

24  
97



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

Analisis y Diseño Estructural del  
Hotel El Conquistador de  
Acapulco, Gro.

**T E S I S**

Que para obtener el Título de:

**INGENIERO CIVIL**

Presentan

**José Antonio León Inguanzo Venegas**

**Alonso March Mitsut**



MEXICO, D. F.

1986



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis 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.

## INDICE

	Pag.
Introducción .....	1
I Estudios Previos .....	2
I.1 Mecánica de Suelos .....	2
I.2 Hidrología .....	11
II Análisis y Diseño de la Cimentación .....	18
II.1 Determinación de las Cargas de Diseño de la Cimentación .....	20
II.2 Diseño de la Losa de Cimentación .....	25
II.3 Diseño de la Contratrabe "Tipo" .....	29
III Análisis Estático y Dinámico de la Estructura .....	38
III.1 Cargas de Diseño .....	43
III.2 Análisis Sísmico Estático .....	45
III.3 Análisis por Viento .....	47
IV Diseño de la Estructura .....	82
IV.1 Diseño de Losa Plana Maciza .....	82
IV.2 Diseño de Losa Nervada .....	85
IV.3 Diseño de Muros de Cortante .....	91
V Estudio de Costos .....	97
V.1 Volumen de Excavación .....	97
V.2 Cantidad de Cimbra .....	102
V.3 Volumen de Concreto .....	107
V.4 Volumen de Acero .....	112
Conclusiones .....	117
Bibliografía .....	122

## INTRODUCCION

El presente trabajo pretende desarrollar en forma global las principales etapas que comprende un proyecto estructural, concebido desde los estudios previos hasta los detalles constructivos que normen el criterio para la ejecución del mismo.

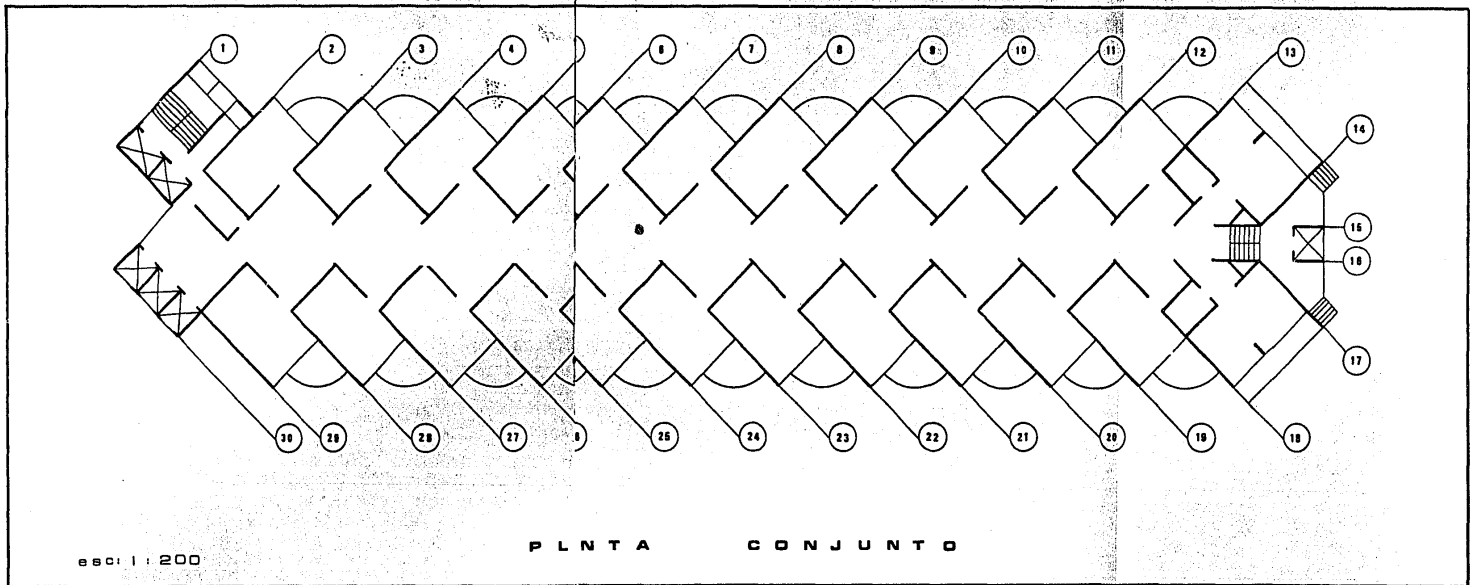
La elección de este tema como propuesta de Tesis Profesional, obedeció a que el tipo de construcción es particularmente interesante dadas las características arquitectónicas y estructurales que presenta, y a continuación procedemos a enunciar las principales.

El proyecto arquitectónico consta de dos cuerpos: el primero de ellos alojará la zona de recepción, estancia restaurant, bar, baños, discoteca locales comerciales, etc... este cuerpo consta de tres niveles y su estructuración es a base de columnas y trabes. Para fines de éste trabajo no se considerará dicho cuerpo. El segundo cuerpo consta de una torre de trece niveles, que en su sótano principal alberga a la zona de servicios como: lavandería cocina, comedores, vestidores, baños, bodegas de blancos, calderas, etc...

De la planta baja hasta el 10 nivel, se tendrá una zona destinada a cuartos, suits, escaleras, elevadores de servicio y uso general. El 11 nivel se ha destinado para instalación deportiva (cancha de tenis) con servicios anexos y zona de maquinaria para aire acondicionado.

El proyecto estructural será a base de muros de concreto reforzado (muros de cortante), losa reticular aligerada en zona de cuartos y losa plana maciza en zona central de pasillo. La cimentación se ha propuesto mediante cajones lastrados con arena y contratrabes.

Para la elaboración de este trabajo solicitamos al Ing. Sergio Betancourt Cuevas tuviera a bien dirigirnos el tópico propuesto, dada su reconocida trayectoria como calculista y profesor de diversas asignaturas en la Facultad de Ingeniería de la UNAM.



esc: 1:200

PLANTA CONJUNTO

## I ESTUDIOS PREVIOS

### I.1 Mecánica de Suelos

#### Antecedentes

La empresa Plan Solimar, S.A. de C.V. proyecta la construcción de un Hotel en terrenos localizados en el ex-fraccionamiento "Las Granjas del Marquez" en Playa Revolcadero, de Acapulco, Gro.

Este edificio será vecino del actual conjunto del Hotel Acapulco Princess, por lo que algunos de los estudios elaborados para ese conjunto pueden servir de comparación para el conjunto Solimar motivo de esta Tesis.

El diseño arquitectónico se encomendó al Arq. Ricardo Rojas Cañamar y el diseño estructural al Ing. Sergio Betancourt Cuevas y a los pasantes José Antonio Inguanzo Venegas y Alonso March Mifsut.

El Hotel en cuestión quedará localizado en las playas "El Revolcadero". La zona desde el punto de vista fisiográfico queda localizada sobre la parte NE de la lengüeta de arena que se extiende al SE del Puerto de Acapulco, y que queda limitada al Oriente por la laguna marginal de Tres Palos y al Poniente por el Océano Pacífico.

Al SE se extiende esta lengüeta hasta la desembocadura del Río Papagayo. Dicha lengüeta en su costa con el Océano Pacífico está constituida por playas suaves bien estabilizadas seguidas de dunas recientes. El ancho de la lengüeta es de aproximadamente 2 km y su interior se encuentran eventualmente lengüetas marginales.

Debido a las características fisiográficas de la zona, a la extensión que ocupa la construcción y para poder diseñar la cimentación más funcional y económica posible del edificio, fué indispensable efectuar un estudio riguroso de Mecánica de Suelos que permite conocer las condiciones estratigráficas, mecánicas y dinámicas del subsuelo, en el sitio preciso donde quedará alojada la cimentación del edificio. Este estudio fué elaborado en el año de 1969, con motivo de la construcción del Hotel Acapulco Princess y verificado en 1985 por el presente trabajo.

Para la elaboración de esta la presente Tesis Profesional fuéron proporcionados todos los estudios de Mecánica de Suelos disponibles, así como la Hidrología del Suelo, con pozos y niveles piezométricos que miden el flujo hidrostático y el gradiente que se produce desde la laguna de Tres Palos, hasta la propia playa. La exploración de

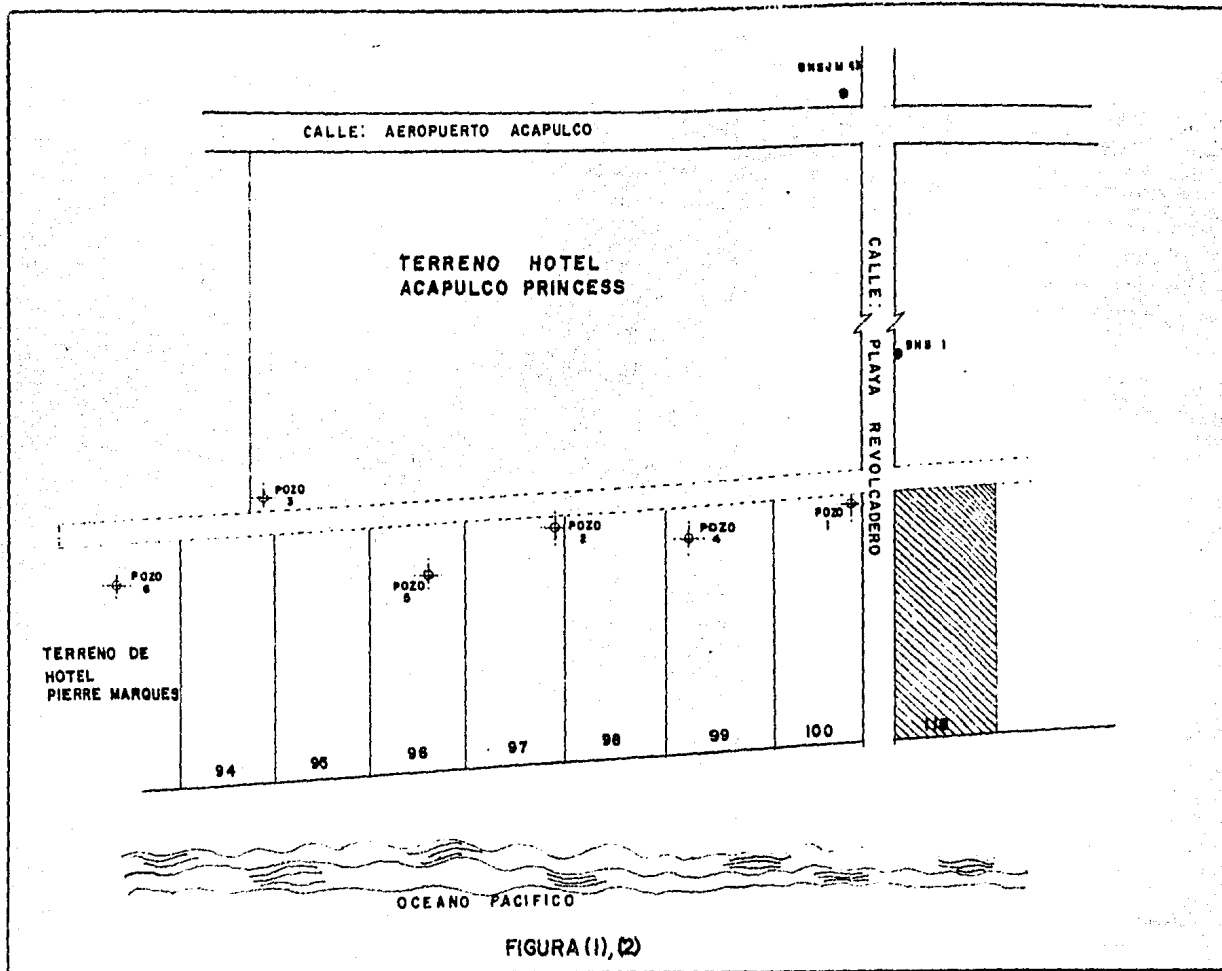


FIGURA (1), (2)

campo consistió en investigar seis pozos de muestreo llevados a profundidades entre 25 m. y 43 m. respectivamente, y a lo largo de una línea SE paralela a la playa donde quedará construido el Hotel, como se encuentran localizados en la figura 2.

Los pozos 1,2 y 3 localizados aproximadamente al centro y a los extremos del área de construcción se llevaron a 30 m., 43 m. y 25 m. de profundidad respectivamente. Los pozos de exploración se localizaron en puntos intermedios y se exploraron a 25 m. de profundidad, con el objeto de correlacionar la estratigrafía y certificar la no existencia de materiales compresibles no encontrados en pozos anteriores.

Posteriormente se exploró el pozo 6 localizado a 90 m. al Poniente del pozo 3, con el objeto de verificar la estratigrafía en los lotes 93 y 94 del mencionado ex-fraccionamiento. Este pozo de muestreo se llevó a 25 m de profundidad.

En todos los pozos se obtuvieron muestras del tipo Shelby de 3" de diámetro, con muestreador de pared delgada en los estratos de baja resistencia a la penetración, y con muestreadores de pared gruesa en los estratos de alta resistencia a la penetración. La penetración estandar se determinó en todos los pozos, para lo cual se registró el número de golpes con la profundidad y los valores obtenidos se tradujeron a la resistencia de penetración estandar..

Las muestras con su humedad natural fueron selladas y enviadas al laboratorio en la Ciudad de México. Terminados los trabajos de muestreo se instalaron 10 piezómetros en los pozos de muestreo 2,3,5 y 6 para conocer las condiciones hidráulicas del subsuelo en la localidad. Los resultados de las observaciones de estos aparatos se describen en el siguiente capítulo.

La investigación de laboratorio hecha en las muestras recibidas, se reporta en el inciso siguiente de este informe, donde se consigna la estratigrafía, condiciones hidráulicas, propiedades mecánicas y dinámicas de los materiales del subsuelo.

Basado en esta investigación, se presentan las conclusiones y recomendaciones del estudio para el diseño de la cimentación del edificio. También se reporta el período de vibración obtenido a partir de pruebas dinámicas. La estratigrafía encontrada en los pozos de muestreo, figura (3) a figura (6), fué correlacionada por medio de una nivelación realizada, apoyada en el Banco de Nivel Superficial No.63 de la Junta Federal de Mejoras de Materiales de Acapulco. de cota 4.67 m.



Sin embargo, el nivel medio del mar en el tiempo de estos estudios se encontró a la elevación +1.75 m. con respecto al banco de nivel antes mencionado. Esta elevación resultó de efectuar observaciones a las 9, 13 y 18 hr. diariamente, del nivel del agua en dos pozos de observación instalados en la playa y debidamente protegidos contra el oleaje. Las observaciones se llevaron a cabo entre el 31 de Octubre y el 22 de Diciembre de 1967. La elevación promedio que se menciona arriba representa el nivel medio del mar en los meses durante los cuales se efectuaron las observaciones.

### Estudios del Subsuelo

**Estratigrafía:** De los resultados de la exploración de campo obtenidos en los pozos de muestreo 2,3,5 y 6 reportados en perfiles estratigráficos de las figuras (3) a (6), se concluye que la estratigrafía del subsuelo en el sitio de estudio es uniforme en todos los pozos y que se puede resumir de la siguiente manera, tomando en cuenta el pozo de muestreo número 2, y el corte geológico de la figura (7): De la superficie del suelo (elevación +7.55 m.) a 7.40 m. de profundidad (elevación +0.15 m.), se encuentra un depósito de arena de playa de granulometría fina y media uniforme, de color café claro grisáceo y de granos semiredondeados principalmente de cuarzo y feldespáticos con algo de mica.

En este depósito la arena se encuentra en estado suelto entre la superficie y 4.30 m. de profundidad, (elevación +3.25 m.), y muestra una resistencia a la penetración del orden de 10 golpes. Entre 4.30 m. y 7.40 m. de profundidad, la arena está saturada por el agua superficial que en esa zona se encontró a la elevación +2.00 m. y muestra una resistencia a la penetración de 30 golpes, es decir, un estado semicompacto. El valor medio de la oquedad resultó de 0.70 y el peso volumétrico saturado del orden de 2.0 ton/m<sup>3</sup>.

Entre 7.40 m. y 9.40 m. de profundidad, (elevaciones +0.15 m. y -1.85 m.), se encuentra un depósito de arena gruesa y gravilla, con gran cantidad de conchas de molusco y caracól quebrados por el fuerte arrastre del mar. Este depósito se localizó en todos los pozos con un espesor variable de 1.00 m. a 2.00 m., y en un estado de compacidad medio a alto, es decir, la resistencia a la penetración media en cada pozo varía entre 30 a 70 golpes.

A continuación entre 9.40 m. y 33.70 m. de profundidad, (elevaciones -1.85 m. a -26.15 m.), se encuentra un depósito de arenas finas y medias, en estado semicompacto, con las siguientes características:

De 9.40 m. a 16.20 m. de profundidad se encuentra un depósito de arena fina y media color café grisáceo con algunas conchas y mica. La resistencia a la penetración estándar media es de 40 golpes.

La oquedad media es de 0.74 y el peso volumétrico saturado es de 1.98 ton/m<sup>3</sup>. Entre 16.20 m. y 17.20 m. de profundidad se localiza una lente de arena fina, color gris verdoso con grán cantidad de mica. Esta lente aparece en todos los pozos y es un trazador que permite correlacionar los materiales del subsuelo entre los pozos de muestreo.

De 17.20 m. a 26.00 m. de profundidad, se encuentra un depósito de arena fina y media poco limosa, de colores gris olivo, gris y gris oscuro, con algunos puntos y manchas negras de materia orgánica, que le dan una ligera cementación y la coloración oscura a la arena. La resistencia a la penetración estándar varía entre 40 y 60 golpes, la oquedad varía entre 0.81 y 0.74 y el peso volumétrico oscila entre 1.74 ton/m<sup>3</sup> y 1.93 ton/m<sup>3</sup>. El depósito de arena se encuentra en estado semicompacto. Entre 26.00 m. y 33.70 m. de profundidad, se encuentra un depósito de arena fina poco limosa color gris oscuro, en estado compacto. La resistencia a la penetración se incrementó a 70 golpes. La oquedad vale 0.70 y el peso volumétrico saturado tiene un valor de 2.00 ton/m<sup>3</sup>.

Bajo estos depósitos de arena se encuentra un depósito de limos y limos arenosos color gris olivo oscuro, con mica y pedacería de conchas de molusco. Este depósito tiene un espesor aproximado de 5.00 m. y se encuentra entre 33.70 m. y 38.70 m. de profundidad, (elevaciones -26.00 m. a -30.95 m.). La resistencia a la penetración estándar es de 25 golpes. La oquedad varía entre 0.84 en la parte superior, 1.24 al centro y 0.92 en la parte inferior del estrato.

De 38.70 m. a 42.20 m. de profundidad (elevaciones -30.95 m. a -34.65 m.), se encuentra un nuevo depósito de arena fina limosa, color gris verdoso, en estado compacto. La oquedad del material es del orden de 0.69, el peso volumétrico de 2.00 ton/m<sup>3</sup> y la resistencia a la penetración estándar es de 40 golpes.

Finalmente de 42.20 m. a 43.00 m. de profundidad, (elevación -34.65 m. a -35.45 m.), principia un depósito de arena de granulometría media y gruesa, color gris, con pedacería de conchas de molusco. La resistencia a la penetración aumenta hasta 80 golpes, la oquedad resultó del orden de 0.65 y el peso volumétrico de 2.03 ton/m<sup>3</sup>. Es decir, este depósito se encuentra en estado muy compacto. Por este motivo y por las cargas de proyecto, se suspendió la exploración a 43.00 m. de profundidad que

corresponde a una elevación de -35.45 m.

En las figuras (3) a (6) que corresponden a los perfiles estratigráficos de los pozos de muestreo número 2,3,5,6 se presenta la clasificación visual y manual de los materiales, la resistencia a la penetración estándar y las propiedades índice encontradas en los análisis de laboratorio. En el corte geológico de la figura (7) se resumen las propiedades índice representativas de cada estrato.

#### Condiciones Hidráulicas:

En los pozos de muestreo número 2,3,4,5 y 6 se instalaron 10 tubos piezométricos que permitieron medir la elevación del agua a diferentes profundidades de la masa del suelo, y por consiguiente, conocer la presión hidrostática en esos puntos. Las elevaciones a las cuales se instalaron los piezómetros són:

TABLA A : OBSERVACIONES EFECTUADAS EN LOS PIEZOMETROS

Pozo	Piezómetro	Elevación de la Punta del Piezómetro.  (m.)	Elevación nivel de agua en los Piezómetros en Diciembre 1967  (m.)
2	1	-20.45	+2.00
	2	- 7.45	+2.00
	3	- 2.45	+2.00
3	1	-17.06	+2.04
	2	- 7.06	+2.04
	3	- 2.56	+2.04
5	1	-18.57	+2.03
	2	- 8.57	+2.03
6	1	-18.25	+2.05
	2	- 8.25	+2.05

# HOTEL PLAYA REVOLCADERO

ACAPULCO, GRO.

## POZO DE MUESTREO No. 2

ELEVACION:

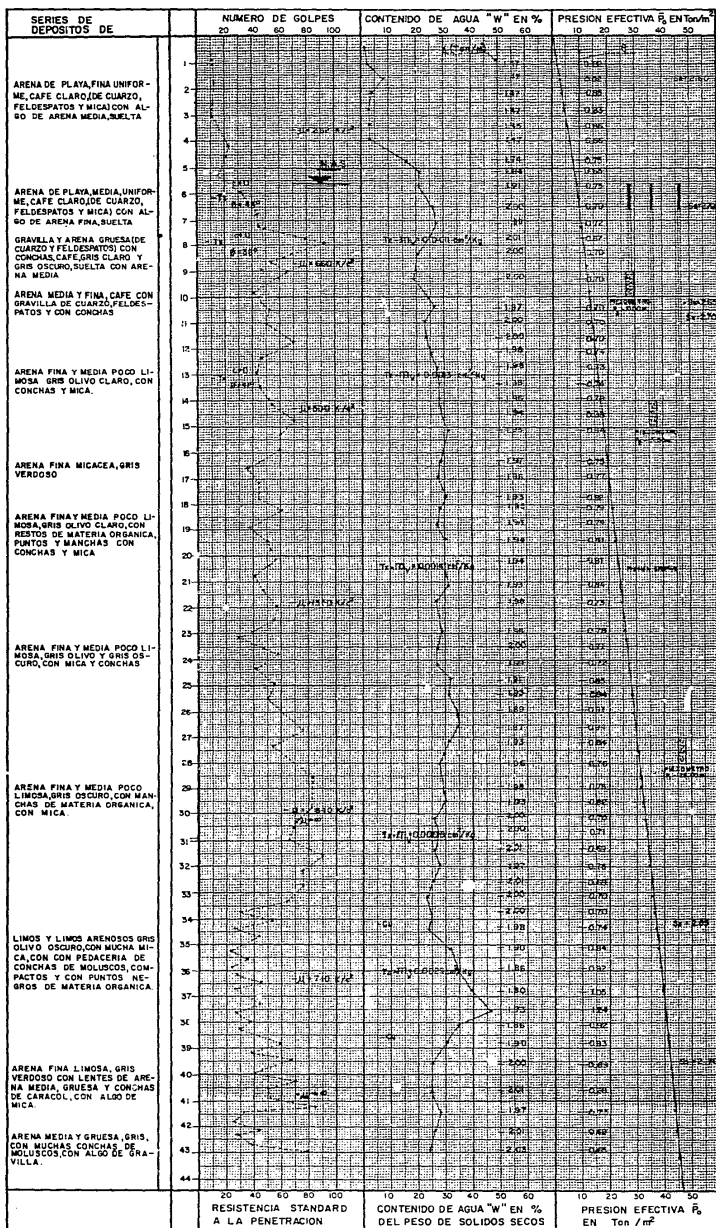


FIGURA (3)  
NOMENCLATURA: PARA POZOS DE MUESTREO

NOTAS:  
VER FIGURA NUMERO 2

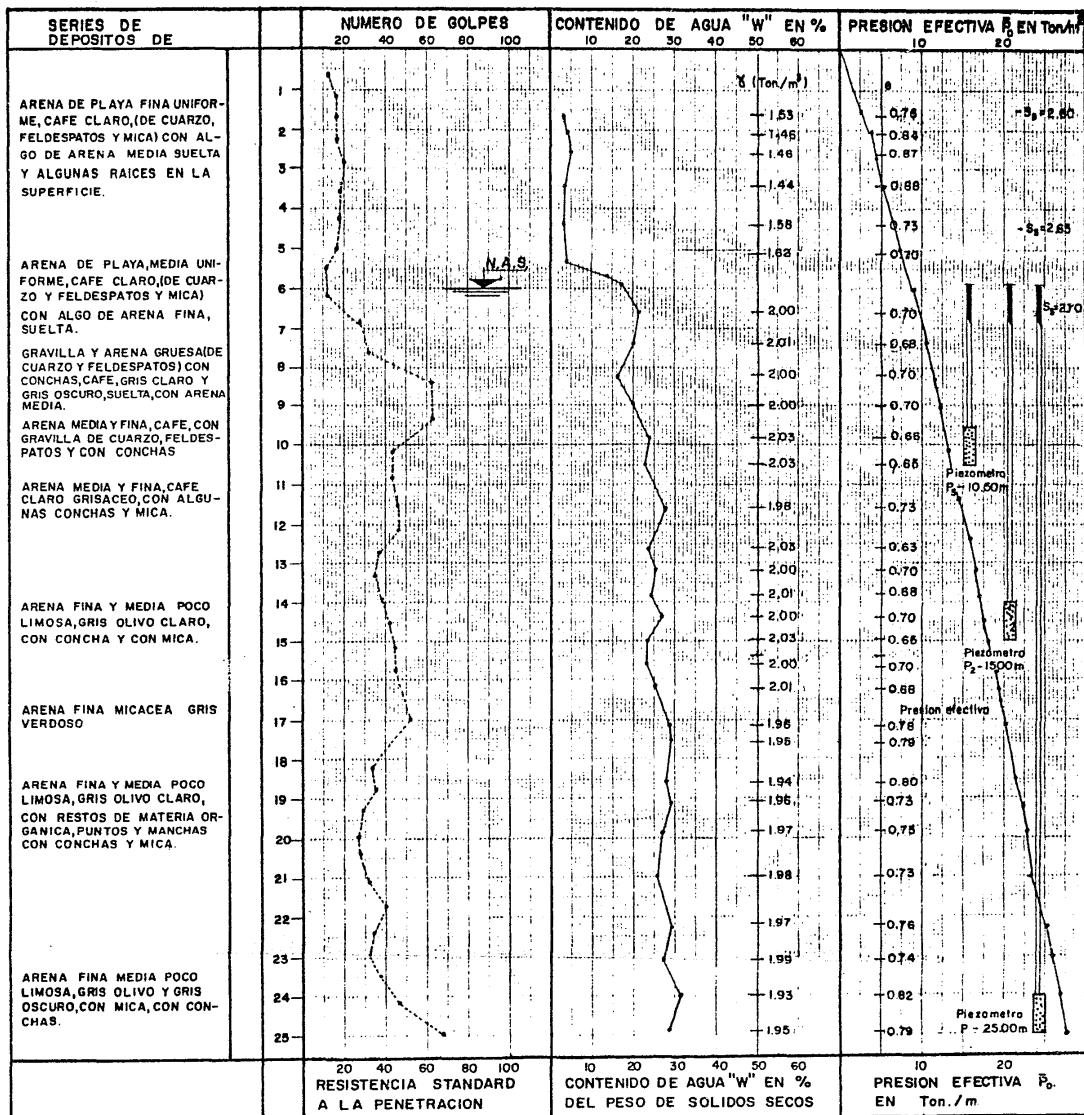
- |   |   |
|---|---|
| N.A.S.: Nivel de agua Superficiales.                      | M <sub>v</sub> : Coeficiente de Compresibilidad Volumetrica en cm <sup>3</sup> /kg. |
| T <sub>z</sub> : Prueba Triaxial.                         | Cu: Prueba de Consolidación.  |
| c: Cohesión   | σ: Peso Volumetrico en Ton./m <sup>3</sup> .  |
| β: Angulo de fricción interna.                            | S <sub>b</sub> : Gravedad Especifica.   |
| JL: Módulo de rigidez.                                    | B: Ouedad.  |
| Tz: Prueba de Esfuerzo de deformación en Cámara Triaxial. |   |

# HOTEL PLAYA REVOLCADERO

ACAPULCO, GRO.

## POZO DE MUESTREO No. 3

ELEVACION: + 7.94 m.



NOMENCLATURA:  
VER FIGURA NUMERO 3

NOTAS:  
VER FIGURA NUMERO 2

FIGURA (4)

# HOTEL PLAYA REVOLCADERO

ACAPULCO, GRO.

## POZO DE MUESTREO No.5

ELEVACION: + 6.43m.

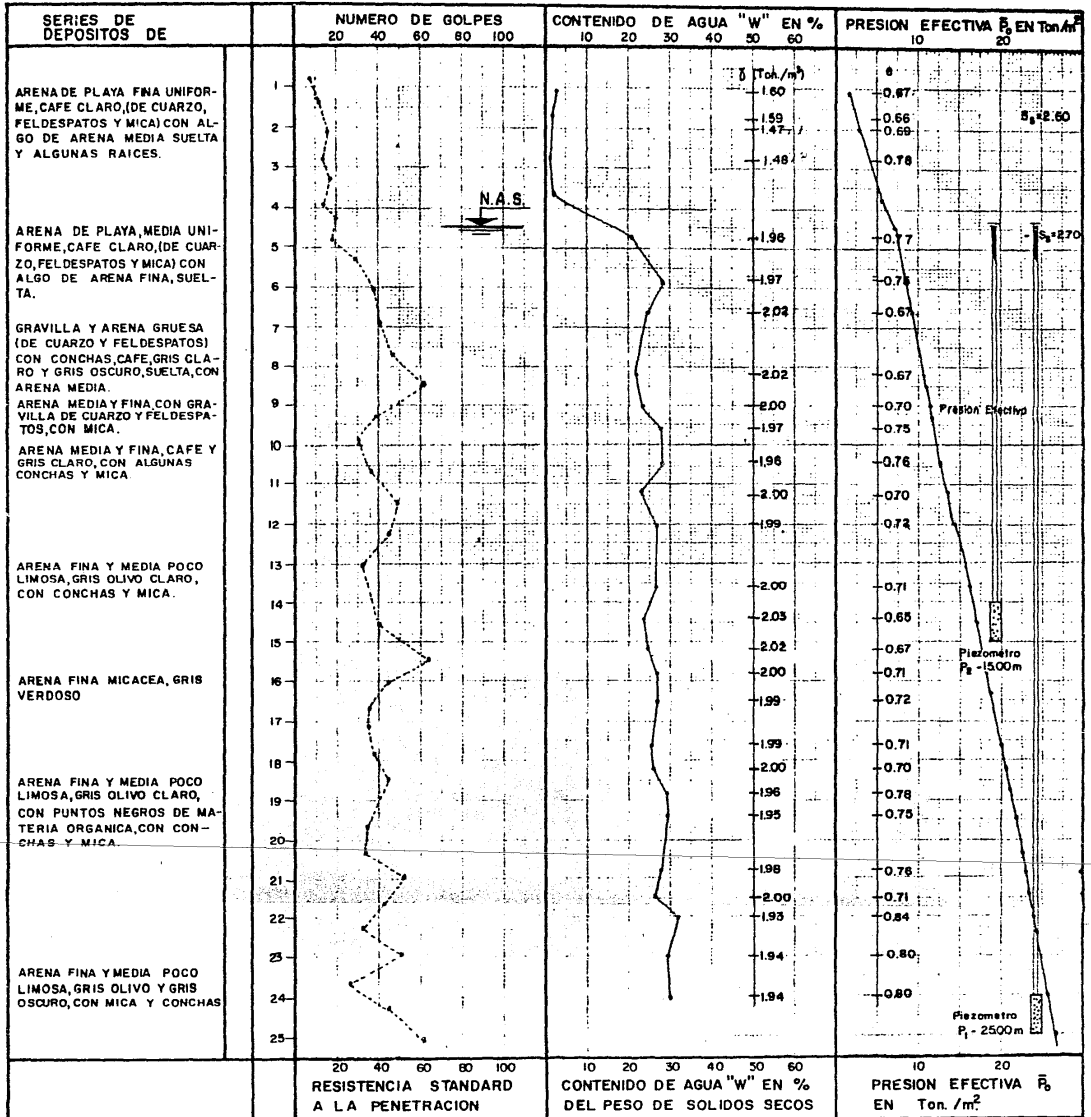


FIGURA (5)

NOMENCLATURA:  
VER FIGURA NUMERO 3

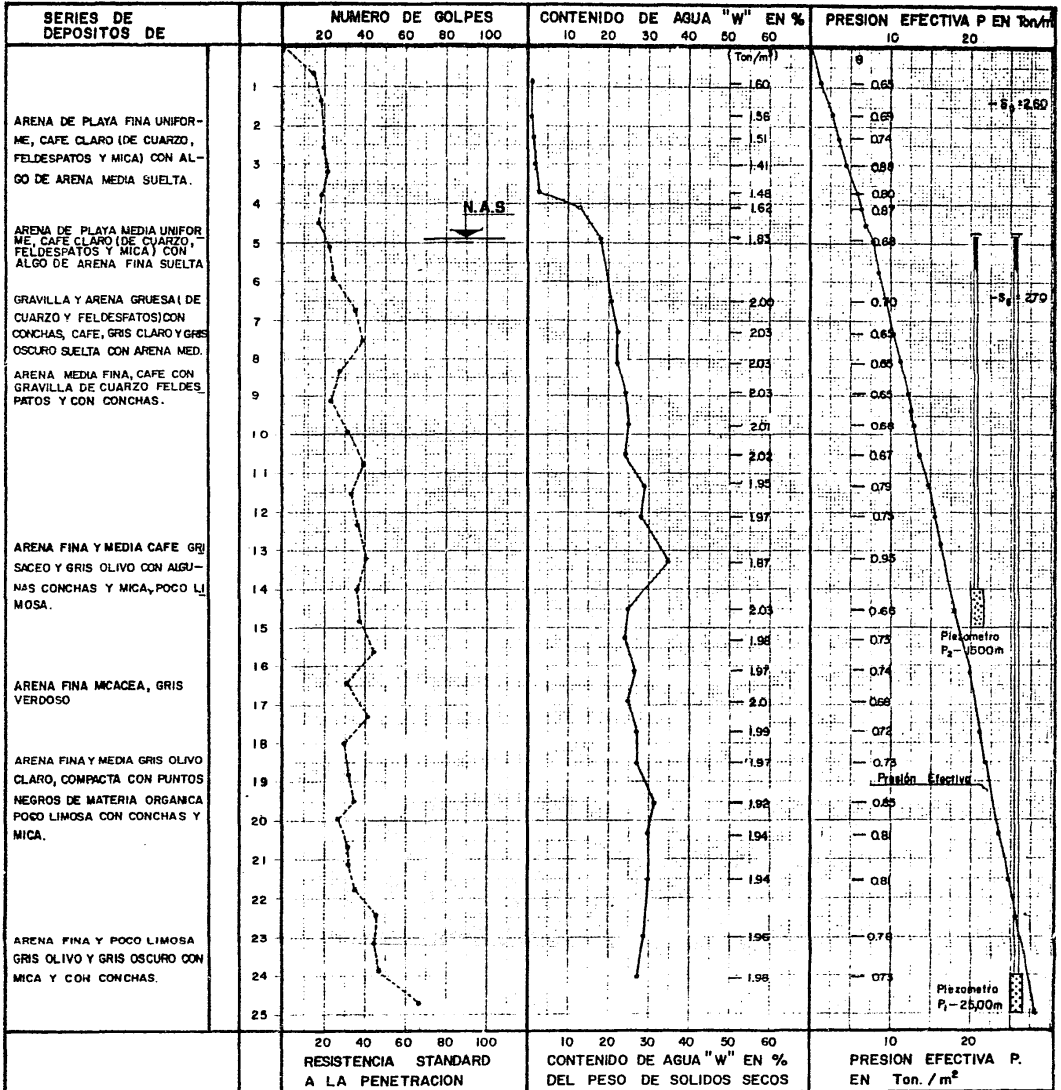
NOTAS:  
VER FIGURA NUMERO 2

# HOTEL PLAYA REVOLCADERO

ACAPULCO, GRO.

## POZO DE MUESTREO No. 6

ELEVACION: + 6.75 m.



NOMENCLATURA:  
VER FIGURA NUMERO 3

FIGURA (6)

NOTAS:  
VER FIGURA NUMERO 2

Elevación del nivel del agua igual a 2.00 m.

De los datos de la tabla #1 se puede concluir que invariablemente se encontró que el nivel de aguas superficiales sube a la elevación +2.00 m. con respecto al banco BNSJM-63 de cota +4.67 m., por lo cual se concluye que las condiciones del agua del subsuelo son estáticas. De tal forma que no existe flujo de agua descendente apreciable en sentido vertical.

Se reportan las variaciones de los niveles piezométricos de agua durante las observaciones efectuadas para esta investigación. En los dos meses de observación no se registró movimiento sensible de los niveles piezométricos del agua.

En la columna 4 de los perfiles estratigráficos, figuras(3) a (6) se reportan las curvas de presiones intergranulares calculadas a partir de las propiedades índice de los materiales y las condiciones hidráulicas arriba reportadas. Estas presiones efectivas permiten el conocimiento real del esfuerzo vertical a que se encuentra sometida la masa del subsuelo en ese lugar.

#### Propiedades Mecánicas:

En las figuras(3) a (6) , Tabla No. 1,2 Y 3, se reportan los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas para conocer las propiedades mecánicas de los diferentes estratos del subsuelo en ese lugar.

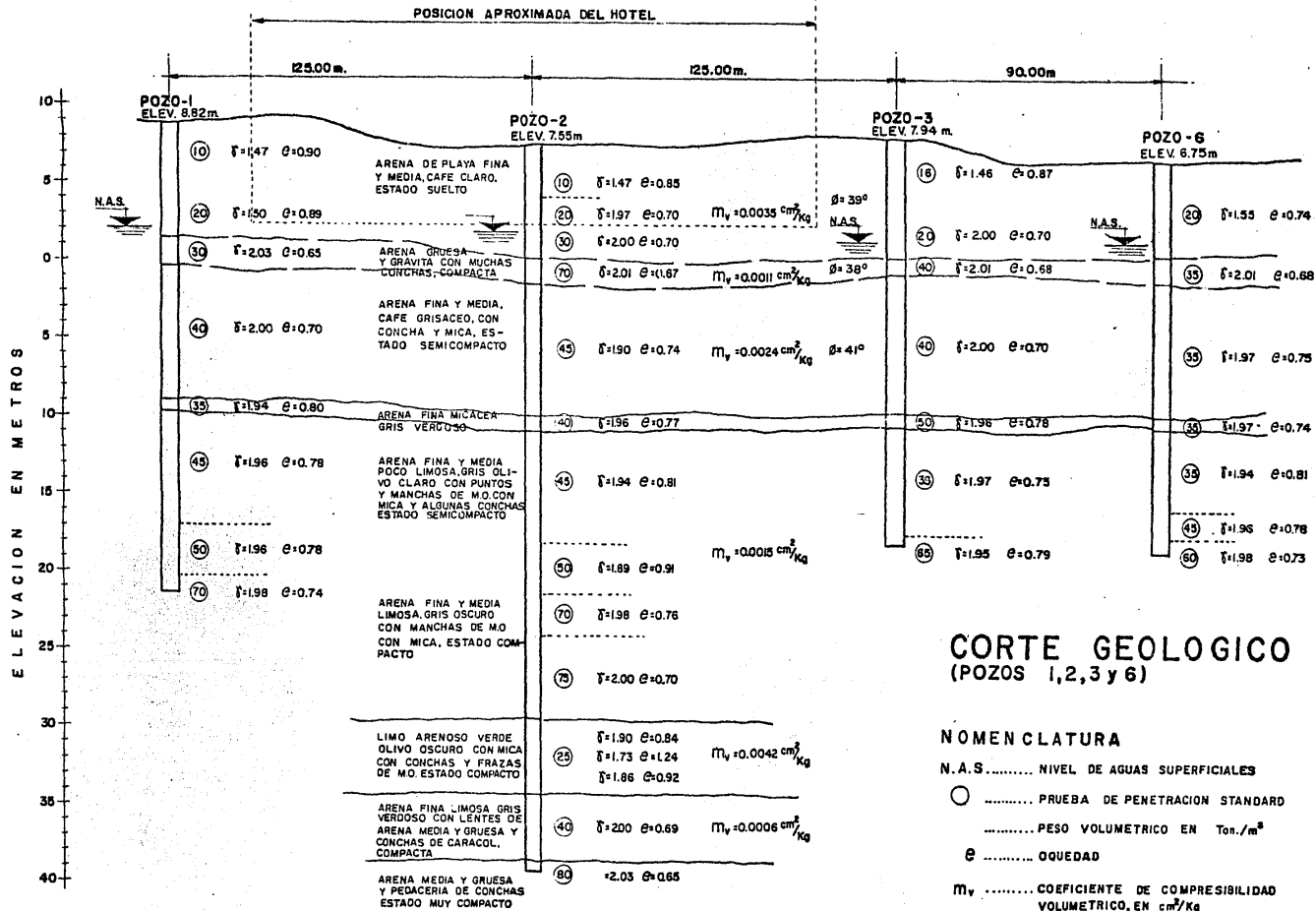
La resistencia al esfuerzo cortante se estudió por medio de pruebas de compresión triaxial en los materiales que se describen en la tabla número 2. Las pruebas triaxiales fueron del tipo Consolidada-Drenada. Los resultados de tres pruebas típicas se reportan en las figuras (8) a (10) y en la tabla número 2 se incluyen todos los resultados.

A continuación se presenta un resumen de las propiedades mecánicas de resistencia recomendadas a partir de los resultados de las pruebas triaxiales:



TABLA B : RESUMEN DE PROPIEDADES MECANICAS

Depósito	Elevación	Angulo de Fricción	Densidad Relativa
Arena fina, uniforme, suelta	De la sup. a +3.00 m.	32	0.20 a 0.40
Arena media, uniforme. Estado medio de compactación.	+3.00 m. a 0.00 m.	33	0.50
Arena gruesa y gravilla semcompacta.	0.00 m. a -1.00 m.	38	0.60
Arena fina y media poco limosa, semcompacta.	-1.00 m. a -10.00 m.	41	0.65 a 0.70



- NOMENCLATURA**
- N.A.S. .... NIVEL DE AGUAS SUPERFICIALES
  - ..... PRUEBA DE PENETRACION STANDARD
  - ..... PESO VOLUMETRICO EN Ton./m<sup>3</sup>
  - e ..... QUUEDAD
  - $m_v$  ..... COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD VOLUMETRICO, EN cm<sup>2</sup>/Kg
  - $\beta$  ..... ANGULO DE FRICCION INTERNA

FIGURA (7)

Estos resultados se encuentran también consignados en el corte geológico de la figura (7).

La compresibilidad de los materiales arenosos se valió a partir de pruebas especiales de Esfuerzo-Deformación Unitaria efectuadas en la cámara triaxial, en los materiales descritos en la tabla número 3. Los resultados de las pruebas se reportan en forma gráfica en la figura (11) en, donde se anexa las leyes de compresibilidad versus la presión de confinamiento.

Como se observa en la figura (11), todas las leyes son sensiblemente paralelas, variando solamente por la compacidad con que se encuentran los materiales del subsuelo.

En los materiales limo-arenosos y limosos localizados entre las elevaciones -26.00 m. y -31.00 m., ver corte geológico (figura 7), se hicieron también dos pruebas de consolidación en el odómetro. En la figura (12) se reportan las curvas de compresibilidad y en la figura (13) se reportan los coeficientes de compresibilidad volumétrica versus presión. Estos resultados son semejantes a los obtenidos en los pruebas de Esfuerzo-Deformación Unitaria.

Para obtener el valor de  $M_z$ , módulo de deformación unitaria definido como:

$$M_z = \Delta \epsilon / \Delta \sigma = \text{Incr. Def. Unit.} / \text{Incr. Esf.}$$

Se tomó en cuenta el efecto de confinamiento, utilizando la fórmula (1) de la tabla No. 3. El coeficiente de compresibilidad volumétrica,  $m_v$ , se obtuvo utilizando la fórmula (2) de la misma tabla.

Los valores de  $m_v$  reportados en los perfiles estratigráficos figuras (3) a (6), corresponden al valor de la presión efectiva vertical a la profundidad indicada. Los valores del coeficiente de compresibilidad volumétrica,  $m_v$  en  $\text{cm}^2/\text{kg}$  consignados en el corte geológico de la figura (7), corresponden al promedio de la compresibilidad de cada estrato y han sido obtenidos tomando en cuenta la presión efectiva vertical media para cada estrato considerado. Estos valores se utilizaron en el análisis de los hundimientos, por medio de la siguiente fórmula:

$$S = \sum_{i=1}^n (\Delta H \cdot \Delta \sigma \cdot m_v)$$

donde:  $S$  = hundimiento horizontal.

$\Delta H$  = espesor del estrato.

$\Delta \sigma$  = incremento del esfuerzo vertical al centro

del estrato.

$m_v$  = coeficiente de compresibilidad volumétrica,  
en  $\text{cm}^2/\text{kg}$ .

Por último, se hicieron pruebas de torsión en los materiales descritos cuyos resultados se representan graficamente en la figura (13) con éstos valores se calculó la velocidad de la onda de esfuerzo cortante y se obtuvo el período probable de resonancia del suelo, el cual resultó ser del orden de 0.9 s. Estos cálculos se hicieron considerando que la base firme de los depósitos arenosos se encuentran en el material compacto a la profundidad de 42.00 m. en el pozo 2, elevación -34.45 m.

### Conclusiones y Recomendaciones

#### Condiciones del Subsuelo:

De los resultados anteriores se puede concluir que el subsuelo donde se construirá el Hotel está formado por los siguientes depósitos:

Entre la superficie del terreno y la elevación 0.00 m., aproximadamente, se encuentra un depósito de arena de playa cuya compacidad varía de suelta entre la superficie y la elevación +3.00 m. aproximadamente y semicompacta entre la elevación +3.00 m. y 0.00 m. El nivel de agua en los pozos de exploración se encontró a la elevación +2.00 m.

De la elevación 0.00 m. a -1.00 m., se encuentra un depósito de arena gruesa y gravilla, con conchas de molusco, en estado compacto.

Entre la elevaciones -1.00 m. y -26.00 m. de profundidad, se encuentran series de depósitos de arena fina con algo de limo en estado semicompacto, de baja compresibilidad y adecuada resistencia para las cargas de proyecto.

De la elevación -26.00 m. a -31.00 m., se localiza un depósito de limos y limos arenosos en estado compacto que exhiben compresibilidad media y baja.

En adelante se continúan los depósitos de arena en estado compacto y muy compacto, los cuales no se verán sensiblemente afectados por las condiciones de cargas impuestas por el edificio.

## I.2 HIDROLOGIA:

Acapulco Princess.

Condominios A y B.

## Niveles de Agua Freática

Pozo # 2 .....actual Cuerpo B.  
 Pozo # 5 .....actual Night Club.  
 Pozo # 10 .....Condominios.  
 Pozo # 12 .....Planta de Tratamiento de Aguas.  
 Pozo # 24 .....PONER UNA REFERENCIA.  
 Pozo # 26 .....PONER UNA REFERENCIA.

Fecha	Pozo	Nivel Freático (m.)
Enero 1/1969	2	1.05
	5	-----
	10	1.30
	12	1.52
	24	1.24
	26	1.09
Enero 15/1969	2	1.02
	5	-----
	10	1.27
	12	1.47
	24	1.20
	26	1.06
Febrero 1/1969	2	0.99
	5	1.10
	10	1.20
	12	1.39
	24	1.14
	26	1.00
Febrero 28/1969	2	1.07
	5	-----
	10	1.13
	12	1.28
	24	1.04
	26	1.11

Junio 5/1969	2	1.97
	5	-----
	10	1.77
	12	1.82
	24	1.94
	26	-----
Julio 1/1969	2	2.00
	5	1.99
	10	1.78
	12	1.77
	24	1.97
	26	2.32
Julio 16/1969	2	2.21
	5	2.20
	10	1.97
	12	2.36
	24	2.20
	26	2.19
Agosto 20/1969	2	2.80
	5	2.80
	10	3.18
	12	3.30
	24	2.94
	26	2.78
Septiembre 1/1969	2	3.10
	5	3.08
	10	4.10
	12	4.27
	24	3.32
	26	3.07
Septiembre 13/1969	2	3.15
	5	3.08
	10	3.86
	12	3.95
	24	3.61
	26	-----
Octubre 6/1969	2	2.91
	5	2.88
	10	3.76
	12	3.87
	24	3.46
	26	2.99
Octubre 14/1969	2	2.13
	5	2.86
	10	3.78
	12	3.90
	24	3.46
	26	2.95

Tabla No.1 Resumen de Resultados y Descripción de las Muestras Utilizadas para Obtener el Módulo de Rigidez en Aparato de Torsión.

Muestra	Profundidad (m.)	Clasificación	Contenido de Agua	Módulo de Rigidez
2-F-1	3.60	Arena fina uniforme, café claro, estado suelto.	3.7 %	262
2-N-2	8.70	Arena media y fina, café claro, con arena gruesa y gravilla, con conchas.	14.0 %	660
4-K-3	8.80	Arena media y fina, café claro, con gravitas y conchas, con poca mica, estado semicompacto.	17.6 %	710
2-W-2	14.30	Arena fina limosa, café verdosa, con mica y pedacería de conchas, estado semicompacto.	20.0 %	500
4-b-1	19.77	Arena fina limosa, gris olivo oscuro, con mucha mica y puntos negros, estado compacto.	24.0 %	1250
2-j-1	21.88	Arena fina poco limosa, gris olivo claro, con mica, con pedacería de conchas, estado compacto.	21.0 %	1350
2-w-2	29.80	Arena fina limosa, gris olivo oscuro, con mica, estado semicompacto, P.M.O y P.C.	17.0 % 25.7 %	840 ->00
2-t-2	30.20	Arena fina limosa, gris olivo oscuro, con mucha mica, con conchas macroscópicas, estado muy compacto.		

2-G-2	36.28	Limo, gris olivo os- curo, con mucha mica, con conchas, restos de materia vegetal, estado compacto.	36.0 %	710
2-1-1	40.78	Arena fina limosa, gris verdoso, con mu- chas conchas, con mi- ca, estado muy com- pacto.	17.9 %	->00

Fórmula :

$$\tau_c = P_o (1 + v/1-v) * 1/2$$

donde :

- $P_o$  = presión efectiva vertical.
- $v = 0.25$  para arena.
- $v = 0.30$  para limos.
- $v = 0.33$  para arcillas.



Tabla No.2 Resumen de Resultados y Descripción de Muestras Utilizadas para Obtener los Parámetros de Esfuerzo Cortante C y Q.

Muestra	Profundidad (m.)	Clasificación	Contenido de Agua	C	Q
1-I-1	5.79	Arena fina uniforme, café claro, con algunas conchas, con poca mica, estado suelto-compacto.	8.3%	0	35 <sup>o</sup>
2-J-2	6.08	Arena fina y media, café claro, con cohesión aparente, con puntos negros de M.O., con muchas conchas, con gravilla, con poca mica.	21.3%	0	44 <sup>o</sup>
4-J-2	7.85	Arena fina a gruesa con gravilla, café claro suelta, con algunas gravillas, con muchas conchas.	11.0%	0	32 <sup>o</sup>
2-M-1	7.88	Arena media y fina, café claro, con arena gruesa y gravilla de cuarzo y conchas, con algunas gravas hasta de 1 cm. O, estado compacto.	10.4%	0	38 <sup>o</sup>
1-L-1	8.08	Arena gruesa y gravilla, con arena media y fina, café claro, suelta, con algunas gravas, con conchas, con puntos negros de M.O.	15.2%	0	31 <sup>o</sup>
4-P-2	12.79	Arena fina limosa, café manchado, con puntos negros de M.O., con conchas,	19.8%	0	43 <sup>o</sup>

		con poca mica, estado compacto.			16
1-R-2	12.98	Arena fina poco limosa, café verdoso, con arena fina de conchas, con poca mica, estado compacto.	21.3%	0	45 <sup>o</sup>

Tabla No. 3 Resumen de Resultados y Descripción de Muestras Utilizadas para Pruebas Esfuerzo Deformación en Cámara Triaxial.

Muestra	Profundidad ( m )	Clasificación	Contenido de Agua	$\bar{P}_o$	$M_z$ -3 x10	$m_v$ -2 x10
2-M-1	7.88	Arena media y fina, café claro, con arena gruesa y gravilla de cuarzo y conchas, algunas gravas hasta 1 cm de diámetro, estado compacto.	10.4	1.10	1.27	0.106
2-U-2	13.09	Arena fina poco limosa, café verdosa con poca mica, con arena fina de conchas, estado semicompacto.	19.8	1.61	1.56	0.130
1-T-2	14.60	Arena fina uniforme, gris olivo claro, con mica, con conchas, estado semicompacto.	22.2	1.82	2.62	0.218
1-C-1	19.78	Arena fina poco limosa gris olivo claro, con puntos negros de M.O., con algo de mica, con conchas, con pequeñas gravitas, estado compacto.	25.8	2.31	1.89	0.157
2-h-1	20.58	Arena fina limosa, gris olivo oscuro, con mucha mica, con puntos negros de M.O., con conchas, estado compacto.	27.6	2.32	1.72	0.143

2-7-1	30.88	Arena fina limosa, gris oscuro, con arena fina de conchas, con puntos negros de M.D., con algo de mica, estado compacto, P.M.O.	21.0	3.30	0.92	0.077
2-6-1	36.08	Limo poco arenoso, gris olivo oscuro, manchado, con mucha mica, con puntos negros de M.D., con conchas, estado compacto.	33.0	3.79	3.97	0.294

Fórmulas :  $\bar{V}_z = \bar{P}_0 \left( 1 + \frac{\gamma}{1-\gamma} \right) \frac{1}{2} \dots \dots (1)$

$m_v = \frac{(1-2\gamma)(1+\gamma)}{(1-\gamma)} M_z \dots \dots (2)$

donde :  $\bar{P}_0$  = presión efectiva vertical ( kg/cm<sup>2</sup> ).  
 $\gamma$  = 0.25 para arena.  
 $\gamma$  = 0.30 para limos.  
 $\gamma$  = 0.33 para arcillas.

- Nota :
- El contenido de agua esta en %.
  - $\bar{P}_0$  esta en kg/cm<sup>2</sup>.
  - M esta en cm /kg.
  - z
  - m esta en cm /kg.
  - v

# PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL

## CONSOLIDADA - DRENADA

Número:	1-1-E	Observación:	C.O.
Profundidad:	C.O.	Ángulo de fricción:	28.33°
Caracterización:	Arena fina impureza poca clara por algunas fines y algún estado suelto a semi compacto.		

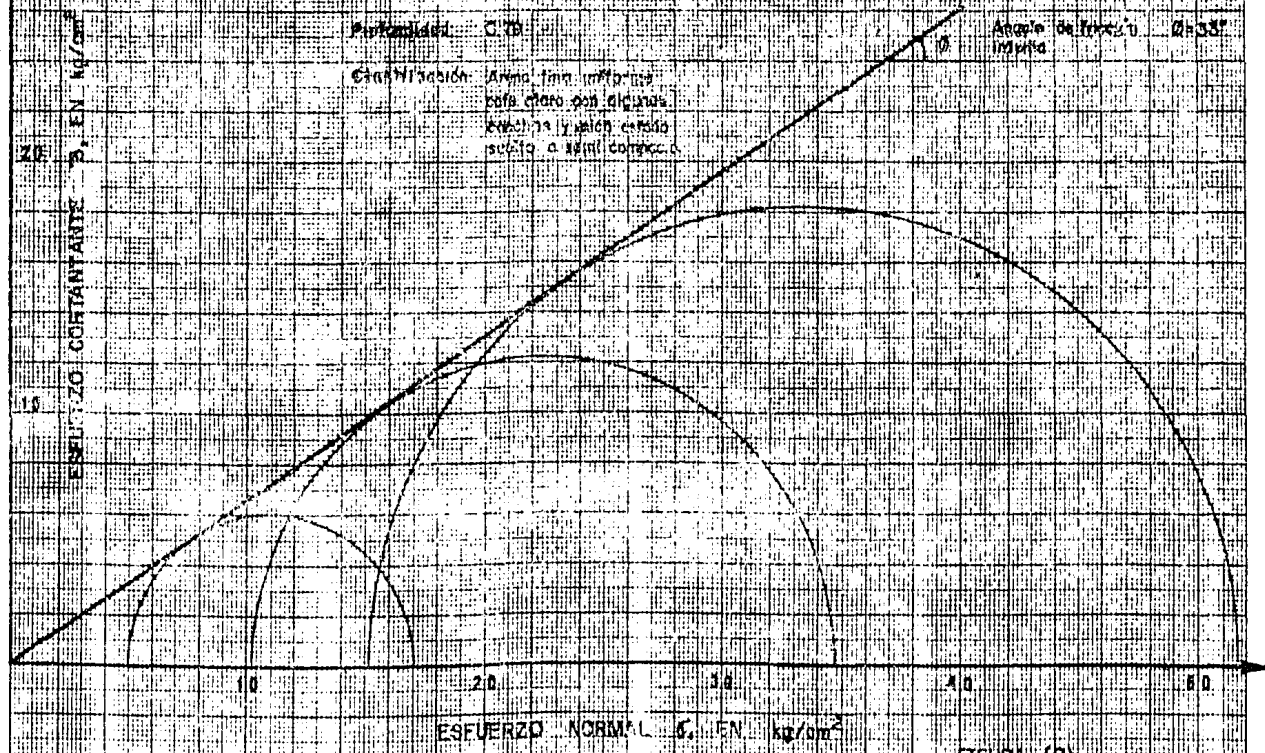


FIGURA (B)

PRUEBA DE COMPRESION AXIAL

CONSOLIDADA - DRENAJON

Número:	2-ME-1	Condición:	C.O.
Profundidad:	7.00 m	Ángulo de fricción (medido):	29.00°
Clasificación:	Arena gruesa y mediana con coque y cenizas finas y med. - estrova con poco		

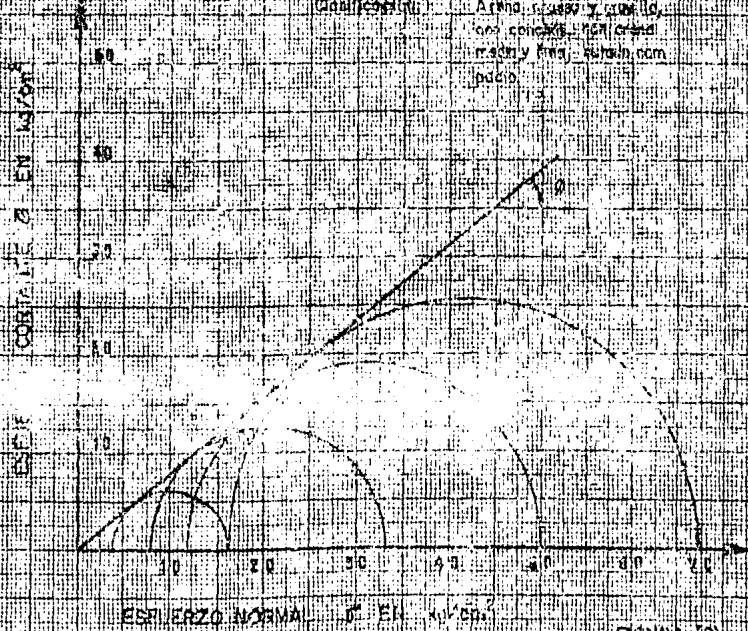


FIGURA (9)

PRUEBA DE DETERMINACION DE  $c$  Y  $\phi$

CONSOLIDACION - ORENAQA

Tipo de muestra: Arenas  
 Proveniencia: C. B. O. n.  
 Clasificación: Arenas limpias, no cohesionadas con estructura floja

Coeficiente:  $c = 0$   
 Angulo de fricción (valor):  $\phi = 28^\circ$

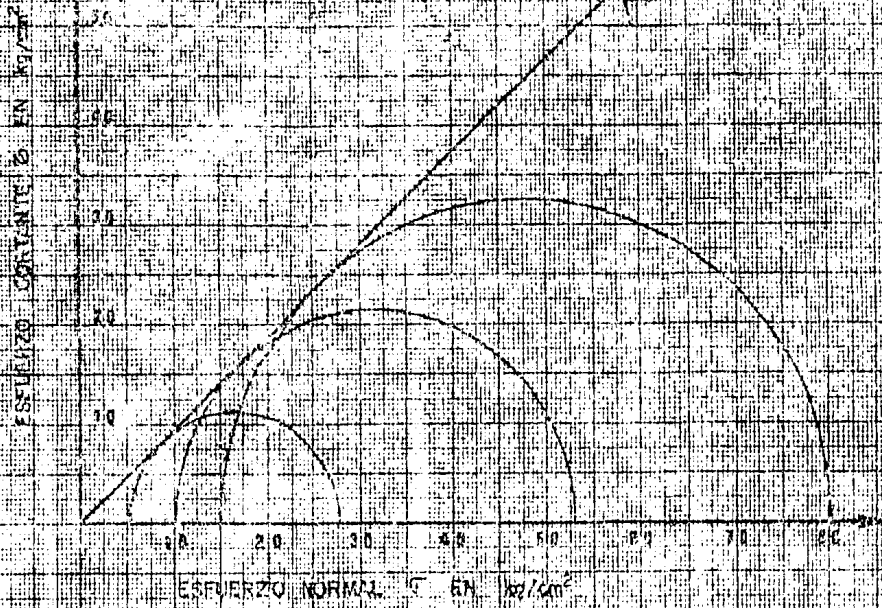


FIGURA (10)

7200-714

LOGARITMICA 2 X 2 CICLOS  
HOBBS Y CHORREÑA SUCCRS. S. A.

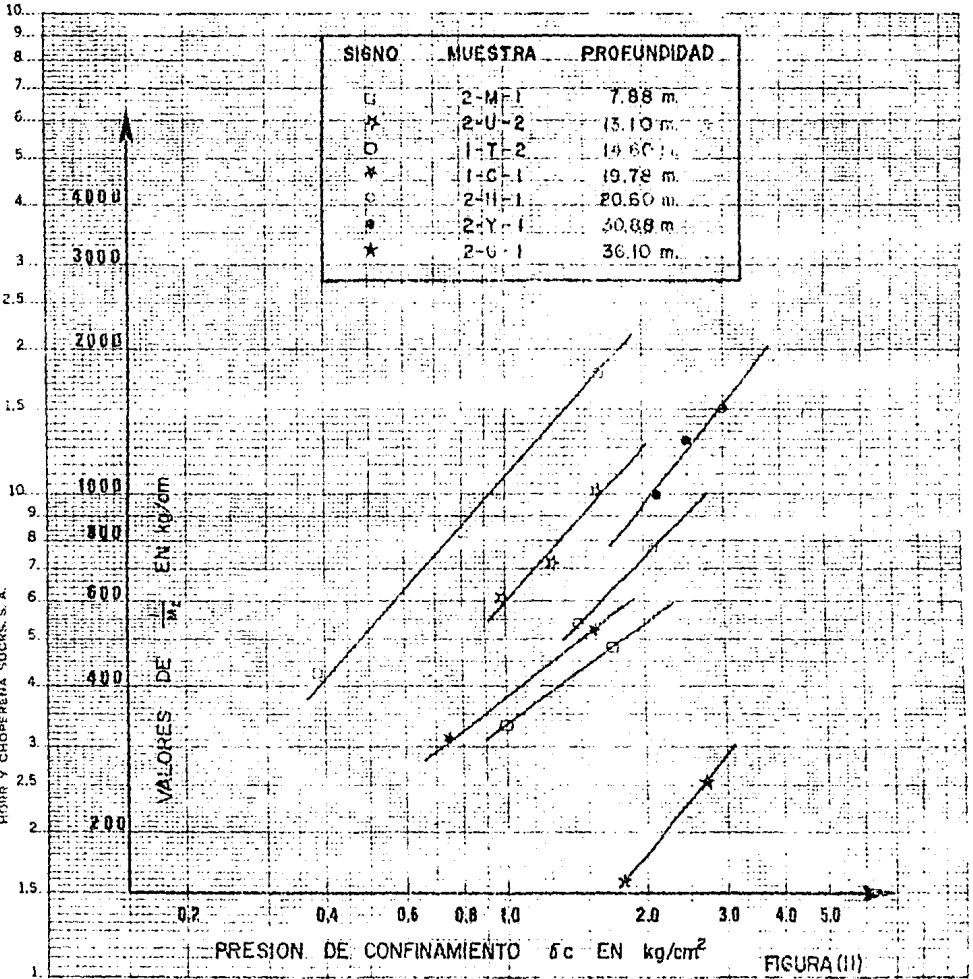


FIGURA (II)

SEMI LOG. HISTÓRICO CICLOS X 10  
DIVISIONES.

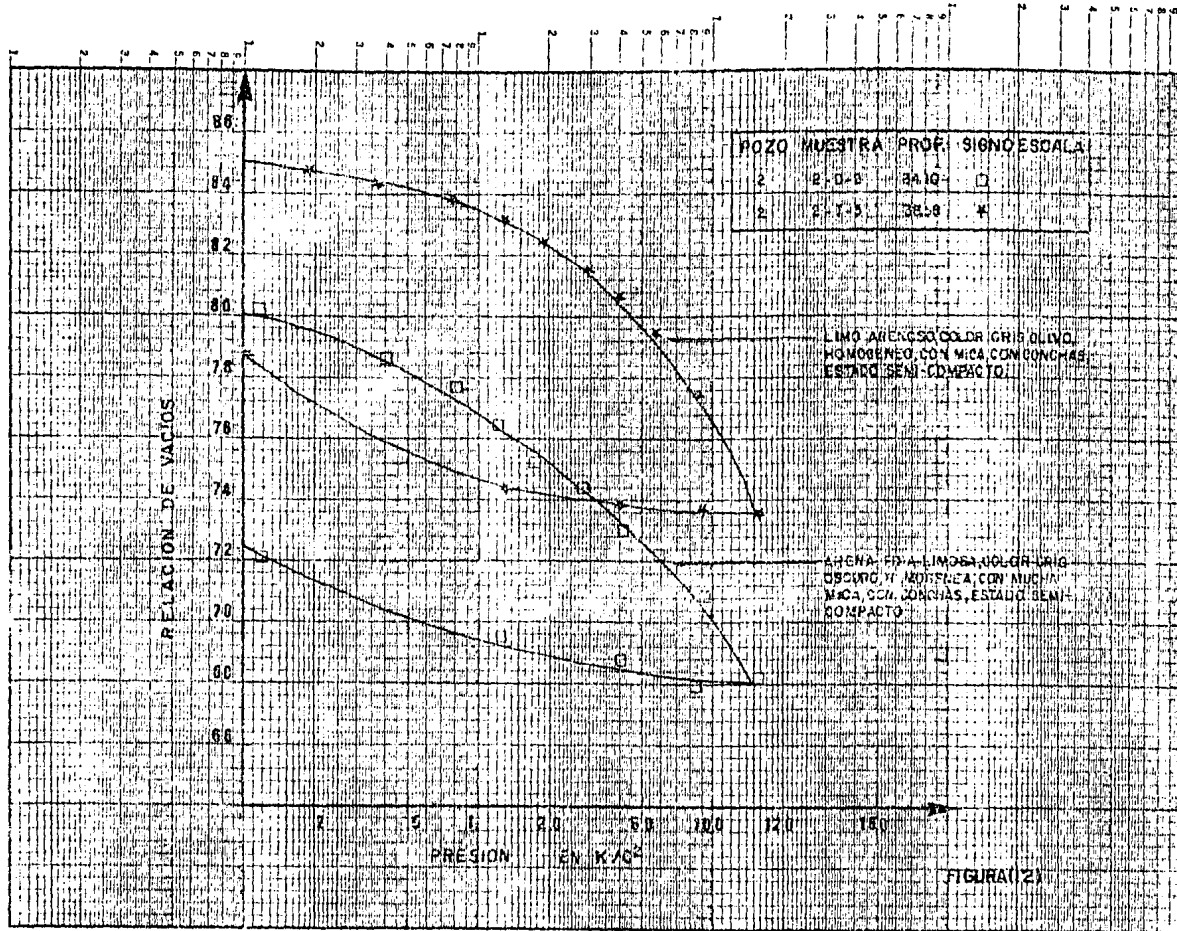


FIGURA 21



SEMI-LOGARITMICO 5 CICLOS X 70  
DIVISIONES.

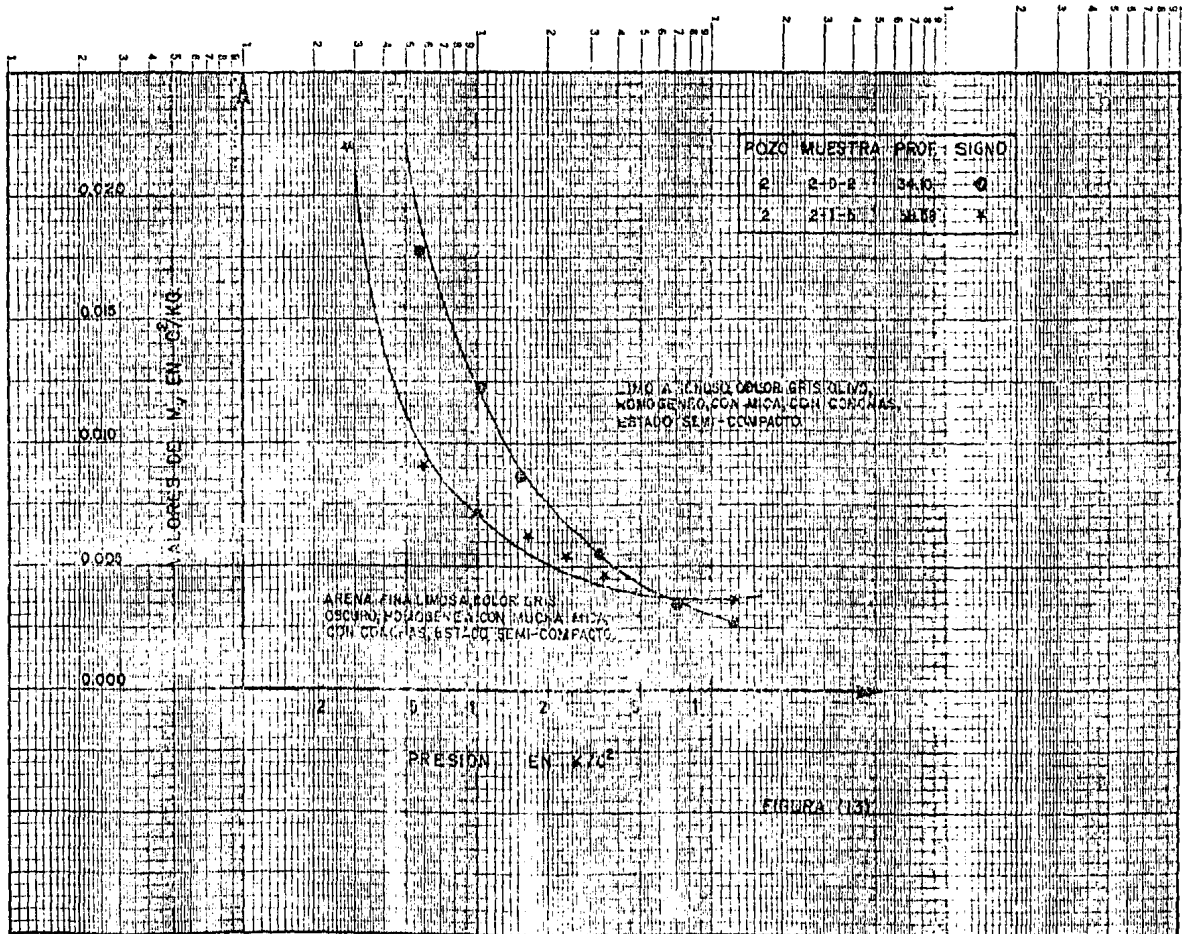


FIGURA 1(3)

## II ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION

El diseño de la cimentación se fundamenta en el sistema estructural propuesto por el director de tesis, y que consiste básicamente de lo siguiente:

- Dada la estructuración del edificio, se hará la transmisión de las cargas al terreno a través de un cajón de cimentación conteniendo en su interior una retícula formada por contratrabes. Esta retícula tendrá en su mayor parte recuadrados de 4.50 por 4.50 m. (a ejes de contratrabes) y estará lastrada con un relleno de arena (producto de la misma excavación) compactada, y que contribuirá a la estabilidad por volteo del edificio. Para mayor claridad ver figura (15), que ilustra la cimentación propuesta en planta.

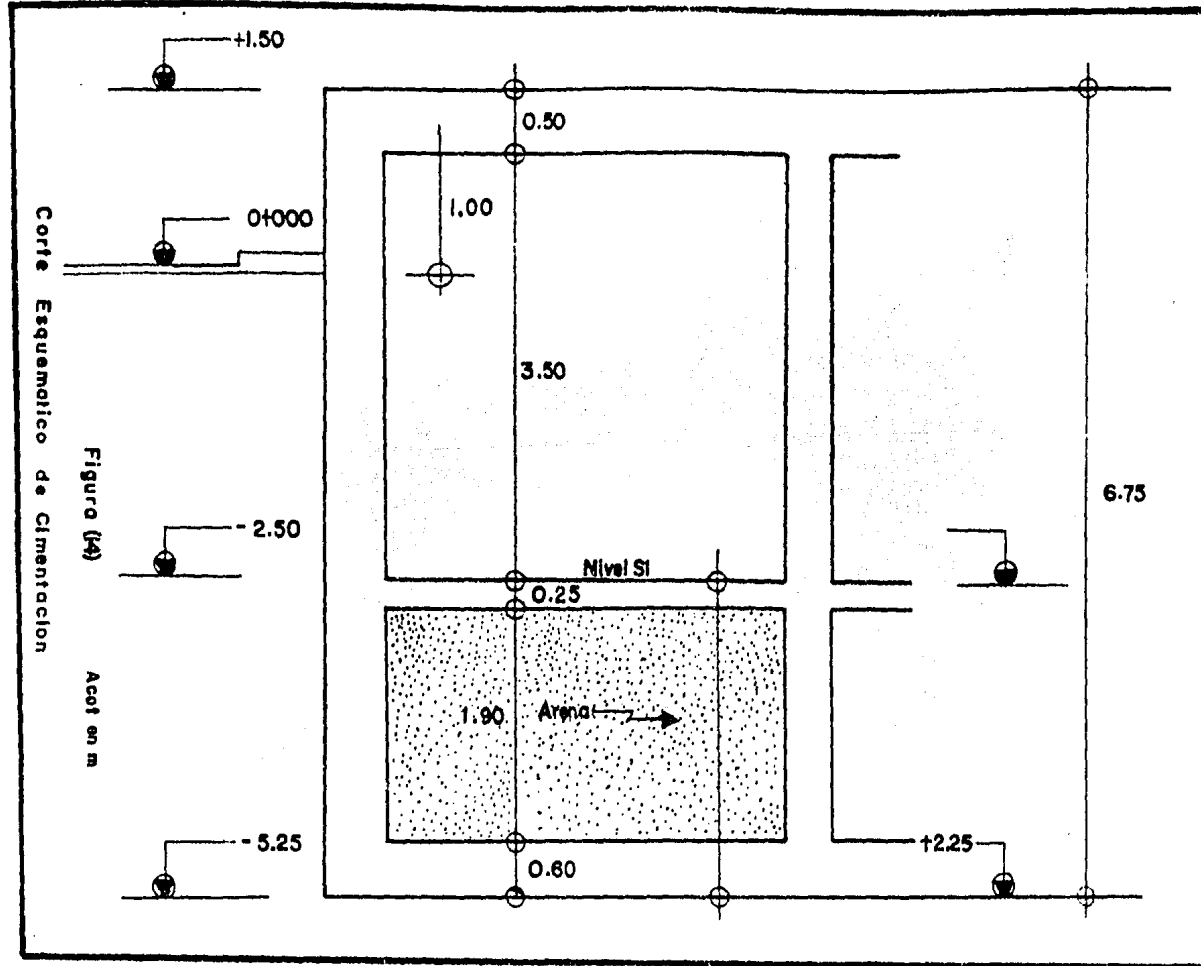
- Las contratrabes coinciden con los ejes de los muros principales del edificio, y se encontrarán delimitadas en su parte superior, por una losa tapa (piso del nivel S1) y en su parte inferior por una losa de cimentación, con espesores aproximados de 0.25 y 0.60 m. respectivamente. En las siguientes hojas se presenta un corte esquemático de la cimentación, con las secciones propuestas para su diseño. figura (14).

- Cabe señalar que tal y como se indicó en el capítulo referente a estudios previos, todos los estudios de Mecánica de Suelos e Hidrología corresponden a lotes contiguos al que ocupará el edificio que analizamos, y que fueron realizados en el año de 1969 para la construcción del hotel Acapulco Princess.

- Para fines de este trabajo habremos de suponer como válidos, todos estos datos, y en ellos se basará el estudio de la cimentación. Resulta evidente que en rigor, será necesario elaborar una serie de estudios propios para el sitio en el cual se construirá el edificio ya que la magnitud de la obra así lo justifica, aún cuando los estudios que ya se han presentado aquí, bien podrían tomarse como un apoyo para determinar la cimentación y sus dimensiones. Así pues, los niveles de desplante, niveles de aguas superficiales, depósitos, rellenos etc. serán tomados de estos estudios.

### - Características y Resistencia del Suelo:

Como ya se mencionó, se tomaron 6 pozos de referencia, así como 3 bancos de nivel. Se hizo referencia solo a 4 pozos. De los estudios de Mecánica de Suelos nos interesará conocer los siguientes puntos:



#### -Resistencia al corte

Este parámetro nos permitirá conocer cual es la carga que puede resistir el terreno antes de llegar a la falla, y por consiguiente, que magnitud de carga se transmitirá al suelo, teniendo en cuenta el factor de seguridad correspondiente.

#### -Profundidad del nivel freático

La variación de este, puede introducir cambios sustanciales en las características del terreno de cimentación, además de inducir costos significativos por concepto de bombeo, si el tipo de cimentación así se requiriera.

#### -Problemas de Resistencia

Cuando se investiga la capacidad de carga de un suelo y su estabilidad, generalmente se desprecia la "Cohesión", a la cual frecuentemente se le denomina Cohesión aparente. No es posible aceptar el despreciarla, ni usar el último término. Una arena húmeda tiene, dependiendo de su compacidad y grado de saturación, una resistencia que puede ser significativa. Es aconsejable tener precaución, pues la cohesión desaparece con la saturación, inundación o secado.

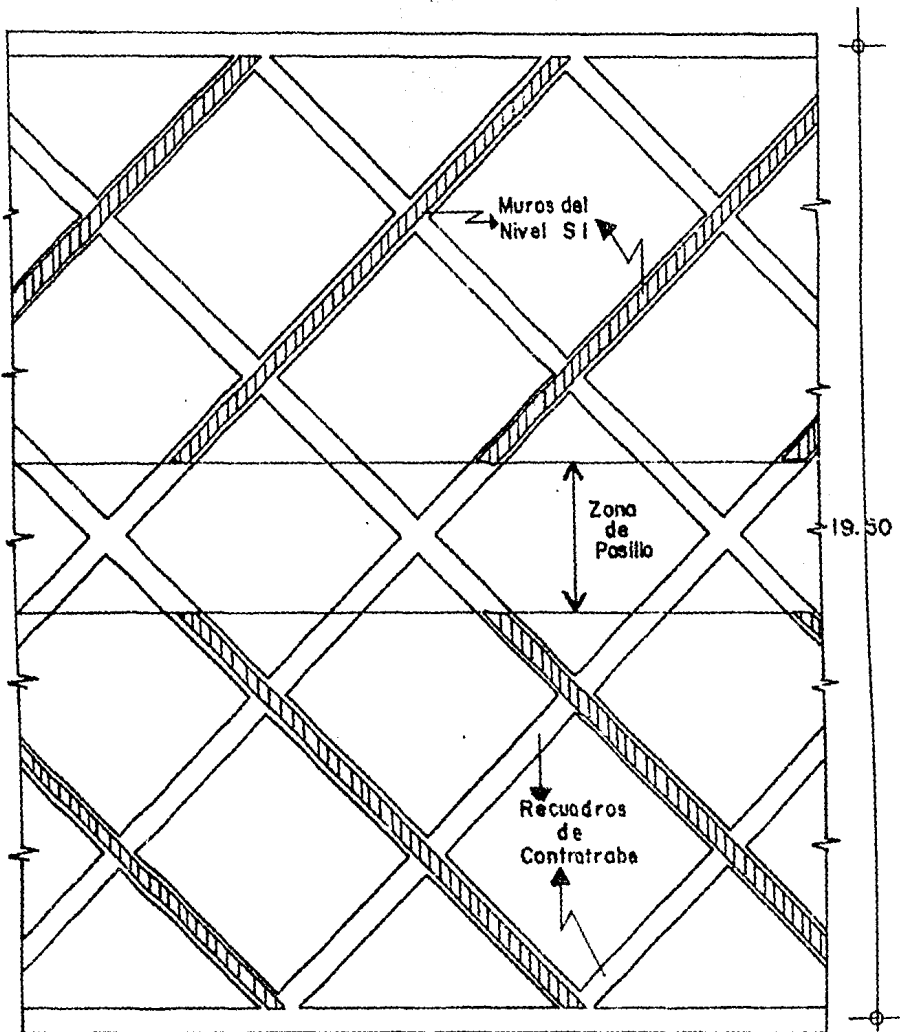


Figura (15)

Esc. 1:100 Acot en m.

Planta Seccionada de Contratrabe de Cimentacion

## II.1 Determinación de las Cargas de Diseño de la Cimentación

- Se plantearon 4 tanteos diferentes para la contratrase más crítica, en función de la magnitud de las cargas y de las áreas tributarias correspondientes para cada contratrase en particular. Los diseños previos al definitivo fueron descartados debido al exceso o a la falta de áreas de acero así como de concreto.

- También se procedió a revisar el edificio por volteo y por carga vertical, quedando dentro del límite de la seguridad. Uno de los diseños de contratrase, consideró este efecto sumado (Volteo por sismo + Suma de pesos entre área), obteniéndose de este modo un armado bastante considerable.

- El diseño definitivo, considera únicamente la suma de los pesos entre su área de desplante. Para estar con los límites de capacidad de carga, se ajustó en repetidas ocasiones esta área, de tal manera de no exceder la carga permisible transmitida al suelo.

- Determinación de las cargas de Diseño para Losa de cimentación y contratraves tipo.

- El área en el desplante de la cimentación tiene las dimensiones que aparecen en la figura (16'). Se decidió tomar el área total y calcular el esfuerzo producido por toda la carga, para compararlo con el esfuerzo permisible indicado en la Mecánica de Suelos. El peso total del edificio, que implica la reacción al suelo, se puede definir mediante:

$W_{\text{Total}} = \text{Suma de peso de todos los niveles} + \text{Volteo por los niveles, desde S2 hasta N10. Sismo}$

$$W_{\text{Total}} = \sum_{S2}^{N10} P / A + (M_s / I) y$$

Donde:

$\sum_{S2}^{N10} P$  : Suma de pesos desde el nivel S2 (cajón de cimentación) hasta el nivel 10.

A : Área total de cimentación

$M_s$  : Momento de volteo, ocasionado por las

Fuerzas Sísmicas ( obtenidas del Análisis estático).

- I : Momento de Inercia del área de cimentación  
 y : Distancia del extremo del área de cimentación, hasta el eje.

Para fines del estudio de la cimentación, a continuación se desglosa el peso de los elementos estructurales que intervienen en el diseño de la misma

- Peso de las Losas Aligeradas
 

	2	2
De nivel N10 a nivel S2 =	15194.64 m	* 0.940 Ton/m
De nivel N10 a nivel S2 =	14240.66	Ton
- Peso de Losas Macizas, en zona de pasillo
 

	2	2
De nivel N10 a nivel S2 =	4788.93 m	* 0.940 Ton/m
De nivel N10 a nivel S2 =	4501.59	Ton
- Peso de Muros de Concreto y Elementos de liga
 

	3	3
De nivel N10 a nivel S1 =	3189.34 m	* 2.40 Ton/m
De nivel N10 a nivel S1 =	7654.42	Ton
- Peso de la losa de cimentación  
 Considerada de 60 cm. = 2249.57 Ton
- Peso de Contratraves  
 Teniendose 26 elementos = 1179.36 Ton
- Peso del Relleno  
 Dentro de los cajones = 2580.48 Ton
- Suma Total del edificio, desde N10 hasta S2  
 32406.09 Ton.

Dividiendo este resultado entre el área total considerada para la cimentación, obtendremos el primer término de la expresión mencionada en párrafos anteriores. Para fines prácticos, consideraremos un área de cimentación rectangular a fin de facilitar la inercia de la misma.

Esta área será de 90 m. por 21.50 m., para obtener un total de 1935 m<sup>2</sup>.

$$F = \frac{32406.09}{1935}$$

$$\sum_{S2}^{N10} P = 16.75 \text{ Ton / m}^2$$

Para la determinación del término "(Ms/I)", nos valdremos de los resultados del análisis sísmico estático, y obtendremos un momento total de volteo, así como el incremento de presión que se transmite al terreno por este efecto.

Es conveniente señalar, que los resultados obtenidos fueron afectados de un factor de reducción de carga viva, aconsejado por el director de este trabajo. Dicho factor resultó ser de 0.87. En momento oportuno se hará mención al mismo.

La tabla (1) a continuación, nos permite saber el momento por sismo "Ms":

Tabla (1)

Nivel	Empuje (Ton)	Brazo (m)	Momento (Ton*m)
10	822.85	33	27154.05
9	737.77	30	22133.10
8	664.00	27	17928.00
7	590.22	24	14165.28
6	516.44	21	10845.24
5	442.66	18	7967.88
4	412.45	15	6186.75
3	329.96	12	3959.52
2	247.47	9	2227.23
1	164.98	6	989.88
PB	82.49	3	247.47

---


$$\sum = 5011.29 \qquad 113804.40$$



$$M_s = 113804.40 \text{ Ton} \cdot \text{m}.$$

De acuerdo a la figura (16'), el área de cimentación queda definida por su inercia como:

$$I = (b) (h)^3 / 12$$

$$I = (90.00) (21.50)^3 / 12$$

$$I = 74537.81 \text{ m}^4$$

El término "y" de acuerdo también a la figura (16') resulta ser:

$$y = 21.50 / 2$$

$$y = 10.75 \text{ m}.$$

Así pues, sustituyendo los valores obtenidos, en el término "(Ms/I)y" obtenemos lo siguiente:

$$(M_s/I)y = (113804.40) (10.75) / 74537.81$$

$$(M_s/I)y = 16.41 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

Aplicando el factor de reducción por carga viva, anteriormente mencionado, tendremos:

$$(M_s/I)y (0.87) = 14.20 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

Finalmente nos quedará que W Total es igual a:

$$W = 16.75 + 14.20$$

Total

$$W = 30.95 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

Total

Hasta aquí, se ha calculado únicamente el valor de la reacción total del edificio, por peso y sismo. Sin embargo, para el diseño definitivo de los elementos que integran el sistema de cimentación, se propondrán algunas modificaciones a los datos obtenidos previamente.

Es decir, que en el caso de la contrabarras, se tomarán en

cuenta los siguientes puntos:

- La carga de diseño para contratrabe, (  $W_{dc}$  ) se tomará como  $W_{Total}$ , pero restando a esta el valor del peso de las contratrabes, el peso del relleno de los cajones de cimentación y el peso de la losa de cimentación.

- Al valor obtenido del párrafo anterior, habrá que restar también (para fines de diseño) el término  $(M_s/I)$  y, aunque como ya se mencionó, uno de los diseños de la contratrabe tipo, consideraba precisamente este término.

Sustituyendo valores obtendremos  $W_{dc}$ :

$$W_{dc} = ((32406.08) - (2249.57+2580.48+1661.31+1179.36)) / 1935$$

$$W_{dc} = 12.78 \text{ Ton / m}^2$$

Igualmente, en el caso de la Losa de Cimentación, tendremos que restar a  $W_{Total}$ , el peso propio de la misma, el peso del relleno y el peso del nivel S1. Para diseño, también se descartará el término  $(M_s/I)$  y el cual, se empleará solo en revisión al límite.

$$W_{dlc} = ((32406.09) - (2249.57+2580.48+1661.31)) / 1935$$

$$W_{dlc} = 13.39 \text{ Ton / m}^2$$



Muros del Nivel S1 Sobre Contratrabe

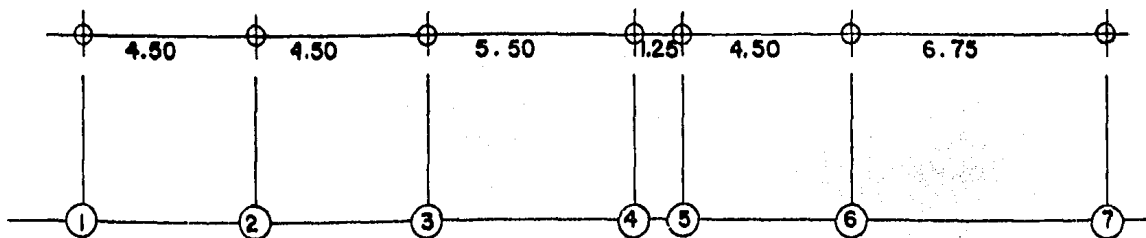
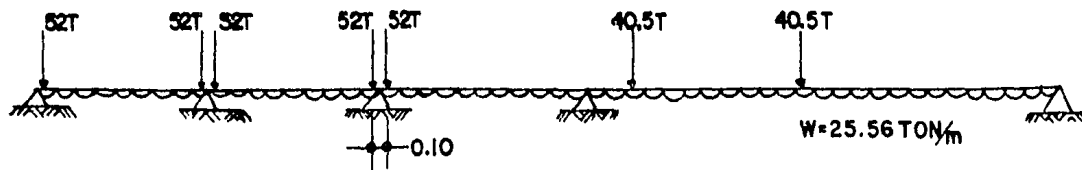
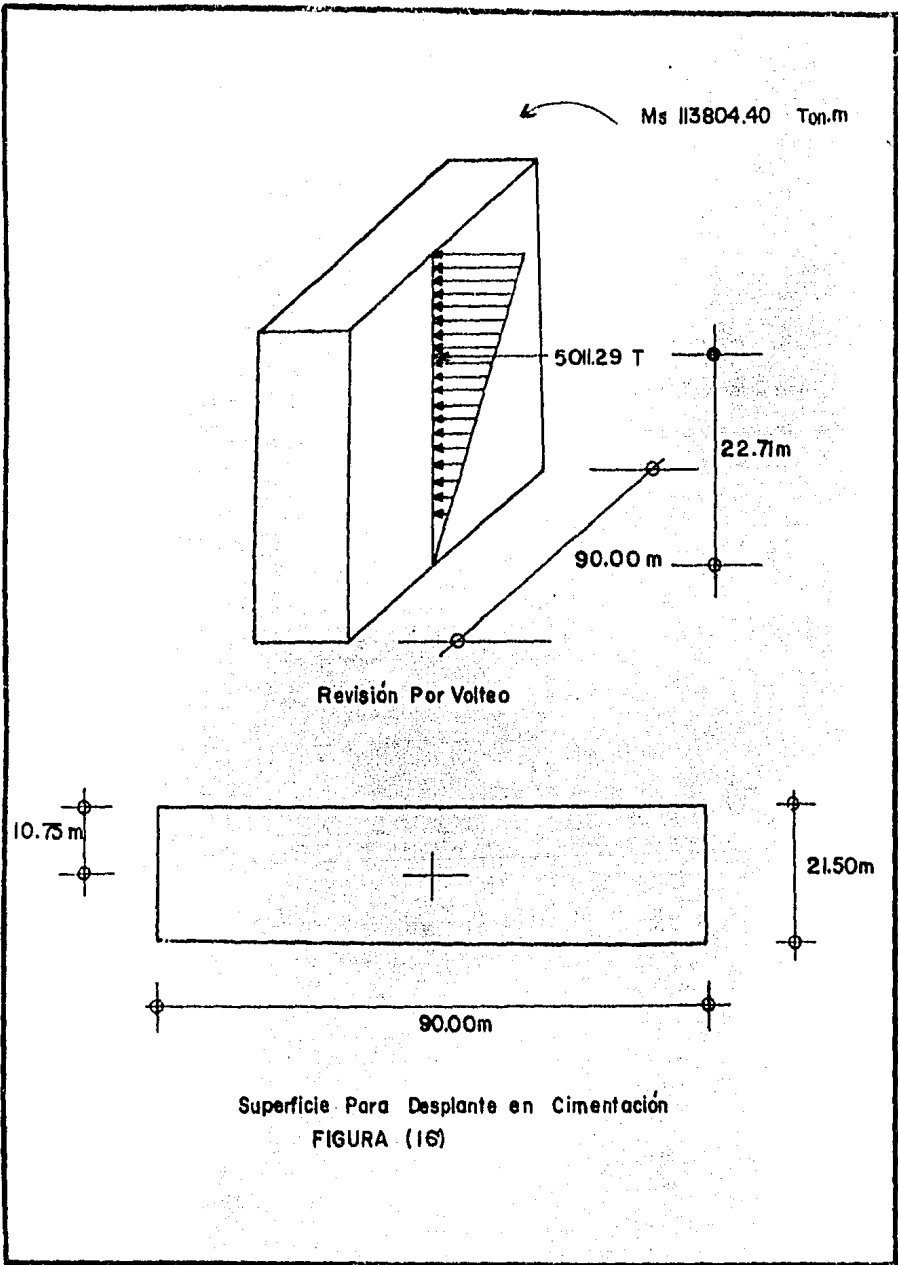


FIGURA (16)

Diagrama de Idealización de Contratrabe Tipo

Esc: 1:125  
Acot. en m.



## 11.2 Diseño de Losa de Cimentación

- Su cálculo y armado es igual al de cualquier otra losa de concreto armado, la única diferencia es que la carga en vez de actuar de arriba hacia abajo como losa de entrepiso o techo, se procede en forma contraria debido a la reacción del terreno.

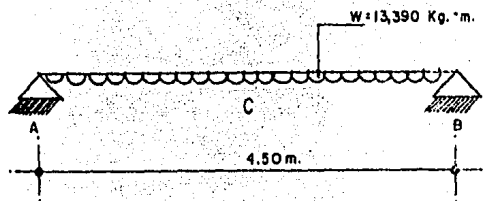
- Para que éstas losas no resulten con espesores muy grandes, es recomendable dividirlos de tal manera que sus dimensiones no sean mayores de 5 m., en nuestro caso serán de 4.50 m. y trabajarán como losas perimetrales o si es de preferencia, se pueden hacer trabajar como losas apoyadas en un sentido.

- En cualquier diseño de cimentación debe existir colinealidad entre la resultante de cargas y la reacción del terreno, (excepto en cimentaciones colindantes), debido a la necesidad de una estabilidad óptima en la estructura. Este requisito antes mencionado es difícil en éste tipo de cimentaciones y en muchos casos es indispensable hacer uso de lastres, con el objeto de hacer coincidir ambas resultantes. Una vez lograda ésta coincidencia, el diseño de este tipo de estructuras no introduce problema alguno.

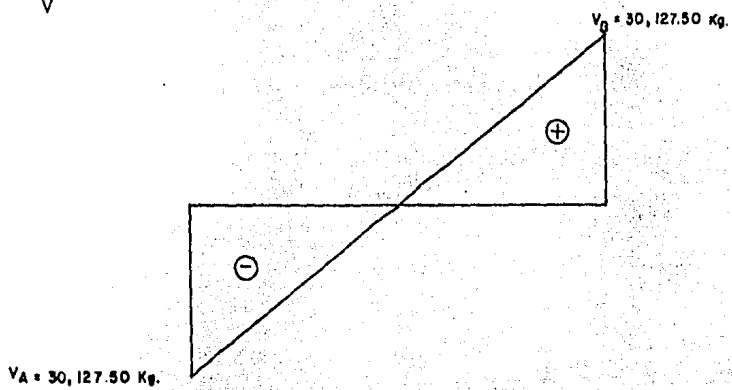
- Presentamos una tabla de constantes que fueron utilizadas para la realización de los diseños que aparecen adelante:

Tabla de Constantes de Cálculo

$$\begin{aligned}
 f'c &= 250 \text{ kg / cm}^2 \\
 fy &= 4200 \text{ kg / cm}^2 \\
 f^*c &= 200 \text{ kg / cm}^2 \\
 f''c &= 170 \text{ kg / cm}^2 \\
 f'c &= 112.50 \text{ kg / cm}^2 \\
 fs &= 2000 \text{ kg / cm}^2 \\
 j &= 0.8596 \\
 k &= 0.6126 \\
 K &= 27.62 \\
 n &= 12.65
 \end{aligned}$$



V



M

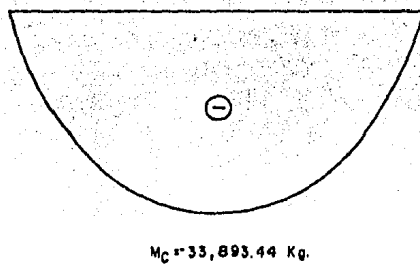


DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS EN LOSA DE CIMENTACION

- Para el diseño de este elemento estructural propondremos un peralte  $d = 55$  cm y un espesor total del elemento  $h = 60$  cm y con estos datos procederemos a revisar.

Determinación de los elementos mecánicos:

$$V_a = V_b = w * l / 2$$

$$V_a = 13390 * 4.50 / 2$$

$$V_a = 30127.50 \text{ kg.}$$

$$M_c = w * l^2 / 8$$

$$M_c = 13390 (4.50)^2 / 8$$

$$M_c = 33893.44 \text{ kg m.}$$

Revisión por peralte mínimo:

$$d_m = \sqrt{M / K b}$$

$$d_m = \sqrt{3389343.75 / 29.62 * 100}$$

$$d_m = 33.83 \text{ cm} < 55 \text{ cm}$$

Cálculo del Área de acero:

$$A_s = M / f_s j d$$

$$A_s = 3389343.75 / 2000 * 0.8596 * 55$$

$$A_s = 35.84 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla # 12:

$$\text{No. } V_s = 35.84 / 11.40$$

$$\text{No. } V_s = 3.14 = 4 \text{ } V_s \text{ # 12}$$

La separación entre varillas será:

La separación entre varillas será:

$$s = 100 a / A$$

$$s = 100 * 11.40 / 35.84$$

$$s = 31.81 = 31 \text{ cm}$$

Revisión por cortante:

$$V_u = 30127.50 \text{ kg}$$

$$v_u = V / b d$$

$$v_u = 30175.25 / 100 * 55$$

$$v_u = 5.48 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

El concreto a cortante toma:

$$V_c = 0.5 F_r b d \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 0.5 * 0.8 * 100 * 55 * \sqrt{200}$$

$$V_c = 31112.70 \text{ kg.}$$

Por lo tanto:

$$V_c > V_u$$

No existe necesidad de colocar estribos.

- Por lo que respecta al análisis en el sentido largo, básicamente se realizará revisando por temperatura y flexión de acuerdo a las especificaciones que marca la referencia (3) de la bibliografía.

Revisión por temperatura:

$$\rho_t = 0.004$$

$$A_s = 60 * 100 * 0.004$$

$$A_s = 24 \text{ cm}^2$$



Revisión por flexión:

$$p_f = 0.003$$

dado que  $p_t > p_f$  procederemos por temperatura.

Utilizaremos varilla # 8:

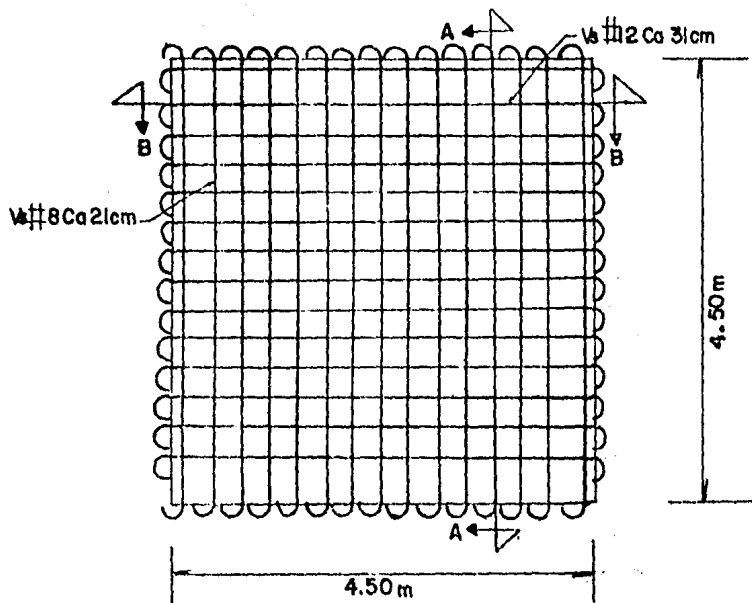
$$\text{No. Vs.} = 24 / 5.07$$

$$\text{No. Vs.} = 4.73 = 5 \text{ Vs. \# 8}$$

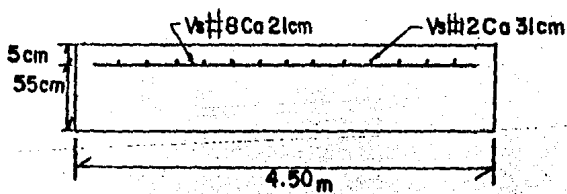
La separación entre varillas será:

$$s = 100 * 5.07 / 24$$

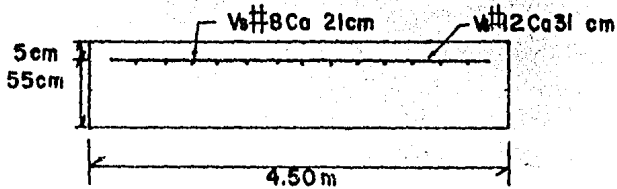
$$s = 21.13 = 21 \text{ cm}$$



CORTE AA



CORTE BB



DISÑO DE LOSA DE CIMENTACIÓN  
FIGURA (22)

Esc 1:50  
Acor. m.

### II.3 Diseño de la Contratrabe "Tipo"

- Una vez obtenida la carga de diseño para la contratrabe (Wdc), procederemos a calcular ésta mediante los criterios que aplican el ACI, así como el reglamento título 401 (ver referencias bibliográficas).

- Para una mayor claridad aconsejamos observar las figuras (15) y (14) las cuales muestran la distribución general de la cimentación, así como el detalle de un "cajón tipo". También en la figura (16) se muestra la idealización para el análisis de la contratrabe.

- Con el objeto de conocer los elementos mecánicos que actúan en esta pieza estructural se estudiarán las distribuciones de momentos, fuerzas cortantes y reacciones mediante el Método de Cross. A partir de este se trazaron los diagramas de momentos y cortantes para determinar la distribución del acero tanto por flexión como por cortante y temperatura. Estos diagramas aparecen en la figura (17) y anexan en la figura (18) el diagrama final de armados para la contratrabe tipo.

- Cabe mencionar, que muchos de los cálculos realizados no aparecen, pues resultaría difícil manejar un elevado número de páginas de tesis para su edición. En el caso de longitudes de anclajes y desarrollos, se especificarán directamente en la figura, de acuerdo a los reglamentos antes mencionados.

De acuerdo a la figura (16), la carga tributaria para la contratrabe tipo será:

$$\text{Carga} = 25.00 \text{ m} \left( 12.78 \text{ Ton} / \text{m} \right) / 12.50 \text{ m.}$$

$$\text{Carga lineal} = 25.56 \text{ Ton} / \text{m}$$

- Las cargas concentradas de 40.50 Ton. que aparecen, corresponden a los muros de 4.50 m. de longitud, que son perpendiculares al sentido de la contratrabe, y que van desde el nivel PB y hasta el nivel O9.

- Por otra parte, las cargas de 52.00 Ton, que actúan a 0.10 m. de los apoyos de la contratrabe, son las cargas que transmiten las contratraves en sentido ortogonal a la que se está diseñando.

- En la figura (16), del extremo derecho y hasta 12.50 m., se genera todo el eje de muros que bajan desde el nivel 10, por lo que en esa zona no se considerarán efectos de fuerzas cortantes importantes, salvo en el extremo izquierdo de esta porción, que es donde se genera una

concentración significativa de cortante.

Nota: A continuación se presenta la tabla que contiene el resultado del Cross.

Resolviendo por Cross tendremos:

F.D.	1	0.50	0.50	0.55	0.45	0.69	0.31	1
M.E.	-38.00	38.00	-38.00	38.00	-59.42	64.34	-223.89	270.40
	38.00	0.00		21.42		159.55		-270.40
1.d.	38.00	0.00	0.00	11.78	9.64	110.09	49.46	-270.40
1.t.	0.00	19.00	5.89	0.00	55.05	4.82	-135.20	24.73
	0.00	-24.89		-55.05		130.38		-24.73
2.d.	0.00	-12.45	-12.45	-30.28	-24.77	89.96	40.42	-24.73
2.t.	-6.23	0.00	-15.14	-6.23	44.98	-12.39	-12.37	20.21
	6.23	15.14		-38.75		24.76		-20.21
3.d.	6.23	7.57	7.57	-21.31	-17.44	17.08	7.68	-20.21
3.t.	3.79	3.12	-10.66	3.79	8.54	-8.72	-10.11	3.84
	-3.79	7.54		-12.33		18.83		-3.84
4.d.	-3.79	3.77	3.77	-6.78	-5.55	12.99	5.84	-3.84
4.t.	1.89	-1.90	-3.39	1.89	6.50	-2.78	-1.92	2.92
	-1.89	5.29		-8.39		4.70		-2.92
5.d.	-1.89	2.65	2.65	-4.61	-3.78	3.24	1.46	-2.92
5.t.	1.33	-0.95	-2.31	1.33	1.62	-1.89	-1.46	0.73
	-1.33	3.26		-2.95		3.35		-0.73
6.d.	-1.33	1.63	1.63	-1.62	-1.33	2.31	1.04	-0.73
6.t.	0.82	-0.67	-0.81	0.82	1.16	-0.67	-0.37	0.52
	-0.82	1.48		-0.98		1.04		-0.52
7.d.	-0.82	0.74	0.74	-0.54	-0.44	0.72	0.32	-0.52
7.t.	0.37	-0.41	-0.27	0.37	0.36	-0.22	-0.26	0.16
	-0.37	0.68		-0.73		0.48		-0.16
8.d.	-0.37	0.34	0.34	-0.40	-0.33	0.33	0.15	-0.16
8.t.	0.17	-0.19	0.20	0.17	0.17	-0.17	-0.08	0.08
	-0.17	0.39		-0.34		0.25		-0.08
9.d.	-0.17	0.20	0.20	-0.19	-0.15	0.17	0.08	-0.08
9.t.	0.10	-0.09	-0.10	0.10	0.09	-0.08	-0.04	0.04
	-0.10	0.19		-0.19		0.12		-0.04
10.d.	-0.10	0.10	0.10	-0.10	-0.09	0.08	0.04	-0.04
10.t.	0.05	-0.05	-0.05	0.05	0.04	-0.05	-0.02	0.02

S.M.	0.00	60.41	-60.49	-14.86	14.85	279.16	-279.23	0.00
R.O.	-5.51	5.51	-5.51	5.51	-19.24	69.34	-101.43	137.07
R.C.	13.42	13.42	-16.74	-16.74	53.46	53.46	-22.34	-22.34
R.F.	7.91	18.93	-22.25	-11.23	34.22	122.80	-123.77	114.73

En la tabla anterior:

- F.D. : Factores de distribución
- M.E. : Momentos de empotramiento en nudos
- n.d. : "n" ésima distribución de momentos
- n.t. : "n" ésimo transporte de momentos
- S.M. : Suma de momentos en los nudos
- R.O. : Reacciones originales (isostáticas)
- R.C. : Reacciones corregidas (por momento)
- R.F. : Reacciones finales en los nudos

Nota: Los valores de los momentos y fuerzas cortantes están expresados en (Ton/m) y (Ton) respectivamente.

Los diagramas de Momentos así como de Fuerzas cortantes en la contratrabe, aparece en la siguiente figura. Para fines de diseño, se procederá a afectar los resultados anteriores, por un factor de seguridad de 1.40. Así pues el dimensionamiento de la pieza estará dentro de rangos de tolerancia muy amplios.

Se consideró que las cargas concentradas de 52 Ton. están actuando a 0.10 m. del eje del apoyo (contratrabe ortogonal)



## Constantes de Cálculo

$$f'c = 250 \text{ Kg / cm}^2$$

$$* f_c = 0.80 (250)$$

$$* f_c = 200 \text{ Kg / cm}^2$$

$$f''c = 0.85 (200)$$

$$f''c = 170 \text{ Kg / cm}^2$$

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

$$f_s = 2000 \text{ Kg / cm}^2$$

$$n = 13$$

$$f_c = 0.45 (f'c)$$

$$f_c = 113 \text{ Kg / cm}^2$$

$$k = 0.40$$

$$j = 0.87$$

$$K = 20$$

## - Estimación del Peralte

Del diagrama de momentos, y aplicando un factor de 1.40, para determinar el momento último  $M_u$ , tenemos que:

$$M = 279.60 \text{ Ton} * m$$

$$M_u = 1.40 (279.60)$$

$$M_u = 391.44 \text{ Ton} * m$$

Pero sabemos que  $M_u$ , también es igual a:

$$M_u = K b (d)^2$$

Suponiendo que  $b = 50 \text{ cm.}$ , y despejando "d";

$$d = \sqrt{39144000 / 20 (50)}$$

$$d = 197.85 \text{ cm.}$$

Dejaremos el peralte total igual a 200 cm.



- Revisión de la Contratrabe por Cortante

La fuerza cortante máxima de acuerdo a referencia (1) es:

$$V_{max} = 2.50 (0.85) (50) (197.85) \sqrt{200}$$

$$V_{max} = 297.29 \text{ Ton.}$$

Tenemos en la contratrabe, una fuerza cortante factorizada de:

$$132.32 (1.40) = 185.25 \text{ Ton.}$$

Como la fuerza cortante que soporta la sección en conjunto, es mayor que la fuerza cortante actuante factorizada, la sección es apropiada y pasa por cortante.

- Cálculo del Acero por Momentos Flexionantes

Para tomar los momentos que arroja el Cross, distribuiremos acero en tensión, de acuerdo a las siguientes expresiones

$$A_s = (39144000) / (4000) (200)$$

$$A_s = 48.93 \text{ cm}^2$$

Donde  $A_s$ , es el área de acero en tensión, para el máximo momento que se presenta en la pieza

De acuerdo al reglamento, referencia (3), el área de acero en tensión mínima, para elementos sujetos a flexión será:

$$A_s \text{ min} = 0.70 \quad f'c / f_y \quad (b)(d)$$

Por lo que sustituyendo valores, tendremos:

$$A_s \text{ min} = 0.70 \quad 250 / 4000 \quad (50) (200)$$

$$A_s \text{ min} = 27.66 \text{ cm}^2$$

Para el momento último máximo de 39144000 Kg \* cm, tendremos que el número de varillas necesario, empleando varilla del número 8, será de;

$$48.93 / 5.07 = 10 \text{ varillas de } 1"$$

Para el área de acero mínimo tendremos:

$$27.66 / 5.07 = 7 \text{ varillas de } 1"$$

Distribuiremos el acero a lo largo de la contratrabe, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$X = 48.93 / 391.44 \quad (M)$$

Tabulando los valores de los momentos, y sus áreas respectivas de acero:

Momento (Ton*m)	Acero <sup>2</sup> (cm )	Varillas (")
391.44	48.93	10 Vs de 1"
144.86	As mín	7 Vs de 1"
268.46	33.56	8 Vs de 1"
359.99	44.49	10 Vs de 1"
84.95	As mín	7 Vs de 1"
45.80	As mín	7 Vs de 1"
58.50	As mín	7 Vs de 1"

Nota: Todos los momentos se encuentran afectados ya del factor de carga

Se usarán anillos o estribos con varillas de 5/8" teniendo un recubrimiento libre mínimo de 5 cm. El recubrimiento que se está considerando es de 8 cm. de eje de varilla de lecho inferior a superficie de desplante.

La distribución del acero por cortante se hará, en caso necesario de acuerdo a las expresiones que se verán más adelante. El armado y separación de las varillas, así como su colocación en 2 lechos, se ilustra en la figura (19). En esta figura aparecen el armado para momento positivo, así como el armado para momento negativo.

El centroide del área de acero se localizará en:

$$y = ( 8 (2.54)(6) + 16 (2.54)(4) ) / 10 (2.54)$$

$$y = 11.20 \text{ cm.}$$

Calculamos el momento resistente de las varillas como:

$$M_r = 0.90 (5.07) (4200) ( (200 - 36.07/2) )$$

$$M_r = 34.87 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

- Determinación del Acero necesario para Cortante

Definiremos la fuerza cortante que toma el concreto mediante la siguiente expresión:

$$V_c = 0.45 f'c (b)(d)$$

$$V_c = 0.45 \cdot 250 \cdot (50) (188.80)$$

$$V_c = 67.17 \text{ Ton.}$$

La fuerza cortante última afectada del factor de carga en la contratrabe será:

$$V_u = 1.40 (132.32)$$

$$V_u = 182.25 \text{ Ton.}$$

Definimos a  $V_s$ , como

$$V_s = V_u - V_c$$

Es decir,  $V_s$  determinará la cantidad de refuerzo o estribos que habrá que colocar para absorber el remanente que el concreto ya no admite

La separación entre estribos quedará determinada por:

$$\text{Sep} = ((A_v) (f) (F_r) (d)) / V_u'$$

donde:

$A_v$  = Area nominal de una varilla.

$f$  = Esfuerzo de fluencia de la varilla.

$F_r$  = Factor de reducción estipulado.

$d$  = Peralte efectivo del elemento.

Sustituyendo para varillas de 5/8" tendremos:

$$\text{Sep} = ((1.99) (4000) (0.85) (188.8)) / V_u'$$

$$\text{Sep} = 2,544,842 / V_u'$$

Las separaciones entre anillos se encuentran indicadas en la figura (18), que ilustra el armado longitudinal de la contratrabe. También se indican en esta misma figura, las longitudes de anclaje y de desarrollo.

En la figura (21) aparecen los detalles de armados y ligas con la losa de cimentación y la losa tapa, así como con el muro perimetral de la cimentación.

- Armado por Dilataciones y/o Contracciones Volumétricas

De acuerdo a lo que especifica el reglamento, se proporcionará un 0.2% de acero por temperatura para la contratrabe. Este acero, también proporcionará el elemento de armado entre acero por flexión y por cortante. Se tomará en realidad 0.003 (b) (d) por temperatura.

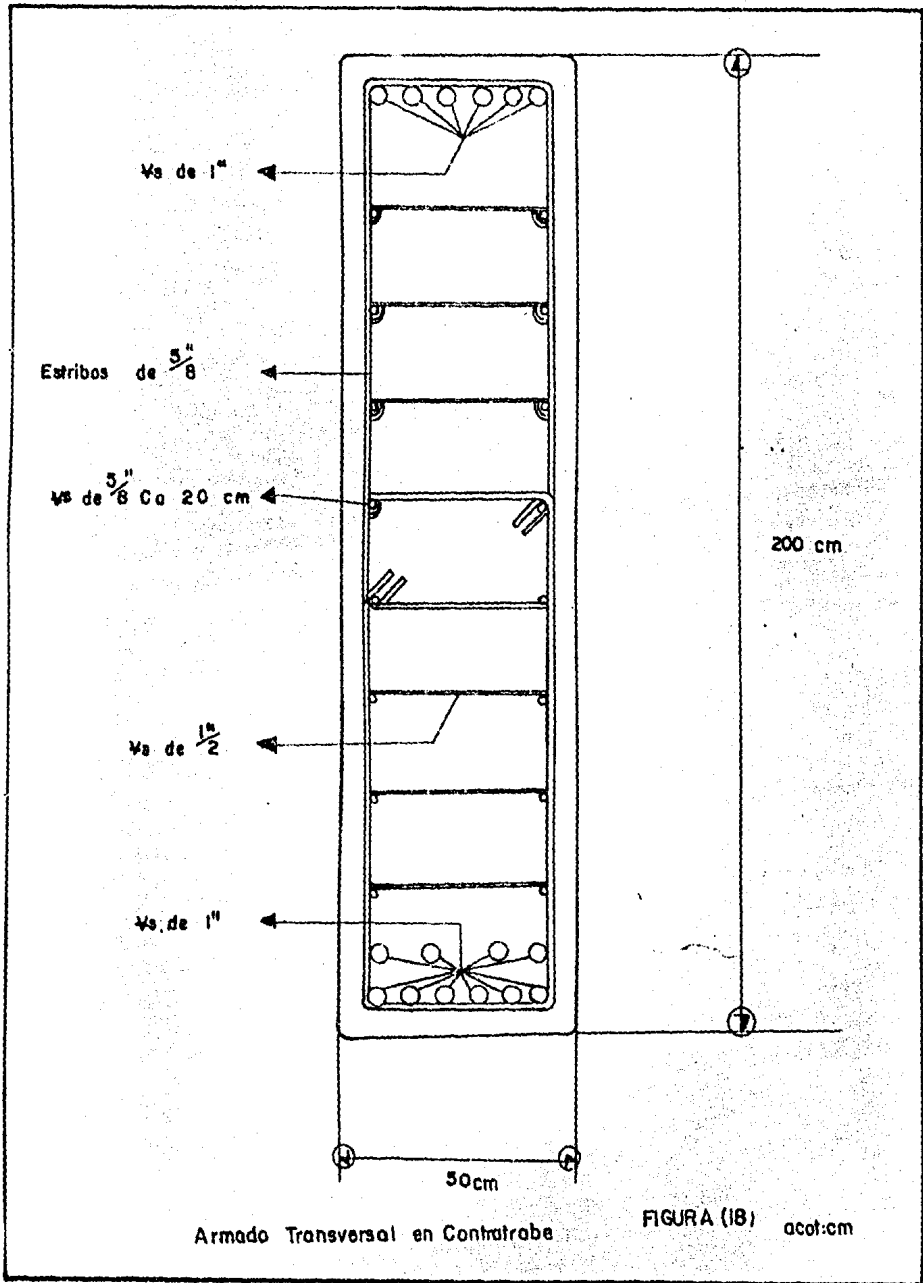
$$A_{st} = 0.003 (50) (200)$$

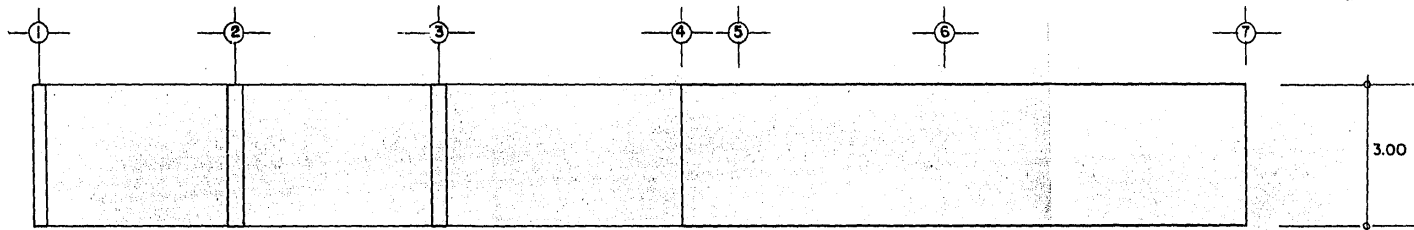
$$A_{st} = 30 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas de 3/4" tendremos:

$$30 / 2.85 = 11 \text{ varillas de } 3/4"$$

Se colocarán estas varillas salteadas, @ 20 cm. de separación, con el objeto de armar. (ver figura (19)).





MUROS DEL NIVEL SI

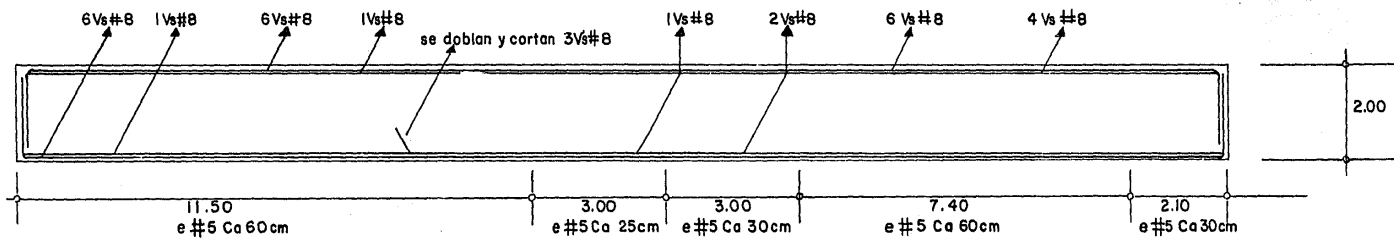


DIAGRAMA DE ARMADO LONGITUDINAL EN CONTRABE  
FIGURA (19.)

Esc 1:75  
Acol en m.

### III ANALISIS ESTADICO Y DINAMICO DE LA ESTRUCTURA

#### Análisis Estructural

Una de las etapas que comprende el proceso de diseño de una obra de Civil, es la del Análisis Estructural.

En forma resumida podemos definir a éste como el procedimiento mediante el cual se calculan los elementos mecánicos a los cuales va a estar sujeta la estructura, como resultado de la aplicación sobre ésta, de diferentes solicitaciones tales como carga muerta, carga viva, sismo, viento, vibraciones, etc.

El análisis estructural proporciona las fuerzas internas y las deflexiones en cualquier punto de la estructura, tomando siempre en cuenta las siguientes condiciones:

- 1) Deberá existir un equilibrio entre las fuerzas internas (elementos mecánicos) y las fuerzas externas (solicitaciones aplicadas). Lo anterior implica que para cualquier seccionamiento que se efectúe en la estructura, se deberá cumplir el equilibrio de las fuerzas en sus nudos (equilibrio nodal) y en sus elementos verticales y horizontales (equilibrio de entrepiso).
- 2) La compatibilidad de las deformaciones debe implicar una continuidad con las condiciones iniciales de la estructura existiendo congruencia con las condiciones de apoyo de los elementos estructurales.
- 3) La relación Fuerza-Desplazamiento, que involucra o no, la linealidad de dicha relación, de acuerdo a la Ley de Hooke, a efectos de esbeltez y al tipo y características de las deformaciones.

Resulta evidente que para poder llevar a cabo el análisis de la estructura será necesario idealizarla, de tal manera que esta representación se adapte lo más posible a las características reales que se pretende tenga la misma. El objetivo de esta idealización, es el de simplificar el mayor número de datos y cálculos posible, pues se debe de tomar en cuenta que lo anterior se traduce en menor tiempo de utilización de computadora, con el consiguiente ahorro que ello implica.

La estructuración propia del edificio que es motivo de este trabajo, obligó a elaborar una serie de consideraciones para idealizar la estructura, algunas de las cuales fueron incorrectas y en su oportunidad se comentarán.

Debido a la peculiar distribución de los muros en la planta

arquitectónica, el análisis estructural presentó ciertas complicaciones que fueron resueltas luego de ensayar varios modelos. Entre otros, podemos mencionar algunos de los puntos que rigieron el criterio de dichas idealizaciones:

- a) Existe ortogonalidad en los muros del edificio, pero también un esviajamiento de 45 y 135 grados respecto a un eje longitudinal del pasillo principal.
- b) La estructuración principal es a base de muros de cortante, que en su mayoría no tienen correspondencia de un ala del edificio con respecto a la otra. Casi todos los muros se encuentran alineados paño exterior con paño interior. En el capítulo correspondiente a Conclusiones se discutirá sobre las repercusiones que tiene el proyecto arquitectónico sobre el estructural, así como los inconvenientes del primero.
- c) El edificio es muy largo en un sentido con respecto al otro. (esbelto)
- d) La formación de marcos separados, para su análisis estructural no resulta ser totalmente real.

Como datos básicos necesarios para el análisis estructural, podemos considerar los siguientes:

- Geometría de la estructura, dimensiones de las secciones: El introducir como dato básico las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales, implica la ejecución de un prediseño o estimación de éstas.

- Propiedades mecánicas de los materiales. Módulo de Elasticidad (E), Módulo de Cortante (G), Módulo de Poisson (V).

- Solicitaciones estáticas actuantes en la estructura, tales como peso propio, cargas vivas y muertas, análisis sísmico(\*), viento, etc.

(\*). Será considerado únicamente el análisis sísmico estático ya que el análisis dinámico no es aplicable debido al tipo de estructura y a que el edificio no excede la altura reglamentaria como para justificar un análisis de este tipo. A este respecto se harán las aclaraciones pertinentes.

Las incógnitas que conoceremos posteriormente al análisis estructural serán:

- Desplazamientos en los puntos de mayor interés. (desplazamientos por entrepiso y por marco) - Deformaciones verificadas en la estructura.



- Elementos mecánicos en las secciones que se hayan considerado para el análisis. Por lo general se obtienen Fuerzas Cortantes (V), Fuerzas Normales (N), Momentos Flexionantes (M), Giros y Desplazamientos de nudos.

La preparación de los datos básicos para el análisis, trae consigo una serie de cálculos previos, que a continuación se enlistan:

DATO BASICO DE ENTRADA	CALCULO PREVIO
Geometría de la Estructura y dimensiones de los Ejes	- Obtenidos a partir de los planos arquitectónicos en disponibilidad.
Dimensiones de las secciones	- Quedan en su mayoría determinadas por proyecto arquitectónico. (Diseño-Revisión)
Módulo de Elasticidad, Cortante y Poisson.	- A partir de expresiones de Resistencia de Materiales.
Cargas Muertas	- Materiales y espesores en losas y muros. Cálculo de áreas tributarias para cada elemento estructural. Bajada de cargas hasta la cimentación.
Cargas Vivas	- En concordancia con el reglamento propio del sitio.
Análisis Sísmico (*)	- Obtención de las masas por entrepiso, así como de las rigideces de la estructura.
- Análisis por Viento	- A partir de las disposiciones del reglamento.

(\*) El programa de computadora empleado se alimentó con los datos obtenidos a partir de un análisis sísmico estático.

En la actualidad, es práctica generalizada el emplear una diversidad de programas de computadora para analizar estructuras. El constante desarrollo de más y cada día mejores computadoras ha permitido que a su vez, se elaboren programas que han dado la posibilidad de representar casi cualquier tipo de estructura. El ahorro en tiempo de cálculo así como en exactitud le han conferido a la computadora un papel indispensable en todos los campos de la Ingeniería.

Aún cuando en muchas ocasiones se cuenta con un programa para análisis estructural, éste no siempre es aplicable al tipo de problema específico que se planea resolver. Es en este punto, donde entra el criterio que se debe de emplear para proceder al análisis de la estructura.

En el caso concreto de este trabajo, fueron empleados dos programas diferentes de computadora para estudiar los

efectos de las cargas gravitacionales así como de las fuerzas sísmicas sobre el edificio.

-El primer programa empleado fué el (MARPLA), cuyo nombre significa la abreviatura para Marco Plano, y que forma parte del paquete de estructuras disponible en el Centro de Cálculo de la Facultad de Ingeniería (CECAFI).

El MARPLA, analiza marcos planos que sean ortogonales entre sí, empleando para ello el Método de las Rigideces. La idealización de la estructura, fué la de seccionar todos los muros de un ala del edificio respecto a un eje longitudinal de tal manera que se formó un marco consistente de barras y columnas. En este caso, las barras o vigas en realidad era la losa, y las columnas, fueron introducidas con las propiedades de los muros, dado que estos fueron proyectados en una montea al realizar el corte.

Los resultados que se obtuvieron fueron descartados, pues presentaban desplazamientos excesivos en los niveles superiores así como momentos y fuerzas cortantes igualmente desproporcionados. Parte del listado de resultados se anexa en hojas siguientes.

Como consecuencia de lo anterior se dedujeron los siguientes puntos:

- La idealización ejecutada no fué la correcta, pues en realidad se trabajó a base de proyecciones (tanto muros como elementos mecánicos), y por diseño este programa no cuenta con la posibilidad de analizar muros o paneles.

- Se planteó la necesidad de contar con un programa que pudiera analizar estructuras en tres dimensiones. Así pues, el segundo programa empleado fué el (TABS), cuyo nombre representa la abreviatura a Three Dimensional Analysis of Buildings and Structures. A diferencia del (MARPLA), el (TABS) puede analizar marcos ortogonales o no entre sí en tres dimensiones, y es posible introducir muros o paneles con todas las propiedades geométricas y mecánicas de éstos.

Codificación empleada en el Programa - (TABS) -

A) Idealización de los Marcos:

De acuerdo a la figura (24), y suponiendo que se propondrá una junta constructiva a la mitad de la dimensión larga del edificio (+/- 44.00 m.), podemos "Extraer" de una de las mitades, tres módulos de habitaciones tipo, de tal manera que se simplifique el ingreso de datos a computadora. La proposición de dicha junta constructiva, obedece a las siguientes razones:

- El incremento de esfuerzos por efectos de la dilatación volumétrica, debido a la oscilación térmica puede ser significativa en el eje longitudinal del edificio.

- El efecto de la torsión en los extremos del edificio es de consideración, en caso de tomarse un solo cuerpo. Al seccionar el edificio en dos cuerpos, este problema puede disminuirse, facilitando desde luego su análisis estructural.

- El programa (TABS), considera que todos los elementos verticales (columnas, muros, etc) están unidos entre sí, por un diafragma (losa) que es totalmente rígido en su plano, y que por lo tanto no se deforma. Lo anterior puede dejar de ser válido si se considera una longitud de diafragma grande, dado que de ser así, el problema de flexión en la losa debe analizarse. Al proponer una junta, se secciona el diafragma con lo cual se adapta el comportamiento real de la losa al que idealiza el programa.

Ciertamente el hecho de proponer dicha junta ofrece ventajas desde el punto de vista estructural, pero también presenta inconvenientes arquitectónicos debido a la necesidad de tener que considerar dobles muros en la zona de juntas, que evidentemente alteran la fachada. Para fines de tesis, se considerará el problema arquitectónico como secundario.

## III.1 Cargas de Diseño

Se enumerarán enseguida los valores de los elementos que compondrán los sistemas de entrepiso.

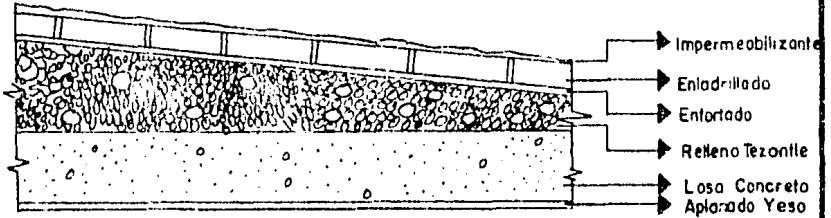
	<sup>2</sup> (Kg/m )
- Losa de Azotea :	
Peso propio.....	420
Yeso aplicado en techo.....	30
Relleno para pendiente < 5%.....	150
Entortado.....	80
Enladrillado.....	70
Impermeabilizantes.....	10
Pretiles y Chaflanes.....	40
Carga viva de azotea.....	100
Carga muerta adicional (reglamento)	40
	----- 2
Suma	940 Kg/m

	<sup>2</sup> (Kg/m )
- Losa Tipo :	
Peso propio (losa aligerada).....	420
Fino para piso.....	50
Terrazo/Mármol.....	100
Yeso y tirol en techo.....	30
Muros divisorios, cancelas, etc....	150
Muros de concreto y columnas.....	350
Carga Viva.....	250
Carga muerta adicional (reglamento)	40
	----- 2
Suma	1390 Kg/m

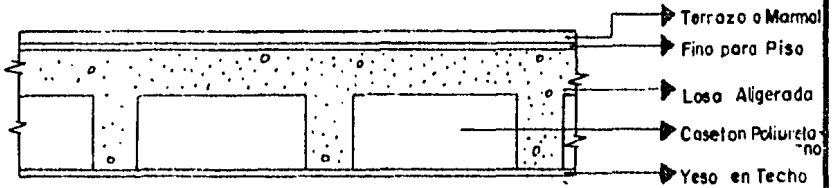
	<sup>2</sup> (Kg/m )
- Techo de Máquinas :	
Peso propio (losa aligerada).....	420
Trabes y viguetas.....	80
Impermeabilizante, enladrillado....	150
Yeso y detalles.....	50
Carga viva.....	100
Carga muerta adicional (reglamento)	40
	----- 2
Suma	840 Kg/m

- Piso de Máquinas :	(Kg/m <sup>2</sup> )
Peso propio.....	420
Trabes, muros y detalles.....	400
Carga viva e impacto.....	500
Carga muerta adicional (reglamento)	40
	----- 2
Suma	1360 Kg/m

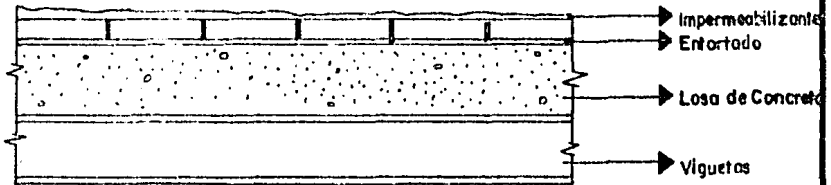
- Notas:
- w = asentamientos diferidos = 140 Kg/m<sup>2</sup>
  - w<sub>m</sub> = carga viva máxima > 250 Kg/m<sup>2</sup>
  - w<sub>a</sub> = carga accidental = 180 Kg/m<sup>2</sup>



LOSA AZOTEA



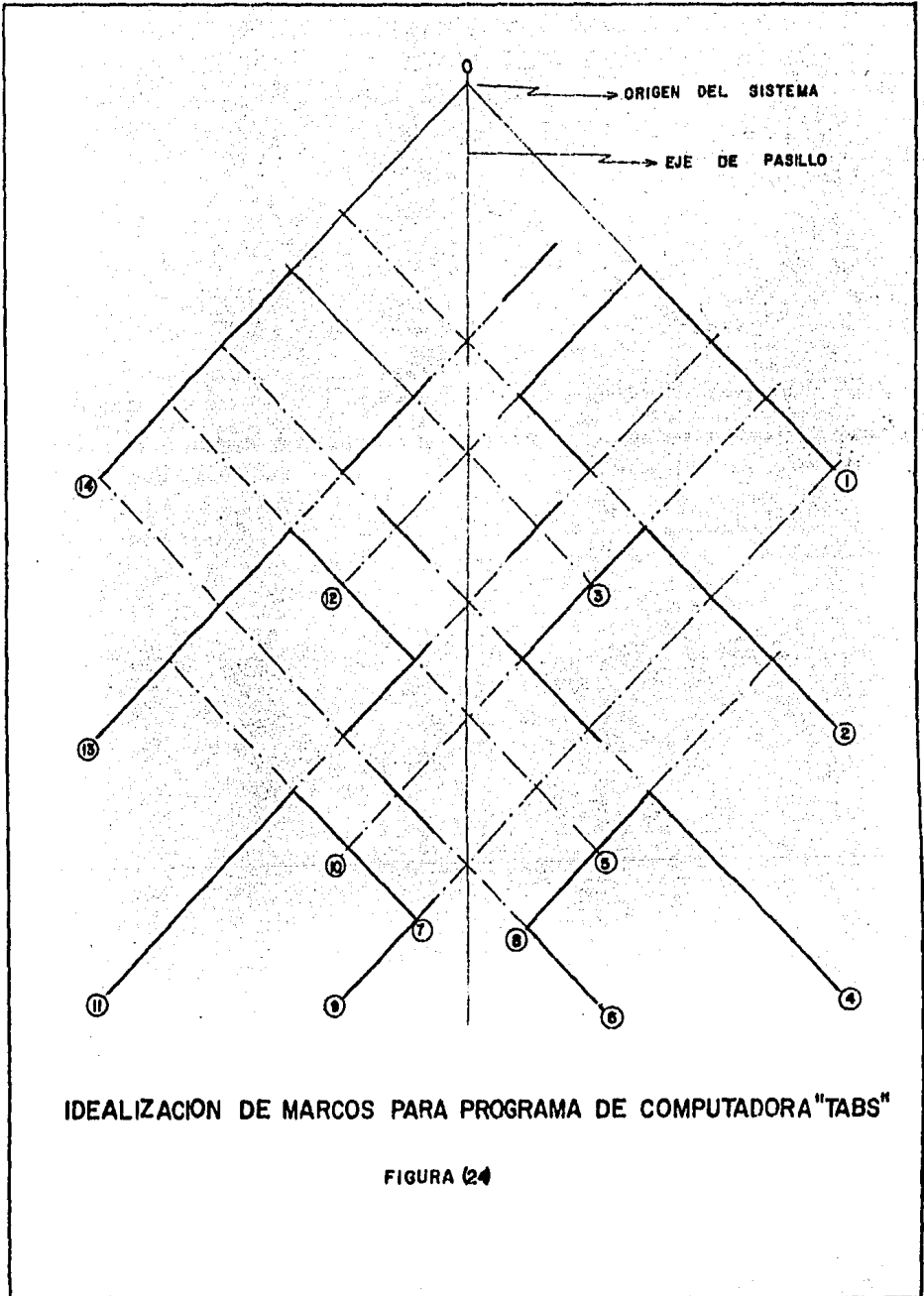
LOSA TIPO



TECHO DE MAQUINAS

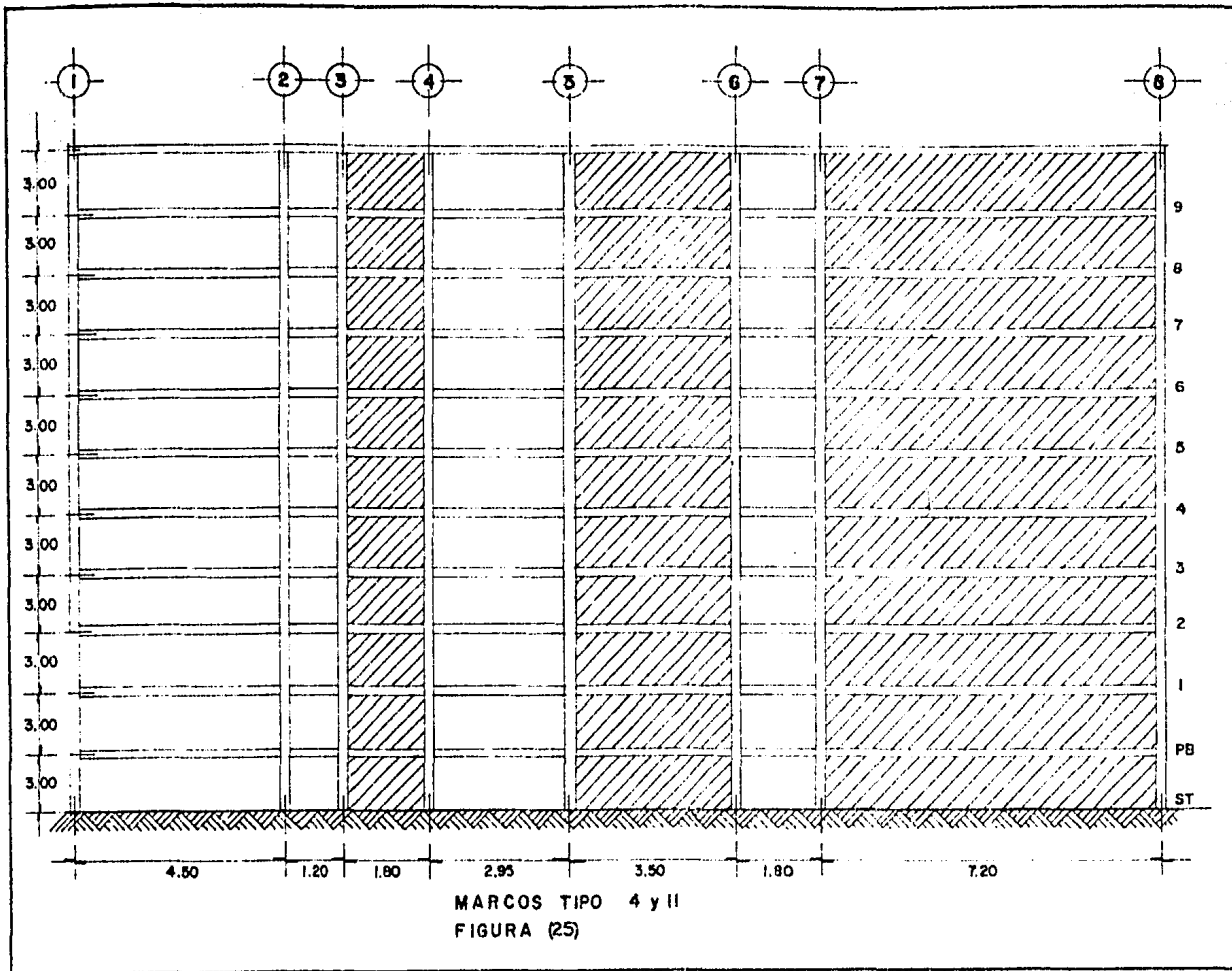
CORTE DE LOSAS TIPO

FIGURA (23)



IDEALIZACION DE MARCOS PARA PROGRAMA DE COMPUTADORA "TABS"

FIGURA 24





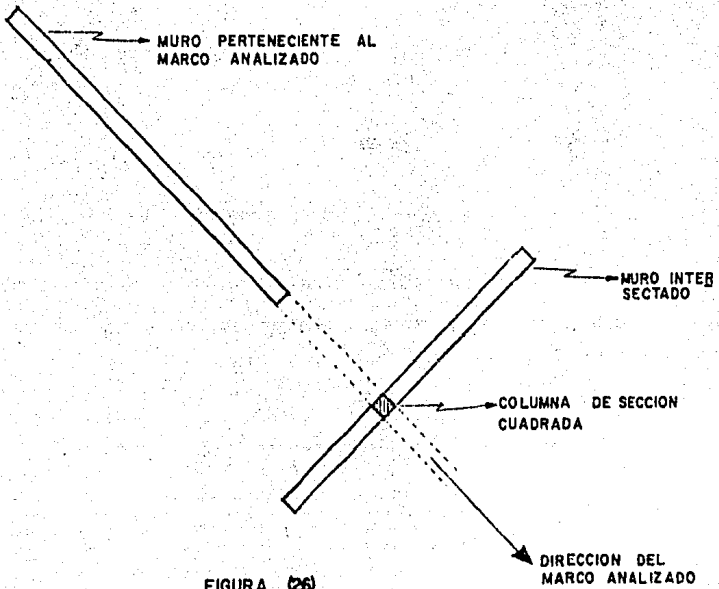


FIGURA (26)

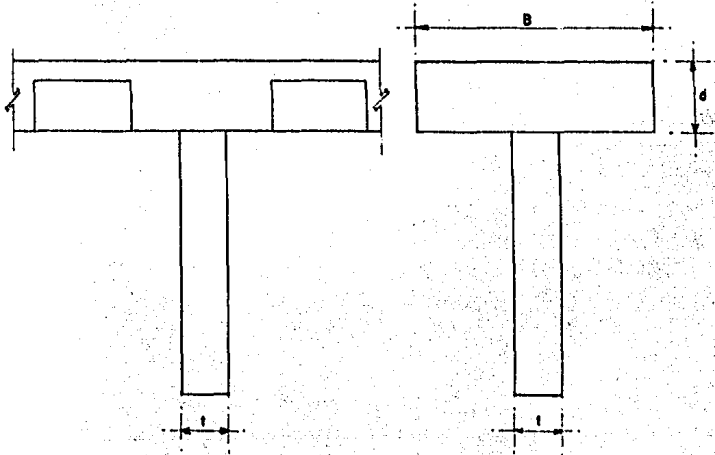


FIGURA (27)

### III.2 Análisis Sísmico Estático

- El análisis que se presenta a continuación es una forma simplificada de conocer los empujes y las fuerzas cortantes que actúan en cada nivel de la estructura.

- La alimentación de datos para la obtención de los empujes y de las fuerzas cortantes se generó a partir de los cálculos previos de bajada de cargas y de la geometría que presenta la estructura, indicada anteriormente.

- Se consideraron las modificaciones realizadas al reglamento a raíz de los sismos del 19 y 20 de Septiembre de 1985 y que en su oportunidad se publicaron por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, bajo el nombre de Normas de Emergencia, Enero de 1986.

- Para fines de este trabajo, las modificaciones anteriores afectaron en lo relativo al factor de ductilidad "Q" así como a las cargas vivas, ya que anteriormente el RCDF indicaba que para un edificio con estructuración similar al que se analiza, "Q" podía considerarse igual a 4, y con las nuevas Normas de Emergencia "Q" no excederá a 3. Para el diseño de la superestructura no se considerará reducción por carga viva, por indicaciones del director de tesis.

-El coeficiente sísmico empleado para la elaboración de la tabla que se presenta a continuación, se tomó de la referencia (5), de acuerdo a la zona sísmica en cuestión. Este valor resultó ser  $c = 0.56$ .

Niv.	P	P	Hn	Kn	Pn*Kn	n	En	Vn
10	2156.88	2156.88	33	1.00	2156.88	0.38	822.85	822.85
9	2127.25	4284.13	30	0.91	1933.86	0.35	737.77	1560.63
8	2127.25	6411.38	27	0.82	1740.48	0.31	664.00	2224.62
7	2127.25	8538.63	24	0.73	1547.09	0.28	590.22	2814.84
6	2127.25	10665.88	21	0.64	1353.70	0.24	516.44	3331.28
5	2127.25	12793.13	18	0.55	1160.32	0.21	442.66	3773.95
4	2378.45	15171.58	15	0.45	1081.11	0.17	412.45	4186.39
3	2378.45	17550.03	12	0.36	864.89	0.14	329.96	4516.35
2	2378.45	19928.48	9	0.27	648.67	0.10	247.47	4763.82
1	2378.45	22306.93	6	0.18	432.45	0.07	164.98	4928.80
PB	2378.45	24685.38	3	0.09	216.22	0.03	82.49	5011.29
S1	2160.80	26846.18	0	0.00	0.00	0.00	0.00	5011.29

donde:

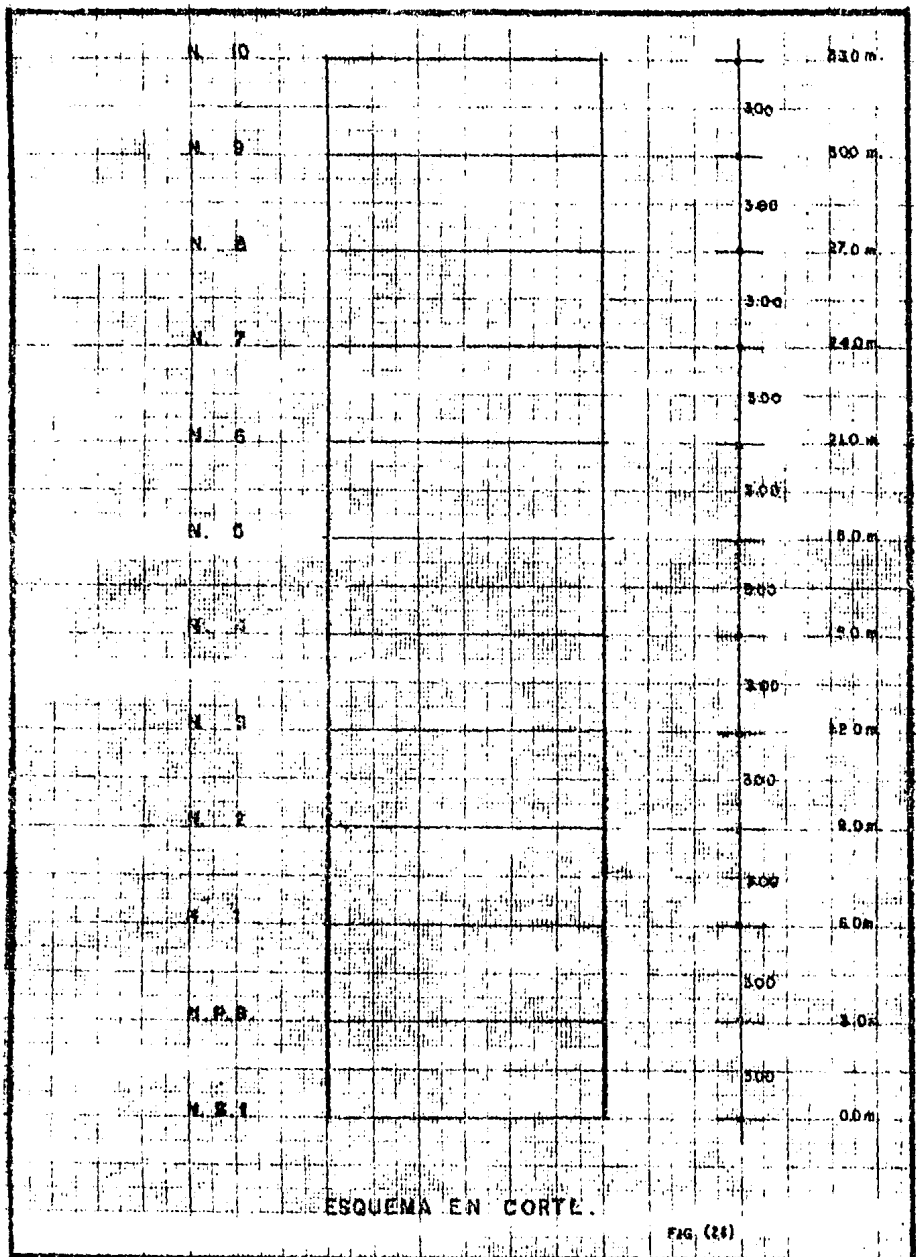
- $P$  = peso del nivel considerado en toneladas.  
 $P$  = suma de pesos de nivel superior a nivel inferior en toneladas.  
 $H_n$  = altura del nivel considerado respecto al S1, en metros.  
 $K_n = H_n / H_{max}$ .  
 $n = K_n * \max$ .  
 $E_n$  = empuje en el nivel considerado, en toneladas.  
 $V_n$  = cortante en el nivel considerado, en toneladas.

Cortante en la base:

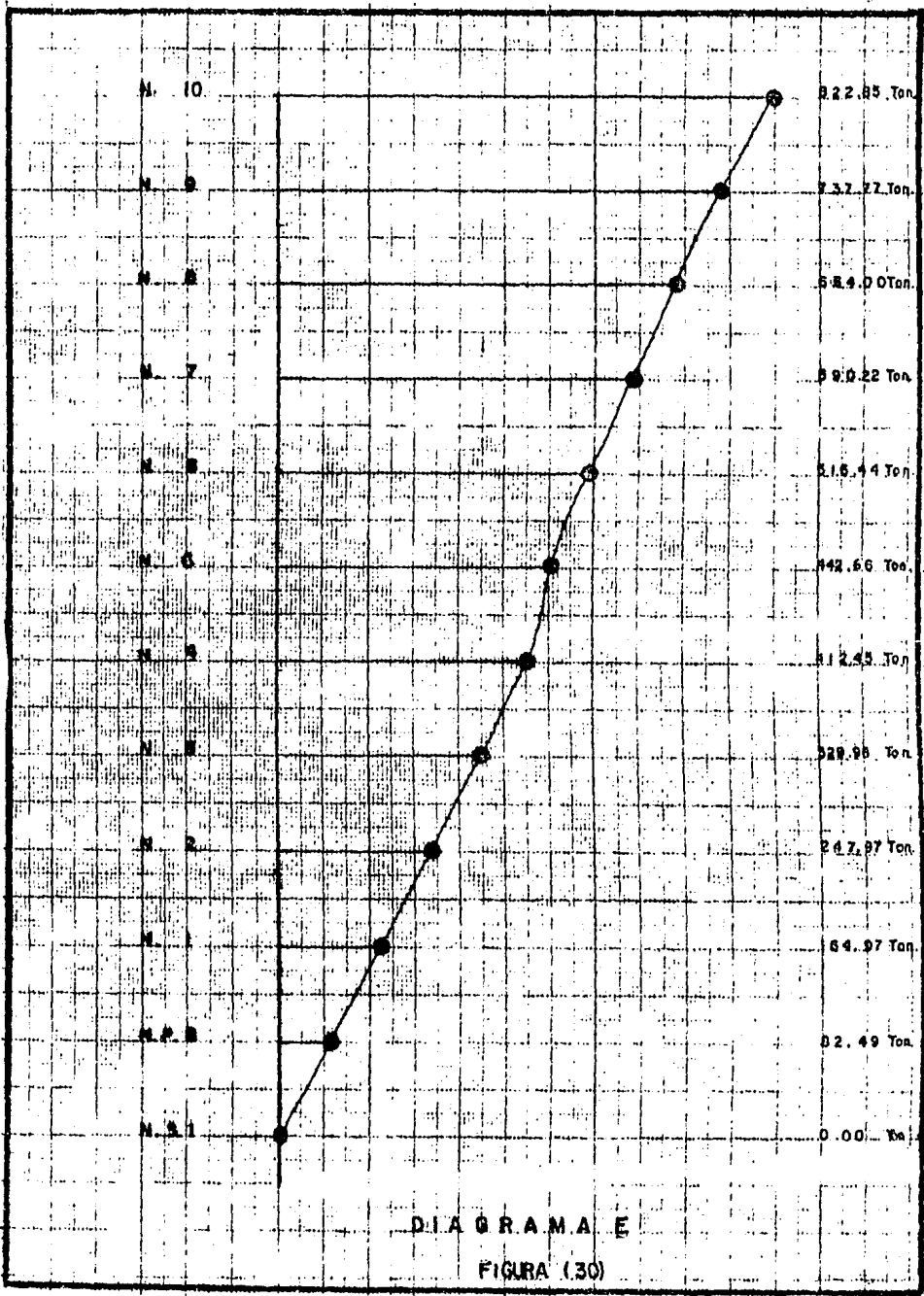
$$\begin{aligned}
 V_b &= (c / Q) * P \\
 V_b &= ( 0.56 / 3 ) * 26846.18 \\
 V_b &= 5011.29 \text{ Ton.}
 \end{aligned}$$

Cortante total:

$$\begin{aligned}
 V_t &= \\
 V_t &= \\
 V_t &= 13135.68 \text{ Ton.}
 \end{aligned}$$

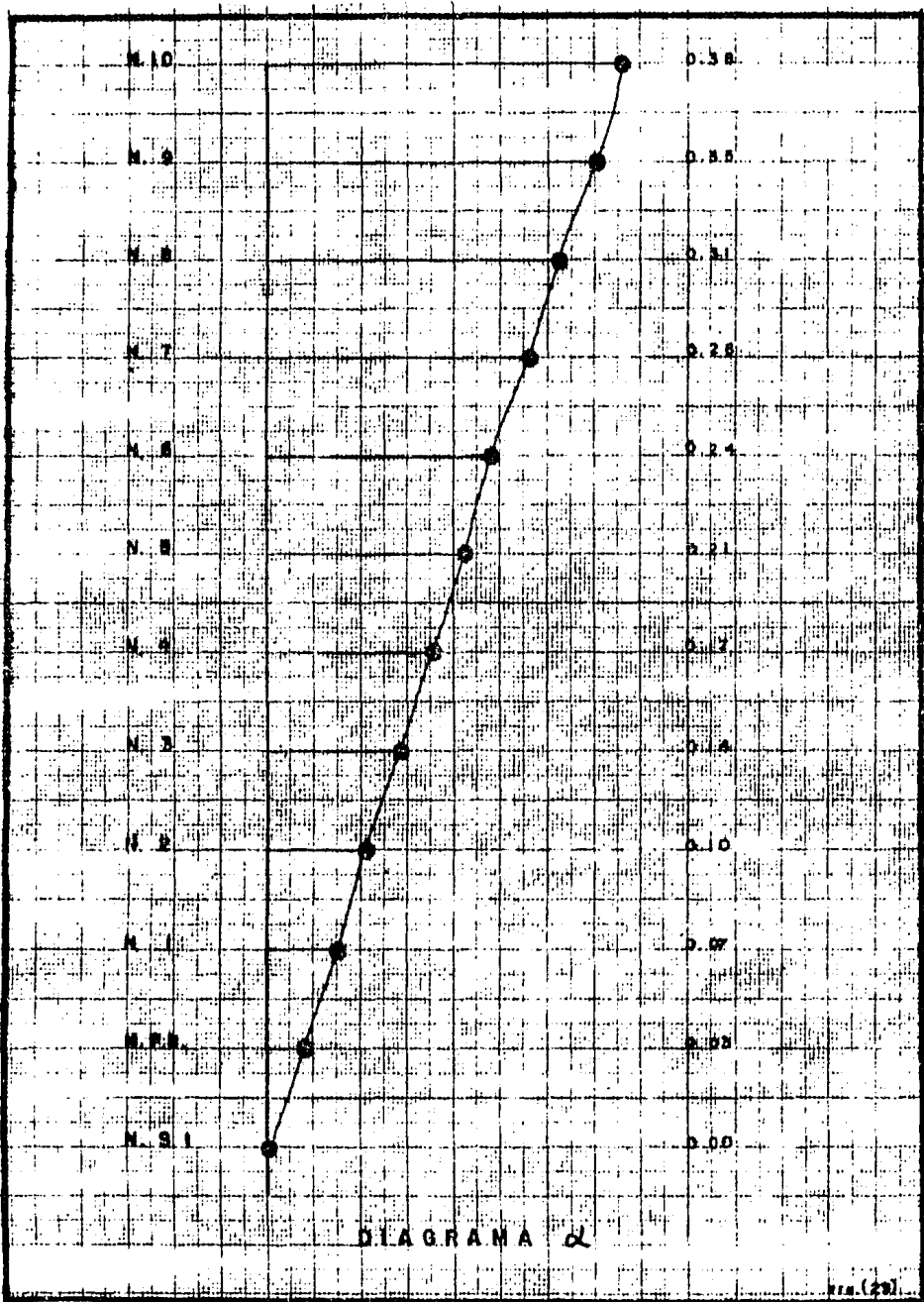


ESQUEMA EN CORTE.



D I A G R A M A E

FIGURA (30)



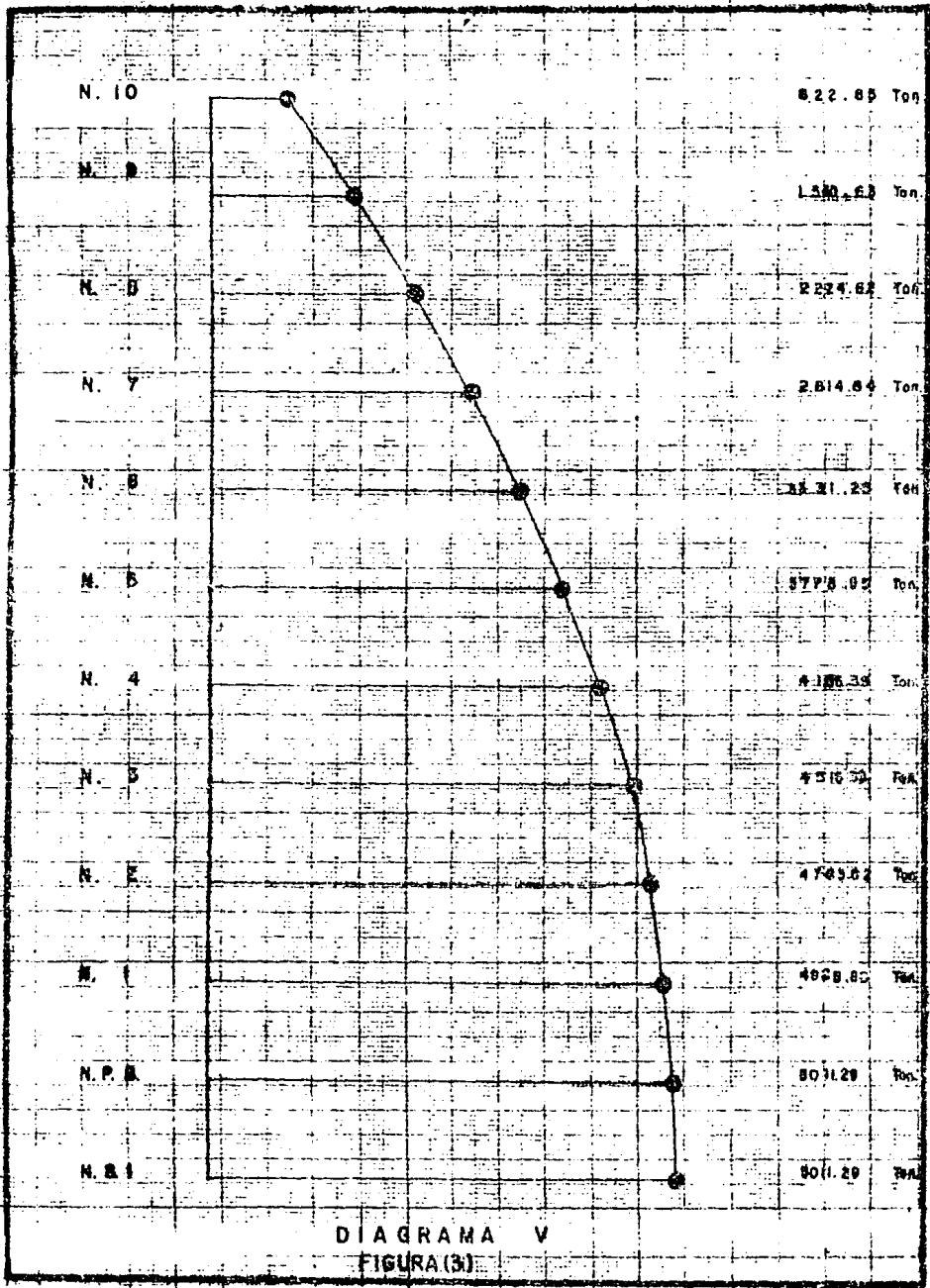


DIAGRAMA V  
FIGURA(3)

### III.3 Análisis por Viento

- Dado que el edificio se encontrará situado en la costa, es necesario llevar a cabo una revisión de los efectos que producen las fuerzas Eólicas sobre la estructura, y comparar estos resultados con los obtenidos del Análisis Sísmico. Esta comparación normará el criterio para realizar el diseño definitivo. De acuerdo a la referencia (6) de la bibliografía, podemos clasificar a la estructura de acuerdo a su destino, como grupo "B". Por la característica de respuesta ante el viento, la clasificamos como tipo "1" y la regionalización Eólica de la República Mexicana corresponde a la zona "6". La velocidad regional para estructuras del grupo "B" con periodo de recurrencia  $T_r = 50$  años, será de:  $V_r = 150$  Km/h

Cálculo de la Velocidad Básica ( $V_b$ ):

$$V_b = k (V_r)$$

donde :

$k$  = factor que depende de la Topografía del sitio.  
 $k = 1.00$

$$V_b = 1.00 (150)$$

$$V_b = 150 \text{ Km/h}$$

Variación de la Velocidad con la Altura ( $V_z$ ):

$$V_z = V_b (z/10)^{\alpha} \text{ para } 10 < z < \delta$$

$$V_z = V_b \text{ para } z < 10$$

donde  $z$  y  $\delta$  = altura expresada en metros.

$\delta$  = altura gradiente.

$\alpha = 0.14$

$\delta$  = altura hasta 200 m.

Utilizaremos la siguiente expresión para calcular el empuje

$$p = 0.0048 G^2 c V_d^2$$

donde:

$G$  = factor de ajuste por altura sobre el nivel del mar.

$c$  = suma de los coeficientes de empuje y succión para la zona de sotavento y barlovento respectivamente.

$V_d$  = Velocidad de Diseño



es decir:

$$G = \frac{(B + h)}{0.14} \frac{(B + 2h)}{0.14}$$

$$V_d = \frac{(V_z)}{10} z \quad / \quad 10$$

$$c = C_s + C_b$$

sustituyendo:

$$G = \frac{(B + .01)}{0.14} \frac{(B + .02)}{0.14}$$

$$V_d = 108.67 z$$

$$c = 0.75 + 0.68$$

Calculando la presión de 0 y hasta 10 m. tenemos:

$$p_1 = 0.0048 (0.998) (1.43) (150)^2$$

$$p_1 = 154.44 \text{ Kg/m}^2$$

Si multiplicamos este resultado por el área de la superficie expuesta, más crítica (lado largo, de dimensiones 86.83 m. por 10.00 m.) obtendremos el empuje en esa zona:

$$E_1 = 134.10 \text{ Ton.}$$

A continuación se calculará la presión que ejerce el viento desde 10 m. y hasta la altura total del edificio.

$$G = \frac{(B + 0.0315)}{0.14} \frac{(B + 0.0630) + (B + 0.01)}{(B + 0.02)} \frac{1}{2}$$

$$V_d = 0.7244 \frac{V_z}{10} (z)$$

Sustituyendo en la expresión general obtendremos:

$$p_2 = 0.0048 (1.001) (1.43) (0.7244 \frac{V_z}{10})^2 \frac{1}{2}$$

Simplificando y reduciendo términos, obtenemos el empuje que actúa en la misma cara del edificio, pero en un área de 86.83 m. por 21.50 m.:

$$E_2 = 349.86 \text{ Ton.}$$

Finalmente:

$$E = E_1 + E_2$$

$$E = 134.10 + 349.86$$

$$E = 483.96 \text{ Ton.}$$

T

Del análisis sísmico estático, sabemos que el empuje total en el edificio (lado largo) es igual a 5,011.29 Ton. De lo anterior, concluimos que para el diseño estructural regirá la condición sísmica.

### Consideraciones Especiales para el Análisis Estructural

- Se seccionaron 6 módulos o habitaciones tipo, en planta. De la figura (24) se constituyeron 14 marcos, que obedecen a 2 direcciones principales de análisis. Estas direcciones coinciden con el alineamiento de los muros en ambas direcciones.

- El origen del sistema "X-Y" es totalmente arbitrario, y en base a este se manejarán las coordenadas de ubicación de marcos, muros, columnas, centros de masa, etc. Se definirán las siguientes condiciones para análisis:

- En los cruces de un marco que se analice para una dirección, con un muro que se encuentre en otro marco ortogonal al del análisis, se considerará una columna de sección cuadrada e igual al espesor del muro intersectado, figura (26).

- Estas columnas tendrán un área y una inercia igual a:

$$I = \frac{0.20^4}{12}$$

$$I = \frac{0.000133 \text{ m}^4}{20 \times 20}$$

$$I = \frac{0.30^4}{12}$$

$$I = \frac{0.000675 \text{ m}^4}{30 \times 30}$$

- Debido a que el sistema de entrepiso es sin vigas, habremos de considerar un espesor de viga equivalente (para la losa aligerada) que será igual a: figura (27).

$$1.50 \text{ d (a cada paño del muro) } + t$$

Para los muros del nivel PB a 4 piso, el espesor de viga equivalente y su inercia será igual a:

$$B = 2(1.50 * 0.25) + 0.30$$

$$B = 1.05 \text{ m.}$$

$$I = \frac{1.05^3 (0.25)}{12}$$

$$I = 0.0014 \text{ m}^4$$

Para los muros del nivel 5 al 10 piso, el espesor de viga equivalente y su inercia será igual a:

$$B = 2(1.50 * 0.25) + 0.20$$

$$B = 0.95 \text{ m.}$$

$$I = 0.95 (0.25)^3 / 12$$

$$I = 0.0012 \text{ m}^4$$

En las hojas siguientes se anexan los resultados de la corrida, conteniendo los principales datos generales de entrada, así como los datos del marco 4, que resultó ser el más crítico.

De manera general, podemos decir que el modelo a representar quedó constituido del siguiente modo:

- Número total de niveles: 11 ..... (Del S1 a 9 piso)
- Número total de marcos : 14
- Número total de marcos, con diferentes prop. : 7 ..... (por simetría)
- Altura de entrepiso en niveles : 3 m.

Nota: El marco 4, esta representado por la figura (25).

Mas adelante se presentan los cálculos para determinar las masas, centros de masa, rigideces y fuerzas laterales actuantes. Respecto a estas últimas, se obtuvieron a partir del análisis sísmico estático para el edificio en conjunto (que ya fue calculado) pero ahora en función de la rigidez del "segmento de edificio" que se extrajo.

Es decir, se determinó la rigidez total de cada nivel, y la rigidez total, también de cada nivel, pero del seccionamiento. Estableciendo la relación de rigideces, se obtuvo la proporción de fuerza lateral (sismo) aplicada a cada piso, y que resultó ser de 0.2383.

Dicho en otras palabras, las fuerzas sísmicas aplicadas al modelo, fueron un 23.83% de las fuerzas sísmicas obtenidas actuando en todo el edificio. Esta proporción es válida, pues en áreas y áreas de muros, el seccionamiento es aproximadamente 1/4 parte del edificio total.



el centro de masa será igual al centro de gravedad, por consejo del director de tesis.

Inercias, Rigideces y Areas de los Muros Considerados:

En la siguiente tabla se presentan los momentos de inercia, dimensiones, areas tributarias, áreas de cortante y áreas efectivas de los muros que estan comprendidos en el corte realizado al edificio para la idealización del programa "TABS". La numeración que aparece para cada muro, no coincide con la numeración general de todos los muros del edificio.

Nota: La numeración de los muros y su ubicación para TABS, aparece en la figura (24).

Nivel	Muro	Dimensión	Inerc.	Rigidez	Area Trib.	Area Secc.	Area Efec
PB a 4	1,21	7.20*0.30	9.33	3587.14	13.61	2.16	1.80
PB a 4	4,24	1.80*0.30	0.15	492.59	6.76	0.54	0.45
PB a 4	2,22	4.50*0.30	2.28	2065.68	9.20	1.35	1.12
PB a 4	3,23,7,19	3.50*0.30	1.07	1481.78	12.47	1.05	0.87
PB a 4	6,18,10,14	4.50*0.30	2.28	2065.68	8.70	1.35	1.12
PB a 4	11,15	3.50*0.30	1.07	1481.78	12.34	1.05	0.87
PB a 4	5,17	7.20*0.30	9.33	3587.14	21.71	2.16	1.80
PB a 4	9,13	7.20*0.30	9.33	3587.14	13.26	2.16	1.80
PB a 4	8,20,12,16	1.80*0.30	0.15	492.59	11.65	0.54	0.45
S a 9	1,21	7.20*0.20	6.22	2391.43	13.61	1.44	1.20
S a 9	4,24	1.80*0.20	0.10	328.29	6.76	0.36	0.30
S a 9	2,22	4.50*0.20	1.52	1377.12	9.20	0.90	0.75
S a 9	3,23,7,19	3.50*0.20	0.71	987.85	12.47	0.70	0.58
S a 9	6,18,10,14	4.50*0.20	1.52	1377.12	8.70	0.90	0.75
S a 9	11,15	3.50*0.20	0.71	987.85	12.34	0.70	0.58
S a 9	5,17	7.20*0.20	6.22	2391.43	21.71	1.44	1.20
S a 9	9,13	7.20*0.20	6.22	2391.43	18.26	1.44	1.20
S a 9	8,20,12,16	1.80*0.20	0.10	328.29	11.65	0.36	0.30

Nota:

Rigideces expresadas en..... Ton/cm

2

Areas expresadas en ..... m

4

Inercias expresadas en ..... m

m

La expresión empleada para calcular la rigidez de un muro, teniendo en cuenta el efecto de cortante y el de flexión y empotrado en su extremo superior e inferior, es la siguiente:

$$K = \frac{3}{(t)(E)} \left( \frac{3H}{L} + \frac{H}{L} \right)$$

donde:

K = Rigidez del muro al cortante y la flexión.  
 t = Espesor del muro.  
 E = Módulo de elasticidad del concreto.  
 H = Altura libre del muro.  
 L = Longitud total del muro.

- Rigidez de niveles PB a 4 piso:

Suma rigideces en sentido x-x' = 45,752.64 Ton/cm.  
 Suma rigideces en sentido y-y' = 45,752.64 Ton/cm.

- Rigidez de niveles 5 a 9 piso:

Suma rigideces en sentido x-x' = 30,508.14 Ton/cm.  
 Suma rigideces en sentido y-y' = 30,508.14 Ton/cm.

- Cálculo de la masa de los Niveles para programa TABS

El programa de Análisis Tridimensional de Estructuras, requiere de una serie de datos de entrada, que necesariamente implican cálculos previos, desde bajada de cargas, análisis sísmico estático, determinación de inercias de secciones, cálculo de centros de masa, etc.

En esta sección se presenta la tabla que resume el cálculo de la masa para los niveles que conforman el corte del edificio. Es conveniente recordar que el espesor de los muros de concreto, es de 0.30 m. del nivel S1 hasta el nivel 4, y de 0.20 m. desde el nivel 5 y hasta el nivel 10.

Existe simetría en ejes, dimensiones, áreas tributarias y cargas, con respecto a los Marcos que constituyen la idealización empleada para el programa.



La expresión empleada para calcular la rigidez de un muro, teniendo en cuenta el efecto de cortante y el de flexión y empotrado en su extremo superior e inferior, es la siguiente:

$$K = \left( \frac{t}{3} \right) \left( \frac{E}{H/L} + \frac{H}{L} \right)$$

donde:

K = Rigidez del muro al cortante y la flexión.  
 t = Espesor del muro.  
 E = Módulo de elasticidad del concreto.  
 H = Altura libre del muro.  
 L = Longitud total del muro.

- Rigidez de niveles PB a 4 piso:

Suma rigideces en sentido x-x' = 45,752.64 Ton/cm.  
 Suma rigideces en sentido y-y' = 45,752.64 Ton/cm.

- Rigidez de niveles 5 a 9 piso:

Suma rigideces en sentido x-x' = 30,508.14 Ton/cm.  
 Suma rigideces en sentido y-y' = 30,508.14 Ton/cm.

- Cálculo de la masa de los Niveles para programa TABS

El programa de Análisis Tridimensional de Estructuras, requiere de una serie de datos de entrada, que necesariamente implican cálculos previos, desde bajada de cargas, análisis sísmico estático, determinación de inercias de secciones, cálculo de centros de masa, etc.

En esta sección se presenta la tabla que resume el cálculo de la masa para los niveles que conforman el corte del edificio. Es conveniente recordar que el espesor de los muros de concreto, es de 0.30 m. del nivel S1 hasta el nivel 4, y de 0.20 m. desde el nivel 5, hasta el nivel 10.

Existe simetría en ejes, dimensiones, áreas tributarias y cargas, con respecto a los Marcos que constituyen la idealización empleada para el programa.

TABLA (A)

Muros	1,2	22,2	7,15 3,11 19,23	4,24	12,16 8,20	10,14 6,18	5,17	9,13	
*****									
Niv									
9	14.15	9.57	12.97	7.03	12.11	9.05	22.58	19.00	pl
	10.37	6.48	5.04	2.60	2.60	6.48	10.37	10.37	pm
	24.52	16.05	18.01	9.63	14.71	15.53	32.95	29.37	pta
8	12.80	8.65	11.72	6.35	10.95	8.18	20.40	17.16	pl
	10.37	6.48	5.04	2.60	2.60	6.48	10.37	10.37	pm
	47.69	31.18	34.77	18.58	28.26	30.19	63.72	56.90	pta
7	12.80	8.65	11.72	6.35	10.95	8.18	20.40	17.16	pl
	10.37	6.48	5.04	2.60	2.60	6.48	10.37	10.37	pm
	70.86	46.31	51.53	27.53	41.81	44.85	94.49	84.43	pta
6	12.80	8.65	11.72	6.35	10.95	8.18	20.40	17.16	pl
	10.37	6.48	5.04	2.60	2.60	6.48	10.37	10.37	pm
	94.03	61.44	68.29	36.48	55.36	59.51	125.26	111.96	pta
5	12.80	8.65	11.72	6.35	10.95	8.18	20.40	17.16	pl
	10.37	6.48	5.04	2.60	2.60	6.48	10.37	10.37	pm
	117.20	76.57	85.05	45.43	68.91	74.17	156.03	139.49	pta
4	12.80	8.65	11.72	6.35	10.95	8.18	20.40	17.16	pl
	15.55	9.72	7.56	3.88	3.88	9.72	15.55	15.55	pm
	145.55	94.94	104.33	55.66	83.74	92.07	191.98	172.20	pta
3	12.80	8.65	11.72	6.35	10.95	8.18	20.40	17.16	pl
	15.55	9.72	7.56	3.88	3.88	9.72	15.55	15.55	pm
	173.90	113.31	123.61	65.89	98.57	109.97	227.93	204.91	pta
2	12.80	8.65	11.72	6.35	10.95	8.18	20.40	17.16	pl
	15.55	9.72	7.56	3.88	3.88	9.72	15.55	15.55	pm
	202.25	131.68	142.89	76.12	113.40	127.87	263.88	237.62	pta
1	12.80	8.65	11.72	6.35	10.95	8.18	20.40	17.16	pl
	15.55	9.72	7.56	3.88	3.88	9.72	15.55	15.55	pm
	230.60	150.05	162.17	86.35	128.23	145.77	299.83	270.33	pta
FS	12.80	8.65	11.72	6.35	10.95	8.18	20.40	17.16	pl
	15.55	9.72	7.56	3.88	3.88	9.72	15.55	15.55	pm
	259.95	168.42	181.45	96.58	143.06	163.67	335.78	303.04	pta
S1	12.80	8.65	11.72	6.35	10.95	8.18	20.40	17.16	pl
	15.55	9.72	7.56	3.88	3.88	9.72	15.55	15.55	pm
	287.30	186.79	200.73	106.81	157.89	181.57	371.73	335.75	pta

De la Tabla anterior, tenemos que:

- pi = Peso de las losas sobre el nivel considerado, de acuerdo a las áreas tributarias de cada muro en particular.
- pm = Peso de los muros para ese nivel, de acuerdo a la numeración asignada a cada muro.
- pta = Peso total de muros y losas, acumulado nivel por nivel, para ejes (verticales) de muros.

TABLA (C)

Finalmente, la masa de cada nivel será:

Nivel	Masa (Ton.)
9	46.29
8	43.27
7	43.27
6	43.27
5	43.27
4	43.27
3	50.75
2	50.75
1	50.75
FB	50.75
S1	50.75
	50.75

### Resultados del Programa TABS

Por razones obvias, no es posible anexar a este trabajo el listado completo de resultados que arrojó la corrida en la computadora Burroughs de la UNAM, sin embargo, presentaremos aquellos que són los más criticos o de mayor interés.

De los 14 marcos analizados, el marco 4 fue el que presentó los resultados de elementos mecánicos más desfavorables, por encontrarse este en la dirección de aplicación del sismo, y por ser el que mayor número de crujiás tiene. Comparando este resultado con el del marco 11, igual en geometría y carga vertical pero sin fuerza sísmica en su dirección (ver nota al final de párrafos), observamos que el desplazamiento de este último marco es prácticamente nulo (-0.022 m.) a diferencia del marco 4, el cual tiene un desplazamiento de (0.1183 m.).

Por otra parte, la mayoría de los muros y elementos del marco 4, se encuentran sometidos principalmente a valores altos de fuerza cortante y de momentos flexionantes, los cuales regirán el diseño de los muros y losas. La cimentación será tratada en forma separada.

A continuación se presentan primeramente los resultados del programa MARPLA, y después los del TABS.

Nota : En realidad, todos los marcos ofrecen rigidez a las fuerzas laterales, aunque la rigidez que tienen los marcos cuando el sismo actúa perpendicular a su plano, es mucho menor que la rigidez en su plano.

DATOS GENERALES DE ENTRADA

NUMERO TOTAL DE PISOS .....# 11  
 NUMERO DE MARCOS DIFERENTES .....# 17  
 NUMERO TOTAL DE MARCOS .....# 141  
 NUMERO DE CONDS. DE CARGA .....# 00  
 TIPO DE ANALISIS .....# 00  
 NUMERO DE FRECUENCIAS .....# 00  
 TIPO TRANSLACION DEL PISO.....# 0

PROPIEDADES DE LOS PISOS

NIVEL	TITULO	ALTURA	MASA(M)	I-ROT(M)	X(M)	Y(M)	K-X	K-Y
11	N-09	3.00	46.290	0.000	9.57	9.57	0.00	0.00
10	N-08	3.00	43.270	0.000	9.57	9.57	0.00	0.00
9	N-07	3.00	43.270	0.000	9.57	9.57	0.00	0.00
8	N-06	3.00	43.270	0.000	9.57	9.57	0.00	0.00
7	N-05	3.00	43.270	0.000	9.57	9.57	0.00	0.00
6	N-04	3.00	50.750	0.000	9.57	9.57	0.00	0.00
5	N-03	3.00	50.750	0.000	9.57	9.57	0.00	0.00
4	N-02	3.00	50.750	0.000	9.57	9.57	0.00	0.00
3	N-01	3.00	50.750	0.000	9.57	9.57	0.00	0.00
2	N-00	3.00	50.750	0.000	9.57	9.57	0.00	0.00
1	N-S1	3.00	50.750	0.000	9.57	9.57	0.00	0.00

CARGAS LATERALES EN LA ESTRUCTURA. CASOS A Y B.

NIVEL	PX-A	PY-A	M-A	PX-B	PY-B	M-B	X-A	Y-A	X-B	Y-B
11	0.00	194.27	0.00	0.00	0.00	0.00	9.57	9.57	0.00	0.00
10	0.00	174.19	0.00	0.00	0.00	0.00	9.57	9.57	0.00	0.00
9	0.00	156.77	0.00	0.00	0.00	0.00	9.57	9.57	0.00	0.00
8	0.00	139.35	0.00	0.00	0.00	0.00	9.57	9.57	0.00	0.00
7	0.00	121.93	0.00	0.00	0.00	0.00	9.57	9.57	0.00	0.00
6	0.00	104.51	0.00	0.00	0.00	0.00	9.57	9.57	0.00	0.00
5	0.00	89.19	0.00	0.00	0.00	0.00	9.57	9.57	0.00	0.00
4	0.00	79.36	0.00	0.00	0.00	0.00	9.57	9.57	0.00	0.00
3	0.00	69.52	0.00	0.00	0.00	0.00	9.57	9.57	0.00	0.00
2	0.00	59.68	0.00	0.00	0.00	0.00	9.57	9.57	0.00	0.00
1	0.00	19.84	0.00	0.00	0.00	0.00	9.57	9.57	0.00	0.00

DATOS QUE DEFINEN LA POSICION DE LOS MARCOS

MARCO	TIPO	IMP	X1	Y1	X2	Y2	IDENTIFICACION
1	1	0	0.00	6.75	0.00	13.95	UBICACION MARCO 01
2	1	0	6.75	0.00	13.95	6.00	UBICACION MARCO 14
3	2	0	4.50	1.30	4.50	18.45	UBICACION MARCO 02
4	2	0	1.30	4.50	18.45	4.50	UBICACION MARCO 13
5	2	0	6.75	0.00	6.75	11.25	UBICACION MARCO 03
6	2	0	0.00	6.75	11.25	6.75	UBICACION MARCO 12
7	4	0	0.00	0.00	9.00	22.95	UBICACION MARCO 04
8	4	0	0.00	0.00	22.95	9.00	UBICACION MARCO 11
9	5	0	11.00	25.00	0.00	11.25	UBICACION MARCO 05
10	5	0	0.00	11.25	15.75	11.25	UBICACION MARCO 10
11	6	0	13.50	0.00	13.50	18.45	UBICACION MARCO 06
12	6	0	0.00	13.50	18.45	13.50	UBICACION MARCO 09
13	7	0	15.75	4.50	15.75	13.50	UBICACION MARCO 07
14	7	0	4.50	15.75	13.50	15.75	UBICACION MARCO 08

MARCO 4 Y MARCO 11

NUMERO DE IDENTIFICACION DEL MARCO	4
NUMERO DE HILERAS DE COLUMNAS	8
NUMERO DE NIVELES	11
TIPOS DIFERENTES DE COLUMNAS	2
TIPOS DIFERENTES DE VIGAS	3
TIPOS DE CARGA VERTICAL EN VIGAS	8
NUMERO DE MUROS EN EL MARCO	33

ANCHOS DE CRUJIAS

4.500	1.200	1.800	2.950	3.500
1.800	7.200			

COL. TIPO					
1	1581138.830	0.040	0.000	0.033	0.200
2	1581138.830	0.090	0.001	0.075	0.300

VIGA TIPO					
1	1581138.830	0.001	4.000	0.500	0.250
2	1581138.830	0.001	4.000	0.500	0.250
3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

C.V. TIPO	CLAS	MI	VI	ND	VD	W
1	1	3.510	1.560	3.510	1.560	0.000
2	1	3.1173	1.410	3.1173	1.410	0.000
3	1	0.281	0.468	0.281	0.468	0.000
4	1	0.253	0.422	0.253	0.422	0.000
5	1	1.560	1.040	1.560	1.040	0.000
6	1	1.410	0.940	1.410	0.940	0.000
7	1	0.624	0.693	0.624	0.693	0.000
8	1	0.562	0.624	0.562	0.624	0.000

LOCALIZACION Y CARGAS EN LAS VIGAS

NIVEL	CRUJ	TIP	GEN	CV1	CV2	CV3
11	1	1	0	1	0	0
10	1	2	5	2	0	0
11	2	1	0	3	0	0
10	2	2	5	4	0	0
11	3	3	10	0	0	0
11	4	1	0	5	0	0
10	4	2	5	6	0	0
11	5	3	10	0	0	0
11	6	1	0	7	0	0
10	6	2	5	8	0	0



11 7 3 10 0 0 0

LOCALIZACION NIVEL	1	2	3	4	5	6	7
1							
2							
3							
4							
5							
6							
7							
8							
9							
10							
11							

CARGAS GENERADAS EN VIGAS... CASO DE CARGA I	1	2	3	4	5	6	7
1							
2							
3							
4							
5							
6							
7							
8							
9							
10							
11							

CARGAS GENERADAS EN VIGAS... CASO DE CARGA II	1	2	3	4	5	6	7
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0

CARGAS GENERADAS EN VIGAS... CASO DE CARGA III	1	2	3	4	5	6	7
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0





DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA POR CADA CASO DE CARGA

NIVEL	PISO	DIRN	I	II	III	A	B
11	N-09	X	-0.00054	0.00000	0.00000	-0.02394	0.00000
11	N-09	Y	-0.00054	0.00000	0.00000	0.11213	0.00000
11	N-09	ROTN	0.00002	0.00000	0.00000	-0.00706	0.00000
10	N-08	X	-0.00046	0.00000	0.00000	-0.02093	0.00000
10	N-08	Y	-0.00046	0.00000	0.00000	0.09820	0.00000
10	N-08	ROTN	0.00002	0.00000	0.00000	-0.00617	0.00000
9	N-07	X	-0.00038	0.00000	0.00000	-0.01791	0.00000
9	N-07	Y	-0.00039	0.00000	0.00000	0.08421	0.00000
9	N-07	ROTN	0.00001	0.00000	0.00000	-0.00527	0.00000
8	N-06	X	-0.00031	0.00000	0.00000	-0.01491	0.00000
8	N-06	Y	-0.00032	0.00000	0.00000	0.07034	0.00000
8	N-06	ROTN	0.00001	0.00000	0.00000	-0.00439	0.00000
7	N-05	X	-0.00025	0.00000	0.00000	-0.01201	0.00000
7	N-05	Y	-0.00025	0.00000	0.00000	0.05690	0.00000
7	N-05	ROTN	0.00001	0.00000	0.00000	-0.00354	0.00000
6	N-04	X	-0.00019	0.00000	0.00000	-0.00933	0.00000
6	N-04	Y	-0.00019	0.00000	0.00000	0.04433	0.00000
6	N-04	ROTN	0.00001	0.00000	0.00000	-0.00275	0.00000
5	N-03	X	-0.00013	0.00000	0.00000	-0.00696	0.00000
5	N-03	Y	-0.00014	0.00000	0.00000	0.03304	0.00000
5	N-03	ROTN	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00204	0.00000
4	N-02	X	-0.00009	0.00000	0.00000	-0.00482	0.00000
4	N-02	Y	-0.00009	0.00000	0.00000	0.02282	0.00000
4	N-02	ROTN	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00140	0.00000
3	N-01	X	-0.00005	0.00000	0.00000	-0.00296	0.00000
3	N-01	Y	-0.00005	0.00000	0.00000	0.01399	0.00000
3	N-01	ROTN	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00086	0.00000
2	N-00	X	-0.00002	0.00000	0.00000	-0.00146	0.00000
2	N-00	Y	-0.00002	0.00000	0.00000	0.00694	0.00000
2	N-00	ROTN	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00042	0.00000
1	N-S1	X	-0.00001	0.00000	0.00000	-0.00043	0.00000
1	N-S1	Y	-0.00001	0.00000	0.00000	0.00211	0.00000
1	N-S1	ROTN	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00012	0.00000

DEFINICION DE LAS CONDICIONES DE CARGA

CARGA	I	II	III	A	B	ESPEC 1	ESPEC 2	SISMO
1	1.10	0.00	0.00	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00

ESPECTRO 1... VALOR MEDIO CUADRATICO

ESPECTRO 2... SUMA DE VALORES ABSOLUTOS

...RESULTADOS DEL MARCO NO. 7...

MARCO TIPO = 4  
MARCO TIPO = UBICACION MARCO 04

..DESPLAZAMIENTOS LATERALES DEL MARCO..

NIVEL	
11	0.1183349
10	0.1036511
9	0.0889000
8	0.0742758
7	0.0601031
6	0.0468356
5	0.0349144
4	0.0241221
3	0.0148027
2	0.0073511
1	0.0022360

FZA MIEMBROS		IDENTIF MARCO UBICACION MARCO 04			MARCO TIPO 4	
COL.	CARGA	NIVEL NO 1 MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	IDENTIF NIVEL N=51 FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
1	1	-0.556	0.493	6.732	0.023	
2	1	-2.022	-2.179	45.257	1.528	
3	1	-1.479	-1.294	48.946	0.965	
4	1	-1.550	-1.429	-55.765	1.036	
5	1	-2.008	-2.312	109.395	1.502	
6	1	-2.914	-4.056	-82.188	2.425	
7	1	-3.061	-4.340	154.753	2.574	
8	1	-0.654	0.277	-181.005	0.126	
VIGA CARGA		MOMENTO IZQ.	MOMENTO DER.			
1	1	-0.162	5.179			
2	1	0.944	3.726			
3	1	0.000	0.000			
4	1	4.547	6.695			
5	1	0.000	0.000			
6	1	10.590	11.285			
7	1	0.000	0.000			
MUROS CRUJ CARGA		MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
3	1	-128.346	57.485	-19.605	23.620	
5	1	-751.309	496.008	152.094	85.100	
7	1	-3444.230	2877.710	-261.600	188.840	
CASO DE CARGA CORTANTE DE P.TSO		I	II	III	A	B
		-0.1209	0.0000	0.0000	279.8834	0.0000

FZA MIEMBROS		IDENTIF MARCO UBICACION MARCO 04			MARCO TIPO 4	
COL	CARGA	NIVEL NO 2 MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	IDENTIF NIVEL N-00 FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
		-0.504	-0.207	7.088	0.259	
2	1	-4.520	-4.384	43.277	3.238	
3	1	-3.090	-2.915	35.543	2.089	
4	1	-3.625	-3.761	-41.731	2.569	
5	1	-4.832	-4.896	88.557	3.384	
6	1	-8.418	-9.444	-62.658	6.213	
7	1	-8.811	-9.819	133.093	6.480	
8	1	-0.277	0.292	-158.451	-0.005	
VIGA	CARGA	MOMENTO IZQ.	MOMENTO DER.			
1	1	1.422	6.544			
2	1	2.912	5.991			
3	1	0.000	0.000			
4	1	8.693	11.006			
5	1	0.000	0.000			
6	1	19.348	20.116			
7	1	0.000	0.000			
MUROS	CRUJ CARGA	MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
3	1	-90.155	46.983	-17.791	14.391	
5	1	-600.205	384.295	144.782	71.970	
7	1	-3091.853	2398.604	-247.225	231.083	
CASO DE CARGA		I	II	III	A	B
CORTANTE DE PISO		0.0671	0.0000	0.0000	310.5415	0.0000



FZA MIEMBROS		IDENTIF MARCO UBICACION MARCO 04			MARCO TIPO 4	
COL.	CARGA	NIVEL NO 3 MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	IDENTIF NIVEL N-01 FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
1	1	-1.435	-1.104	6.743	0.923	
2	1	-6.031	-5.919	37.296	4.346	
3	1	-4.300	-4.112	28.263	2.926	
4	1	-5.726	-5.799	-33.429	4.009	
5	1	-6.803	-6.888	72.072	4.762	
6	1	-13.074	-13.903	-48.776	9.383	
7	1	-13.434	-14.265	110.935	9.634	
8	1	-0.292	0.216	-134.114	0.025	
VIGA CARGA		MOMENTO IZQ.	MOMENTO DER.			
1	1	2.980	7.805			
2	1	4.089	7.702			
3	1	0.000	0.000			
4	1	12.143	14.430			
5	1	0.000	0.000			
6	1	26.523	27.282			
7	1	0.000	0.000			
MUROS		MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
3	1	-76.088	33.396	-14.855	14.231	
5	1	-497.097	289.691	130.230	69.135	
7	1	-2663.170	1952.431	-222.408	236.913	
CASO DE CARGA		I	II	III	A	B
CORTANTE DE PISO		0.5136	0.0000	0.0000	323.3840	0.0000

FZA MIEMBROS		IDENTIF MARCO UBICACION MARCO 04			MARCO TIPO 4	
COL.	CARGA	NIVEL NO 4 MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	IDENTIF NIVEL N-02 FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
1	1	-2.030	-1.792	5.726	1.390	
2	1	-7.238	-7.153	28.778	5.233	
3	1	-5.190	-5.054	22.490	3.563	
4	1	-7.347	-7.417	-26.477	5.135	
5	1	-8.451	-8.524	57.827	5.904	
6	1	-16.828	-17.504	-38.191	11.941	
7	1	-17.193	-17.870	91.170	12.196	
8	1	-0.216	0.172	-111.019	0.015	
VIGA CARGA		MOMENTO IZQ.	MOMENTO DER.			
1	1	4.127	8.744			
2	1	5.126	9.096			
3	1	0.000	0.000			
4	1	14.833	17.112			
5	1	0.000	0.000			
6	1	32.268	33.025			
7	1	0.000	0.000			
MUROS CRUJ CARGA		MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
3	1	-65.152	21.750	-11.462	14.467	
5	1	-414.072	211.060	109.768	67.671	
7	1	-2238.330	1570.266	-189.182	222.688	
CASO DE CARGA CORTANTE DE PISO		I	II	III	A	B
		0.8517	0.0000	0.0000	317.5144	0.0000

FZA MIEMBROS		IDENTIF MARCO UBICACION MARCO 04			MARCO TIPO 4	
COL.	CARGA	NIVEL NO 5 MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	IDENTIF NIVEL N=03 FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
1	1	-2.447	-2.181	4.212	1.683	
2	1	-8.239	-8.208	18.055	5.981	
3	1	-5.967	-5.908	17.786	4.130	
4	1	-8.583	-8.577	-20.420	5.969	
5	1	-9.659	-9.622	45.353	6.706	
6	1	-19.801	-20.306	-30.232	13.950	
7	1	-20.161	-20.659	75.379	14.198	
8	1	-0.172	0.142	-90.900	0.010	
VIGA	CARGA	MOMENTO IZQ.	MOMENTO DER.			
1	1	5.137	9.435			
2	1	6.381	10.544			
3	1	0.000	0.000			
4	1	17.474	19.824			
5	1	0.000	0.000			
6	1	37.674	38.455			
7	1	0.000	0.000			
MUROS	CARGA	MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
3	1	-55.995	11.809	-7.570	14.728	
5	1	-344.697	147.409	84.529	65.763	
7	1	-1858.720	1273.117	-149.294	195.201	
CASO DE CARGA		I	II	III	A	B
CORTANTE DE PISO		1.2210	0.0000	0.0000	297.2518	0.0000

FZA MIEMBROS		IDENTIF MARCO UBICACION MARCO 04.			MARCO TIPO 4	
COL.	CARGA	NIVEL NO 6 MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	IDENTIF NIVEL N-04 FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
1	1	-3.056	-3.224	2.294	2.283	
2	1	-9.454	-9.743	4.734	6.981	
3	1	-6.941	-7.164	15.450	4.906	
4	1	-10.262	-11.042	-16.476	7.410	
5	1	-11.475	-12.438	35.676	8.318	
6	1	-23.238	-24.720	-25.859	5.681	
7	1	-23.634	-25.162	65.375	6.972	
8	1	-0.142	0.061	-75.551	0.027	
VIGA CARGA		MOMENTO IZQ.	MOMENTO DER.			
1	1	4.258	8.391			
2	1	3.197	7.717			
3	1	0.000	0.000			
4	1	13.124	15.061			
5	1	0.000	0.000			
6	1	27.105	27.707			
7	1	0.000	0.000			
MUROS CRUJ CARGA		MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
3	1	-46.540	10.120	-2.949	12.140	
5	1	-286.054	114.576	54.876	57.159	
7	1	-1549.569	1103.558	-103.200	148.671	
CASO DE CARGA CORTANTE DE PISO		I	II	III	A	B
		1.4440	0.0000	0.0000	254.5084	0.0000

FZA MIEMBROS		IDENTIF MARCO UBICACION MARCO 04.			MARCO TIPO 4	
COL.	CARGA	NIVEL NO 7 MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	IDENTIF NIVEL N-05 FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
1	1	-0.915	-0.927	0.833	0.670	
2	1	-2.370	-2.481	-2.366	1.764	
3	1	-1.759	-1.829	9.195	1.248	
4	1	-2.752	-2.920	-9.381	1.973	
5	1	-3.179	-3.448	19.335	2.305	
6	1	-5.781	-6.088	-15.020	4.128	
7	1	-5.905	-6.236	28.058	4.223	
8	1	-0.061	0.013	-30.958	0.016	
VIGA CARGA		MOMENTO IZQ.	MOMENTO DER.			
1	1	1.963	5.988			
2	1	-0.781	3.757			
3	1	0.000	0.000			
4	1	5.939	7.126			
5	1	0.000	0.000			
6	1	11.731	12.063			
7	1	0.000	0.000			
MUROS CRUJ CARGA		MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
3	1	-42.110	7.340	-0.800	11.590	
5	1	-245.311	88.628	36.191	52.227	
7	1	-1532.454	966.184	-73.248	188.757	
CASO DE CARGA CORTANTE DE PISO		I	II	III	A	B
		0.5321	0.0000	0.0000	243.9238	0.0000

FZA MIEMBROS		IDENTIF MARCO UBICACION MARCO 04		MARCO TIPO 4		
COL.	CARGA	NIVEL NO 8 MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	IDENTIF NIVEL N-06 FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
1	1	-1.053	-1.026	0.535	0.756	
2	1	-2.768	-2.791	-1.478	2.021	
3	1	-2.069	-2.101	4.379	1.451	
4	1	-3.247	-3.270	-4.616	2.267	
5	1	-3.865	-3.879	11.149	2.693	
6	1	-6.615	-6.696	-7.728	4.630	
7	1	-6.786	-6.866	18.294	4.748	
8	1	-0.013	0.012	-20.761	0.001	
VIGA CARGA		MOMENTO IZQ.	MOMENTO DER.			
1	1	2.089	5.821			
2	1	-0.195	4.111			
3	1	0.000	0.000			
4	1	6.413	7.678			
5	1	0.000	0.000			
6	1	12.571	12.924			
7	1	0.000	0.000			
MUROS CRUJ		MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
3	1	-22.405	1.541	-1.025	6.955	
5	1	-150.661	32.832	28.686	39.276	
7	1	-1094.050	559.963	-58.123	178.029	
CASO DE CARGA CORTANTE DE PISO		I	II	III	A	B
		0.4022	0.0000	0.0000	220.3492	0.0000

FZA MIEMBROS		IDENTIF MARCO UBICACION MARCO 04			MARCO TIPO 4	
COL.	CARGA	NIVEL NO 9 MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	IDENTIF NIVEL N-07 FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
1	1	-1.058	-1.046	0.247	0.765	
2	1	-2.906	-2.919	-1.539	2.118	
3	1	-2.220	-2.238	1.823	1.551	
4	1	-3.372	-3.384	-2.006	2.350	
5	1	-3.975	-3.988	5.516	2.770	
6	1	-6.890	-6.932	-3.063	4.808	
7	1	-7.059	-7.101	10.001	4.925	
8	1	-0.012	0.002	-11.921	0.003	
VIGA CARGA		MOMENTO IZQ.	MOMENTO DER.			
1	1	2.101	5.684			
2	1	0.110	4.283			
3	1	0.000	0.000			
4	1	6.572	7.825			
5	1	0.000	0.000			
6	1	12.905	13.256			
7	1	0.000	0.000			
MUROS CRUJ CARGA		MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
3	1	-13.814	-3.621	-0.789	5.812	
5	1	-88.316	-4.930	20.565	31.082	
7	1	-681.475	247.447	-42.050	144.676	
CASO DE CARGA CORTANTE DE PISO		I	II	III	A	B
		0.5151	0.0000	0.0000	182.0845	0.0000

FZA MIEMBROS		IDENTIF MARCO UBICACION MARCO 04			MARCO TIPO 4	
COL.	CARGA	NIVEL NO 10 MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	IDENTIF NIVEL N-08 FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
1	1	-1.045	-1.036	-0.013	0.757	
2	1	-2.965	-2.974	-2.106	2.159	
3	1	-2.290	-2.303	0.208	1.597	
4	1	-3.418	-3.422	-0.268	2.379	
5	1	-4.015	-4.012	1.762	2.792	
6	1	-7.007	-7.020	-0.311	4.879	
7	1	-7.175	-7.186	4.093	4.995	
8	1	-0.002	-0.003	-5.349	0.002	
VIGA	CARGA	MOMENTO IZQ.	MOMENTO DER.			
1	1	2.092	3.574			
2	1	0.317	4.376			
3	1	0.000	0.000			
4	1	6.675	7.996			
5	1	0.000	0.000			
6	1	13.108	13.475			
7	1	0.000	0.000			
MUROS CRUJ	CARGA	MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
3	1	-7.550	-6.784	-0.257	4.611	
5	1	-44.838	-24.685	12.171	23.175	
7	1	-353.710	46.766	-25.676	102.314	
CASO DE CARGA CORTANTE DE PISO		I	II	III	A	B
		0.6195	0.0000	0.0000	135.4353	0.0000



FZA MIEMBROS

IDENTIF MARCO UBICACION MARCO 04

MARCO TIPO 4

COL.	CARGA	NIVEL NO 11		IDENTIF NIVEL N-09		FZA CORTANTE
		MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE	
1	1	-1.045	-1.067	-0.245	0.768	
2	1	-3.025	-3.069	-3.001	2.216	
3	1	-2.342	-2.376	0.049	1.641	
4	1	-3.489	-3.556	0.053	2.450	
5	1	-4.169	-4.323	0.092	2.953	
6	1	-7.140	-7.247	0.341	5.004	
7	1	-7.325	-7.449	0.854	5.139	
8	1	0.003	-0.000	-1.327	-0.001	

VIGA	CARGA	MOMENTO IZQ.	MOMENTO DER.
1	1	1.112	3.215
2	1	-1.810	2.511
3	1	0.000	0.000
4	1	3.572	4.402
5	1	0.000	0.000
6	1	6.985	7.205
7	1	0.000	0.000

MUROS CRUJ	CARGA	MOMENTO INF.	MOMENTO SUP.	FUERZA AXIAL	FZA CORTANTE
3	1	-2.659	-2.671	0.438	1.777
5	1	-18.399	-20.826	3.630	13.075
7	1	-135.190	-42.523	-9.158	59.238

CASO DE CARGA CORTANTE DE PISO	I	II	III	A	B
	0.4676	0.0000	0.0000	85.2239	0.0000

MARCO NUMERO \* 7  
 TIEMPO EMPLEADO= 2.58

### Consideraciones sobre Análisis Dinámico

- Como ya se ha mencionado la deformación horizontal de estructuras sometidas a fuerzas laterales, es función de las rigideces de todos y cada uno de los elementos estructurales que la componen. Resulta indispensable conocer estas deformaciones para poder diseñar las holguras necesarias entre la estructura principal y los elementos no estructurales, tales como fachadas, muros divisorios, etc.

- La rigidez de los elementos resistentes de la estructura permite formular el modelo matemático que se adapta al comportamiento real de la estructura. En el caso de edificios constituidos por marcos rígidos mediante sistemas de trabes y columnas resulta relativamente sencillo determinar la rigidez de entrepiso y general de la estructura, sin embargo, en el caso específico de este trabajo, nos encontramos que esta estructura se encuentra resuelta a base de muros de concreto (muros de cortante) lo cual la hace más complicada para su análisis.

- Cuando las fuerzas laterales se toman con muros de concreto, el comportamiento con respecto al de marcos rígidos sin contraventeo cambia radicalmente. Ya no es posible hablar de rigidez de entrepiso, dado que no se puede obtenerla como en el caso de los marcos dado que el sistema depende en gran medida de la distribución de fuerzas cortantes; para un mismo entrepiso se pueden obtener deformaciones muy diferentes para la misma fuerza cortante, simplemente variando la distribución de esa fuerza arriba o abajo del entrepiso en cuestión.

- Debido a lo anterior, el sistema recibe el nombre de "Remotamente Acoplado" es decir, que los efectos de entrepisos alejados del que se considere son importantes. De hecho, puede haber desplazamiento relativo sin fuerza aplicada en el entrepiso, por efectos de giros del resto de la estructura.

- Como consecuencia de lo anterior, no son aplicables a éste tipo de edificios los métodos de cálculo de modos naturales de vibración que se emplean cuando se conoce la rigidez de entrepiso, aunque en ocasiones suelen aplicarse como una primera aproximación, calculando las rigideces de entrepiso correspondientes o la distribución de fuerzas cortantes obtenidas de un análisis sísmico estático, que ya se presentó anteriormente. Esto puede ser aceptable para el primer modo de vibrar, pero de ninguna manera lo es para modos superiores ya que de proceder así, se obtienen períodos más largos que los reales.

Nota: consultar referencia (11) de la bibliografía.

Dada la alta rigidez que presenta la estructura del

hotel, no es fácil interpretar la respuesta dinámica, pues podríamos pensar burdamente en el edificio como si se tratara de un ladrillo sometido a sollicitaciones laterales.

- De acuerdo a especificación ( Art. 238) del RCDF, se menciona que para estructuras cuya altura máxima no exceda a 60 m., no será necesaria la elaboración de un análisis dinámico modal.

- De los párrafos anteriores se desprende que para éste trabajo, no se justifica el análisis dinámico.

#### IV DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

##### IV.1 Diseño de Losa Plana Maciza

Como se mencionó en la introducción, el diseño del elemento estructural en cuestión corresponde al área central del edificio, es decir la zona donde se encuentra el pasillo central y proximidades de zona de los elevadores y escaleras.

Para éste cálculo propondremos un peralte  $d = 20$  cm y un espesor total del elemento  $h = 25$  cm, con éstos datos procederemos a la revisión. Es importante recordar que el pasillo por proyecto arquitectónico fija un ancho promedio de 2.00 m, por lo que el diseño unicamente lo haremos en un sentido.

Determinación de los elementos mecánicos:

$$V_a = V_b = w * l / 2$$

$$V_a = 1456 * 2 / 2$$

$$V_a = 1456.00 \text{ kg.}$$

$$M_c = w * l^2 / 8$$

$$M_c = 1456(2) / 8$$

$$M_c = 728.00 \text{ kg m.}$$

Revisión por peralte mínimo:

$$d = \sqrt{M / K b}$$

m

$$d = \sqrt{72800 / 29.62 * 100}$$

m

$$d = 4.96 \text{ cm} < 20 \text{ cm.}$$

m

Sabemos que el peralte mínimo por especificación es de 10 cm., nosotros para facilitar el proceso constructivo propusimos 25 cm. Por lo que el peralte elegido es correcto y no es necesario hacer corrección alguna.

Cálculo del área de acero:

$$A = M / f_s j d$$

s

$$A = 72800 / 2000 * .8596 * 10$$

s

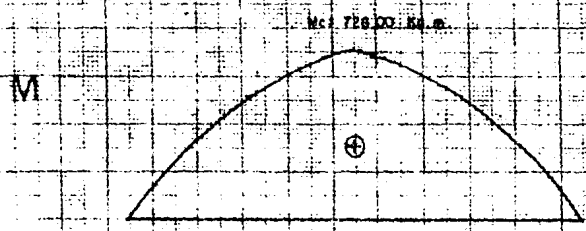
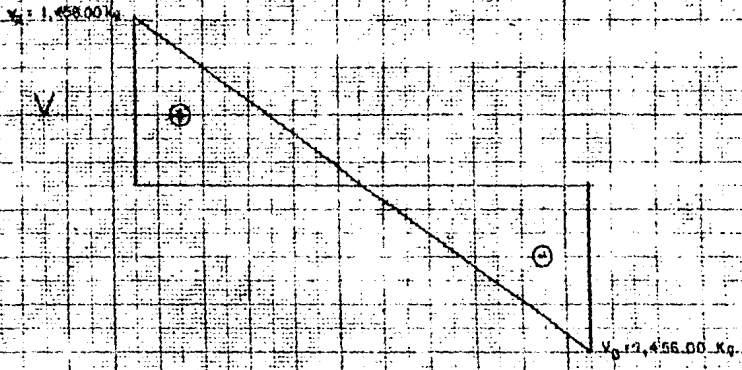
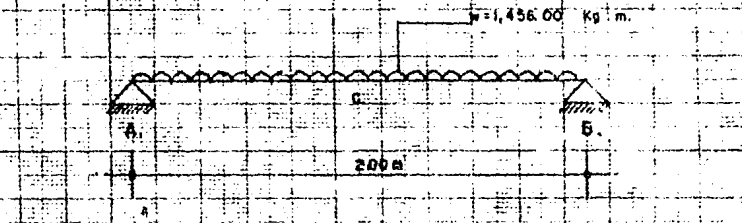


DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS EN LOSA PLANA MACIZA 10/22

$$A = 4.23 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla # 4:

$$\text{No. Vs.} = 4.23 / 1.27$$

$$\text{No. Vs.} = 3.33 = 4 \text{ Vs. \# 4}$$

La separación entre varillas será:

$$s = 100 a / A$$

$$s = 100 * 1.27 / 4.23$$

$$s = 29.99 = 30 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante:

$$V_u = 1456.00 \text{ kg.}$$

$$v_u = V / b d$$

$$v_u = 1456 / 10 * 100$$

$$v_u = 1.46 \text{ kg / cm}^2$$

El concreto cortante toma:

$$V_{cr} = 0.5 F_r b d \sqrt{f'c}$$

$$V_{cr} = 0.5 * 0.8 * 10 * 100 * \sqrt{200}$$

$$V_{cr} = 5656.85 \text{ kg.}$$

Por lo tanto:

$$V_{cr} > V_u$$

No existe la necesidad de colocar estribos.

Como pudimos observar en el diseño de la losa de cimentación en la que únicamente se revisó en un sentido, adoptaremos el mismo lineamiento para revisar en el sentido longitudinal donde

sólo se armará por temperatura dado que resultó ser la cuantía de acero más desfavorable que la de flexión.

Revisión por temperatura:

$$p = 0.004$$

t

$$A = 25 * 100 * 0.004$$

s

$$A = 10.00 \text{ cm}^2$$

s

Utilizaremos varilla # 4:

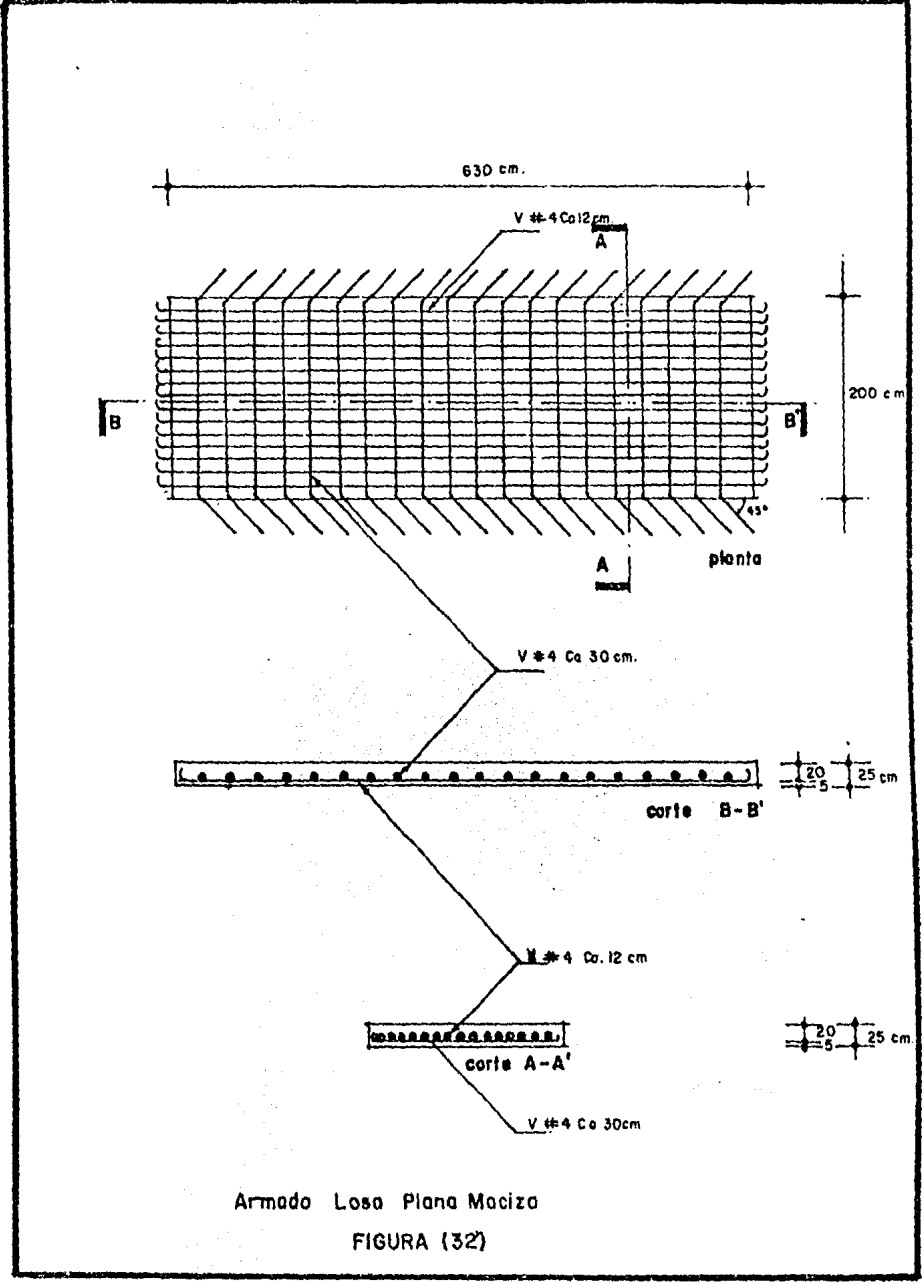
$$\text{No. Vs.} = 10 / 1.27$$

$$\text{No. Vs.} = 7.87 = 8 \text{ Vs. \# 4}$$

La separación entre varillas será:

$$s = 100 * 1.27 / 10$$

$$s = 12.7 = 12 \text{ cm.}$$



Armado Losa Plana Maciza

FIGURA (32)



### IV.3 Diseño de Losa Nervada

El elemento estructural que diseñaremos se encuentra ubicado en la zona de cuartos únicamente. El diseño que haremos supone que la losa trabajará en un sólo sentido, esto es en el sentido del lado corto el cual tiene una clara de 4.5 m promedio.

El diseño se hará con las secciones que proponemos y las que serán revisadas. Es decir que se empleará una capa de compresión de 5 cm, el ancho de la nervadura será de 10 cm y los espacios vacíos para los casetones de 40 x 40 x 20 cm con lo que queda definida la sección que estudiaremos.

Determinación de elementos mecánicos:

$$V_a = V_b = w * l / 2$$

$$V_a = 1456 * 4.5 / 2$$

$$V_a = 3276.00 \text{ kg.}$$

$$M_a = M_b = w * l^2 / 12$$

$$M_a = 1456 * (4.5)^2 / 12$$

$$M_a = 2457.00 \text{ kg m.}$$

$$M_c = w * l^2 / 24$$

$$M_c = 1456 * (4.5)^2 / 24$$

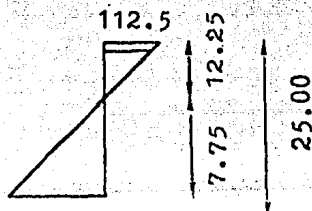
$$M_c = 1228.50 \text{ kg m.}$$

Determinación del eje neutro:

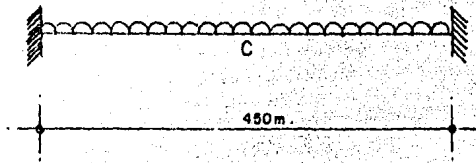
$$k d = 0.6126 * 20$$

$$k d = 12.25$$

Por comparación obtendremos el valor de f c:

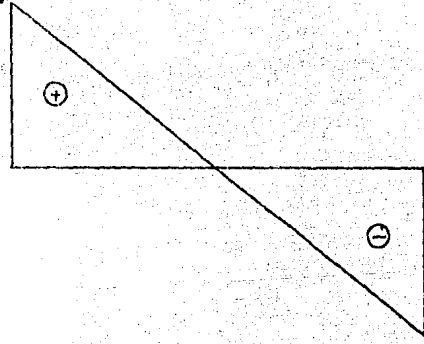


$W = 1,456.00 \text{ Kg. m.}$



V

$V_A = 3,276.00 \text{ Kg.}$

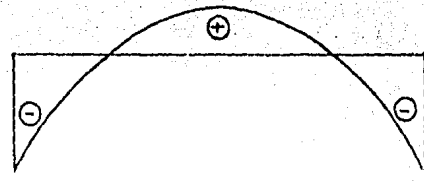


$V_B = -3,276.00 \text{ Kg.}$

M

$M_C = 1,226.50 \text{ Kg. m.}$

$M_A = -2,457.00 \text{ Kg. m.}$



$M_B = -2,457.00 \text{ Kg. m.}$

DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS EN LOSA NERVADA.

FIG ( 33 )

Entonces:

$$f'c / 112.50 = 7.25 / 12.25$$

$$f'c = 112.50 * 7.25 / 12.25$$

$$f'c = 66.58 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Valor del volumen de las cuñas ( kg )	Distancia ( cm )	Momento (kg*m)
$0.5 * 112.50 * 50 * 12.25 = 34453.13$	4.08	140568.77
$-0.5 * 67.50 * 40 * 7.25 = -9787.50$	7.42	-72623.25
24665.63		67945.52

La distancia del centro de compresión será:

$$z = M / V$$

$$z = 67945.52 / 24665.63$$

$$z = 2.75 \text{ cm.}$$

$$j d = d - z$$

$$j d = 20 - 2.75$$

$$j d = 17.25 \text{ cm.}$$

El momento final será:

$$M_f = M * j d$$

$$M_f = 24665.63 * 17.25 * 10^{-5}$$

$$M_f = 4.2548 \text{ Ton m.}$$

Por lo que concluimos que:

$$M_f > M_a$$

Con un patín de 5 cm la pieza se encuentra sobrada, además recordemos que el concreto que se coloca sobre los bloques, no deberá tener un espesor menor de 5 cm ni 1/12 de la distancia

entre bloques.

$$l / 12 = 50 / 12$$

$$l / 12 = 4.2 < 5 \text{ cm}$$

Cálculo del área de acero:

$$A_s = M / f_s j d$$

$$A_s = 122850 / 2000 * .8596 * 20$$

$$A_s = 3.57 \text{ cm.}$$

Utilizando varilla # 5:

$$\text{No. Vs.} = 3.57 / 1.98$$

$$\text{No. Vs.} = 1.80 = 2 \text{ Vs. \# 5}$$

La distancia entre varillas queda definida por la geometría de la pieza ya que el estudio se hizo de esa forma.

Revisión del momento negativo del alma en el apoyo:

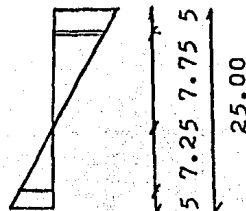
$$M_c = K b d^2$$

$$M_c = 29.62 * 10 * (20)^2$$

$$M_c = 118480.00 \text{ kg cm.}$$

Observamos que el concreto resulta por si sólo insuficiente, pues a penas es capaz de absorber un momento de 1184.80 kg m. y necesitamos tomar un momento equivalente a 1228.50 kg m., por lo que se tiene una diferencia de 43.70 kg m. y lo tomaremos con varilla # 3.

Obtendremos el valor de fcs:



$$fcs = 2 n + c$$

$$fcs = 2 * 12.65 * 66.58$$

$$fcs = 1648.52 \text{ kg / cm}^2$$

Cálculo del área de acero:

$$A_s = M / fs j d$$

$$A_s = 4370 / 2000 * .8596 * 15$$

$$A_s = 0.17 \text{ cm}^2$$

Utilizando una varilla # 3 cumplimos con ésta área de acero.

Revisión del alma a fuerza cortante:

$$V_u = 3276.00 \text{ kg}$$

$$v_u = V / b d j$$

$$v_u = 3276 / 10 * 20 * .8596$$

$$v_u = 19.06 \text{ kg / cm}^2$$

El concreto a cortante toma:

$$V_{cr} = 0.5 Fr b d \sqrt{f'c} 1.1$$

$$V_{cr} = 0.5 * 0.8 * 10 * 15 * \sqrt{200} * 1.1$$

$$V_{cr} = 933.38 \text{ kg.}$$

Por lo tanto:

$$V_{cr} < V_u$$

Tendremos que colocar estribos a 45 básicamente en la zona cercana al apoyo.

$$v_c = 0.5 \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0.5 \sqrt{200}$$

$$v_c = 7.07 \text{ kg / cm}^2$$

Por lo tanto:

$$v_c < v_u$$

Utilizaremos estribos # 3 por lo que la separación máxima entre estos será:

$$s = 2 a_f v_f r_d / v_u$$

$$s = 2 * 0.71 * 0.85 * 2000 * 15 / 2342.62$$

$$s = 15.45 \text{ cm.}$$

Analizando el sentido largo, unicamente armaremos por temperatura dado que la cuantía de acero es mayor que la de flexión como ya se demostró anteriormente.

Revisión por temperatura:

$$p_t = 0.004$$

$$A_s = ((5 * 50) + (10 * 20)) 0.004$$

$$A_s = 1.80 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla # 5:

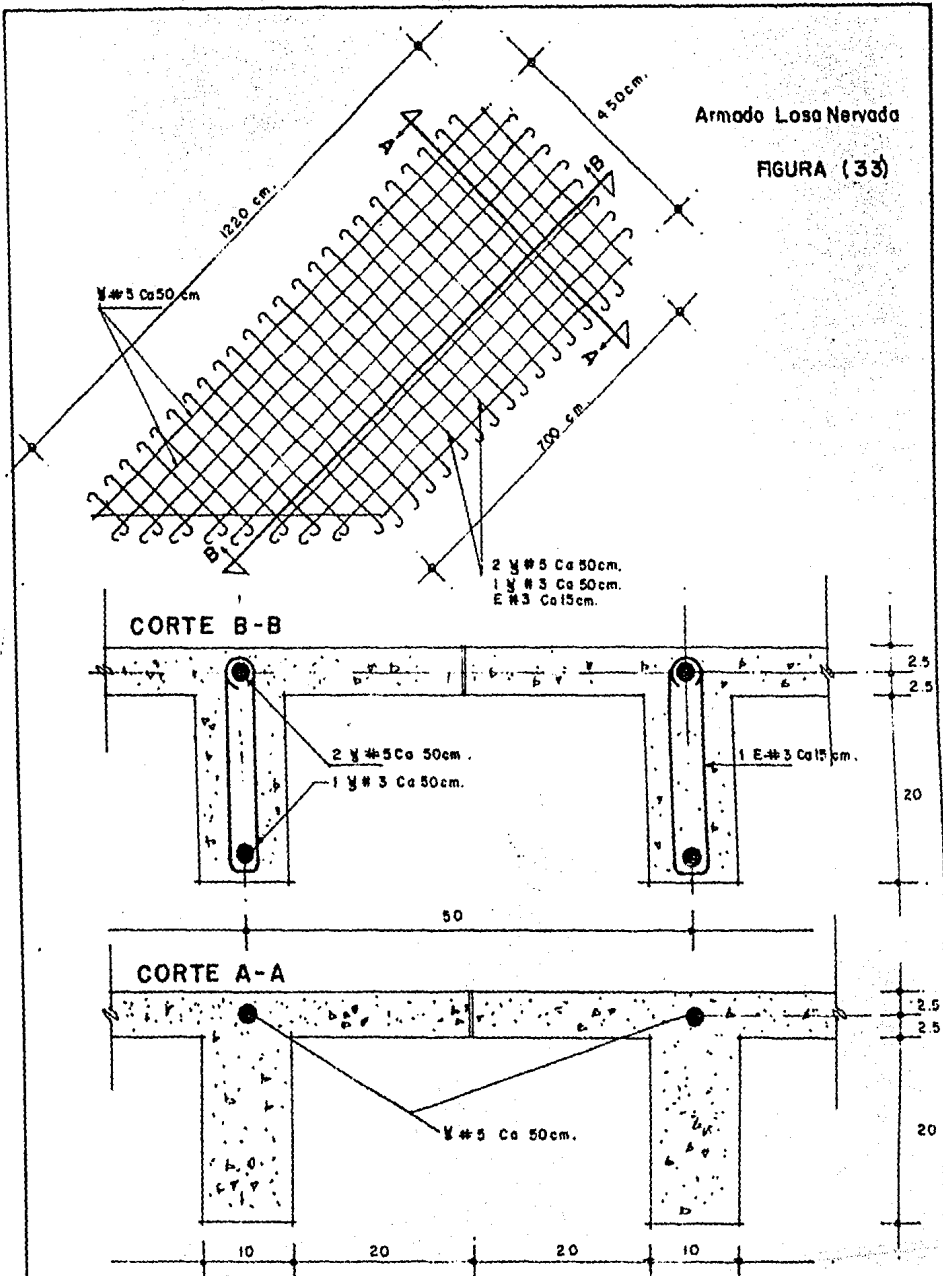
$$\text{No. Vs.} = 1.80 / 1.98$$

$$\text{No. Vs.} = 0.91 = 1 \text{ Vs. \# 3}$$

La separación de cada varilla está fijada por las dimensiones que tiene la sección, es decir que la colocaremos a cada 50 cm.

Armado Losa Nervada

FIGURA (33)





### IV.3 Diseño de Muros de Cortante

El diseño de los elementos estructural que exponemos a continuación está basado en los resultados obtenidos con el programa ya mencionado en el capítulo de Análisis Estático y Dinámico de la Estructura. Es decir que únicamente haremos el diseño del elemento más crítico, esto es que los elementos mecánicos son los mayores.

Las dimensiones del muro de cortante son: 7.20 x 3.00 x 0.20 m. Con éstas dimensiones procederemos a diseñar y revisar simultáneamente.

#### Elementos Mecánicos:

$$M_s = 966,184.00 \text{ kg m.}$$

$$M_i = -1532454.00 \text{ kg m.}$$

$$N = 73248.00 \text{ kg.}$$

$$V = 188757.00 \text{ kg.}$$

Cálculo de la máxima resistencia al esfuerzo cortante permitida:

$$V_u < V_n \phi$$

$$V_u < \phi 2.7 \sqrt{f'_c} h d$$

$$V_u < 0.85 * 2.7 * \sqrt{250} * 20 * (0.8 * 720)$$

$$V_u < 418.03 \text{ ton}$$

Por lo que:  $V_u > V_a$

Determinación de la sección crítica:

$$l_w / 2 = 720 / 2$$

$$l_w / 2 = 360 \text{ cm.}$$

$$l_w / 2 = 300 / 2$$

$$hw / 2 = 150 \text{ cm.}$$

Tomaremos la sección crítica a 150 cm de la altura del muro.

Cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante proporcionada por el concreto:

$$V_c = 0.87 \sqrt{f'_c} h d + (N_u d / 4.1w)$$

$$V_c = 0.87 * \sqrt{250} * 20 * 0.8 * 720 + (73248 * 0.8 * 720 / 4 * 720)$$

$$V_c = 173.12 \text{ ton.}$$

$$V_c = (0.16 f'_c + 1w(0.33 \sqrt{f'_c} + 0.2 N_u / 1w h)) / (M_u / V_u) - (1w/2) h d$$

$$V_c = (2.53 + 720 (5.27 + 1.02) / 3051.20) 20 * 0.8 * 720 / 1000$$

$$V_c = 46.09 \text{ ton.}$$

Veamos si es necesario proporcionar refuerzo por cortante:

$$\phi V_c / 2 = 0.87 * 46.09 / 2$$

$$\phi V_c / 2 = 20.05 \text{ ton}$$

Por lo que:  $\phi V_c / 2 < V_u$

Entonces será necesario colocar refuerzo por cortante.

Cálculo del refuerzo horizontal requerido:

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_u < \phi (V_c + V_s)$$

$$V_u < \phi (V_c + A_f d / s)$$

Despejando y sustituyendo tenemos:

$$A / s = (188.76 - (0.87 * 46.09)) / (0.87 * 4.2 * 0.8 * 720) \\ \sqrt{2}$$

$$A / s = 0.0706 \\ \sqrt{2}$$

La separación máxima no será mayor que la menor de las tres siguientes:

$$l_w / 5 = 720 / 5 = 144.00 \text{ cm.}$$

$$3 h = 3 * 20 = 60.00 \text{ cm.}$$

$$45.00 \text{ cm}$$

Propondremos utilizar 2 Vs. # 4 @ 35 cm.

Por lo que el refuerzo horizontal será:

$$p_h = A / A \\ \sqrt{g}$$

$$p_h = 2 * 1.27 / 20 * 35$$

$$p_h = 0.0036 > 0.0025$$

Cálculo del refuerzo vertical por cortantes:

$$h_w / l_w = 3 / 7.20$$

$$h_w / l_w = 0.41$$

Dado que  $h_w / l_w < 0.5$ , entonces  $p_h = p_v$ .

Revisión por flexocompresión:

$$P_{nw} = 0.55 * f_c * A_g \left( 1 - \frac{(k_l / 32h)^2}{c} \right)$$

Sustituyendo:

$$P_{nw} = 0.55 * 250 * 720 * 20 * \left( 1 - \frac{(0.8 * 300)^2}{32 * 20} \right)$$

$$P_{nw} = 1701.56 \text{ ton.}$$

Por lo que:  $P_{nw} > N$

## Diseño de Muros de Cortante

De igual manera que el elemento que diseñamos anteriormente, procederemos a emplear los resultados arrojados por el análisis que se realizó con la computadora y tomaremos los elementos más críticos para el diseño del elemento estructural en cuestión.

Las dimensiones del muro de cortante son: 7.20 x 3.00 x 0.30 m y será con las que diseñemos revisando.

## Elementos Mecánicos:

$$M_s = 3444230.00 \text{ kg m.}$$

$$M_i = 2877710.00 \text{ kg m.}$$

$$N = 261600.00 \text{ kg.}$$

$$V = 188840.00 \text{ kg.}$$

Cálculo de la máxima resistencia al esfuerzo cortante permitida:

$$V_u < V_n \phi$$

$$V_u < \phi \cdot 2.7 \sqrt{f'c} \cdot h \cdot d$$

$$V_u < 0.85 \cdot 2.7 \cdot \sqrt{2500} \cdot 30 \cdot (0.8 \cdot 720)$$

$$V_u < 627.04 \text{ ton}$$

Por lo que:

$$V_u > V_a$$

Determinación de la sección crítica:

$$l_w / 2 = 720 / 2$$

$$l_w / 2 = 360 \text{ cm.}$$

$$h_w / 2 = 300 / 2$$

$$h_w / 2 = 150 \text{ cm.}$$

Se tomará la sección crítica a 150 cm de la sutura del

muro.

Cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante proporcionada por el concreto:

$$V_c = 0.87 \sqrt{f'_c} h d + (N d / 4 l_w)$$

$$V_c = 0.87 \sqrt{2500} * 30 * 0.8 * 720 + (261600 * 0.8 * 720 / 4 * 720)$$

$$V_c = 75.53 \text{ ton.}$$

$$V_c = (0.16 f'_c + 1w(0.33 \sqrt{f'_c} + 0.2 N / l_w h) / (M/V) - (1w/2)) h d$$

$$V_c = (2.53 + 720 (5.22 + 2.42) / 2987.78) 30 * 0.8 * 720 / 1000$$

$$V_c = 75.53 \text{ ton.}$$

Veamos si es necesario proporcionar refuerzo por cortante:

$$\phi V_c / 2 = 0.87 * 75.53 / 2$$

$$\phi V_c / 2 = 32.86 \text{ ton.}$$

Por lo que:  $\phi V_c / 2 < V_u$

Es necesario colocar refuerzo por cortante.

Cálculo del refuerzo horizontal requerido:

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_u < \phi (V_c + V_s)$$

$$V_u < \phi (V_c + A_s f_y d / s)$$

Despejando y sustituyendo tenemos:

$$A_s / s = (188.84 - (0.87 * 75.53)) / (0.87 * 4.2 * 0.8 * 720)$$

$$A_s / s = 0.0585$$

La separación máxima no deberá ser mayor de la menor de las tres siguientes:

$$l_w / 5 = 720 / 5 = 144 \text{ cm}$$

$$3 h = 3 * 20 = 60 \text{ cm.}$$

$$45 \text{ cm.}$$

Propondremos utilizar 2 Vs. # 5 @ 35 cm.

Por lo que el refuerzo horizontal será:

$$p_h = A_v / A_g$$

$$p_h = 2 * 1.98 / 30 * 35$$

$$p_h = 0.0038 > 0.0025$$

Cálculo del refuerzo vertical por cortante:

$$h_w / l_w = 3 / 7.20$$

$$h_w / l_w = 0.41$$

Dado que  $h_w / l_w < 0.5$ , entonces  $p_h = p_v$ .

Revisión por flexocompresión:

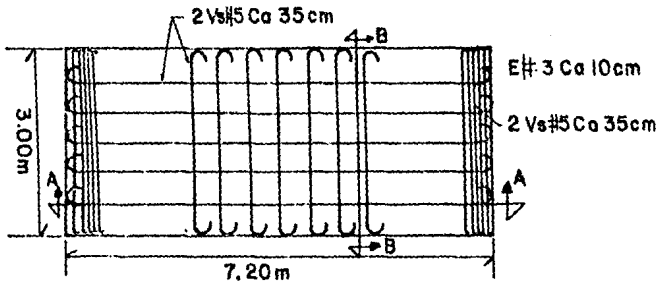
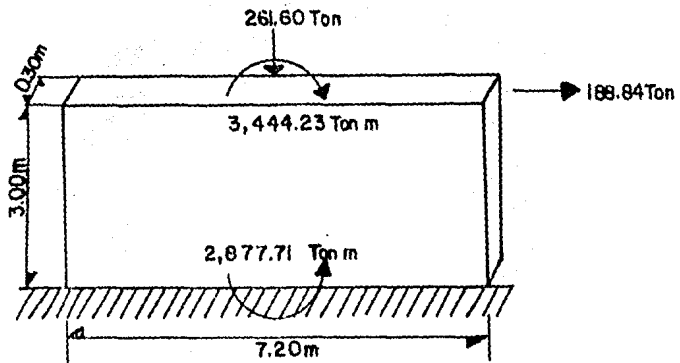
$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f_c A_g \left( 1 - \frac{(k_l / 32h)^2}{c} \right)$$

Sustituyendo:

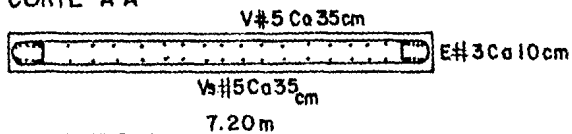
$$P_{nw} = 0.55 * 250 * 720 * 30 \left( 1 - \frac{(0.8 * 300)^2}{32 * 30} \right)$$

$$P_{nw} = 2784.38 \text{ ton.}$$

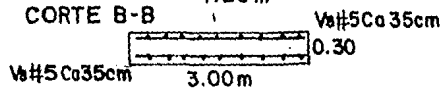
Por lo que:  $P_{nw} > N$



CORTE A-A



CORTE B-B



DISEÑO DEMUROS POR CORTANTE

Esc 1:75  
Acot:m

FIGURA (36)

## V ESTUDIO DE COSTOS

No se efectuará un análisis de costos debido a que éste inciso sería motivo de una tesis completa.

El estudio de costos implica un análisis detallado y profundo de la representación del monto de obra a ejecutar, lo cual llevaría consigo una minuciosa cuantificación de los materiales, mano de obra y equipos a emplear.

Por otra parte, involucraría la realización de un estudio de mercado en la zona donde se va a ubicar la obra de tal forma que se tendría que conocer la ubicación de los bancos de agregados a explotar, los distribuidores de: acero, cemento, madera, etc; es decir que lleva un sin número de actividades que no hemos mencionado pero que son importantes para el objetivo que se persigue.

La finalidad de este capítulo es dar idea de un precio aproximado de lo que podría costar la construcción de la estructura de concreto que se ha expuesto a lo largo de los incisos anteriores.

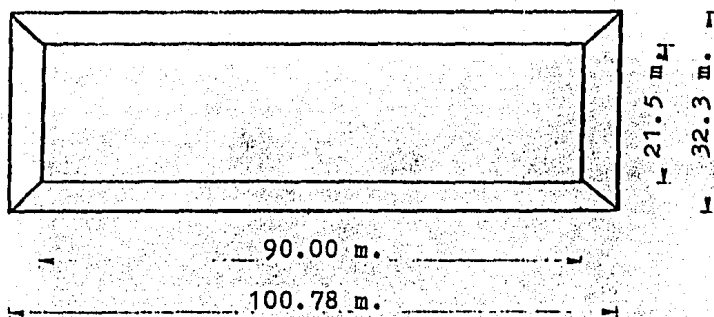
Los precios que se han utilizado para hacer el precio aproximado son vigentes hasta el mes de Mayo de 1986 y fueron proporcionados por una empresa constructora de la iniciativa privada y podrán existir fluctuaciones de los mismos con respecto a la región donde se ha de edificar el hotel. En estos precios se consideró un promedio de 35 % a 40 % de costo indirecto.

Básicamente este capítulo se encuentra dividido en cuatro partes las cuales abarcan los siguientes conceptos: volumen de excavación, volumen de concreto, cantidad de cimbrado y volumen de acero. También se han considerado desperdicios para fines de elaborar el precio total aproximado.

### V.1 Volumen de Excavación

Con el fin de poder obtener un precio aproximado de la excavación, aproximaremos la misma a un prisma trapezoidal de 21.50 x 90.00 m. en la parte inferior y de 32.28 x 100.78 m. en la parte superior como lo muestra la figura. Lo anterior obedece a que la arena que se encuentra en la zona tiene un ángulo de fricción interna de 33 grados aproximadamente y obliga a tener taludes con el peralte ya mencionado evitándose deslizamientos en los taludes y poder realizar esta actividad en forma apropiada.





Determinación del área:

$$A_t = \left( \frac{B + b}{2} \right) h$$

$$A_t = \left( \frac{32.28 + 21.50}{2} \right) 3.50$$

$$A_t = 94.12 \text{ m}^2$$

Determinación del volumen total de excavación:

$$V_t = V_1 + V_2$$

$$V_1 = A_t \cdot L$$

$$V_1 = 94.12 \cdot 90.00$$

$$V_1 = 8470.35 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 5.39 \cdot B \cdot h$$

$$V_2 = 5.39 \cdot 32.28 \cdot 3.50$$

$$V_2 = 608.96 \text{ m}^3$$

$$V_t = 8470.35 + 608.96$$

$$V_t = 9079.31 \text{ m}^3$$

Estámos dejando 1.00 m. en cada extremo para poder facilitar las maniobras de ésta actividad.

Recordemos que en el capítulo correspondiente a Estudios Previos, se hizo mención de que el nivel de aguas freáticas (N.A.F.) se encontraba a 2.00 m. de la superficie. Por lo que ésta condición nos obliga a la utilización de un método de excavación en arenas con la presencia de un tirante de agua.

Por proceso constructivo, el equipo para excavación convencional en arenas como puede ser un traxcavo o bien una retroexcavadora, podrán operar sin dificultad hasta 50 cm. por arriba del nivel freático sin que éste haya sido abatido. Para profundidades mayores se tendrá que abatir el nivel freático de tal forma que el equipo pueda retirar el material producto de la excavación. Es decir que excavaremos con equipo convencional hasta una profundidad de 1.50 m. y los 2.00 m. restantes utilizaremos el método de excavación en arenas.

A continuación calcularemos los volúmenes con el método de excavación en arenas con abatimiento del N.A.F. y por diferencia obtendremos el monto con el método de excavación tradicional en seco.

Determinación del volumen de excavación con abatimiento del N.A.F. :

$$A = ( B + b / 2 ) h$$

$$A = ( ( 21.50 + 27.66 ) / 2 ) * 2$$

$$A = 49.16 \text{ m}^3$$

por lo que longitudinalmente tenemos:

$$V_a = A * L$$

$$V_a = 49.16 * 90.00$$

$$V_a = 4424.40 \text{ m}^3$$

En el otro sentido tenemos:

$$V_b = 3.08 * B * h$$

$$V = 3.08 * 27.66 * 2.00$$

b

3

$$V = 170.39 \text{ m}^3$$

b

Por lo que el volumen total con este procedimiento constructivo es:

$$V = 4424.40 + 170.39$$

3

$$V = 4594.79 \text{ m}^3$$

Determinación del volumen de excavación sin abatimiento del N.A.F. :

$$V_{sc} = V - V_t$$

$$V_{sc} = 9079.31 - 4594.79$$

sc

3

$$V_{sc} = 4484.52 \text{ m}^3$$

sc

Se presentan dos tipos de importes que están en función del sistema o método empleado:

Método sin abatimiento del N.A.F. ...\$ 600.00 / m<sup>3</sup>.

Método con abatimiento del N.A.F. ...\$ 10600.00 / m<sup>3</sup>.

Finalmente el precio total de esta partida importa:

$$P_t = P_{sc} + P_t$$

donde: P<sub>t</sub> = precio total de la excavación.

P<sub>sc</sub> = precio con el Método sin abatimiento del N.A.F.

P<sub>t</sub> = precio con el Método con abatimiento del N.A.F.

Determinación de P :

sc

$$P_{sc} = 600.00 * 4484.52$$

$$P_{sc} = \$2,690,712.00$$

Determinación de P :

$$P = 10600.00 * 4594.79$$

$$P = \$48,704,774.00$$

Por lo que:

$$P_t = 2690712.00 + 48704774.00$$

$$P_t = \$51,395,486.00$$

## V.2 Cantidad de Cimbra

La cimbra se empleará para el colado del cajón de cimentación, contratrabes de cimentación, losas y muros.

Manejaremos las dimensiones mostradas en la figura, es decir que el hotel en planta tendrá una superficie de 88.00 x 19.50 m. lo cual nos arroja un área aproximada de:

$$A = 88.00 \times 19.50$$

$$A = 1716.00 \text{ m}^2$$

Determinación de cimbra para el cajón de cimentación:

$$A_{cc} = P \times h$$

donde:  $A_{cc}$  = área de cimbra para el cajón de cimentación.

$P$  = perímetro del cajón.

$h$  = altura de la cimbra para el cajón.

$$\text{por lo que: } A_{cc} = 4 ( 88.00 + 19.50 ) \times 4.40$$

$$A_{cc} = 1892.00 \text{ m}^2$$

Determinación de cimbra para las contratrabes de cimentación:

del capítulo de Análisis y Diseño de la Cimentación, obtuvimos un total de 26 contratrabes de 1.40 x 0.50 m. de sección por lo que nos basaremos en estos datos para la cuantificación.

$$A_{tc} = 26 \times 2 \times h \times l$$

donde:  $A_{tc}$  = área de las contratrabes de la cimentación.

26 = número de contratrabes.

2 = dos caras de la contratrabes.

$h$  = peralte de la contratrabe.

$l$  = longitud de la contratrabe.

$$A_{tc} = 26 * 2.00 * 1.40 * 27$$

$$A_{tc} = 1965.60 \text{ m}^2$$

Por lo que el área de cimbra para la cimentación será:

$$A_c = A_{cc} + A_{tc}$$

$$A_c = 1892.00 + 1965.60$$

$$A_c = 3857.60 \text{ m}^2$$

Determinación del área de cimbra para muros:

Para la determinación del área de cimbra para muros de cortante, presentamos una tabla donde se calcula para un nivel y éstos resultados los afectaremos por el número de niveles según sea su caso. La altura promedio del muro es de  $h = 2.75 \text{ m}$ .

Nivel S1 a N4.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
7.20	14.40	0.30	0.60	15.00	41.25	990.00
2.60	5.20	0.30	0.60	5.80	15.95	350.90
4.50	9.00	0.30	0.60	9.60	26.40	580.80
1.80	3.60	0.30	0.60	4.20	11.55	254.10
5.00	10.00	0.30	0.60	10.60	29.15	87.45
4.00	8.00	0.30	0.60	8.60	23.65	70.95
2.30	4.60	0.30	0.60	5.20	14.30	28.60
2.20	4.40	0.30	0.60	5.00	13.75	96.25
1.00	2.00	0.30	0.60	2.60	7.15	21.45
0.60	1.20	0.30	0.60	1.80	4.95	29.70
						----- 2
						2510.20 m <sup>2</sup>

De S1 a N4:  $2510.20 * 6 = 15061.20 \text{ m}^2$

$$A = 15061.20 \text{ m}^2$$

1

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
7.20	14.40	0.20	0.40	14.80	40.70	976.80
2.60	5.20	0.20	0.40	5.60	15.40	338.80
4.50	9.00	0.20	0.40	9.40	25.85	568.70
1.80	3.60	0.20	0.40	4.00	11.00	242.00
5.00	10.00	0.20	0.40	10.60	29.15	87.45
4.00	8.00	0.20	0.40	8.60	23.65	70.95
2.30	4.60	0.20	0.40	5.20	14.30	28.60
2.20	4.40	0.20	0.40	5.00	13.75	96.25
1.00	2.00	0.20	0.40	2.60	7.15	21.45
0.60	1.20	0.20	0.40	1.80	4.95	29.70
						-----2
						2460.70 m .

De N5 a N9:  $2460.70 * 5 = 12303.50 \text{ m} .$

$$A = \frac{12303.50 \text{ m} .}{2}$$

- Donde: (1) = longitud del muro en m.  
 (2) =  $2 * (1)$ .  
 (3) = espesor del muro en m.  
 (4) =  $2 * (3)$ .  
 (5) =  $2 (1) * 2 (3)$   
 (6) = (5) \* h.  
 (7) = (6) \* No. de Muros en el nivel.

Por lo que el área total de cimbra para muros será:

$$A = A_1 + A_2$$

$$A = 15061.20 + 12303.50$$

$$A = \frac{27364.70 \text{ m} .}{2}$$

Determinación del área de cimbra para losas:

presentamos una tabla donde se indica el área de cada tipo de losa por nivel.

Piso	Losa Nervada	Losa Maciza
	2 ( m )	2 ( m )
Azotea	1262.47	281.48
N-09	1262.47	267.75
N-08	1262.47	267.75
N-07	1262.47	267.75
N-06	1262.47	267.75
N-05	1262.47	267.75
N-04	1262.47	267.75
N-03	1262.47	267.75
N-02	1262.47	267.75
N-01	1262.47	267.75
N-PB	1262.47	267.75
N-S1	1262.47	267.75
N-S2	0.00	1562.20
	----- 2	----- 2
	15149.64 m	4788.93 m

El área de cimbra para losas será:

$$A = A + A$$

$$c1 \quad l_m \quad l_n$$

$$A = 3226.73 + 15149.64$$

c1

$$A = 18376.37 \text{ m}^2$$

c1

Los precios de cimbra por unidad de área varía en función de la zona que se vaya a utilizar, por lo que para: la cimentación se tiene \$2500.00/m<sup>2</sup>, en muros es de \$3000.00/m<sup>2</sup> y en losas es de \$4500.00/m<sup>2</sup>. Con éstos precios elaboramos el precio total de cimbra para la estructura.

$$P = P + P + P$$

$$t \quad c \quad c_m \quad c_l$$

$$P = A * 2500.00$$

$$c \quad c$$

$$P = 3857.60 * 2500.00$$

$$c \quad c$$

$$P = \$9,644,000.00$$

$$c$$

$$P = A * 3000.00$$

$$c_m \quad c_m$$

$$P = 27364.70 * 3000.00$$

$$c_m$$



$$P_{cm} = \$82,094,100.00$$

$$P_{cl} = A_{cl} * 4500.00$$

$$P_{cl} = 18376.37 * 4500.00$$

$$P_{cl} = \$82,693,665.00$$

Por lo que:

$$P_t = 9644000.00 + 82094100.00 + 82693665.00$$

$$P_t = \$174,431,765.00$$

### V.3 Volumen de Concreto

El volumen de concreto que se calculará comprende la cantidad necesaria para realizar los colados de: losa de cimentación, contratraves de cimentación, muros del cajón de cimentación, losa nervada, losa maciza y muros de cortante de toda la estructura.

Determinación del volumen de losa de cimentación:

$$V_{lc} = A * t$$

donde:  $V_{lc}$  = volumen de losa de cimentación.

$A$  = área de desplante de la cimentación.

$t$  = espesor de la losa de cimentación.

por lo que:  $V_{lc} = 1562.20 * 0.60$

$$V_{lc} = 937.32 \text{ m}^3$$

Determinación del volumen de las contratraves de cimentación:

$$V_{cc} = 26 * b * h * l$$

donde:  $V_{cc}$  = volumen de contratraves de cimentación.

26 = número de contratraves de la cimentación.

$b$  = base de la contratrabe de cimentación.

$h$  = peralte de la contratrabe de cimentación.

$l$  = longitud de la contratrabe de cimentación.

$$V_{cc} = 26 * 0.50 * 1.40 * 27$$

$$V_{cc} = 491.40 \text{ m}^3$$

Determinación del volumen de los muros del cajón de la cimentación:

$$V_{dc} = P * t * h$$

donde:  $V_{dc}$  = volumen del cajón de cimentación.

$P$  = perímetro de la cimentación.

$t$  = espesor del muro del cajón de cimentación.

$h$  = altura del muro del cajón de cimentación.

por lo que:  $V_{dc} = 215 * 0.50 * 4.40$

$$V_{dc} = 473.00 \text{ m}^3$$

Determinación del volumen de losa nervada:

$$V_{ln} = A_{ln} * t$$

donde:  $V_{ln}$  = volumen de losa nervada

$A_{ln}$  = área de losa nervada.

$t$  = espesor promedio de la losa nervada.

por lo que:  $V_{ln} = 15149.64 * 0.20$

$$V_{ln} = 3029.93 \text{ m}^3$$

Determinación del volumen de losa maciza:

$$V_{lm} = A_{lm} * t$$

donde:  $V_{lm}$  = volumen de losa maciza.

$A_{lm}$  = área de losa maciza.

t = espesor de losa meciza.

por lo que:  $V = 3226.73 * 0.25$

1m

$V = 806.68 \text{ m}^3$

1m

Determinación del volumen de muros de cortante:

$$V_{mc} = V_1 + V_2$$

donde:  $V_{mc}$  = volumen de muros de cortante.

mc

$V_1$  = volumen de muros de S1 a N4.

1

$V_2$  = volumen de muros de N5 a N9.

2

Procederemos a calcular primero el área de muros por nivel y posteriormente la afectaremos por el espesor promedio del nivel.

Longitud del Muro ( m )	Cantidad de Muros	Total ( m )
7.20	24	172.80
2.60	22	57.20
4.50	22	99.00
1.80	22	39.60
5.00	3	15.00
4.00	3	12.00
2.30	2	4.60
2.20	7	15.40
1.00	3	3.00
0.60	5	3.60
		-----
		422.20 m.

La altura promedio del muro de cortante será  $h = 2.75 \text{ m}$ .

Área total de muros de cortante por nivel:

$$A = 422.20 * 2.75$$

2

$$A = 1161.05 \text{ m}^2$$

Nivel	Area de Muros de Cortante 2 ( m )	Espesor ( m )	Volumen 3 ( m )
N-09	1161.05	0.20	232.21
N-08	1161.05	0.20	232.21
N-07	1161.05	0.20	232.21
N-06	1161.05	0.20	232.21
N-05	1161.05	0.20	232.21
N-04	1161.05	0.30	348.32
N-03	1161.05	0.30	348.32
N-02	1161.05	0.30	348.32
N-01	1161.05	0.30	348.32
N-PB	1161.05	0.30	348.32
N-S1	1161.05	0.30	348.32
			----- 3 3250.94 m .

por lo que: 
$$V = ( 348.32 * 6 ) + ( 232.21 * 5 )$$
  
mc

$$V = 2089.92 + 1161.05$$
  
mc

$$V = 3250.94 \text{ m}^3$$
  
mc

Por lo que: 
$$V = V_t + V_{lc} + V_{cc} + V_{dc} + V_{ln} + V_{lm} + V_{mc} + V_d$$

donde:  $V_t$  = volumen total de concreto.

$V_d$  = volumen de desperdicios.

sustituyendo:

$$V_t = 937.32 + 491.40 + 473.00 + 3029.93 + 806.68 + 3250.94 + 719.14$$
  
t

$$V_t = 9708.41 \text{ m}^3$$
  
t

Tomaremos un precio promedio de \$40000.00 / m<sup>3</sup> de concreto, más los costos de: suministro, aditivos, bombeo, colado, vibrado, etc...

Finalmente el importe de esta partida será:

$$P = V * 40000.00$$

c t

$$P = 9708.41 * 40000.00$$

c

$$P = \$388,336,572.00$$

c

Se puede concluir que es un volumen de concreto demasiado grande, por lo que es antieconómico el tipo de estructuración propuesta.

## V.4 Volumen de Acero

El volumen de acero de refuerzo que calcularemos comprende la cantidad total necesaria para la construcción de la estructura desde la cimentación hasta la azotea. Es decir que comprende el volumen de acero de: losa de cimentación, contratrabes de cimentación, muros del cajón de la cimentación, losa nervada, losa maciza y muros de cortante en su totalidad.

También se considerará la cantidad de alambre recocido necesario para el armado de los elementos estructurales ya mencionados.

Determinación del volumen en losa de cimentación:

$$V = A * k$$

$$l_c \quad l_c \quad 1$$

donde:  $V$  = volumen en losa de cimentación.

$l_c$

$A$  = Área de losa de cimentación.

$l_c$

$k$  = kg. de acero de refuerzo por  $m^2$  de losa.

1

por lo que:  $V = 1562.20 * 49.22$

$l_c$

$$V = 76886.62 \text{ kg.}$$

$l_c$

Determinación del volumen en contratrabes de cimentación:

$$V = V * k$$

$$c_c \quad c \quad 2$$

donde:  $V$  = volumen en contratrabes de cimentación.

$c_c$

$V$  = volumen total de las contratrabes.

$c$

$k$  = kg. de acero de refuerzo por  $m^3$  de contratrabes.

3

por lo que:  $V = 491.40 * 49.68$

$c_c$

$$V = 24412.75 \text{ kg.}$$

$c_c$

Determinación del volumen en muros del cajón de la cimentación:

$$V_{dc} = V_c * k_c^3$$

donde:  $V_{dc}$  = volumen en cajón de cimentación.

$V_c$  = volumen del cajón de la cimentación.

$k_c$  = kg. de acero de refuerzo por m<sup>3</sup> de cajón.

por lo que:  $V_{dc} = 473.00 * 38.72$

$$V_{dc} = 18314.56 \text{ kg}$$

Determinación del volumen en losa nervada:

$$V_{ln} = A_{ln} * k_{ln}^4$$

donde:  $V_{ln}$  = volumen en losa nervada.

$A_{ln}$  = área de losa nervada.

$k_{ln}$  = kg. de acero de refuerzo por m<sup>2</sup> de losa.

por lo que:  $V_{ln} = 15149.64 * 13.06$

$$V_{ln} = 197854.30 \text{ kg}$$

Determinación del volumen en losa maciza:

$$V_{lm} = A_{lm} * k_{lm}^5$$

donde:  $V_{lm}$  = volumen en losa maciza.

$A_{lm}$  = área de losa maciza.

$k_{lm}$  = kg. de acero de refuerzo por m<sup>3</sup> de losa.



por lo que:  $V = 3226.73 * 11.88$   
 $1m$

$$V = 38333.55 \text{ kg}$$

$$1m$$

Determinación del volumen en muros de cortante:

$$V = V_1 + V_2$$

$$mc$$

donde:  $V =$  volumen de acero de refuerzo.  
 $mc$

$V_1 =$  volumen de acero de refuerzo de S1 a N4.  
 $1$

$V_2 =$  volumen de acero de refuerzo de N4 a N9.  
 $2$

por lo que:  $V = 2089.92 * k$   
 $1$   $6$

donde:  $2089.92 =$  volumen de concreto de los muros  
de cortante de S1 a N4.  
 $3$

$k =$  kg. de acero de refuerzo por m  
de concreto de muro de cortante  
de S1 a N4.

entonces:  $V = 2089.92 * 77.80$   
 $1$

$$V = 162595.78 \text{ kg.}$$

$$1$$

luego:  $V = 1161.05 * k$   
 $2$   $7$

donde:  $1161.05 =$  volumen de concreto de los muros  
de cortante de N5 a N9.  
 $3$

$k =$  kg. de acero de refuerzo por m  
de concreto de muro de cortante  
de N5 a N9.

entonces:  $V = 1161.05 * 74.45$   
 $2$

$$V = 86440.17 \text{ kg.}$$

$$2$$

El volumen será:  $V = 162595.78 + 86440.17$   
 $mc$

$$V = 249035.95 \text{ kg.}$$

$$mc$$

Determinación del volumen de alambre recocado:

$$V = V * k$$

$$ar \quad t \quad B$$

donde:  $V =$  volumen de alambre recocado.  
 $ar$

$V =$  volumen de concreto.  
 $t$

$k =$  Kg. de alambre recocado por m<sup>3</sup>  
 $B$  de concreto.

entonces:  $V = 9708.41 * 30$   
 $ar$

$$V = 291252.30 \text{ kg.}$$

$$ar$$

Finalmente:

$$V = V + V + V + V + V + V + V + V + V$$

$$t \quad lc \quad cc \quad dc \quad ln \quad lm \quad mc \quad ar \quad d$$

donde:  $V =$  volumen total de acero de refuerzo.  
 $t$

$V =$  volumen de traslapes, dobleces, ganchos,  
 $d$  desperdicios, etc...

sustituyendo:

$$V = 76886.62 + 24412.75 + 16314.56 + 197854.30 +$$

$$t \quad 38333.55 + 249035.95 + 291252.30 + 71672.80$$

$$V = 967582.83 \text{ kg.}$$

$$t$$

Tomaremos un precio promedio de \$320.00 / kg. de acero de refuerzo, es decir que incluye suministro, armado y colocación.

Por lo que precio será:

$$P = V * 320.00$$

$$a \quad t$$

$$P = 1232898.31 * 320.00$$

$$a$$

$$P = \$309,626,506.40$$

$$a$$

Por último calcularemos el precio total en función de los conceptos ya definidos:

Concepto	Precio
Excavación .....	\$ 51,395,486.00
Cimbra .....	\$ 174,431,765.00
Concreto .....	\$ 388,336,572.00
Acero de Refuerzo .....	\$ 309,626,506.40
	<hr/>
Total.....	\$ 923,790,329.40

## Conclusiones

A lo largo del desarrollo de este trabajo, se han realizado una serie de observaciones que abarcan todos los temas que contiene la tesis. Habremos de dividir las conclusiones por tema, para seguir el orden secuencial establecido.

- Desde el punto de vista arquitectónico, el proyecto presenta una serie de inconvenientes, que conducen a problemas de tipo estructural.

Para una persona que inspecciona el proyecto arquitectónico por primera vez, es evidente que el edificio presenta una esbeltez pronunciada. Es decir, la relación de longitud (88.90 m.) a espesor (21.50 m.) y a altura (33.00 m.) es grande, por lo que la estructura está sujeta a volteo por sismo y por viento, en dirección del lado corto.

Existe un esviajamiento de 45° con respecto a un eje longitudinal del edificio que provoca una distribución de habitaciones y servicios modulada, esto induce que la rigidez de cada muro, cuando el sismo actúa en el sentido desfavorable, tenga que descomponerse en dos direcciones. Lo anterior produce que todos los muros presentarán una rigidez (proyectada) al actuar fuerzas laterales.

La mayoría de los muros no tiene correspondencia de un ala del edificio con respecto a la otra, es decir, si un muro se interrumpe en el pasillo, éste no sigue el mismo alineamiento que tenía antes, si no que queda "desfasado" ya sea paño interior con paño exterior o bien al centro del módulo que se encuentra enfrente.

A continuación se propondrán modificaciones al proyecto original, que permitan hacerlo más adecuado desde el punto de vista estructural. En los aspectos arquitectónicos de fondo, como la funcionalidad, estética etc. no se propondrán modificaciones ya que estas escapan a la finalidad de este trabajo.

- Dada la esbeltez del edificio, y como se mencionó en el capítulo de Análisis Estructural, será conveniente proponer una o dos juntas constructivas, con el objeto de separar en cuerpos más regulares, el edificio de conjunto. Esto evitaría que se generaran torsiones importantes en los extremos de la estructura.

Lógicamente, el hecho de incluir juntas constructivas afectaría a la fachadas, debido a la necesidad de considerar muros dobles.

Tal vez, lo más conveniente sería construir 4 edificios de menor altura separados, y con un área central de servicios. Esto alteraría totalmente el proyecto, por lo

que se descarta esta solución.

- Arquitectónicamente el espesor de los muros se encuentra sobrado, pues como se analizó en el capítulo de Diseño de la Estructura, sería más que suficiente considerar muros con espesores de 17 a 18 cm. en los niveles inferiores, y de 12 a 15 cm. en los niveles superiores. Con esto se lograría un decremento sustancial en los materiales y mano de obra, así como en el peso total de la estructura.

- Habrá que estudiar la posibilidad de resolver la estructura, mediante un sistema tradicional, a base de de trabes y columnas, con muros de tabique o en su defecto, muros de tablaroca que no formen parte integral de la estructura, pues con las secciones adecuadas, sería más económico el monto de la obra civil. Podría pensarse también en una combinación de muros de concreto o muro-malla, en claros convenientes, con el sistema tradicional antes mencionado.

- El cuerpo anexo al edificio que diseñamos, no se tomó en cuenta para efectos de análisis y diseño, salvo en lo referente a propuesta de la junta constructiva.

En lo que se refiere a Mecánica de Suelos, se hará indispensable la elaboración de un sondeo propio para el predio en el cual se construirá el Hotel, pues la magnitud de la obra así lo justifica. Los costos de sondeos y pruebas de laboratorio en los que se incurre por este concepto, no representan un porcentaje significativo, en comparación con la importancia de verificarlos.

- Se tomarán los estudios del Hotel Acapulco Princess, como un soporte de información adicional, para definir claramente las propiedades de resistencia y capacidad del suelo.

- La determinación exacta de la posición del nivel de aguas freáticas permitirá preveer con anticipación el tipo de bombeo, y número de equipos de bombeo adecuados, con el objeto de no tener que improvisar medidas de última hora en la obra. El tipo de bombeo propuesto fue el sistema "Well Point", que, como ya se mencionó, es el más recomendable para trabajar con arenas compactas al nivel del mar.

- Se propusieron cotas y niveles de desplante supuestos, debido a la carencia de estudios de Mecánica de Suelos y cotas de proyecto arquitectónico definitivo, que pueden modificar significativamente la cuantificación de excavación y de materiales para cimentación.

El análisis de la estructura se llevó a cabo empleando dos criterios diferentes de idealización. El primero, (Marpla) no se acopló al tipo de estructura analizada, ya que el programa utilizado no contaba con la posibilidad de introducir la información de los muros (Inercias, Areas, etc.), además de que estudia estructuras convencionales en el Plano.

El segundo programa, se adaptó de manera adecuada a las necesidades de análisis de la estructura, ya que si contaba con la posibilidad de analizar estructuras a base de Muros de Concreto, en el espacio. Los resultados fueron correctos, y se aprobaron para su empleo en el diseño de la estructura.

- El "módulo" que se extrajo de la planta del edificio; para su análisis, es representativa del comportamiento general de la estructura, siempre y cuando, se establezcan las juntas constructivas antes mencionadas. De no ser así, los resultados obtenidos del análisis podrían dejar de ser válidos, para tomarlos como representativos de todo el edificio.

- El coeficiente sísmico que se tomó (0.56) está por encima del que marca el RCDF, que es de 0.40, por lo que se está en un rango de seguridad más amplio. (El coef. sísmico de 0.56, se obtuvo de la referencia # 5 ).

- El hecho de introducir en el sistema de entrepiso una franja maciza de losa, pretende conferirle una mayor rigidez a la zona del pasillo. Se revisaron los armados de las losas en la proximidad de estas con los muros, para evitar agrietamientos o fallas debidas a fuerzas cortantes.

- En las figuras de detalles constructivos, aparecen las ligas entre los armados de muros y losas. Es comprensible, que no se incluyen todos los puntos que en realidad han de considerarse en un proyecto definitivo, pues se trata de un trabajo a nivel tesis de licenciatura.

Se propusieron 4 diseños diferentes para las contratraves de la cimentación, que variaban de acuerdo a la intensidad de la carga de diseño calculada. Esta carga de diseño finalmente se estableció de acuerdo con lo señalado por el director de tesis. El diseño final fue revisado por resistencia última, y por efectos de volteo sumados.

- El cajón de cimentación lastrado con arena compactada le proporciona al edificio una estabilidad mucho mayor para el análisis por sismo, en la dirección corta de la estructura.

- Los porcentajes de acero por temperatura están dentro

de los límites estipulados por los reglamentos.

- El proceso constructivo que se propone, plantea la construcción del cajón de cimentación por partes. Es decir, se excavará hasta el desplante, en un área lo más cuadrada posible (23 m. x 23 m.) dejando las holguras necesarias para permitir el acceso del equipo de trabajo. Se dará a la excavación un talud de 33' 42' para evitar tablestacar.

El control del escurrimiento de aguas freáticas se hará estableciendo alrededor de la zona a excavar, una tubería con tubos succionadores acoplados que funcionan como pozos de alto vacío, y que recolectan el agua mediante una red que conduce a un cárcamo para su bombeo. (Well Point)

De manera general, la maquinaria pesada que se empleará consistirá de:

- Dos retroexcavadoras de 3/4 o 1 yarda cúbica, para excavar zona de cajón.

- Dos traxcavos sobre orugas para desalojo de material excavado.

- Una motoconformadora para determinar zona de viabilidad y acamellonamiento y distribución de materiales para carpetas.

- Posible uso de grúa torre para elevación de concreto y varilla, y/o bombas para elevar concreto.

El estudio de costos se fundamentó en una cuantificación general de las cantidades de acero, concreto, madera para cimbra, y excavación en cimentación. Esta cuantificación solo toma en cuenta "diseños tipo", por lo que el costo total es aproximado, dando idea de la magnitud o cifra de orden de este.

Los costos se incrementarán o decrementarán de acuerdo a los precios de materiales y mano de obra de la zona en particular.

Como conclusión general, diremos que este proyecto fue verdaderamente interesante y representó una oportunidad estupenda de enfrentarse a un problema real de cálculo y análisis estructural, esperando que quede resuelto de alguna manera a aquella persona que lo lee.

Jose Antonio Inguanzo Venegas

Alonso March Mifsut



## Bibliografía:

- 1) Reglamento de las construcciones de Concreto Reforzado ACI (318-83) y Comentarios.  
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.  
Editorial Abeja S.A.  
México D.F. 1984.
- 2) Requisitos de Seguridad y de Servicio de las Estructuras. Manual No. 400.  
Instituto de Ingeniería.  
Sección Editorial, UNAM.  
Julio 1977.
- 3) Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.  
Manual No. 401.  
Instituto de Ingeniería.  
Sección Editorial, UNAM.  
Julio 1977.
- 4) Normas de Emergencia  
Instituto de Ingeniería.  
Sección Editorial, UNAM.  
Enero 1980.
- 5) Manual de Diseño de Obras Civiles Estructuras  
C.1.3. Diseño por Sismo.  
Comisión Federal de Electricidad.  
Federación Editorial Mexicana.  
México D.F. 1981.
- 6) Manual de Diseño por Viento.  
Manual No. 407.  
Instituto de Ingeniería.  
Sección Editorial, UNAM.  
Julio 1977.
- 7) Manual de Diseño de Obras Civiles Estructuras  
Comisión Federal de Electricidad.  
Federación Editorial Mexicana.  
México D.F. 1981.
- 8) Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica.  
Terzaghi K., Peck R.E.  
Editorial El Ateneo S.A.  
España 1980.

- 9) El Concreto Armado en las Estructuras.  
Pérez Arias V.  
Editorial Trillas.  
México 1984.
- 10) Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of  
Multystory Frame and Shear Wall Buildings.  
Wilson E.L., Habibullah A.  
University of California, Berkeley.  
California, U.S.A. 1977.
- 11) Consideraciones sobre la Rigidez de Estructuras  
ante Fuerzas Laterales.  
Del Valle Calderón E.  
Facultad de Ingeniería, UNAM.  
México 1981.
- 12) Problem In Soil Physics.  
Kazdi A.  
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.  
México 1976.
- 13) Diseño Estructural con Normas de ACI.  
Rice P., Hoffman E.  
Editorial Limusa.  
México 1984.
- 14) Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.  
González C., Robles, Casillas, Díaz de Cossío.  
Editorial Limusa.  
México 1979.