
1	-.40285	.31537	9.60000	2.80000

Fuerza estática F_e : .1144E+05
 Fuerza dinámica F_x : 1735.
 Fuerza dinámica F_y : 1323.

Desplazamientos laterales generados por Fuerzas Dinámicas.

Nivel	DX	Rel	DY	Rel	Fer	
17	.4804	.1264E-01	.8642	.4443E-01	.1770E-01	Permitido
16	.4478	.1899E-01	.8195	.5235E-01	.1770E-01	No permitido
15	.4488	.2295E-01	.7674	.5863E-01	.1770E-01	No permitido
14	.4259	.2775E-01	.7088	.6460E-01	.1770E-01	No permitido
13	.3981	.3070E-01	.6442	.6877E-01	.1770E-01	No permitido
12	.3674	.3374E-01	.5754	.6571E-01	.1770E-01	No permitido
11	.3337	.3641E-01	.5057	.6995E-01	.1770E-01	No permitido
10	.2973	.3874E-01	.4357	.6933E-01	.1770E-01	No permitido
9	.2585	.4100E-01	.3664	.6801E-01	.1770E-01	No permitido
8	.2175	.4231E-01	.2984	.5503E-01	.1770E-01	No permitido
7	.1752	.4224E-01	.2333	.5955E-01	.1770E-01	No permitido
6	.1330	.4047E-01	.1738	.5331E-01	.1770E-01	No permitido
5	.9251E-01	.3582E-01	.1205	.4459E-01	.1770E-01	No permitido
4	.5670E-01	.2716E-01	.7589E-01	.3566E-01	.2070E-01	No permitido
3	.2954E-01	.1315E-01	.4623E-01	.2111E-01	.2070E-01	Permitido
2	.1638E-01	.1037E-01	.1912E-01	.1357E-01	.2070E-01	Permitido
1	.6014E-02	.6014E-02	.5545E-02	.5546E-02	.2070E-01	Permitido

III.4. REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA Y DE SERVICIO

A) ESTADO LIMITE DE FALLA

De acuerdo con los resultados obtenidos del análisis estructural, en término de los diferentes elementos mecánicos actuantes en la estructura, se procedió a la revisión de quince tramos de columna en cinco diferentes niveles del edificio, los cuales fueron elegidos aleatoriamente. Dicha revisión, fue realizada considerando a las columnas con sus secciones originales, y bajo el criterio de Bresler a través del uso de las siguientes expresiones:

$$P_R = \left[\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right]^{-1} \quad \text{CUANDO } P_R / P_{RO} \geq 0.1$$

6

$$\frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} \leq 1.0 \quad \text{CUANDO } P_R / P_{RO} < 0.1$$

La revisión se realiza para trece combinaciones de carga; calculándose un Factor de Seguridad definido como el cociente de dividir a la carga (P) de cada combinación, afectada por su factor de carga respectivo, entre la capacidad resistente de la columna afectada por un factor de reducción. Como es evidente, para que la columna pueda brindar un grado de seguridad satisfactorio, es necesario que el factor de seguridad

antes mencionado sea superior a la unidad. En la tabla que a continuación se presenta, es posible observar los mínimos valores obtenidos para el factor de seguridad en las trece combinaciones estudiadas para cada columna.

C O L U M N A E J E S N I V E L		FACTOR DE SEGURIDAD
A-3	01	0.879
A-3	05	0.437
A-3	09	0.812
A-3	13	0.435
A-3	17	0.869
K-3	01	1.059
K-3	05	0.954
K-3	09	1.099
K-3	13	0.877
K-3	17	1.069
K-1	01	0.561
K-1	05	0.280
K-1	09	0.199
K-1	13	0.332
K-1	17	1.106

Como se puede observar, en doce de las quince columnas estudiadas, el factor de seguridad resultó ser menor que uno, por lo que puede decirse que el 80% de los elementos revisados supera y en algunos casos notablemente el estado límite de falla, es decir, la capacidad de dichos miembros es insuficien-

te para soportar las cargas a las que de acuerdo con el reglamento será sometida la estructura.

B) ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Del análisis estructural realizado, se obtuvieron los desplazamientos que sufre la estructura en cada uno de sus diecisiete niveles, dichos desplazamientos son los debidos a las cargas dinámicas actuantes en la estructura reducidas por el factor de ductilidad de la estructura. De acuerdo con RCGRO-88, los estados límite de servicio deberán ser revisados con los desplazamientos debidos a las fuerzas dinámicas actuantes sin reducción, por lo que a los desplazamientos calculados habrá que multiplicarlos por el factor de ductilidad mencionado cuyo valor es $Q = 3$.

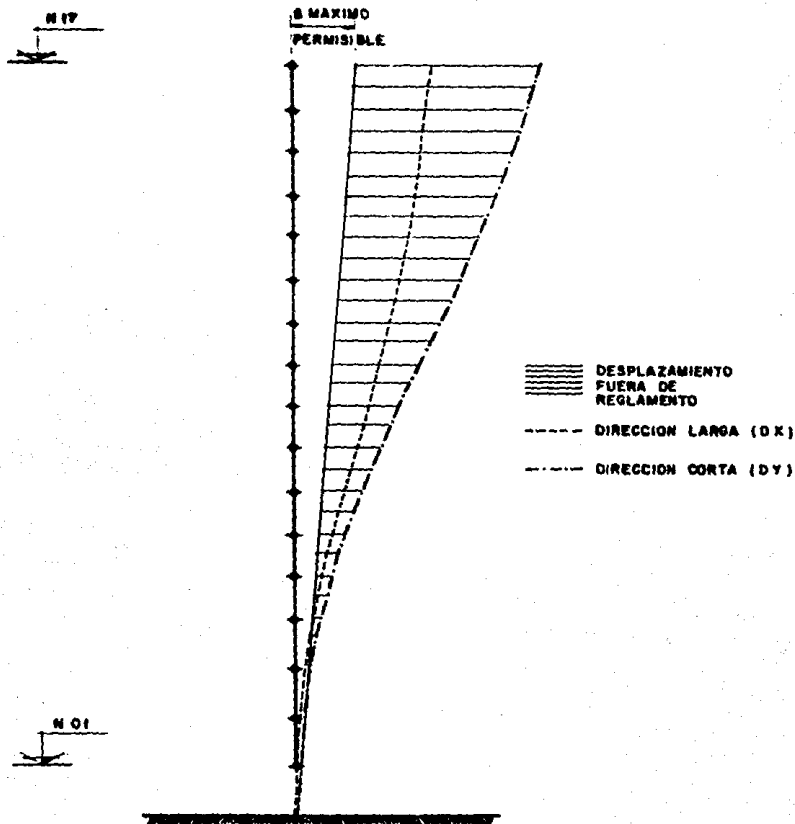
	DX	DY	DPer.
17	1.44	2.60	0.63
16	1.40	2.46	0.59
15	1.35	2.30	0.55
14	1.28	2.13	0.52
13	1.19	1.93	0.48
12	1.10	1.73	0.45
11	1.00	1.52	0.41
10	0.89	1.31	0.38
09	0.78	1.10	0.34
08	0.65	0.90	0.31
07	0.53	0.70	0.27
06	0.40	0.52	0.24
05	0.28	0.36	0.20
04	0.17	0.23	0.17
03	0.09	0.12	0.12
02	0.05	0.06	0.08
01	0.02	0.02	0.04
	[m]	[m]	[m]

Como podemos observar los desplazamientos rebasan notablemente el rango de desplazamientos permisibles, por lo que se concluye que la estructura no cumple con el estado límite de servicio. En la figura que a continuación se presenta, se

observan los desplazamientos calculados contra los permisibles, correspondiendo a la zona asciurada los desplazamientos que se encuentran fuera de reglamento. Para el cálculo del desplazamiento permisible se utilizó la expresión:

$$D_{Per} = 0.012h \text{ del reglamento}$$

Dicha expresión ha sido tomada del artículo 209 del RCGRO-88; la cual aunque es un valor alto, representa al máximo permisible en una estructura en la que los elementos incapaces de soportar deformaciones importantes se encuentren desligados de la propia estructura principal.



GRAFICA DE DESPLAZAMIENTOS
ESC. 1:50

III.5. EVALUACION DE RESULTADOS

De acuerdo con los resultados del análisis estructural realizado, y con los estudios posteriores al mismo, se hace evidente que el edificio, con su estructuración actual se encuentra completamente fuera de reglamento, ya que rebasa notablemente tanto el estado límite de falla como el de servicio.

En lo referente al estado límite de falla, de los elementos revisados, el 80% no cumple con los requerimientos del RCGRO-88, es decir tanto las secciones como su refuerzo son insuficientes para soportar las acciones producidas por las diferentes condiciones de carga.

Por otra parte, en lo referente al estado límite de servicio, se observa que los desplazamientos debidos al sismo de diseño en direcciones ortogonales se encuentran completamente fuera del rango permisible; aún si para el cálculo de este se considera el doce al millar de la altura, el cual de acuerdo con las características de esta estructura no es recomendable.

De todo lo anterior podemos concluir que para poder terminar y poner en servicio al edificio que nos ocupa, cumpliendo con los lineamientos contenidos en el título sexto del RCGRO-88, se hacen indispensables su refuerzo y rigidización.

IV. REFUERZO ESTRUCTURAL

IV.1. SOLUCIONES POSIBLES

Para proceder al refuerzo y rigidización del edificio, se hace necesario un proyecto tal que permita que las sollicitaciones a que se somete dicho edificio, puedan ser soportadas por los diferentes elementos estructurales que lo constituyan con un grado de seguridad adecuado. Por otra parte, deberá de rigidizarse a la estructura de tal forma que las acciones dinámicas que actúen en ella, le produzcan desplazamientos que se encuentren dentro del rango de los permisibles.

Es importante recordar que para el proyecto de refuerzo estructural, cualquiera que este sea, se deberá conservar el edificio completo; aunque pudiera ser evidente desde el punto de vista técnico que la mejor solución sería la demolición parcial de la estructura, ésta no es posible en este caso por restricción del propietario.

Dentro de las posibles soluciones de refuerzo, se describen tres de ellas, bajo las cuales la estructura mostró un comportamiento satisfactorio conocidas las limitaciones del proyecto.

A) REFUERZO POR DENTRO DE LA ESTRUCTURA

* REVISION 01

Esta solución consiste en llevar muros de rigidez por dentro del edificio y en todo lo alto del mismo, de acuerdo con la distribución mostrada en la figura IV.1.A. Dichos muros fueron proyectados para un espesor de 40 cm., dimensión con la cual se procedió al análisis estructural del edificio reforzado, para lo cual se conservaron los parámetros utilizados en el análisis de la estructura original como lo son el coeficiente sísmico, el espectro de diseño, el factor de ductilidad, etc. No así el peso y posición del centro de masas de cada nivel, ni tampoco las propiedades geométricas de los elementos reforzados, por lo que dichos valores fueron recalculados. A continuación se presenta una tabla en la que se consignan los valores obtenidos del peso por nivel así como la posición del centro de masas en el mismo.

NIVEL	X_c	Y_c	W_t
	[m]	[m]	[ton]
1	22.87	8.61	1089.00
2	22.81	8.57	1089.00
3	22.88	8.62	1082.00
4	23.77	8.84	1077.00
5	23.83	8.85	1011.00
6	23.83	8.85	1011.00
7	23.77	8.85	1003.00
8	23.86	8.85	994.30
9	23.86	8.85	988.50
10	23.86	8.85	983.00
11	23.83	8.84	972.70
12	23.80	8.84	962.30
13	23.76	8.83	952.20
14	23.77	8.83	945.80
15	23.77	8.83	945.80
16	23.77	8.83	939.30
17	23.78	8.83	1064.00

Con base en la información anterior, y una vez corregidas las propiedades geométricas de las secciones reforzadas, se procedió al análisis estructural bajo estas condiciones, y se obtuvieron los siguientes resultados.

Estructura de 17 niveles.

Tipo y Localización de Marcos Componentes

Num. Dir.	Nombre	Tipo	Coordenada	Comport	
1	X	Marco 11	1	.000000	0
2	X	Marco 22	2	6.200000	1
3	X	Marco 33	3	16.000000	1
4	Y	Marco AA	1	48.000000	1
5	Y	Marco BB	2	44.000000	0
6	Y	Marco CC	3	40.000000	0
7	Y	Marco DD	2	36.000000	0
8	Y	Marco EE	6	32.000000	1
9	Y	Marco FF	2	28.000000	0
10	Y	Marco GG	5	24.000000	0
11	Y	Marco HH	2	20.000000	0
12	Y	Marco II	6	16.000000	1
13	Y	Marco JJ	7	12.000000	0
14	Y	Marco KK	8	8.000000	0
15	Y	Marco LL	7	4.000000	0
16	Y	Marco MM	9	.000000	1

Acelerac. gravedad (g) .. 9.810
 Coeficiente sísmico (c) .. .860
 Factor amplif. (Fa) .. 1.000
 Ordenada para T = 0 (a0) .. .860
 Periodo caract. 1 (T1) .. .000
 Periodo caract. 2 (T2) .. 1.400
 Exponente ord. spec. (r) .. .667

Datos del análisis sísmico:

Nivel	Peso	Altura
1	1089.0080	3.6000
2	1089.0080	3.6500
3	1082.0430	3.6500
4	1077.0400	3.6500
5	1011.0190	2.9500
6	1011.0190	2.9500
7	1002.9740	2.9500
8	994.3417	2.9500
9	988.4557	2.9500
10	982.9620	2.9500
11	972.6616	2.9500
12	962.2629	2.9500
13	952.1586	2.9500
14	945.7822	2.9500
15	945.7822	2.9500
16	939.3076	2.9500
17	1063.9930	2.9500

Solución al Eigenproblema. Sismo en dirección X

Modo	Periodo
1	1.18542
2	.49695
3	.31578
4	.23123
5	.18256

Solución al Eigenproblema. Sismo en dirección Y

Modo	Periodo
1	1.02557
2	.43772
3	.27846
4	.20384
5	.16075

Resultados del Análisis Espectral Modal:

Coeficientes de Participación Modal:

Modo	X	Y
1	33.541	33.358
2	15.043	15.408
3	10.192	10.367
4	7.7818	7.8428
5	6.2727	6.3005
6	5.3101	5.2972
7	4.7071	4.6612
8	4.2208	4.2196
9	3.8665	3.9086
10	3.5824	3.6639
11	3.3252	3.4390
12	3.0921	3.1735
13	2.8882	2.9234
14	2.7229	2.7668
15	3.0375	3.2500
16	4.0639	3.5954
17	5.5646	5.2724

Excentricidad Calculada

Nivel	ESX	ESY	MPX	MPY
17	-.72791	-.10439	9.60000	2.80000
16	-.69242	-.01694	9.60000	2.80000
15	-.67424	.03928	9.60000	2.80000
14	-.64270	.07161	9.60000	2.80000
13	-.62601	.09156	9.60000	2.80000
12	-.63071	.10323	9.60000	2.80000
11	-.63244	.11602	9.60000	2.80000
10	-.63506	.11790	9.60000	2.80000
9	-.62729	.12983	9.60000	2.80000
8	-.58782	.13714	9.60000	2.80000
7	-.47675	.14301	9.60000	2.80000
6	-.52263	.15001	9.60000	2.80000
5	-.46044	.16268	9.60000	2.80000
4	-.45990	.19533	9.60000	2.80000
3	.58665	.43673	9.60000	2.80000
2	.66806	.47758	9.60000	2.80000
1	.89927	.45755	9.60000	2.80000

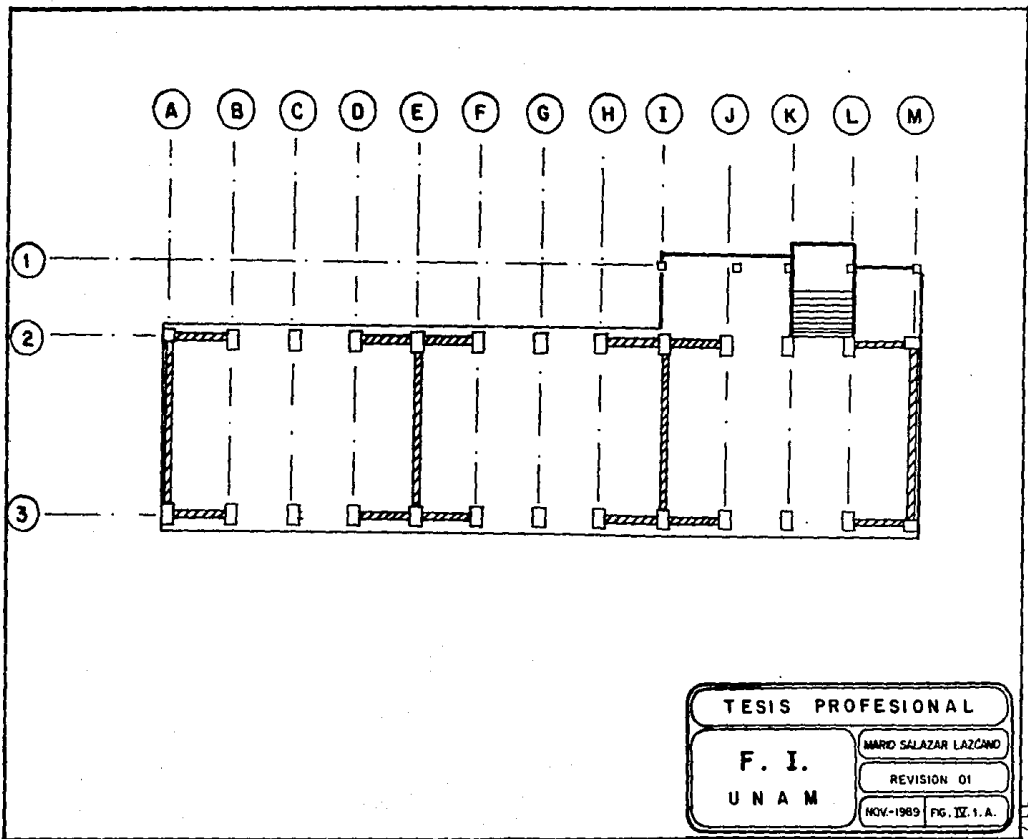
Fuerza estática Fe : .1671E+05
 Fuerza dinámica Fx : 3251.
 Fuerza dinámica Fy : 3227.

Desplazamientos laterales generados por Fuerzas Dinámicas.

Nivel	DX	Rel	DY	Rel	Per	Permitido
17	.1553	.1292E-01	.1183	.1082E-01	.1770E-01	Permitido
16	.1424	.1240E-01	.1075	.1005E-01	.1770E-01	Permitido
15	.1300	.1189E-01	.9742E-01	.9601E-02	.1770E-01	Permitido
14	.1181	.1174E-01	.8782E-01	.9268E-02	.1770E-01	Permitido
13	.1063	.1148E-01	.7855E-01	.8949E-02	.1770E-01	Permitido
12	.9487E-01	.1130E-01	.6960E-01	.8642E-02	.1770E-01	Permitido
11	.8358E-01	.1104E-01	.6096E-01	.8306E-02	.1770E-01	Permitido
10	.7254E-01	.1071E-01	.5265E-01	.7932E-02	.1770E-01	Permitido
9	.6183E-01	.1030E-01	.4472E-01	.7498E-02	.1770E-01	Permitido
8	.5152E-01	.9766E-02	.3722E-01	.7023E-02	.1770E-01	Permitido
7	.4176E-01	.9099E-02	.3020E-01	.6674E-02	.1770E-01	Permitido
6	.3266E-01	.8253E-02	.2372E-01	.5852E-02	.1770E-01	Permitido
5	.2441E-01	.7421E-02	.1787E-01	.5173E-02	.1770E-01	Permitido
4	.1699E-01	.6917E-02	.1270E-01	.5019E-02	.2070E-01	Permitido
3	.1007E-01	.5103E-02	.7679E-02	.3857E-02	.2070E-01	Permitido
2	.4966E-02	.3443E-02	.3822E-02	.2593E-02	.2070E-01	Permitido
1	.1523E-02	.1523E-02	.1229E-02	.1229E-02	.2070E-01	Permitido

En los resultados de este análisis, como en los de la estructura original, se obtienen los desplazamientos debidos a las fuerzas dinámicas reducidas; si multiplicamos los desplazamientos calculados por el factor de ductilidad, se obtienen los desplazamientos con los que habrá de revisarse el estado límite de servicio.

NIVEL	Dx [m]	Dy [m]	Dper [m]
17	0.47	0.35	0.63
16	0.43	0.32	0.59
15	0.39	0.29	0.55
14	0.35	0.26	0.52
13	0.32	0.24	0.48
12	0.28	0.21	0.45
11	0.26	0.18	0.41
10	0.22	0.16	0.38
9	0.19	0.13	0.34
8	0.15	0.11	0.31
7	0.13	0.09	0.27
6	0.10	0.07	0.24
5	0.07	0.05	0.20
4	0.05	0.04	0.17
3	0.03	0.02	0.12
2	0.01	0.01	0.03
1	0.005	0.004	0.04



TESIS PROFESIONAL

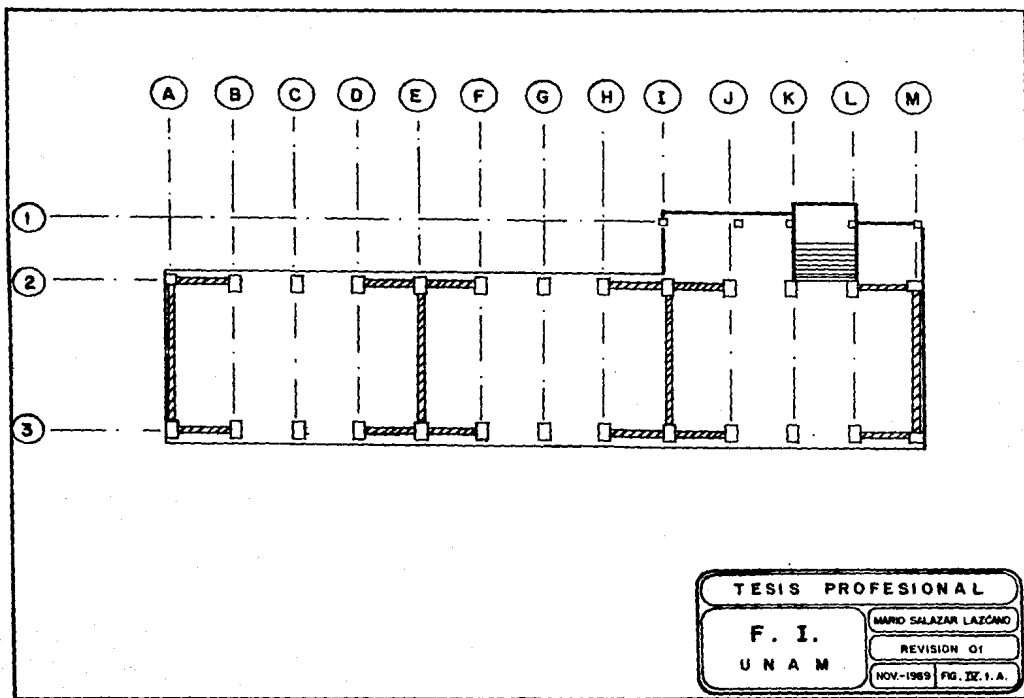
F. I.

U N A M

MARIO SALAZAR LAZCANO

REVISION 01

NOV-1989 FIG. IX. 1. A.



TESIS PROFESIONAL	
F. I.	MARIO SALAZAR LAZCANO
UNAM	REVISION 01
	NOV.-1969 FIG. IX. 1. A.

B) REFUERZO POR FUERA DE LA ESTRUCTURA*** REVISION 02**

Esta solución supone el uso de muros de rigidez por fuera de la estructura, a manera de contrafuertes y en las columnas alternadas de los ejes hacia la costera, así como en los ejes longitudinales 2 y 3, de acuerdo con la disposición mostrada en la figura IV.1.B. Originalmente, esta revisión se realizó con muros de 6.00 m. de longitud y 0.40 m. de espesor, pero los desplazamientos calculados debidos al sismo de diseño se encontraban completamente fuera de reglamento, razón por la cual dichas secciones se incrementaron a unas de longitud 9.00m. y espesor 0.50 m., procediendo así al análisis estructural para lo cual se recalcularon tanto el peso como la posición de los centros de masas en cada nivel, así como las propiedades geométricas de los miembros reforzados encontrándose los siguientes resultados:

NIVEL	X_c [m]	Y_c [m]	W_t [ton]
1	23.07	10.64	1230.00
2	23.01	10.60	1227.50
3	23.08	10.65	1225.00
4	23.97	10.87	1221.00
5	23.84	10.81	1134.00
6	23.84	10.81	1134.00
7	23.78	10.81	1125.00
8	23.87	10.81	1117.00
9	23.87	10.81	1111.00
10	23.87	10.81	1106.00
11	23.84	10.80	1095.00
12	23.81	10.80	1085.00
13	23.77	10.79	1075.00
14	23.78	10.79	1069.00
15	23.78	10.79	1069.00
16	23.78	10.79	1062.00
17	23.79	9.82	1186.00

Con base en lo anterior, y habiendo sido recalculadas las propiedades de las secciones reforzadas, se procedió al análisis estructural bajo estas condiciones, obteniéndose los siguientes resultados:

Estructura de 17 niveles.

Tipo y Localización de Marcos Componentes

Num. Dir.	Nombre	Tipo	Coordenada	Comport
1	X Marco 11	1	.000000	0
2	X Marco 22	2	4.200000	1
3	X Marco 33	3	14.000000	1
4	Y Marco AA	1	48.000000	1
5	Y Marco BB	2	44.000000	0
6	Y Marco CC	3	40.000000	1
7	Y Marco DD	4	36.000000	0
8	Y Marco EE	5	32.000000	1
9	Y Marco FF	6	28.000000	0
10	Y Marco GG	7	24.000000	1
11	Y Marco HH	8	20.000000	0
12	Y Marco II	9	16.000000	1
13	Y Marco JJ	10	12.000000	0
14	Y Marco KK	11	8.000000	1
15	Y Marco LL	12	4.000000	0
16	Y Marco MM	13	.000000	1

Acelerac. gravedad (g) .. 9.810

Coefficiente sísmico (c) .. .860

Factor amplif. (Fa) .. 1.000

Ordenada para T = 0 (a0) .. .860

Periodo caract. 1 (T1) .. .000

Periodo caract. 2 (T2) .. 1.400

Exponente ord. spec. (r) .. .667

Datos del análisis sísmico:

Nivel	Peso	Altura
1	1229.9780	3.4000
2	1233.0190	4.4500
3	1224.9750	4.4500
4	1220.9530	4.4500
5	1134.0360	4.9500
6	1134.0360	4.9500
7	1125.0110	4.0000
8	1116.9670	4.9500
9	1110.9830	4.9500
10	1105.9790	4.9500
11	1094.9920	4.9500
12	1084.9860	4.9500
13	1074.9800	4.9500
14	1068.9960	4.9500
15	1068.9960	4.9500
16	1062.0310	4.9500
17	1186.0290	4.9500

Solución al Eigenproblema. Sismo en dirección X

Modo	Período
1	1.61692
2	.68065
3	.42917
4	.31416
5	.24910

Solución al Eigenproblema. Sismo en dirección Y

Modo	Período
1	1.43270
2	.61148
3	.38884
4	.28491
5	.22507

Resultados del Análisis Espectral Modal:

Coeficientes de Participación Modal:

Modo	X	Y
1	35.381	35.114
2	16.170	16.334
3	10.880	11.003
4	8.3873	8.3795
5	6.9033	6.7504
6	5.9146	5.7049
7	5.2708	5.0262
8	4.6382	4.5410
9	4.1784	4.1824
10	3.8310	3.9341
11	3.5445	3.7454
12	3.3069	3.5428
13	3.0763	3.2920
14	2.8336	3.0446
15	2.7981	3.3057
16	4.6518	4.4264
17	5.3399	6.3094

Excentricidad Calculada

Nivel	ESX	ESY	MPX	MPY
17	-.48214	-.76279	9.60000	2.80000
16	-.38348	-1.50880	9.60000	2.80000
15	-.37702	-1.50410	9.60000	2.80000
14	-.36264	-1.41321	9.60000	2.80000
13	-.34785	-1.39071	9.60000	2.80000
12	-.38167	-1.34744	9.60000	2.80000
11	-.38510	-1.31586	9.60000	2.80000
10	-.40034	-1.29959	9.60000	2.80000
9	-.39120	-1.27269	9.60000	2.80000
8	-.36150	-1.25825	9.60000	2.80000
7	-.26373	-1.25047	9.60000	2.80000
6	-.31088	-1.24554	9.60000	2.80000
5	-.23542	-1.21918	9.60000	2.80000
4	-.41932	-1.23392	9.60000	2.80000
3	.45748	-.98696	9.60000	2.80000
2	.56361	-.97662	9.60000	2.80000
1	.83346	-.98893	9.60000	2.80000

Fuerza estática F_e : .1658E+05
 Fuerza dinámica F_x : 3313.
 Fuerza dinámica F_y : 3529.

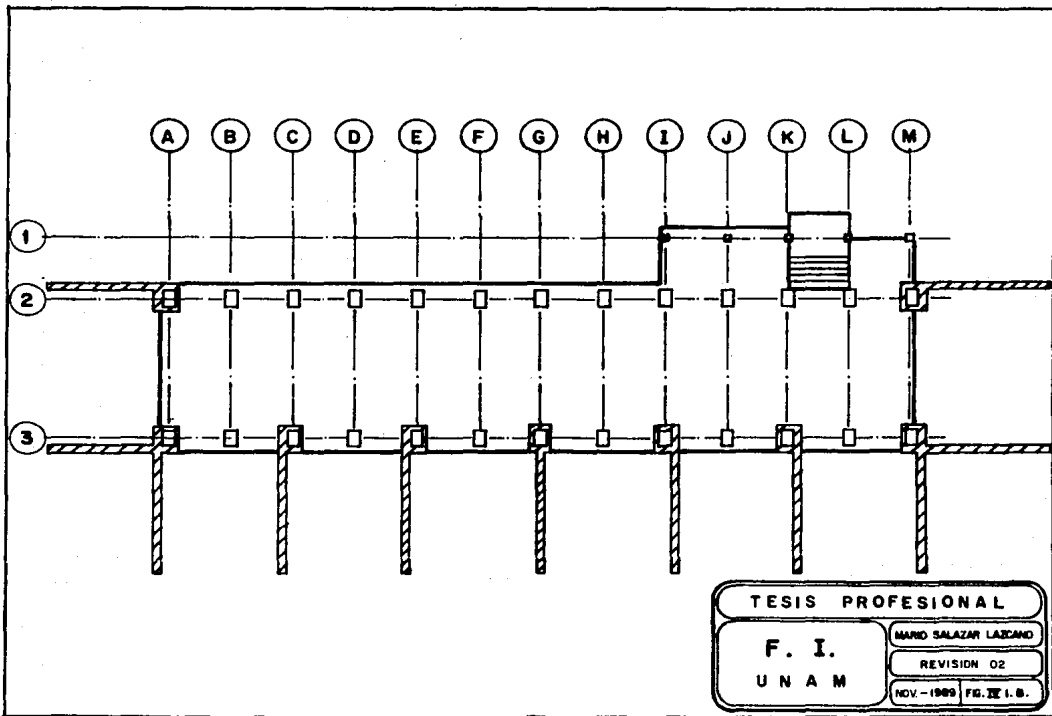
Desplazamientos laterales generados por Fuerzas Dinámicas.

Nivel	DX	Rel	DY	Rel	Per	
17	.2652	.2147E-01	.2277	.2095E-01	.1770E-01	No permitido
16	.2437	.2243E-01	.2068	.1986E-01	.1770E-01	No permitido
15	.2213	.2151E-01	.1869	.1894E-01	.1770E-01	No permitido
14	.1998	.2109E-01	.1680	.1826E-01	.1770E-01	No permitido
13	.1787	.2018E-01	.1497	.1760E-01	.1770E-01	No permitido
12	.1585	.1954E-01	.1321	.1489E-01	.1770E-01	No permitido
11	.1389	.1882E-01	.1152	.1417E-01	.1770E-01	No permitido
10	.1201	.1801E-01	.9906E-01	.1536E-01	.1770E-01	No permitido
9	.1021	.1712E-01	.8370E-01	.1447E-01	.1770E-01	Permitido
8	.8498E-01	.1610E-01	.6923E-01	.1348E-01	.1770E-01	Permitido
7	.6886E-01	.1505E-01	.5575E-01	.1233E-01	.1800E-01	Permitido
6	.5383E-01	.1401E-01	.4341E-01	.1110E-01	.1770E-01	Permitido
5	.3982E-01	.1283E-01	.3231E-01	.9819E-02	.1770E-01	Permitido
4	.2696E-01	.1115E-01	.2249E-01	.9302E-02	.2070E-01	Permitido
3	.1584E-01	.7506E-02	.1319E-01	.6850E-02	.2070E-01	Permitido
2	.8330E-02	.5596E-02	.6340E-02	.4504E-02	.2070E-01	Permitido
1	.2734E-02	.2734E-02	.1836E-02	.1836E-02	.2070E-01	Permitido

A continuación, se procede a la obtención de los desplazamientos debidos a las fuerzas dinámicas sin reducir, para lo cual se multiplican como en los casos anteriores los que da el análisis por el factor de ductilidad $Q = 3$.

NIVEL	Dx	Dy	Dper
17	0.80	0.68	0.63
16	0.73	0.62	0.59
15	0.66	0.56	0.55
14	0.60	0.50	0.52
13	0.54	0.45	0.48
12	0.48	0.40	0.45
11	0.42	0.35	0.41
10	0.36	0.30	0.38
9	0.31	0.25	0.34
8	0.25	0.21	0.31
7	0.21	0.17	0.27
6	0.16	0.13	0.24
5	0.12	0.10	0.20
4	0.08	0.07	0.17
3	0.05	0.04	0.12
2	0.02	0.02	0.08
1	0.01	0.01	0.04

Como es posible observar, aún con las dimensiones propuestas, los desplazamientos laterales se encuentran fuera de reglamento.



TESIS PROFESIONAL	
F. I.	
U N A M	
MARIO SALAZAR LAZCANO	
REVISION 02	
NOV.-1989 FIG. III.1.B.	

* REVISION 03

Conocido el comportamiento de la estructura bajo las dos condiciones de refuerzo estudiadas anteriormente, se procedió a una tercera solución que involucrará a ambas; esta es una solución que podría ser considerada como mixta desde el punto de vista de donde se proyecta el refuerzo, ya que se proponen muros de rigidez internos en las cabeceras del edificio, y externos en los ejes longitudinales, y en cinco ejes transversales de acuerdo con la disposición mostrada en la figura IV.1.C. Los muros han sido proyectados para una longitud de 5 m., y espesores variables como se indica. Para proceder al análisis estructural se siguió el mismo procedimiento que en las dos revisiones anteriores.

PESO Y POSICION DEL DENTRO DE MASAS POR NIVEL

NIVEL	Xc [m]	Yc [m]	Wc [ton]
01	23.78	9.20	1147.00
02	23.78	9.20	1147.00
03	23.78	9.20	1147.00
04	23.77	9.19	976.70
05	23.77	9.19	976.70
06	23.77	9.19	976.70
07	23.77	9.19	976.70
08	23.77	9.19	976.70
09	23.77	9.19	976.70
10	23.77	9.19	976.70
11	23.77	9.19	976.70
12	23.77	9.19	976.70
13	23.77	9.19	976.70
14	23.77	9.19	976.70
15	23.77	9.19	976.70
16	23.77	9.19	976.70
17	23.83	9.30	1803.00

Con base en lo anterior, y habiéndose corregido las propiedades geométricas de las secciones reforzadas, se procedió al análisis estructural obteniéndose los resultados que a continuación se presentan:

Estructura de 17 niveles.

Tipo y Localización de Marcos Componentes

Num.	Dir.	Nombre	Tipo	Coordenada	Comport
1	X	Marco 11	1	.000000	0
2	X	Marco 22	2	4.000000	1
3	X	Marco 33	3	14.000000	1
4	Y	Marco 44	1	48.000000	1
5	Y	Marco 55	2	44.000000	0
6	Y	Marco 66	3	40.000000	0
7	Y	Marco 77	4	36.000000	0
8	Y	Marco 88	5	32.000000	0
9	Y	Marco 99	6	28.000000	1
10	Y	Marco 100	7	24.000000	1
11	Y	Marco 111	8	20.000000	1
12	Y	Marco 122	9	16.000000	0
13	Y	Marco 133	6	12.000000	0
14	Y	Marco 144	7	8.000000	0
15	Y	Marco 155	7	4.000000	0
16	Y	Marco 166	8	.000000	1

Acelerac. gravedad (g) .. 9.810
 Coeficiente sísmico (C) .. .600
 Factor amplif. (Fa) .. 1.000
 Ordenada para T = 0 (a0) .. .600
 Periodo caract. 1 (T1) .. 1.000
 Periodo caract. 2 (T2) .. 1.400
 Exponente bro. spec. (C) .. .667

Datos del analisis sismico:

Nivel	Peso	Altura
1	1146.7850	3.4000
2	1146.7850	3.4500
3	1146.7850	3.4500
4	976.6836	3.4500
5	776.6836	3.5000
6	976.6836	3.5000
7	776.6836	3.5000
8	976.6836	3.5000
9	776.6836	3.5000
10	976.6836	3.5000
11	776.6836	3.5000
12	976.6836	3.5000
13	776.6836	3.5000
14	976.6836	3.5000
15	776.6836	3.5000
16	976.6836	3.5000
17	1892.7800	3.7500

Solución al Eigenproblema. Sismo en dirección x

Modo	Periodo
1	1.18165
2	.45791
3	.27755
4	.15761
5	.15433

Solución al Eigenproblema. Sismo en dirección y

Modo	Periodo
1	.75402
2	.39555
3	.24160
4	.17333
5	.13626

Resultados del Analisis Espectral Modal:

Coeficientes de Participación Modal:

modo	X	Y
1	34.699	33.153
2	15.441	14.677
3	10.462	10.224
4	7.7701	10.3002
5	6.5133	7.3786
6	5.4113	6.7121
7	4.3801	4.574
8	3.6555	3.374
9	3.4996	3.0513
10	3.177	2.857
11	2.8976	2.646
12	2.788	2.616
13	2.6682	2.617
14	2.447	2.464
15	2.4766	2.4257
16	2.3335	2.3544
17	2.5085	4.9140

Excentricidad Calculada

Nivel	ESX	ESY	MP	HF
17	-2.56772	-1.85541	9.60000	0.50000
16	-2.31144	-1.55678	9.60000	0.80000
15	-2.10374	-1.66478	9.60000	0.90000
14	-1.93766	-1.82424	9.60000	0.90000
13	-1.82050	-1.84778	9.60000	0.90000
12	-1.78510	-1.81073	9.60000	0.90000
11	-1.70428	-1.76207	9.60000	0.90000
10	-1.64429	-1.71813	9.60000	0.90000
9	-1.60422	-1.67902	9.60000	0.90000
8	-1.58373	-1.64021	9.60000	0.90000
7	-1.56466	-1.58562	9.60000	0.90000
6	-1.54644	-1.50901	9.60000	0.90000
5	-2.02814	-1.35472	9.60000	0.90000
4	-1.64420	-1.27225	9.60000	0.90000
3	-1.42340	-1.20257	9.60000	0.90000
2	-1.22340	-1.07639	9.60000	0.80000
1	-1.57344	.26501	9.60000	0.50000

Fuerte estática Fe : 1543E+05

Fuerte dinámica Fd : 3477.

Fuerte dinámica F : 3186.

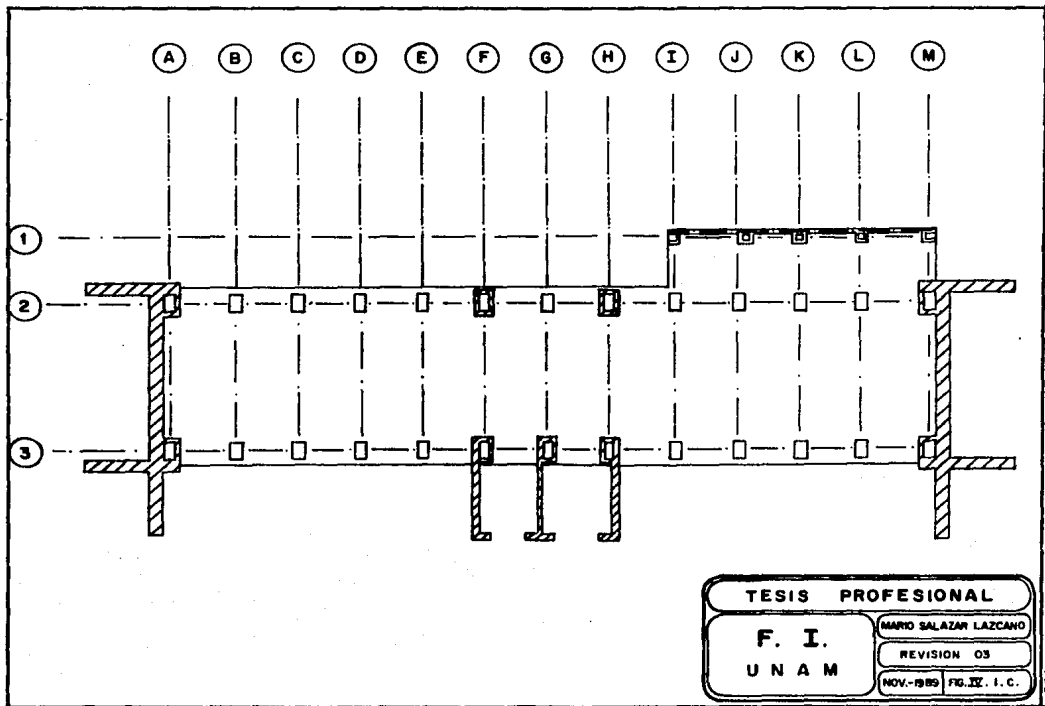
Desplazamientos laterales generados por Fuerzas Dinámicas.

Nivel	D)	Rel	DY	Rel	Fer	
17	.1408	.5490E-02	.1018	.8557E-02	.1770E-01	Permitido
16	.1354	.1071E-01	.9358E-01	.6613E-02	.1770E-01	Permitido
15	.1297	.1038E-01	.8477E-01	.6444E-02	.1770E-01	Permitido
14	.1140	.1080E-01	.7652E-01	.6535E-02	.1770E-01	Permitido
13	.1032	.1033E-01	.6817E-01	.6252E-02	.1770E-01	Permitido
12	.9288E-01	.1086E-01	.5991E-01	.6053E-02	.1770E-01	Permitido
11	.8152E-01	.1074E-01	.5180E-01	.7276E-02	.1770E-01	Permitido
10	.7072E-01	.1049E-01	.4399E-01	.7243E-02	.1770E-01	Permitido
9	.6027E-01	.1010E-01	.3634E-01	.7321E-02	.1770E-01	Permitido
8	.5019E-01	.9573E-02	.2902E-01	.6346E-02	.1770E-01	Permitido
7	.4063E-01	.8721E-02	.2217E-01	.6374E-02	.1770E-01	Permitido
6	.3170E-01	.8127E-02	.1578E-01	.6533E-02	.1770E-01	Permitido
5	.2357E-01	.7273E-02	.9740E-02	.7592E-02	.1770E-01	Permitido
4	.1630E-01	.6552E-02	.5016E-02	.1194E-01	.2070E-01	Permitido
3	.7377E-02	.4764E-02	.3057E-02	.1467E-01	.2070E-01	Permitido
2	.4574E-02	.3417E-02	.1580E-02	.1467E-01	.2070E-01	Permitido
1	.1557E-02	.1557E-02	.5430E-03	.5430E-03	.2070E-01	Permitido

DESPLAZAMIENTOS DEBIDOS A FUERZAS DINAMICAS

NIVEL	Dx [m]	Dy [m]	Dper [m]
17	0.42	0.31	0.63
16	0.41	0.28	0.59
15	0.37	0.25	0.55
14	0.34	0.23	0.52
13	0.31	0.20	0.48
12	0.28	0.18	0.45
11	0.24	0.16	0.41
10	0.21	0.13	0.38
9	0.18	0.11	0.34
8	0.15	0.09	0.31
7	0.12	0.07	0.27
6	0.10	0.05	0.24
5	0.07	0.03	0.20
4	0.05	0.02	0.17
3	0.03	0.01	0.12
2	0.01	0.005	0.08
1	0.005	0.002	0.04

Como es posible observar, los desplazamientos laterales calculados debidos a las acciones dinámicas, se encuentran dentro de los permisibles.



TESIS PROFESIONAL

F. I.
UNAM

MARIO SALAZAR LAZCANO
REVISION 03
NOV.-1989 FIG. IX. I. C.

IV.2. SOLUCION DEFINITIVA

Debido a las condiciones del problema, el cual además de las limitaciones técnicas inherentes al mismo, cuenta con otro tipo de restricciones tales como la ya mencionada necesidad de la conservación de la estructura completa, y como la trascendente importancia del proyecto arquitectónico dado el destino del edificio; la solución adoptada deberá ser una que además de cumplir con el RCGRO-88, cumpla con las restricciones antes citadas.

Con base en el criterio anterior, se procede a evaluar las soluciones estudiadas para que de esta forma se pueda establecer cuál es la que dentro del contexto del problema, muestra un mejor comportamiento, y una vez definida ésta, poder proseguir con el proyecto ejecutivo.

* REVISION 01

Aunque esta solución es la que muestra el mejor comportamiento desde el punto de vista estructural con respecto a las otras dos soluciones estudiadas, el llevar los muros de rigidez por dentro del edificio, resulta en una disminución considerable de los espacios, lo cual si recordamos el destino de la estructura, el cual será para oficinas en

los primeros cuatro niveles y para apartamentos en los superiores restantes, representa una pérdida de funcionalidad que va definitivamente en contra del proyecto arquitectónico.

Por otra parte, hay que recordar que además de satisfacer los requisitos de seguridad estructural, y de funcionalidad, no hay que olvidar el aspecto económico del proyecto; la solución deberá buscar que dicho proyecto sea uno que siga siendo rentable desde el punto de vista económico ya mencionado. Y esta solución, bajo el punto de vista arquitectónico resultaría en una depreciación considerable de los departamentos y una falta de funcionalidad en los niveles de oficina debido a que éstas quedarían aisladas, y con una falta total de comunicación entre ellas.

Por todo lo anterior, esta solución no puede ser considerada para el proyecto de refuerzo y rigidización del edificio en cuestión.

* REVISION 02

Como es posible observar, para que esta solución sea factible tan solo desde el punto de vista estructural, es necesario un incremento aún mayor de las secciones de refuer-

zo, lo cual sería equivalente bajo el punto de vista de las dimensiones de la estructura, a añadir otro eje longitudinal, lo que implicaría una inversión mayor, y necesitaría además debido a las dimensiones de los elementos de refuerzo en una invasión de límites ajenos al predio, los cuales al ser una zona federal, constituyen una razón de suficiente peso para invalidar a este proyecto.

* REVISION 03

Esta solución desde el punto de vista estructural, muestra un buen comportamiento, juicio que es posible establecer de los resultados del análisis realizado. Por otra parte esta es una solución funcional que de ninguna forma se contrapone con el proyecto arquitectónico dado que no supone obstrucción alguna por dentro de la estructura, es decir los únicos muros internos de rigidez se localizan en las cabeceras del edificio. Las dimensiones de los elementos de refuerzo son tales que no se exceden los límites del predio en donde se ubica el inmueble, por tanto no existe una invasión de la zona federal.

Con base en todo lo anterior, y conocidas las limitantes del problema, se considera que la solución que se plantea

como una tercera revisión es la que dentro del contexto del problema constituye a la mejor solución ya que cumple con todas las restricciones conocidas de antemano. Con base en lo anterior se procede a la realización del proyecto ejecutivo de acuerdo con la solución planteada en la tercera revisión.

IV.3. PROYECTO EJECUTIVO

A) FUNCIONAMIENTO ESTRUCTURAL

El funcionamiento estructural, bajo las condiciones de refuerzo de la solución adoptada, consiste en suponer que la rigidización del edificio se consigue a través del uso de marcos; es decir, los contrafuertes (muros externos), en el sentido largo se ligan entre sí por medio de una trabe peraltada a nivel de zotea, y a nivel de sótano éstos se continúan por dentro de la estructura en el primer entre-eje. También se considera la continuidad que se obtiene por medio de la liga de dichos contrafuertes con las losas de todos los niveles. Todo lo anterior, es con el fin de evitar un trabajo en cantiliver de dichos contrafuertes (Fig. A), y para que se tenga un trabajo en conjunto (Fig. B), con lo cual se logra una disminución en los desplazamientos laterales debidos a fuerzas dinámicas. Para la dirección corta, el trabajo es básicamente el mismo, solo que aquí los contrafuertes del eje 3, se ligan con las columnas respectivas en el eje 2, para lo cual éstas últimas han sido reforzadas.

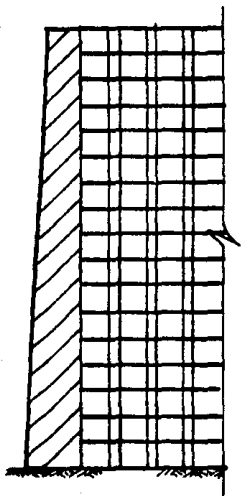


FIG. A

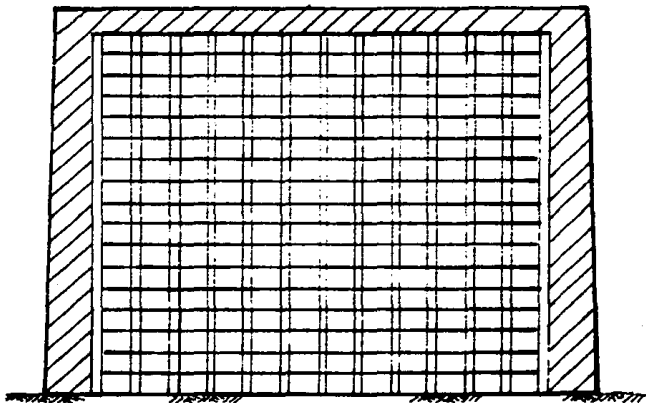
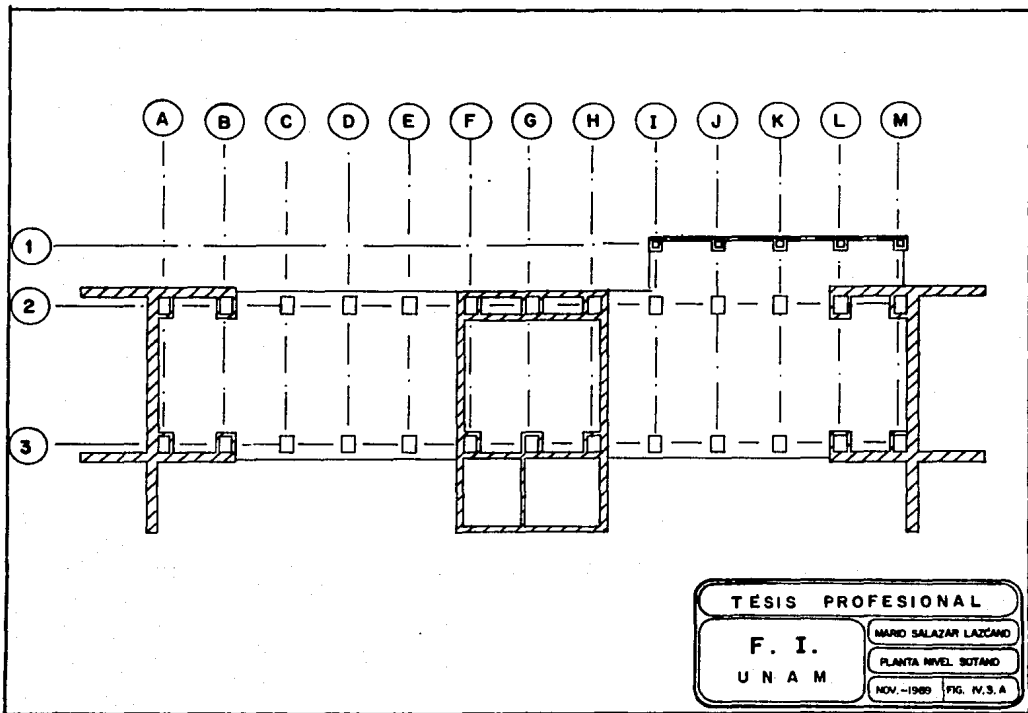


FIG. B

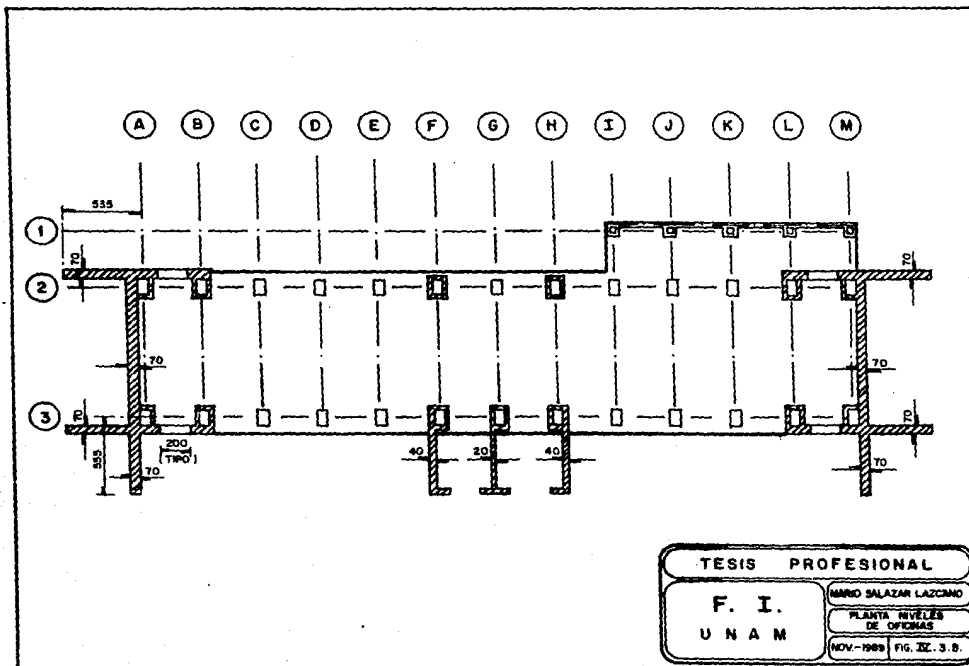
Por razones arquitectónicas, y dado que los elementos mecánicos actuantes en la estructura disminuyen en magnitud con la altura del edificio, se hizo variar la longitud de los contrafuertes como se aprecia en las figuras anteriores, proyectándose para 5.00 m. a nivel de terreno natural, hasta llegar a 4.00 m. en su paño superior.

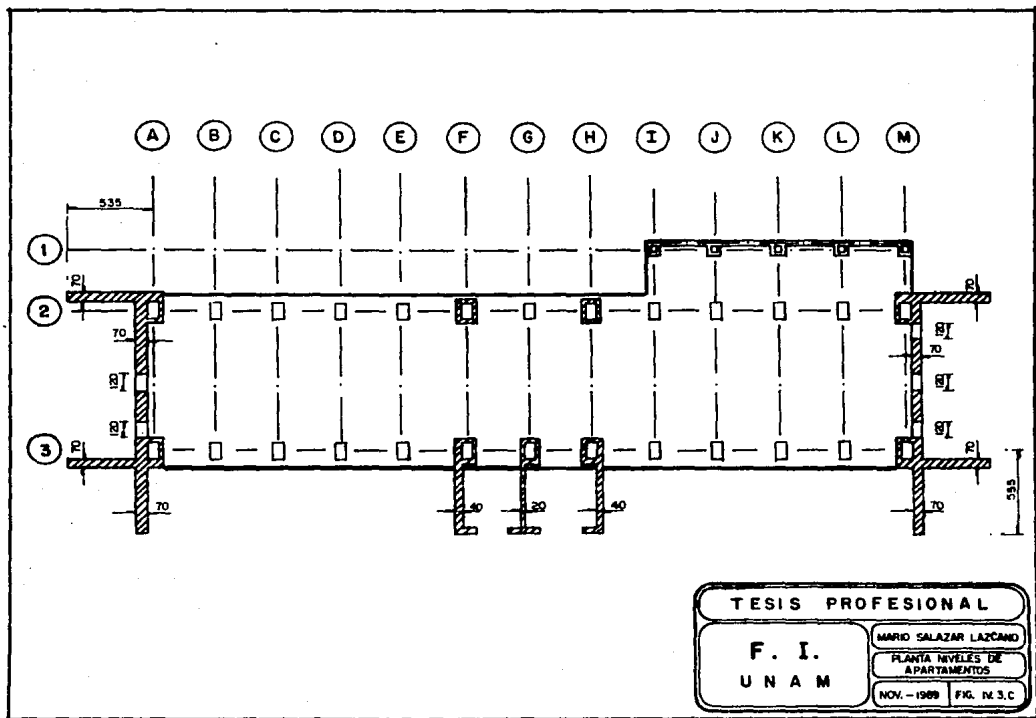
En las figuras IV.3.A a IV.3.D, es posible observar la concepción de la reestructuración del edificio en sus niveles de sótano, oficinas, departamentos y azotea respectivamente.

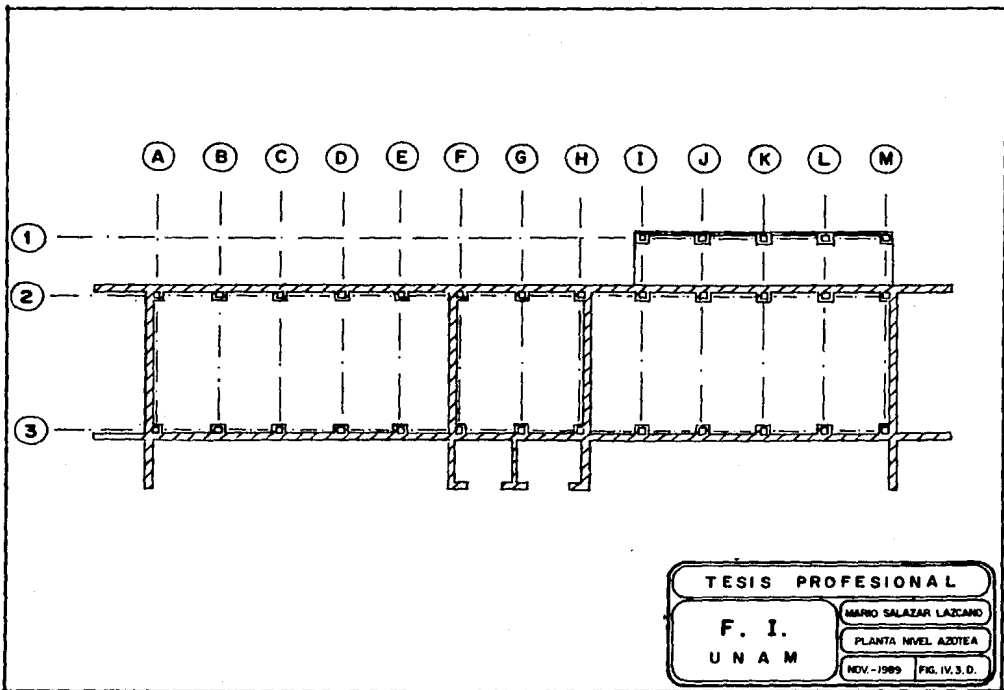
Con base en lo anterior y conocidos los resultados del análisis estructural realizado, en el cual se aprecia que se cumple con el estado límite de servicio, se procedió a la obtención de los elementos mecánicos actuantes en la estructura, valores obtenidos del mismo programa y con los cuales se da paso al diseño de la misma.



TÉSIS PROFESIONAL	
F. I.	
U N A M	
MARIO SALAZAR LAZCANO	
PLANTA NIVEL SUTANO	
NOV.-1989	FIG. IV.3.A







TESIS PROFESIONAL

F. I.
U N A M

MARIO SALAZAR LAZCANO

PLANTA NIVEL AZOTEA

NOV.-1989

FIG. IV.3.D.

B) ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION

* ANALISIS

El criterio de análisis utilizado para la cimentación, parte del principio de que los elementos mecánicos producto de las distintas combinaciones de fuerzas estáticas y fuerzas dinámicas, actúan sobre un elemento rígido el cual produce en las pilas una transmisión de esfuerzos lineal, la cual se rige por las hipótesis de la fórmula general de flexo compresión también conocida como fórmula de la escuadría.

Para el análisis, se ha utilizado un programa por computadora el cual considera a los elementos mecánicos actuantes, con su punto de aplicación respectivo, así como el número de pilas sobre los que éstos actúan, tomando en cuenta las propiedades geométricas de éstas, así como su posición respecto a un eje de referencia dado. Como resultado de este análisis, se obtienen las acciones en las pilas debidas a las combinaciones de fuerzas estáticas (Carga gravitacional), y fuerzas dinámicas (Sismo en direcciones ortogonales) antes mencionadas, dando los valores correspondientes a la tensión y a la compresión máximas. Para dicho efecto, en el análisis han sido consideradas tanto las pilas existentes de diámetro 2.50 m., como las que será necesario construir, las cuales

se proyectan para un diámetro de 1.60 m., distribuyendo a estas últimas de una manera tal que resulten las menos posibles siempre y cuando no sean excedidos los valores admisibles de tensión y de compresión que dicta el estudio de mecánica de suelos.

Con base en lo anterior se procedió al estudio de varias alternativas de recimentación, siendo la que mostró un mejor comportamiento con el menor número de pilas para los ejes A, B, y C la que se aprecia en la figura IV.3.E, correspondiendo a los valores de tensión y de compresión máxima de cada una de ellas los que se aprecian en la tabla anexa a la misma.

Con el mismo criterio, se procedió al análisis de la cimentación para los ejes F, G y H, y para los ejes K, L y M en los que se encontraron las distribuciones mostradas en la figura correspondiente.

* DISEÑO

Como se observa en la figura IV.3.F, la plancha rígida que se proyecta sobre las pilas, será la encargada de transmitirles los esfuerzos debidos a las distintas combinaciones

de carga, dicha plancha hará que las pilas trabajen a carga axial y cortante únicamente, teniendo en cuenta que las pilas están colocadas en granito y tendrán deformaciones horizontales despreciables, por lo cual el diseño se regirá por la sollicitaciones mencionadas sin que éste se revise por flexión.

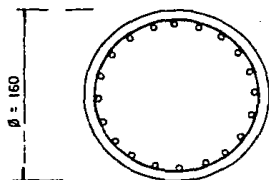
- CARGA AXIAL

Una vez revisada la capacidad de la pila a carga axial, se concluye que la capacidad del concreto, sin considerar acero de refuerzo, era suficiente para soportar a la sollicitación máxima, razón por la cual el área de acero se proyectó para el porcentaje mínimo el cual corresponde al 1% del área de concreto de la sección en cuestión. Dicha área de acero (A_s), resultó ser de 154 cm^2 , por lo que se utilizarán 20 varillas del # 10, cuya área total corresponde a 158.3 cm^2 .

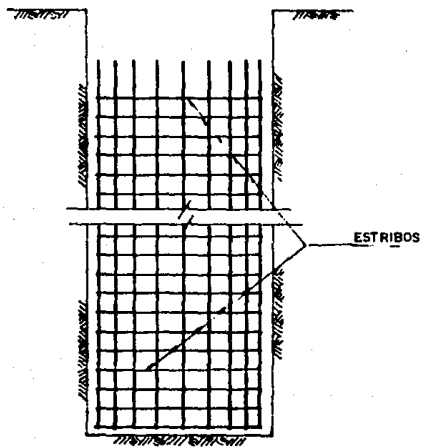
- FUERZA CORTANTE

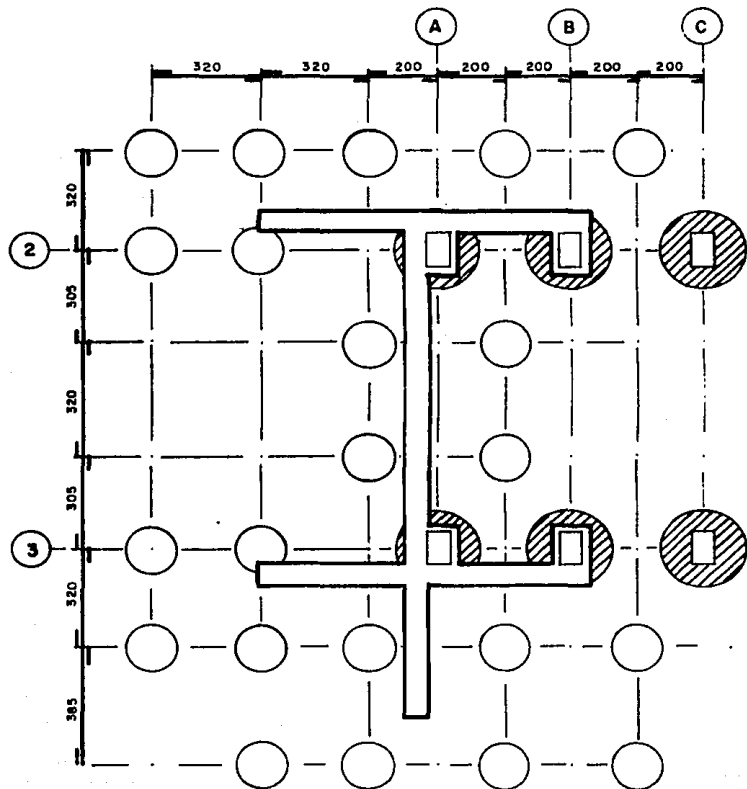
Conocida el área de acero por utilizar, y el área de concreto confinada, se procedió al cálculo de la capacidad de las pilas a fuerza cortante, la cual resultó ser de 3,433 toneladas, valor muy superior al de la fuerza cortante crítica.

ca actuante de 55.10 toneladas, por lo que se utilizarán estribos del # 4 a cada 15 cm.



20 VARS. # 10
E # 4 @ 15





TESIS PROFESIONAL

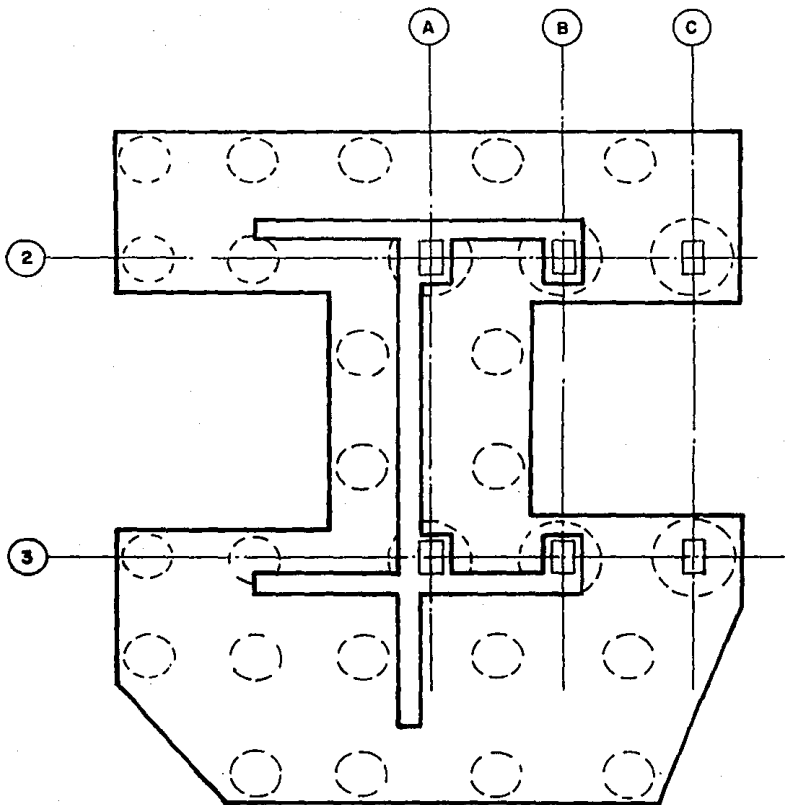
F. I.

U N A M

MARCO SALAZAR LAZCANO

REDIMENTACION EJES A,B y C

NOV.-1989 FIG. 22. 3. E.



TESIS PROFESIONAL

F. I.
UNAM

MARIO SALAZAR LAZCANO

ZAMATA ERES
A, B, C Y K, L, M

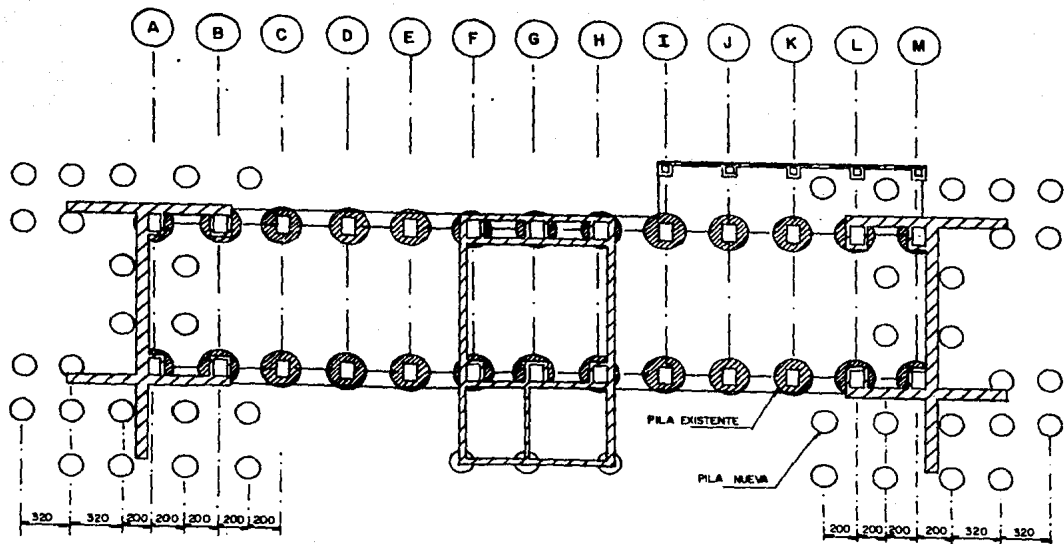
NOV-1969 FIG. XX. S. F.

VALORES DE COMPRESION Y TENSION MAXIMOS EN PILAS

PILA #	AREA [m ²]	COMPRESION MAXIMA [ton]	TENSION MAXIMA [ton]	ESFUERZO DE COMP. MAXIMO [ton/m ²]
1	2.0106	745	547	371
2	2.0106	674	383	335
3	2.0106	665	290	331
4	2.0106	695	215	346
5	2.0106	811	227	403
6	2.0106	691	520	344
7	2.0106	542	291	270
8	4.9087	1214	239	247
9	4.9087	1444	214	294
10	4.9087	1620	494	330
11	2.0106	348	36	173
12	2.0106	379	0	189
13	2.0106	306	18	152
14	2.0106	282	0	140
15	2.0106	621	528	309
16	2.0106	475	299	236
17	4.9087	812	49	165
18	4.9087	1100	128	224
19	4.9087	1586	583	323
20	2.0106	645	436	321

VALORES DE COMPRESION Y TENSION MAXIMOS EN PILAS

PILA #	AREA	COMPRESION MAXIMA	TENSION MAXIMA	ESFUERZO DE COMP. MAXIMO
	[m ²]	[ton]	[ton]	[ton/m ²]
21	2.0106	500	352	249
22	2.0106	472	240	235
23	2.0106	504	168	251
24	2.0106	621	200	309
25	2.0106	642	527	319
26	2.0106	632	434	314
27	2.0106	665	363	331
28	2.0106	781	374	388



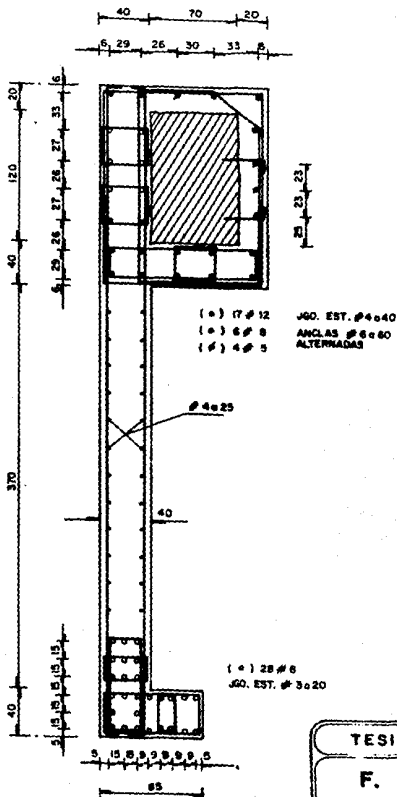
PLANTA DE CIMENTACION

C) DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

El diseño de los muros de rigidez a flexocompresión y a flexotensión, se realiza utilizando fórmulas de interacción. Para dicho efecto, se proyecta el refuerzo en los extremos de los muros, colocando en el resto únicamente refuerzo por temperatura, el cual por ser de menor cuantía, y por tener un brazo de palanca menor, no se considera en la estimación de la resistencia.

Con el criterio anterior, se calculan algunos puntos de los diagramas de interacción correspondientes a distintas cuantías de acero, con el objeto de encontrar cual es la cuantía de acero cuyo diagrama de interacción tenga una capacidad resistente mayor o igual a la combinación de cargas críticas en el elemento en cuestión y que además proporcione un grado de seguridad razonable.

Así por ejemplo para los muros de los ejes F y H cuyo diseño se rigió básicamente por las mismas solicitaciones en cuanto a tipo y magnitud, se llega a la distribución de acero que se aprecia en la siguiente figura, y cuyo diagrama de interacción es el que se muestra.



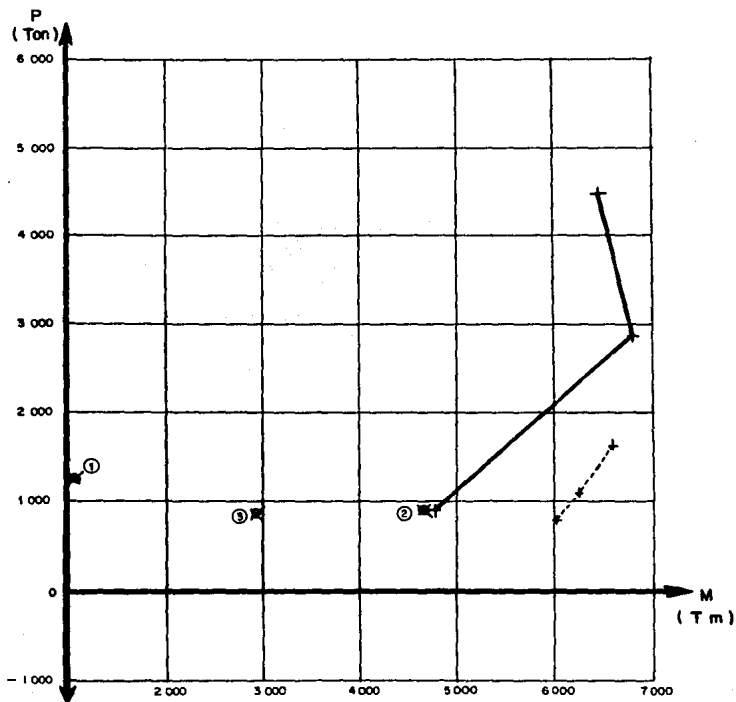
TESIS PROFESIONAL

F. I.
UNAM

MARIO SALAZAR LAZCANO

INGENIERO DE BARRIOS
E.ES P. H.

NOV.-1988



- ① 1.4 C.V.
- ② 1.1 C.V. + 1.1 C.S.
- ③ 1.1 C.V. - 1.1 C.S.

TESIS PROFESIONAL

F. I.
UNAM

MARCO SALAZAR LAZZANO

DIAGRAMA DE INTERACCION

NOV.-1988

V. COMENTARIOS FINALES

Es importante destacar que la solución adoptada, es el resultado, por una parte, de la aplicación del actual reglamento vigente en el estado de Guerrero, y por otra es resultado también de la serie de limitaciones que hicieron de éste un proyecto cuya evaluación desde el punto de vista técnico debía cumplir con la conservación de una estructura a base de losas planas reticulares ya existentes en condiciones inadecuadas para resistir las cargas laterales a que pudiera ser sometida, ya que no contaba con elementos rígidos adicionales para dicho efecto.

Por otra parte, debido al gran número de estructuras de concreto falladas en la Ciudad de México durante el sismo ocurrido en 1985, surgió la duda respecto a la idoneidad de éstas para zonas sísmicas, pero si comparamos a éstas con aquellas que mostraron un comportamiento satisfactorio, es posible concluir que es factible construir edificaciones seguras en concreto reforzado, pero es necesario realizar modificaciones sustanciales a las prácticas de construcción que se seguían en el pasado, las cuales van más allá de la adopción de mayores coeficientes sísmicos en el diseño es-

de carbono en los que se tiene una zona de fluencia muy amplia y que son fáciles de soldar lo que los hace muy recomendables en zonas sísmicas.

SISTEMAS ESTRUCTURALES

Aún antes del sismo del 85, ya se había llamado la atención sobre el abuso que se venía haciendo de soluciones estructurales como lo es el caso que nos ocupa. El sistema de losa plana reticular, se empezó a utilizar en edificaciones cada vez de mayor altura, y sin considerar adecuadamente la limitación de las deformaciones laterales ante efectos sísmicos, ni los problemas de resistencia al cortante en la losa alrededor de la columna, y en las columnas mismas. Las fallas espectaculares experimentadas por algunos edificios de este tipo, han llevado a muchos proyectistas y constructores experimentados a la conclusión de que este sistema debe ser proscrito en zonas sísmicas como lo es el estado de Guerrero, por ser poco adecuado para resistir cargas laterales. La losa reticular ofrece un gran número de ventajas constructivas que pueden ser aprovechadas. Lo que es inadecuado es pretender resistir los efectos sísmicos en edificios de cierta altura, exclusivamente con la acción de marco que se forma entre las columnas y la losa. La resistencia a

tructural: Deben emplearse sistemas estructurales más idóneos para resistir acciones sísmicas, materiales con propiedades más adecuadas, métodos de diseño que reflejen de una mejor manera el comportamiento sísmico de las estructuras así como detalles de refuerzo que permitan que los elementos soporten grandes deformaciones inelásticas sin deterioro de su capacidad.

MATERIALES

En el caso que nos ocupa, se detectó en términos generales que la resistencia del concreto era en promedio superior a la del proyecto, sin embargo la variabilidad de esta propiedad en las distintas parte de la estructura era elevada y en algunos casos insuficiente. Por lo que para construcciones futuras la mejora más significativa al respecto será la que se derive de un mejor control de calidad en la elaboración y colocación del concreto, para lo cual una supervisión más estricta y más calificada de la construcción, tenderá a lograr este objetivo.

Otro aspecto que también contribuirá en el futuro a construcciones más seguras, será la implementación del uso de aceros de grado 42 de baja aleación, con bajo contenido

carga lateral debe ser proporcionada por muros de concreto, - o por elementos de rigidez y capacidad similar, dejando al sistema losa-columna la función de tomar las cargas verticales y una pequeña porción de las cargas laterales. La solución adoptada para el proyecto de refuerzo y rigidización del edificio motivo de esta tesis, podría ser un claro ejemplo de la combinación de una estructura de losa plana con elementos robustos de rigidez los cuales absorben la casi totalidad de las fuerzas sísmicas, y en donde la ausencia de vigas en el interior del edificio, mantiene las ventajas constructivas de la losa plana.

La pregunta es ahora si todas las demás construcciones del Puerto de Acapulco, que actualmente se encuentran en servicio cumplen con las disposiciones del RCGRO-88. La respuesta es evidente debido a los alcances y magnitud del mismo, sin considerar que existen estructuras que por sus condiciones de irregularidad, así como relaciones de esbeltez las hacen más vulnerables que otras con soluciones estructurales más conservadoras a los efectos del sismo que estima el Instituto de Ingeniería a través del mencionado reglamento. Y si bien lo anterior es cierto, es de radical importancia que las autoridades responsables procedan a la realización de un censo en el cual los especialistas en la materia

hagan un registro de aquellas construcciones cuyas características generales las cataloguen como muy vulnerables, para que sus propietarios realicen la revisión detallada de las mismas para que éstas cumplan con los requerimientos del rcgro-88. Y aquellas que aparentemente se encuentren en buenas condiciones, sean revisadas con el objeto de corregir localmente los posibles vicios que a juicio de los especialistas pudieran tener.

Es importante que las edificaciones que estén por construirse, no sigan los patrones tradicionales, porque si bien es cierto que la última vez que se produjeron temblores fuertes en la Brecha Sísmica de Guerrero fue a finales del siglo, entre los años 1899 y 1911, es muy probable que esta región sea uno de los lugares del mundo con mayor probabilidad de registrar aceleraciones de sismos de gran magnitud.

Es por eso que en el futuro se requerirá de estructuras más robustas con abundancia de elementos rigidizantes distribuidos uniformemente de manera que sean transmitidas a toda el área de la cimentación las fuerzas debidas a los efectos sísmicos.

Por la experiencia vivida en los sismos de 1985, se

sabe que uno de los factores que contribuyeron más significativamente a la falla o mal comportamiento de los edificios fue la falta de regularidad en planta o en elevación del edificio, en asimetría en la disposición de los elementos resistentes, en cambios bruscos de rigidez y resistencia, en excesiva esbeltez o en discontinuidades en el flujo de fuerzas entre los elementos resistentes. Las ventajas de contar con estructuras regulares son indudables ya que se evitan las concentraciones y amplificaciones de solicitaciones y el comportamiento sísmico es más sencillo y más fácil de entender lo que nos lleva a un diseño con reglas más simples y más comprobadas.

Es importante destacar que el cambio en la forma, dimensiones, refuerzo y detallado de las estructuras de concreto en los edificios, producto de la aplicación de los requisitos del RCGRO-88, va más allá del mero incremento en los coeficientes sísmicos. La reducción en las deformaciones laterales permisibles, en los factores de comportamiento sísmico (Q) y en los factores de resistencia (FR), así como una serie de requisitos mínimos para las dimensiones, y cuantías de refuerzo longitudinal y transversal, van a redundar en incrementos sustanciales en la resistencia necesaria a cargas laterales. Estos van a influir en la modificación de los sistemas estructurales que sean económicamente más

convenientes, así como en las alturas mismas de los edificios que se puedan construir.

Los reglamentos no prohíben sistemas estructurales que son poco eficientes para resistir efectos sísmicos ni recomiendan explícitamente los que sí lo son. Desalientan el uso de los primeros exigiendo el empleo de métodos de diseño más refinados, y de factores de seguridad más elevados que inciden en la economía de cada solución estructural. El diseñador no debe forzar las soluciones a entrar en los límites permitidos por el Reglamento. Debe pugnar por la adopción de un sistema estructural sano que proporcione defensas claras ante los efectos sísmicos y cuya seguridad se pueda comprobar mediante métodos aproximados y sencillos. (Ref. 6 y 7).

B I B L I O G R A F I A.

1. SISMICIDAD EN EL ESTADO DE GUERRERO.
J. Figueroa
11º Congreso de Ingeniería Sísmica
Acapulco, Guerrero 1971
2. REGIONALIZACION SISMICA DE MEXICO PARA FINES
DE INGENIERIA.
L. Esteva
Sobretiro 246
Instituto de Ingeniería, 1970
3. DISCUSION, SESION Nº 1
E. Rosenblueth
V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos
México, 1970
4. MANUAL DE MECANICA DE SUELOS
Secretaría de Recursos Hidráulicos
México, 1970
5. CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL
Canadian Geotechnical Society
Montreal, Quebec, Canada 1978
6. MODIFICACIONES A LA PRACTICA DE DISEÑO SISMICO
DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
R. Meli
Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica
México, 1989
7. LA RED ACELEROGRAFICA DE GUERRERO, 4 AÑOS DE
OPERACION.
R. Quas, J. G. Anderson, D. Almora
Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica
México, 1989
8. DISEÑO ESTRUCTURAL
R. Meli
México, 1985
9. MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS
E. BAZAN, R. MELI
México, 1985