

19
zej



Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Ingeniería

ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE CIMENTACION PARA UN
EDIFICIO ALTO EN LA CIUDAD DE MEXICO

T E S I S
Que para obtener el Título de
I N G E N I E R O C I V I L

Presenta
JOSE ENRIQUE ARIAS RODRIGUEZ



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.

I N D I C E

- 1.- INTRODUCCION
- 2.- EXPLORACION DE CAMPO
- 3.- PRUEBAS DE LABORATORIO
- 4.- CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL SITIO
 - 4.1 Estratigrafía
 - 4.2 Propiedades mecánicas de los materiales
- 5.- ALTERNATIVAS DE CIMENTACION
 - 5.1 Cimentación de la torre
 - 5.2 Cimentación de los cuerpos bajos
 - 5.3 Zona de acceso
 - 5.4 Dimensionamiento
 - 5.5 Comentarios
- 6.- COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LAS CIMENTACIONES
- 7.- ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION CENTRAL
- 8.- EXCAVACION PERIMETRAL
- 9.- ESTRUCTURAS COLINDANTES
- 10.- SUPERVISION DE LA CONSTRUCCION
- 11.- CONCLUSIONES
- 12.- REFERENCIAS

1.- INTRODUCCION

Dado el crecimiento poblacional de las grandes ciudades, éstas se ven en la necesidad de incrementar su infraestructura de servicios, para satisfacer las necesidades sociales generadas por dicho crecimiento.

Una de las partes componentes de tal infraestructura, es la destinada al hospedaje de la población flotante, que aparece como fenómeno paralelo al crecimiento de la ciudad.

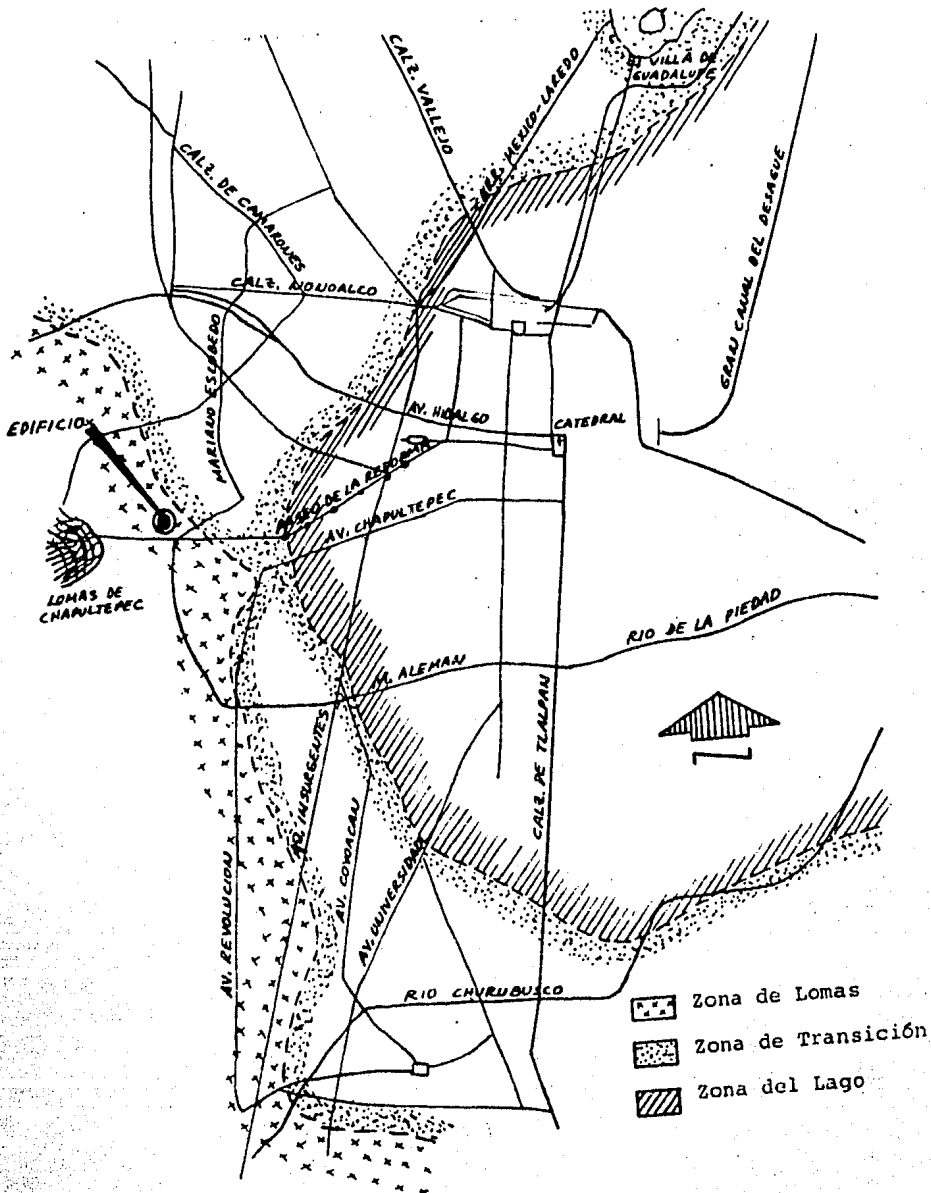
Con tal fin, los inversionistas hoteleros tienen el campo abierto para la construcción de grandes hoteles, para los cuales, al no disponer de grandes áreas libres, optan por la construcción de edificios altos, en los que integran todos los servicios propios para su buen funcionamiento.

El presente estudio ha sido elaborado, con la finalidad de determinar las posibles alternativas de cimentación para el cuerpo principal de un edificio de 38 niveles ubicado en la zona de transición de la Ciudad de México, D.F. (Ref. 1).

El edificio motivo de nuestro estudio se compone de dos partes relevantes; una torre de 38 niveles so-

bre el nivel del terreno natural por una parte, y por -- otra, de cuerpos bajos de 5 a 7 niveles circundando a di cha torre. Ambas partes tienen cuatro niveles de sotano común, destinados a estacionamientos y servicios, y cuyo nivel inferior constituye la losa de fondo de la cimenta ción, aproximadamente a 16 metros de profundidad, respec to al nivel del terreno natural.

La altura de la torre es de 137 metros, referi da al nivel 0; con dimensiones en planta de 19 X 50 me-- tros aproximadamente, y con una extensión curva que sob-- bresale 9.5 metros en cada cabecera. (Ver Figura N° 1)



ZONIFICACION DE LA CIUDAD DE MEXICO

(REFERENCIA N° 1)

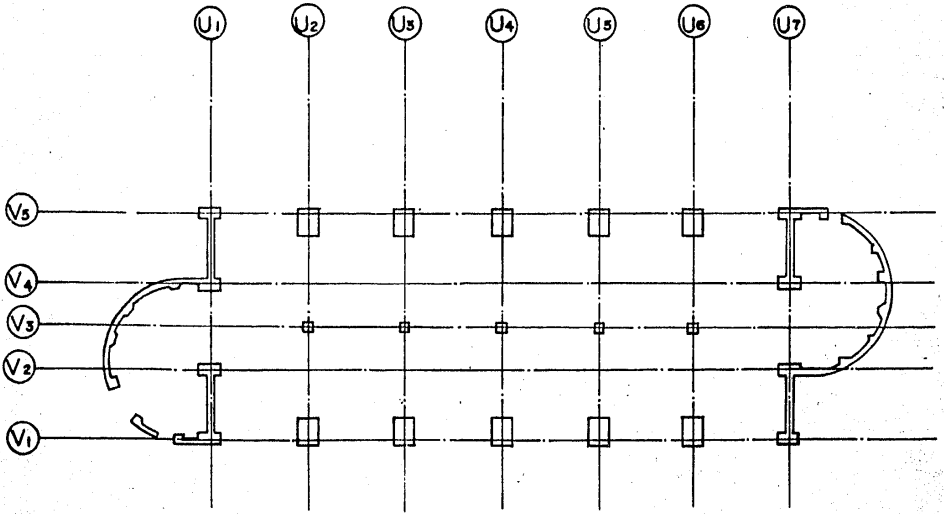


FIGURA N° 1 VISTA EN PLANTA

2.- EXPLORACION DE CAMPO

Se efectuó un sondeo exploratorio con diámetro de 4" hasta 40 metros de profundidad con la obtención - continua de muestras inalteradas, obteniéndose el perfil estratigráfico mostrado en la Fig. N° 2, se hizo otro - sondeo complementario para comprobar la continuidad es-- tratigráfica y obtener muestras adicionales de los estratos de los que se tenía incertidumbre sobre su comporta- miento.

Con el propósito de recuperar muestras inalte- radas de alta calidad, se perforó un pozo a cielo abier- to, hasta 28 metros de profundidad, del que se tomaron - especímenes con separaciones del orden de un metro entre ellos; además, en los estratos profundos de alta compacidad y resistencia, se hicieron pruebas de placa circular de 30 cm de diámetro para determinar el módulo de defor- mación in situ y compararlo con las determinaciones de - ésta propiedad mecánica en especímenes de laboratorio.

El perfil estratigráfico de campo, observado - en las paredes del pozo a cielo abierto, se muestra en - la Fig. N° 3.

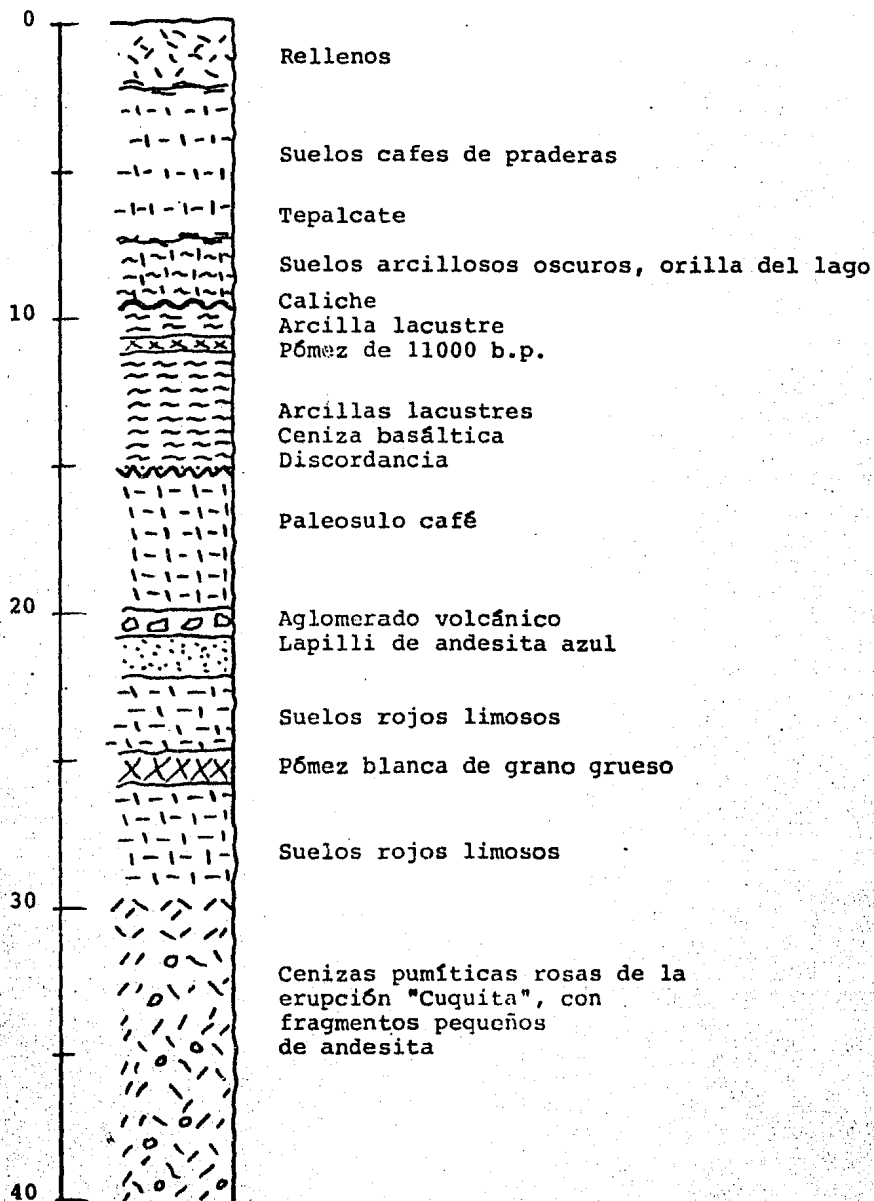


FIG. N° 2 ESTRATIGRAFIA

Las pruebas de placa se realizaron para definir la deformabilidad de los materiales localizados por debajo del nivel de cimentación, eliminando la influencia del muestreo y labrado de los especímenes; aunque esta prueba de campo tiene la limitación de que se realiza en una condición de frontera sin confinamiento y por ello los suelos tienden a aparecer como más deformables.

INSTALACION DE LA PRUEBA

Localización de las pruebas

Se realizaron 10 pruebas de placa a diferentes niveles del pozo a cielo abierto, la localización de las pruebas se hizo de acuerdo con la estratigrafía del sitio, como se muestra en la Fig. N° 3.

Placa de carga

Se utilizaron dos placas de acero sobrepuestas de 29.2 cm de diámetro, una de 1.27 cm de espesor y otra de 2.54 cm, además de otras tres de menor diámetro con espesor total de 3.81 cm que sirvieron de transición al diámetro del gato. Se considera que con estos espesores la placa se comporta como un cuerpo rígido.

Sistema de carga

La carga se aplicó con un cilindro hidráulico de 14.42 cm^2 de área y 633 kg/cm^2 de presión máxima, --- operado con una bomba hidráulica manual de dos etapas de presión de cambio automático; la carga máxima que se pudo aplicar fué de 9128 kg. Las presiones aplicadas se - registraron en un manómetro que permitió definir las cargas con precisión de 100 kg-fuerza.

El equipo se calibró al inicio y final del --- programa de pruebas.

Sistema de reacción

La reacción de la carga aplicada se tomó con - dos viguetas IPR-10 sobrepuestas formando una cruz horizontal, con los cuatro extremos empotrados 90 cm en las paredes del pozo; la unión de las viguetas se hacía con pernos y soldadura, en la Fig. N° 4 se ilustra esquemáticamente esta instalación.

Medición de las deformaciones

Las deformaciones se registraron con dos micrómetros de 0.01 mm de precisión, colocados a 90° del eje de la placa. Los micrómetros se montaron en una estructu

ra con apoyos separados 1.5 m, para evitar la influencia de la placa misma.

CRITERIO DE REALIZACION DE LAS PRUEBAS

Proceso de carga

Las pruebas de placa se hicieron aplicando un ciclo previo de carga hasta alcanzar un esfuerzo similar al esfuerzo vertical inicial, con incrementos de carga - de 1.46 kg/cm^2 ; después se descargaba hasta llegar a un esfuerzo pequeño (0.36 kg/cm^2), para llegar posteriormente a una carga máxima de 13.14 kg/cm^2 con incrementos de 1.46 kg/cm^2 , algunas pruebas se suspendieron con esfuerzos menores. En cinco de las pruebas se aplicó un tercer ciclo de carga, como se describe más adelante.

El criterio de aplicación de cada incremento - de carga, considerando que se trata de suelos muy duros parcialmente saturados, consistió en sostener cada nivel de esfuerzo hasta que la deformación fuera menor de -- 0.002 mm/min (0.01 mm en 5 min). El tiempo total para la realización de las pruebas varió entre 170 y 250 min.

Interpretación de resultados

Para la interpretación de las pruebas se utilizó únicamente el segundo ciclo de carga porque asegura que el contacto placa-suelo es confiable.

a) El módulo de elasticidad de los materiales se calcularon aplicando la expresión obtenida de la integración de la solución de Boussinesq, considerando que la placa se comporta como un cuerpo rígido:

$$E = 0.5 \frac{P (1 - \nu^2)}{r \delta} \quad (\text{placa rígida})$$

donde:

E	módulo de Young	(kg/cm ²)
P	carga aplicada	(kg)
r	radio de la placa	(cm)
δ	deformación medida	(cm)
ν	relación de Poisson	($\nu \cong 0.25$)

b) El módulo de reacción se calculó por medio de la expresión:

$$k = \frac{p}{\delta}$$

donde:

k módulo de reacción (kg/cm³)

p esfuerzo aplicado (kg/cm²)

δ deformación medida (cm)

c) La importancia de las deformaciones plásticas que ocurrieron en cada una de las pruebas se definió por comparación con las deformaciones elásticas observadas:

$$\delta p / \delta E$$

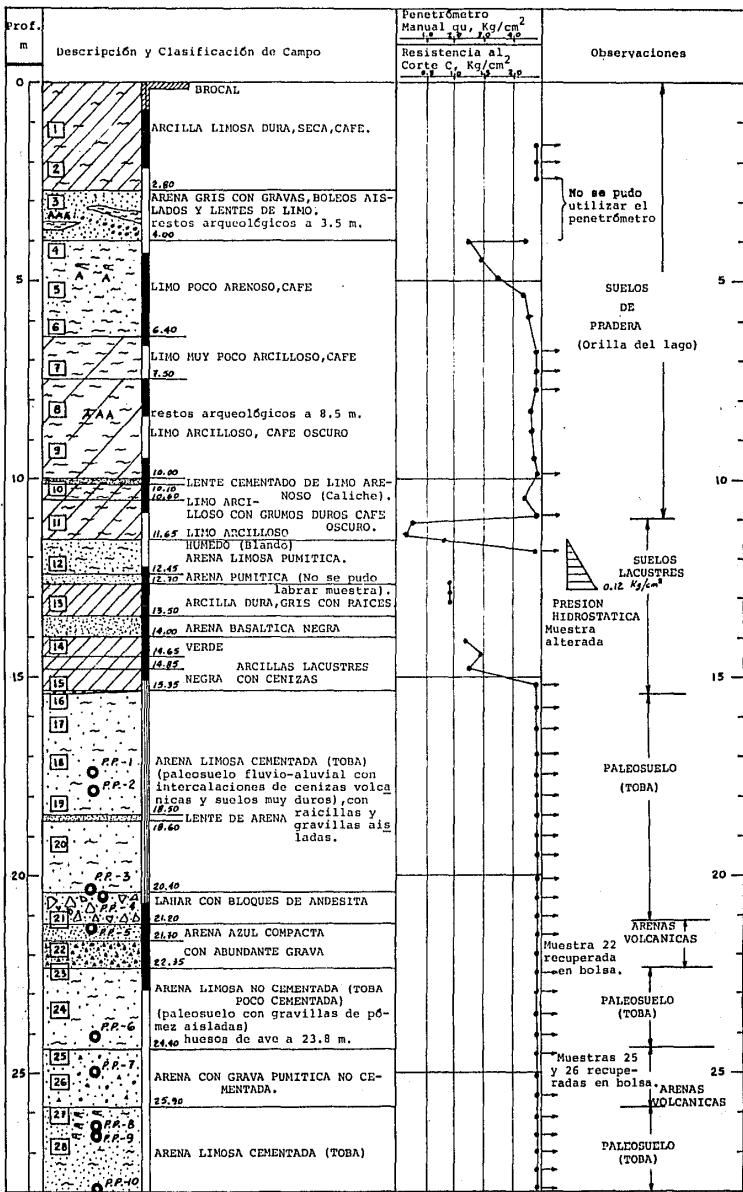
donde:

δp deformaciones diferidas (cm)

δE deformaciones inmediatas (cm)

COMENTARIOS DE LAS PRUEBAS

En la tabla N° 1 se muestra el resumen de las propiedades definidas, que como se mencionó antes corresponden al segundo ciclo de carga. En todas las pruebas se apoyó la placa directamente sobre el suelo, excepto en las pruebas 4 y 6, en las que se utilizó un aplanado de mortero por la dificultad de labrar una superficie -- lisa de apoyo.



Cota del Brocal = 10,29 m.

SIMBOLOGIA :













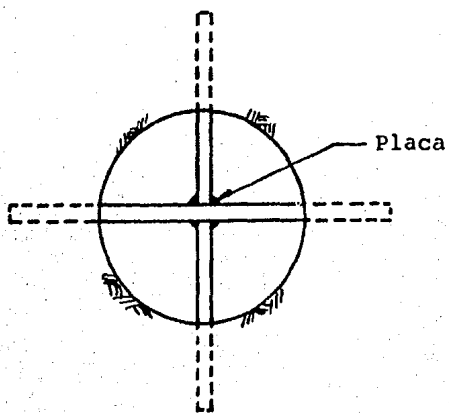
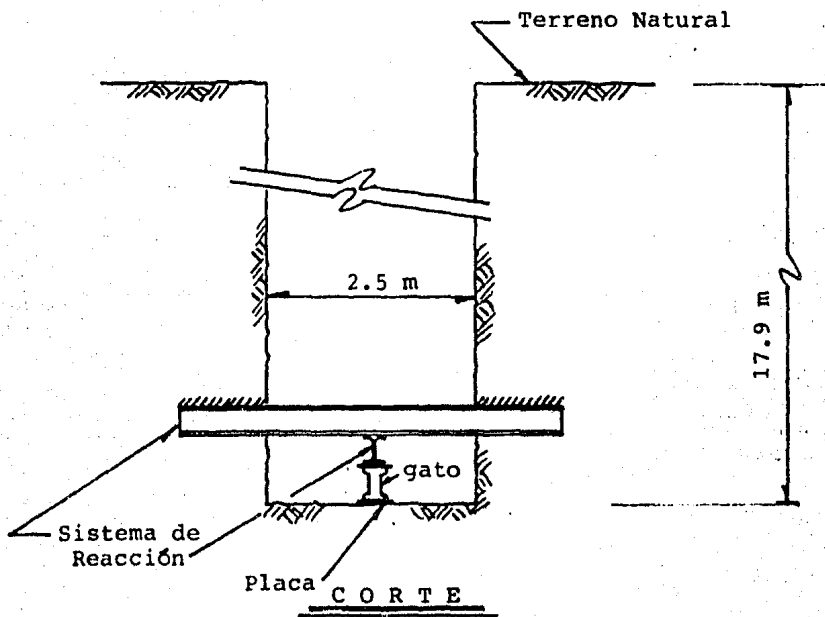
-  Arcilla
-  Limo
-  Arena
-  Grava
-  Boleos
-  Restos Arqueológicos
-  Prueba de Placa (P.P.)
-  Muestra Cubica
-  Agujero de roedores.
-  Mediciones con Penetrómetro.
-  Etapas de recubrimiento con concreto y malla.
-  Sin recubrimiento

FIGURA N° 3. PERFIL ESTRATIGRAFICO DE CAMPO DEL POZO A CIELO ABIERTO.



PLANTA

FIGURA N° 4

TABLA 1

RESUMEN DE LAS PRUEBAS DE PLACA ($\phi = 29.2 \text{ cm}$)

NUM.	PROF (m)	E (kg/cm ²)	M (cm ² /kg)	k (kg/cm ³)	$\delta p / \delta E$
1	17.4	-----	-----	-----	-----
2	17.9	5300	0.00019	227	0.29
3	20.2	2240	0.00045	102	0.38
4	20.5	1542	0.00065	69	-----
5	21.3	5900	0.00017	222	0.40
6	24.2	1026	0.00097	47	0.17
7	25.0	721	0.0014	33	-----
8	26.4	1790	0.00056	80	0.23
9	26.7	1017	0.00098	45	0.21
10	28.0	2090	0.00048	94	0.30

3.- PRUEBAS DE LABORATORIO

El programa de pruebas de laboratorio se inició con la determinación de las propiedades índice para planear las pruebas mecánicas necesarias; éstas pruebas consistieron en determinaciones de la resistencia al corte y de la deformabilidad.

Las pruebas de resistencia al corte permiten reproducir las condiciones de esfuerzo a que se someterá a los suelos y después llevarlos a la falla, para definir el factor de seguridad con que se les hará trabajar. Las pruebas se hicieron en su mayoría en condiciones no drenadas, por tratarse de suelos parcialmente saturados; algunas pruebas se hicieron con un período inicial de consolidación, para asegurarse que se reproducían las condiciones a largo plazo. Las pruebas demostraron que las tobas que se encuentran a partir de -15.5 m son capaces de soportar las cargas que transmitirá la estructura en las diversas alternativas de cimentación que se mencionan más adelante. En cuanto a los materiales del talud, las pruebas de resistencia se hicieron, unas con la humedad natural y otras con una etapa previa de humedecimiento o secado, para conocer su resistencia natural y la influencia del ambiente durante la excavación.

Se concluyó que el humedecimiento provoca drás tica pérdida en la resistencia. El secado genera un incremento de resistencia en los especímenes que seguramente iría acompañado de fisuramiento de la masa de suelo por contracción.

Las pruebas de deformabilidad se hicieron sólo en los materiales localizados abajo de los 15 m; en el trabajo experimental de laboratorio se utilizaron el odómetro y la cámara triaxial, ensayando los suelos con el contenido de agua natural. Aunque se sabe que en la obtención de las muestras pudo haberse incrementado ligeramente ese contenido. Los valores obtenidos del coeficiente de deformabilidad demuestran que se trata de materiales de muy baja deformabilidad que soportarán satisfactoriamente las cargas aplicadas.

Para conocer los materiales que hay en el sitio en estudio, se determinaron sus principales propiedades índice, mediante pruebas en el laboratorio. En forma sistemática se clasificaron las muestras extraídas en los sondeos inalterados y del pozo a cielo abierto.

Las pruebas que se realizaron fueron:

a) Contenido de agua

- b) Límites de consistencia líquido y plástico
- c) Granulometría por mallas
- d) Lavado por la malla # 200
- e) Densidad de sólidos

La ejecución de las pruebas se realizó de ---- acuerdo con el "Manual de Mecánica de Suelos" de la --- S.R.H., México, D.F. 1970. Con estos resultados y con la clasificación visual y manual de las muestras de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos --- (SUCS), se formó el perfil geotécnico del sondeo, que se presenta en la Figura N° 5. En él se vaciaron los resultados de las pruebas realizadas.

Las Figuras 6 a 11 contienen las curvas de distribución granulométrica de los suelos ensayados.

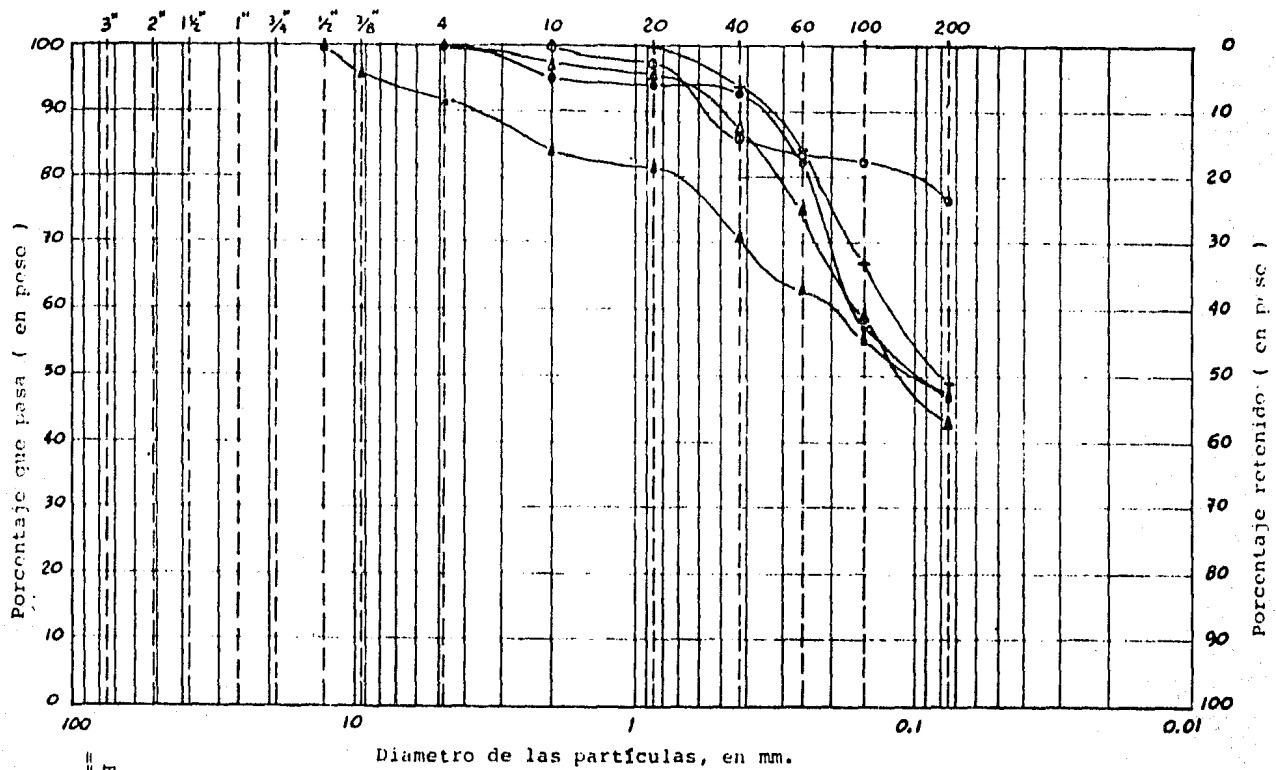


FIGURA N° 7

SONDEO	PROF. m	SIMBOLO	W	LL	LP	Ip	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c	GRUPO SUCS
			%				mm					
SC-1	12.55	o	20.0									
SC-1	15.20	•	21.0									
SC-1	17.35	+	25.0									
SC-1	18.25	Δ	32.0									
SC-1	19.60	Δ	27.0									

} Primer depósito de Toba

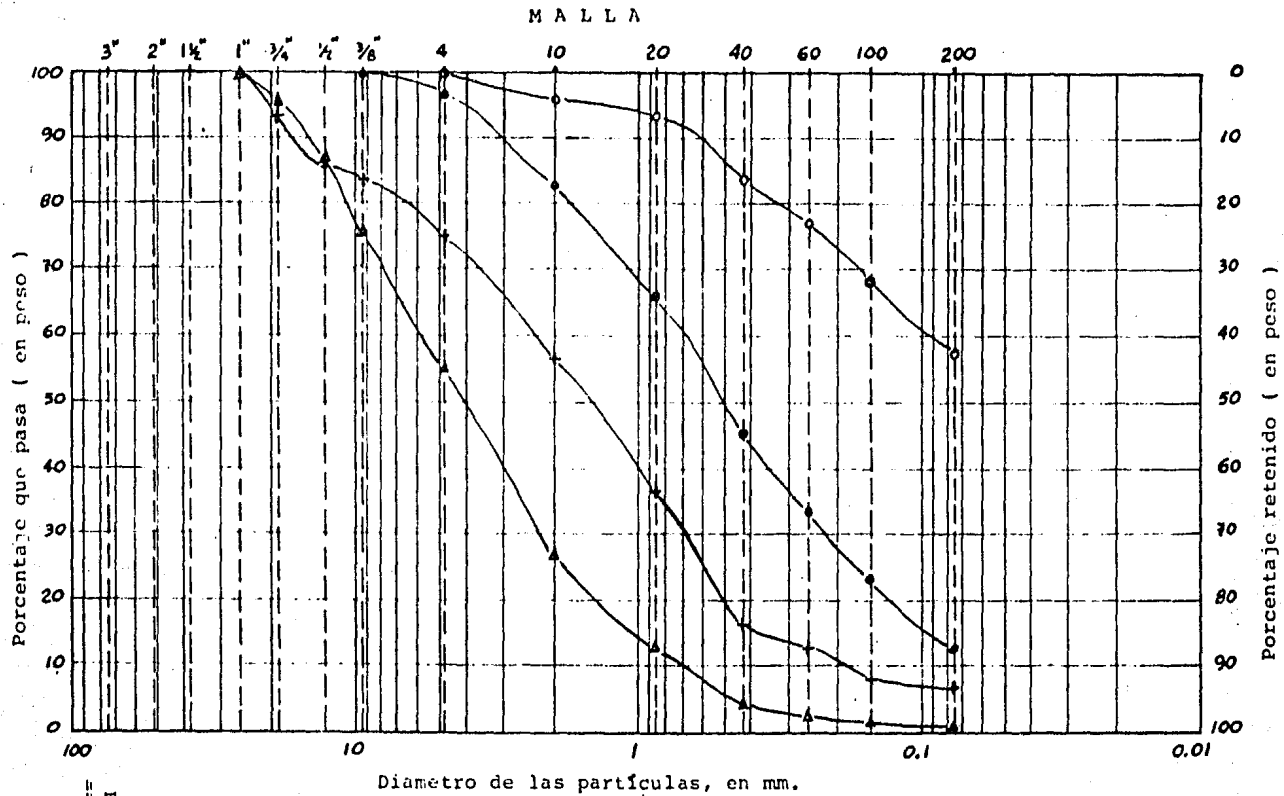


FIGURA N° 8

SONDEO	PROF. m	SIMBOLO	W	LL	LP	IP	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c	GRUPO SUCS
			%				mm					
SC-1	20.35	o	22.0									
SC-1	20.45	e	5.0									
SC-1	21.95	+	15.0				0.18	0.70	2.40	13.33	1.13	SW
PCA	22.15	Δ	29.0				0.70	2.20	5.50	7.86	1.26	SW

primer depósito de toba

M A I L L A

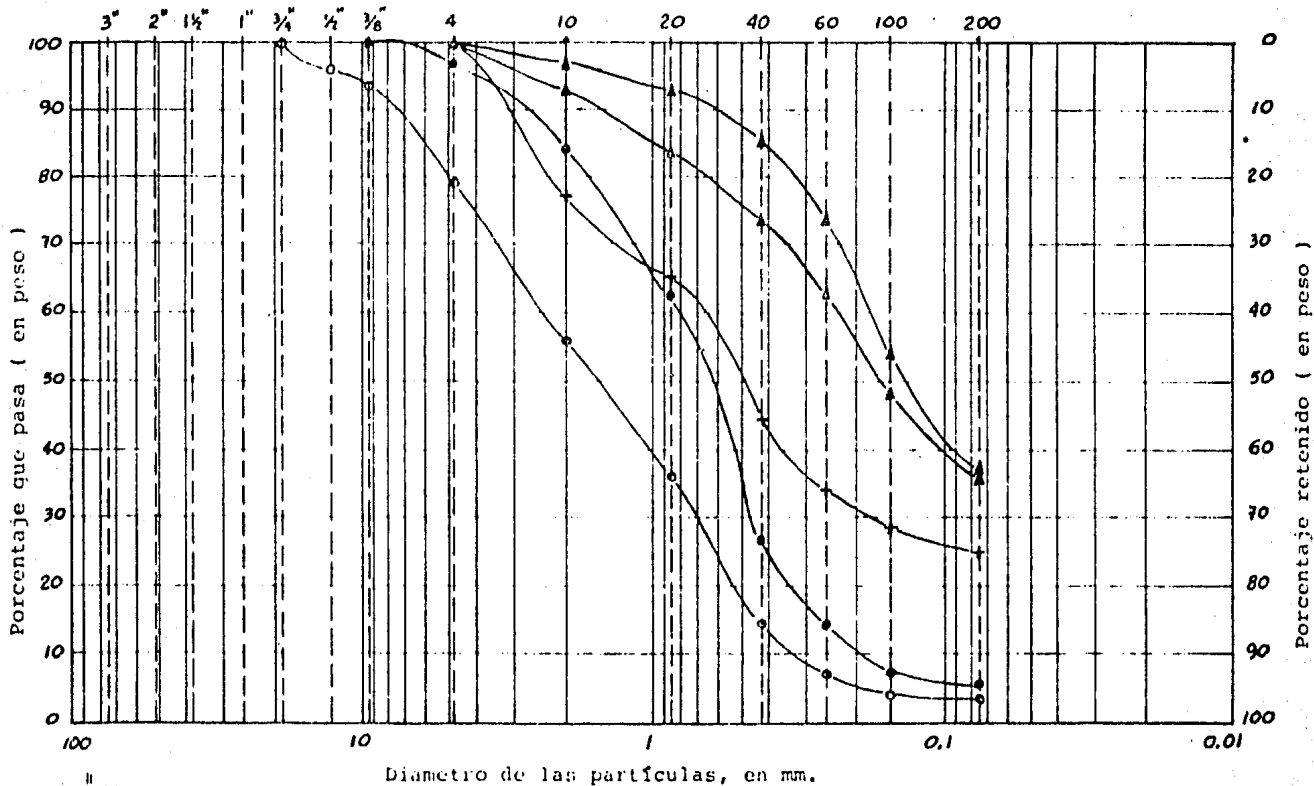


FIGURA No 9

SONDEO	PROF. m	SIMBOLO	W	LL	LP	Ip	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c	GRUPO SUCS
			%				mm					
PCA	24.60	o	28.0				0.30	0.70	1.5	5.00	1.09	SP
PCA	24.95	•	49.0				0.20	0.45	0.84	4.20	1.21	SP
SC-2	26.30	+	23.0									
SC-1	28.10	Δ	29.0	36.0	29.0	7.0						SM-SC
SC-1	29.30	Δ	34.0	36.0	29.0	7.0						SM-SC

Tercer depósito de toba

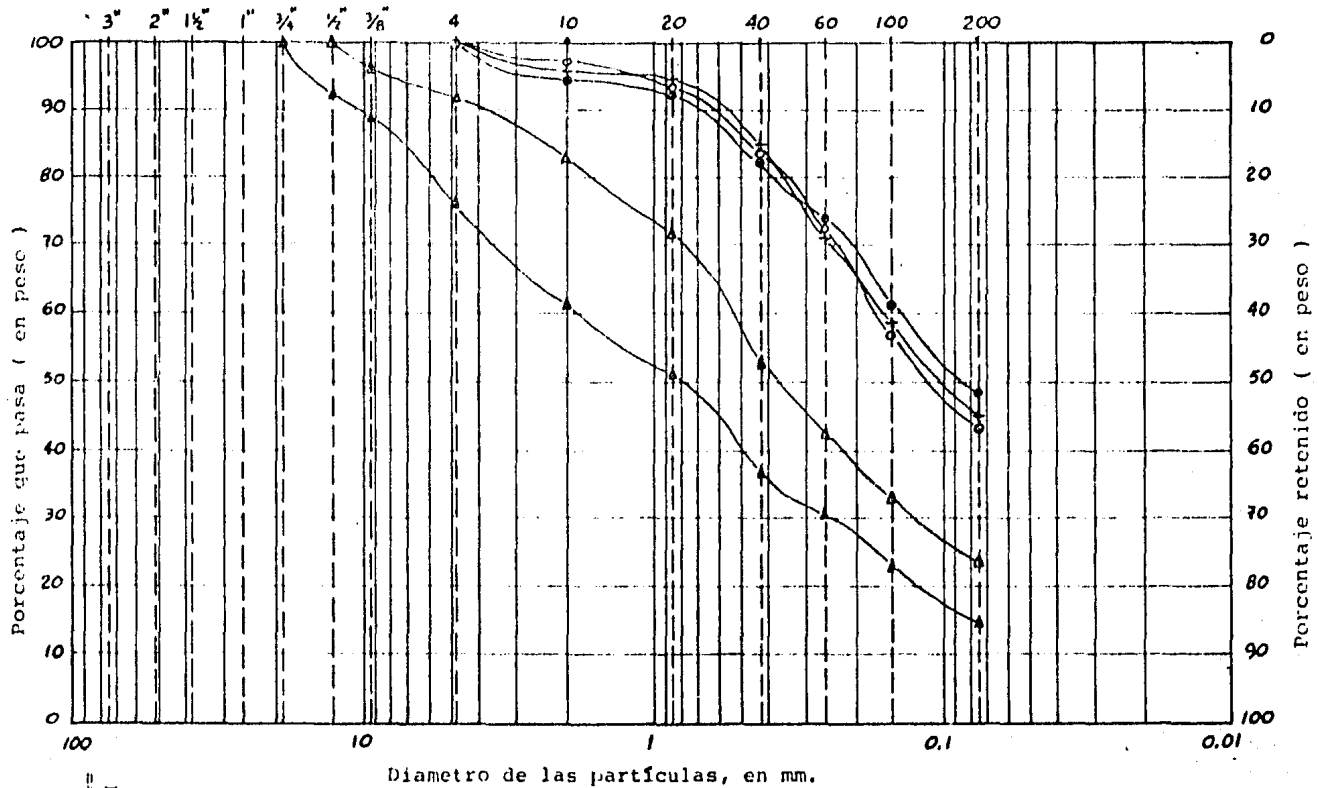


FIGURA N° 10

SONDEO	PROF. m	SIMBOLO	w	LL	LP	Ip	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c	GRUPO SUCS
			%						mm			
SC-1	31.10	o	25.0	29.0	23.0	6.0						SM-SC
SC-1	33.80	●	27.0	29.0	23.0	6.0						SM-SC
SC-1	34.10	+	34.25									
SC-1	35.15	Δ	19.0	26.0	21.0	5.0						SM-SC
SC-1	36.10	▲	15.0									

Tercer depósito de toba

4.- CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL SITIO

4.1.- Estratigrafía

El sitio donde se construirá el edificio se encuentra en una zona de transición (progresiva) en la que la parte superior comprendida entre la superficie y 15.4 m de profundidad está constituida por suelos de origen fluvio-lacustre, que descansan sobre los depósitos de tobas resistentes y compactas que afloran hacia el poniente de la ciudad. (Ver Fig. N° 3).

4.2.- Propiedades mecánicas de los materiales.

Las pruebas de clasificación y los ensayos de laboratorio indican que los depósitos fluvio-lacustres están constituidos predominantemente por depósitos de limos y limos arcillosos con intercalaciones de algunos estratos de arenas o de arenas con grava. En su mayor parte se encuentran parcialmente saturados, salvo en la capa de arena limosa pumítica localizada entre los -11.9 y -12.7 m en donde se identificó un nivel freático colgado; ésta capa descansa sobre una arcilla de baja permeabilidad que impide el descenso de ésta agua a estratos inferiores. En términos generales puede decirse que se trata de suelos de alta resistencia y baja deformabili-

dad, con excepción de dos estratos de arcilla, uno en -- contacto con el lecho superior de la arena pumítica ---- (-11.6 m) y el otro comprendido entre (-14.0 y -15.4 m); en ambos el contenido natural de agua se incrementa y su resistencia al corte es baja, por tal motivo estos estrá-- tos constituyen fuente de inestabilidad para la excava-- ción.

Los materiales que se encuentran por debajo de -15.4 m, identificados como tobas, son de origen geológi-- co más antiguo, se caracterizan por su alta resistencia y baja compresibilidad originadas ambas en la cementa--- ción de las partículas de limo y arena que constituyen - la masa. Los diversos estratos de toba se encuentran in-- terrumpidos por dos capas de arena de un metro de espe-- sor: uno de arena azul con un grado de cementación inci-- piente, el otro de arena pumítica no cementada. Estos - estratos de toba constituyen excelentes apoyos para so-- portar estructuras de gran peso como la de éste edifi--- cio.

5.- ALTERNATIVAS DE CIMENTACION

En éste capítulo se describen las hipótesis y los resultados del diseño estructural preliminar de las posibles alternativas de cimentación superficial y profunda para las estructuras de la torre y cuerpos bajos. Se discuten por separado los resultados obtenidos para las alternativas de la estructura de la torre tanto de concreto como mixta (concreto y acero).

La geometría en planta de la torre (Fig. N° 1) así como los valores de las descargas de las columnas (Figs. 1A y 1B) se tomaron como datos para este diseño preliminar.

Las hipótesis en las que se basó el diseño estructural fueron:

- a) Las losas de entrepiso de la torre y cuerpos bajos tienen la resistencia estructural adecuada para trabajar como diafragmas.
- b) La torre y cuerpos bajos están conectados entre sí, para permitir la transmisión de fuerzas horizontales.
- c) Las fuerzas horizontales que actúan sobre

la estructura son transmitidas al suelo por los muros perimetrales.

- d) La presión de contacto de la cimentación es uniforme debido a las rigideces del suelo y de las cimentaciones propuestas.

Si en el diseño final no se cumplen las hipótesis anteriores, particularmente las a, b y c, deberán estudiarse las correcciones correspondientes.

5.1.- CIMENTACION DE LA TORRE

Como los resultados de las pruebas de campo y laboratorio del subsuelo demostraron que la capacidad de carga a nivel de desplante (-16.0 m) es excelente y que el efecto de compensación logrado por la excavación es importante, se puede concluir que el tipo de cimentación más adecuado será el superficial; sin embargo, para fines de comparación se debe considerar también la alternativa de cimentación con pilas.

- Losa de cimentación

Losa sólida

Una losa de espesor constante sin rigidizar - resultaría con un peralte aproximado de 4.0 m para evi--

tar los siguientes problemas:

- a) Esfuerzos altos de penetración en la unión losa-columna.
- b) Falta de capacidad para redistribuir las -- fuerzas cortantes y momentos flexionantes -- provocados por cargas cuya resultante no -- coincida con el centroide de la losa.
- c) Falta de rigidez para dar la condición de - continuidad en la base de las columnas.
- d) Dificultad para lograr las longitudes de --- anclaje necesarias para el refuerzo de las columnas.

El inconveniente principal de una losa de la - dimensión antes indicada es que se requiere de grandes - volúmenes de concreto y de excavación; una mejor alternativa sería adoptar una losa de espesor uniforme, pero ---- rigidizada con contratrabes en dos direcciones ortogonales, alineadas con los ejes de las columnas.

Para minimizar el volumen de materiales y facilitar el proceso constructivo, se analizaron dos variantes de la losa rigidizada: a) losa de igual área que la

torre (losa sin ampliación) y b) losa con ampliación - que se extiende fuera del área de la torre con el fin de igualar los momentos flexionantes positivos y negativos de las trabes transversales al edificio (Fig. 13) y disminuir la presión de contacto transmitida al suelo de -- apoyo.

Losa rigidizada

a) Losa sin ampliación

En este caso la estructuración más conveniente consiste en colocar trabes en el sentido transversal a - cada 4.2 m (Fig. 12); el espesor mínimo de la losa sería de 1.8 m, sin refuerzo transversal. Las trabes longitudinales y transversales tendrían peralte de 7 y 6 m respectivamente. Nuevamente, los grandes volúmenes de concreto y de excavación hacen esta solución poco atractiva.

Conviene aclarar que las dimensiones anteriores variarán muy poco para las estructuras de concreto o mixta.

b) Losa con ampliación

De manera análoga a la losa sin ampliación se estudiaron diversas estructuraciones, llegándose también

a la conclusión que la más recomendable sería colocar --
 contratraves en el sentido transversal a cada 4.2 m ----
 (Fig. 13).

Los resultados del análisis para las estruc---
 turas de concreto y mixta se resumen en la Tabla N° 2 y
 se muestran esquemáticamente en la Fig. 13.

TABLA N° 2 CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION
 CON LOSA RIGIDIZADA.

C O N C E P T O	ESTRUCTURA DE CONCRETO	ESTRUCTURA MIXTA
Espesor de la losa	0.70 m	0.65 m
Traves transversales	1.3 x 4.5 m	1.0 x 4.5 m
Traves longitudinales	1.5 x 5.0 m	1.3 x 5.0 m
Presión de contacto	31.5 ton/m ²	24.0 ton/m ²

Cajón celular.

Una variante de la losa rigidizada es el cajón
 celular (Fig. 14), el cual consiste en invertir las con-
 tratraves y colocar sobre ellas una losa que sirve como
 diafragma y otra como losa de piso; con ésto se obtiene
 una cimentación más rígida que tiende a distribuir mejor
 las presiones en el suelo.

Con el fin de reducir el peralte del cajón es conveniente colocar contratraves adicionales en el sentido longitudinal del edificio para hacer trabajar a la losa en ambas direcciones.

El peralte total del cajón resulta de 3.5 m tanto para la estructura de concreto como para la mixta; en la figura 4 se muestra esquemáticamente esta solución.

Zapatas continuas.

Esta cimentación consiste en zapatas corridas (desplantadas a -17.3 m) que unen a las columnas en la dirección longitudinal y en los extremos rectos de la estructura; los muros semicirculares se reciben también con zapatas.

La estructuración se complementa con contratraves en la dirección transversal.

En esta alternativa la presión de contacto suelo-cimentación se limitó a 94 ton/m^2 con el fin de limitar la magnitud de los asentamientos, por recomendaciones de Mecánica de Suelos.

Las dimensiones de las zapatas y traves de li-

ga varían muy poco para las dos alternativas de la torre (concreto y mixta). En la figura 15, se presenta esquemáticamente la geometría de esta solución, con un ancho de zapata de 5 m y un peralte total de 3.75 m.

Pilas de cimentación

Las pilas se distribuyeron colocando una en cada columna y tres en cada uno de los muros semicirculares extremos; estos muros y las columnas se unen entre sí con trabes de liga (Fig. 16). El nivel de desplante recomendado por Mecánica de Suelos es de -36.00; debido a la gran capacidad de carga del suelo a este nivel y a su baja deformabilidad, la presión de contacto se fijó en 100 kg/cm^2 , por lo cual no se hace necesario el empleo de campanas en la base de las pilas.

Los diámetros de las pilas se resumen en la Tabla 3, para las diferentes magnitudes de carga transmitidas a las estructuras de concreto y mixta.

TABLA 3 CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION
CON PILAS

LOCALIZACION DE LAS PILAS	DIAMETRO DE LAS PILAS	
	ESTRUCTURA DE CONCRETO	ESTRUCTURA MIXTA
COLUMNAS PRINCIPALES	2.20 m (P1)	1.80 m (P2)
MUROS SEMICIRCULARES	1.40 m (P4)	1.40 m (P4)
COLUMNAS INTERIORES EN EXTREMOS RECTOS	2.20 m (P1)	2.20 m (P1)
COLUMNAS DE ESQUINA	1.40 m (P4)	1.40 m (P4)
COLUMNAS REMATANDO MUROS	1.60 m (P3)	1.60 m (P3)

5.2.- CIMENTACION DE LOS CUERPOS BAJOS

La necesidad de disponer de un volumen para el almacenamiento de agua, obliga a la construcción de una gran cisterna en ésta parte de la estructura, resulta -- lógico aprovecharla como elemento principal de cimenta-- ción. La parte que queda fuera de la cisterna, que podría ser aprovechada, podrá apoyarse en zapatas aisladas, diseñadas con una capacidad de carga máxima de 11.6 Kg/cm^2 desplantadas sobre la toba a la profundidad media de --- 15.5 m.

Las columnas de colindancia quedarán desplanta das sobre zapatas aisladas de forma semicircular, con -- diámetro de 4 m.

En el área de cisterna se utilizarán contratra bes para ligar a las columnas y traves secundarias; mien tras que en el área fuera de la cisterna sólo se utiliza rán traves de liga entre columnas, con el fin de asegu-- rar el comportamiento estructural del conjunto.

Los asentamientos probables de losa de cister na serán de 1.3 cm y de 1.0 cm en las zapatas aisladas.

Para cada una de éstas alternativas se analizó la capacidad de carga permisible, tanto desde el punto de vista de resistencia al corte, como de los asentamientos que se inducirían.

En la Tabla N° 4 se resumen la magnitud de esfuerzos que aplicarían cada una de éstas soluciones así como la magnitud de los asentamientos que se inducirían, en los que predomina la componente inmediata y que por ello ocurrirían principalmente durante la construcción de la estructura.

TABLA N° 4 CIMENTACIONES

CIMENTACION	ESTRUCTURA	CARGA	ASENTAMIENTOS
		TRANSMITIDA (Kg/cm ²)	(cm)
LOSA	CONCRETO	3.1	2.9
	MIXTA	2.4	2.2
ZAPATAS	CONCRETO	9.4	4.3
	MIXTA	5.8	2.7
PILAS	CONCRETO	100.0	4.7
	MIXTA	100.0	4.0

VOLUMENES ESTIMADOS DE CONCRETO

Para fines de comparación, en la Tabla N° 5 -- se presenta una estimación de los volúmenes de concreto para cada una de las alternativas estudiadas.

TABLA N° 5 VOLUMENES ESTIMADOS DE CONCRETO (m³)

TIPO DE ESTRUCTURA	ZAPATA CONTINUA	PILAS	CAJON CELULAR	LOSA RIGIDIZADA
CONCRETO	1775	2463	3491	4111
MIXTA	1775	2109	3491	3505

5.3.- ZONA DE ACCESO

En ésta zona sólo se llegará a la elevación -- + 1.0 m, se cimentará con zapatas aisladas diseñadas con esfuerzos similares a los de los cuerpos bajos. Los asentamientos probables serán de 0.5 cm.

5.4.- DIMENSIONAMIENTO

A continuación se presenta en forma somera,-- el dimensionamiento y armado propuestos para las alternativas recomendadas, utilizando para tal fin las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal.

LOSA DE CIMENTACION

a) ESTRUCTURA DE CONCRETO

a.1) Losa Rigidizada

descarga de columnas = 65,094 ton

peso propio de columnas = 4,176 ton

W = 69,270 ton

Area total = (69.4)(19) - (5.9)(9.5) =

A = 1,262.55 m²

El peso propio de la cimentación, por colarse in situ en estado plástico, no provoca elementos mecánicos en la misma.

por tanto $w = W/A = 54.9 \text{ ton/m}^2$

LOSA

Dadas las dimensiones de los tableros, se considera que la losa trabaja en una sola dirección como viga continua, obteniendo

$M_{\max} \pm wL^2/10 = 387.37 \text{ ton}\cdot\text{m/m}$

utilizando los siguientes parámetros:

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

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

$$f^*c = 0.8 f'c$$

$$f''c = 0.85 f^*c$$

$$F.C. = 1.4$$

$$\text{se obtiene: } Mu = F.C. (M_{\max}) = 542.318 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$Vu = F.C. (wL)/2 = 322.812 \text{ ton}$$

Considerando un ancho de 1 m. para las contra
trabes transversales, y que para mantener la cimenta---
ción dentro de límites económicos, el porcentaje de ace
ro es $p = 0.16 f'c/f_y = 0.010$

$$q = p f_y/f''c = 0.2353$$

Obteniendo el momento en el paño crítico:

$$Mu = 542.318 + \frac{1.4 (54.9) (0.5)^2}{2} - 322.812(0.5) =$$
$$= 390.52 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Obtengamos el peralte efectivo de la losa, des
preciando el acero de compresion, a través de la expre
sion:

$$Mu = F_R b d^2 f''c q (1 - 0.5 q)$$

despejando:

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{F_R b f''c q (1 - 0.5 q)}} = 110 \text{ cm}$$

$$\text{donde: } F_R = 0.9$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Calculando la fuerza cortante que toma el ---
concreto:

$$V_{CR} = F_R (0.2 + 30 p) \sqrt{f \cdot c} = 5.65 \text{ kg/cm}$$

$$\text{donde } F_R = 0.8$$

Calculando el peralte mínimo requerido de la losa, para no reforzar por tensión diagonal:

en el paño crítico:

$$V_u = 322.812 - [(1.4)(54.9)](0.5 + d) = \\ = 284.382 - 76.86 d \text{ ton/m}$$

$$V_u = \frac{284382 - 76860 d}{100 d} = V_{CR} = 5.65 \text{ kg/cm}$$

por tanto:

$$d = \frac{284382}{565 + 76860} \cdot 100 = 367.3 \text{ cm}$$

peralte que resulta muy grande.

Si consideramos contratraves de rigidez en el centro del claro con la finalidad de reducir el claro de la losa y obtener un peralte menor, obtenemos:

$$w_u = 54.9 (1.4) = 76.86 \text{ ton/m}^2$$

Calculando el peralte necesario de la losa para no colocar refuerzo por tensión diagonal; obtenemos

$$V_u = 122.976 - 76.86 d \text{ ton/m}$$

$$V_u = \frac{122976 - 76860 d}{100 d} = V_{CR} = 5.65 \text{ kg/cm}$$

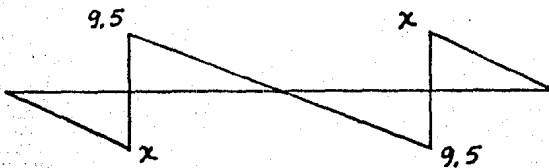
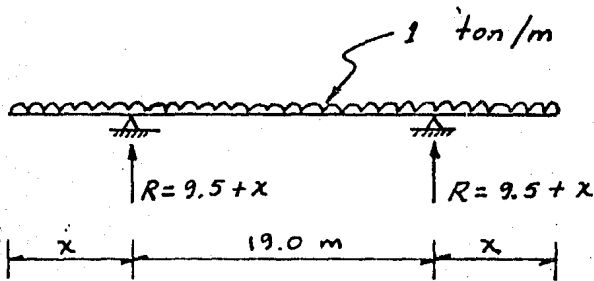
$$\text{de donde } d = \frac{122976}{565 + 76860} \cdot 100 = 158.83 \text{ cm}$$

Como se observa, el peralte mínimo, es del or-

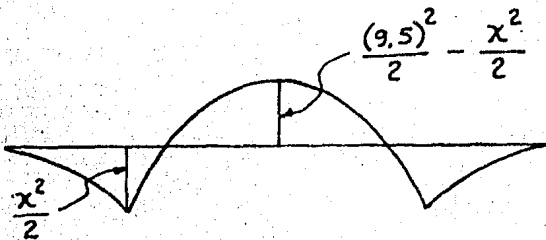
den de 1.6 metros, el cual sigue siendo muy grande, por lo que se descarta ésta alternativa.

a.2) Losa Rigidizada con Ampliación.

Calculemos cual podría ser el ancho de la ampliación, de tal manera que los momentos flexionantes -- positivo y negativo de las contratraves transversales -- sean iguales.



(V)



(M)

Igualando ambos momentos y despejando x :

$$\frac{(9.5)^2}{2} - \frac{x^2}{2} = \frac{x^2}{2}$$

$$\frac{(9.5)^2}{2} = x^2$$

$$x = 9.5 \sqrt{\frac{1}{2}} \quad ; \quad x = 6.7 \text{ m}$$

$$\text{Area total} = (69.4)(32.4) - (12.6)(9.5) =$$

$$A = 2128.86 \text{ m}^2$$

$$\text{por tanto } w = \frac{W}{A} = \frac{69270}{2128.86} = 32.5 \text{ ton/m}^2$$

Del análisis de la Losa Rigidizada, sin ampliación, se deduce que es necesario considerar contratraves de rigidez en el centro del claro.

por tanto

$$w_u = 32.5 (1.4) = 45.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{y } L = 4.2 \text{ m}$$

Como la losa trabaja en una dirección, suponemos el cortante al centro del apoyo igual a

$$V_{\max} = \frac{w_u L}{2} = 95.55 \text{ ton}$$

Suponiendo un ancho de las contratraves de 1.3 metros; el cortante en la sección crítica resulta:

$$V_u = V_{CR} = 5.65 \text{ kg/cm}$$

$$\text{por tanto: } d = 1.43 \text{ m}$$

peralte que sigue siendo muy grande.

$$\text{Suponiendo } d = 0.65 \text{ m.}$$

$$\text{resulta } V_u = 36.4 \text{ ton/m}$$

$$V_u = \frac{36400}{70(100)} = 5.20 \text{ Kg/cm}^2 < V_{CR}$$

con lo cual consideramos aceptable el peralte supuesto.

Armado por flexión:

$$M_u = \frac{45.5(4.2)^2}{10} + \frac{45.5(0.65)^2}{2} - 95.85(0.65) =$$

$$= 27.76 \text{ ton}\cdot\text{m/m}$$

Aplicando $\frac{M_u}{bd^2} = \frac{27.76 \times 10^5}{100 (70)^2} = 5.66$

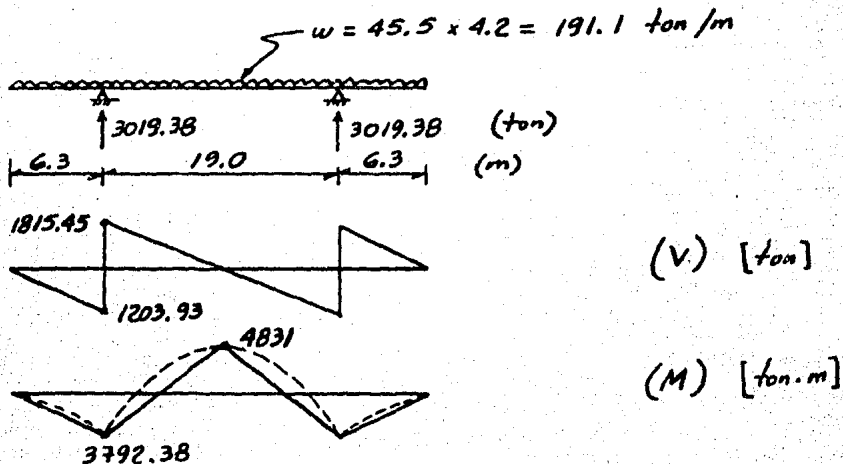
procede armado mínimo.

Si $h = 70 \text{ cm}$:

$$A_s = 0.002 \times 70 \times 100 = 14 \text{ cm}^2$$

sea varillas # 6 @ 20 cm en ambos lechos y en ambos sentidos.

CONTRATRABES TRANSVERSALES.



Suponiendo en el paño crítico

$$V_u = \frac{1815.45}{2} = 907.725 \text{ ton}$$

para disminuir el peralte, supongamos $b = 130 \text{ cm}$ y
limitemos el esfuerzo cortante máximo a

$$\begin{aligned} \mathcal{V}_u &\leq FR 1.5 \sqrt{f^*c} = 0.8 \times 1.5 \sqrt{200} = \\ &= 16.97 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\mathcal{V}_u = \frac{907725}{bd} = \frac{907725}{130 d} = 16.97$$

de donde $d = 411 \text{ cm}$

por tanto, tomamos $d = 410 \text{ cm}$ y $h = 450 \text{ cm}$.

CONTRATABES LONGITUDINALES EN EJES DE COLUM-
NAS.

La descarga que aplican las contratabes ----
transversales es de:

$$P_u = 3019.38 \text{ ton}$$

Considerando éstas contratabes como conti---
nuas, obtenemos

$$\begin{aligned} M_{\text{máx}} &\doteq 0.161 \times P_u \times L = 0.161 \times 3019.38 \times 8.4 = \\ &= 4083 \text{ ton}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$V_{\text{máx}} \doteq 0.5 P_u = 1509.69 \text{ ton}$$

Suponiendo las siguientes dimensiones:

$$b = 130 \text{ cm} ; h = 450 \text{ cm} ; d = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{h} = \frac{840}{450} = 1.86 < 2$$

por lo que se dimensionará como contratrase continua -
de gran peralte.

La sección crítica del centro de la columna -
es de

$$x = 0.9 + 0.5 \times 8.4 = 2.16 \text{ m}$$

Los elementos mecánicos en ésta sección son:

$$V_u = 1509.69 \text{ ton}$$

$$M = 4083 - 1509.09 \times 2.16 = - 822.07 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

El cortante que resiste el concreto es

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{V_d} = 3.15 > 3.0$$

por tanto

$$V_{CR} = 1.5 \times 0.8 \sqrt{200} (130 \times 400) = 882.47 \text{ ton}$$

$$V_u \leq 2 FR \sqrt{f^*c} \quad bd = 1176.6 \text{ ton}$$

por tanto, el peralte mínimo será

$$d = \frac{1509690}{2 \times 0.8 \sqrt{200} \cdot 130} = 513 \text{ cm}$$

si hacemos $b = 150 \text{ cm}$

obtenemos $d = 444$ cm y $h = 500$ cm

por tanto, tomamos como buenos los valores de

$b = 150$ cm y $h = 500$ cm.

b) ESTRUCTURA MIXTA

b.1) Losa Rigidizada

descarga de columnas = 49644 ton

peso propio de columnas = 4176 ton

$$W = 53820 \text{ ton}$$

si el Area total es de $A = 1262.55 \text{ m}^2$

$$w = \frac{53820}{1262.55} = 42.62 \text{ ton/m}^2$$

comparando éste valor con el obtenido en el inciso a.2, se observa que la presión es de 31 % mayor por lo que - las dimensiones de la losa y contratraves, resultaran - mayores, de tal manera que descartamos ésta alternativa.

b.2) Losa Rigidizada con Ampliación

$$w = \frac{53820}{2128.86} = 25.28 \text{ ton/m}^2$$

Considerando la misma estructuración del inciso a.2, obtenemos:

LOSA

$$V_{CR} = 5.65 \text{ Kg/cm}^2$$

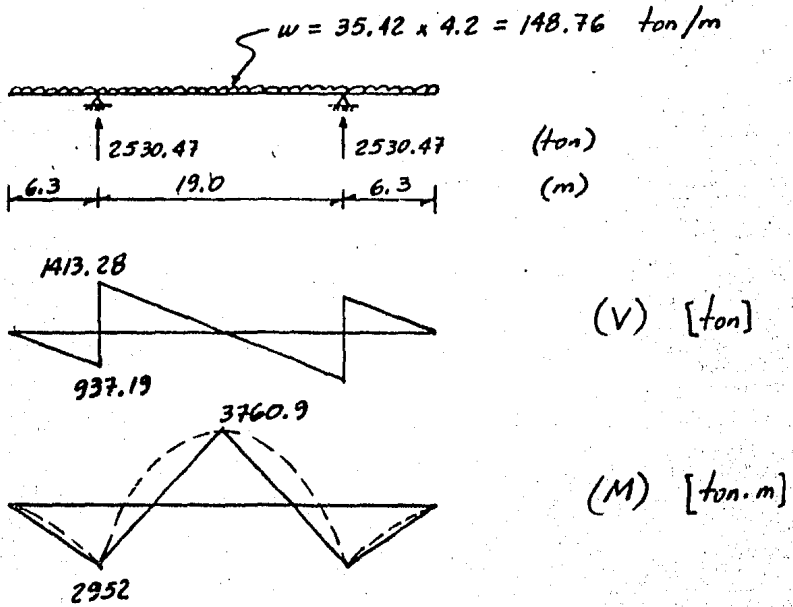
$$V_{m\acute{a}x} = \frac{35.42 \times 4.2}{2} = 74.38 \text{ ton}$$

$$V_u = 74.38 - (0.50 \text{ d}) 35.42$$

de donde $d_{req} = \frac{56670}{354 + 565} = 61 \text{ cm}$

por tanto, dejamos $h = 70 \text{ cm}$.

CONTRATRABES TRANSVERSALES



Suponiendo en el paño crítico

$V_u = \frac{1413.28}{2} = 706.64 \text{ ton}$

suponiendo $b = 100 \text{ cm}$; y $V_u \leq 16.97 \text{ Kg/cm}^2$

obtenemos $d = \frac{706640}{100 \times 16.97} = 416 \text{ cm}$ y $h = 450 \text{ cm}$.

CONTRATRABES LONGITUDINALES EN EJES DE COLUMNAS.

La descarga que le proporcionan las contratraves transversales es $P_u = 2350.47 \text{ ton}$

Considerando a éstas contratraves como continuas:

$$M_{\text{máx}} \doteq 0.161 \times 2350.47 \times 8.4 = 3178.77 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$V_{\text{máx}} \doteq 0.5 P_u = 1175.23 \text{ ton}$$

Suponiendo las siguientes dimensiones:

$$b = 130 \text{ cm} ; h = 450 \text{ cm} ; d \doteq 400 \text{ cm}$$

y limitando el esfuerzo último aplicado a

$$V_u = 2 FR \sqrt{f \cdot c} = 22.6 \text{ Kg/cm}^2$$

el peralte mínimo será

$$d = \frac{1175230}{130 \times 22.6} = 400 \text{ cm}$$

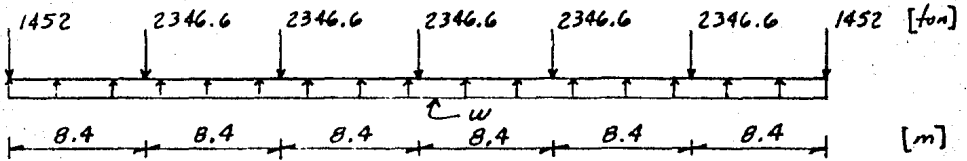
por tanto, dejamos $b = 130 \text{ cm}$ y $h = 500 \text{ cm}$.

ZAPATAS CONTINUAS

El dimensionamiento de las zapatas, se hará bajo las siguientes hipótesis:

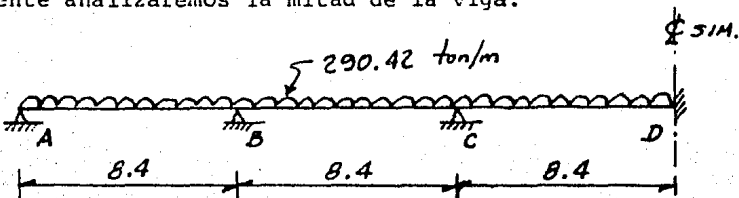
- 1.- La cimentación es muy rígida.
- 2.- La presión de contacto es uniforme.
- 3.- Se desprecian los asentamientos diferenciales, de tal manera que sólo son significativas las desviaciones angulares.
- 4.- Para revisión de la losa se efectúa un análisis local, suponiendo una presión igual a la carga concentrada entre su área tributaria.
- 5.- Los empujes horizontales son transmitidos al suelo por medio de los muros perimetrales.

a) ESTRUCTURA MIXTA



$$w = \frac{\sum P}{L} = \frac{5 \times 2346.6 + 2 \times 1452}{6 \times 8.4} = 290.42 \text{ ton/m}$$

Aprovechando la condición de simetría, únicamente analizaremos la mitad de la viga.

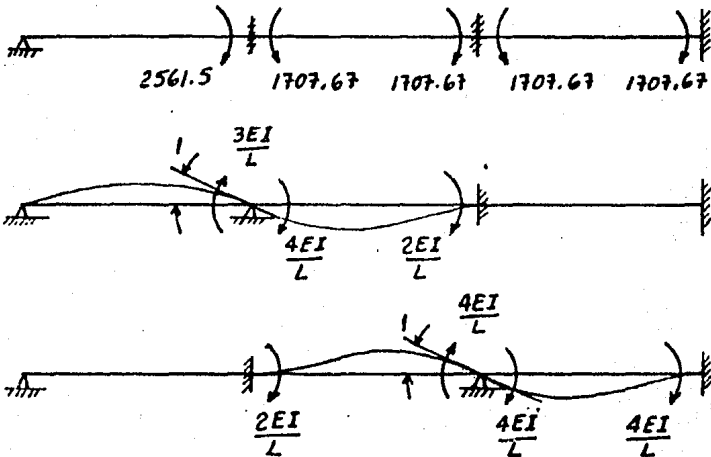


Momentos de empotramiento:

$$M_{BA} = \frac{wL^2}{8} = \frac{290.42(8.4)^2}{8} = 2561.5$$

$$M_{BC} = M_{CB} = M_{CD} = M_{DC} = \frac{wL^2}{12} =$$

$$= \frac{290.42(8.4)^2}{12} = 1707.67$$



Ecuaciones de equilibrio

$$\text{Nudo B} \quad +2561.5 - 1707.67 + \left(\frac{3EI}{8.4} + \frac{4EI}{8.4}\right)\theta_B + \left(\frac{2EI}{8.4}\right)\theta_C = 0 \quad (1)$$

$$\text{Nudo C.} \quad \left(\frac{2EI}{8.4}\right)\theta_B + \left(2 \cdot \frac{4EI}{8.4}\right)\theta_C = 0 \quad (2)$$

$$853.83 + 0.8333\theta_B + 0.2381\theta_C = 0 \quad (1)$$

$$0.2381\theta_B + 0.9524\theta_C = 0 \quad (2)$$

por lo tanto : $\theta_C = -0.25 \theta_B$ sustituyendo en (1)

$$853.83 + 0.8333 \theta_B + 0.2381 (-0.25) \theta_B = 0$$

$$\Rightarrow \theta_B = -\frac{1103.4192}{EI} \quad ; \quad \theta_C = \frac{275.8548}{EI}$$

Momentos finales

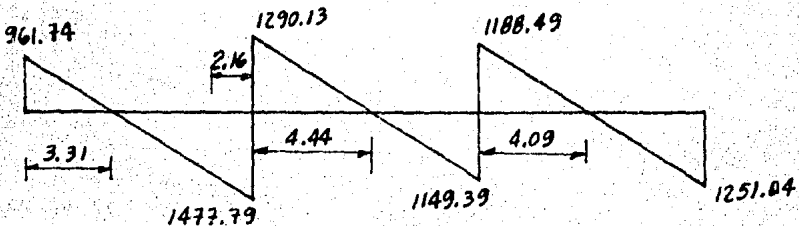
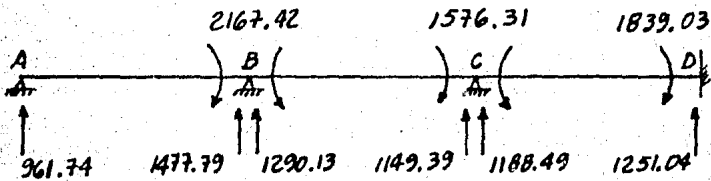
$$M_{BA} = 2561.5 + \frac{3EI}{8.4} \left(-\frac{1103.4192}{EI} \right) = 2167.42 \text{ ton.m}$$

$$M_{BC} = -1707.67 + \frac{4EI}{8.4} \left(-\frac{1103.4192}{EI} \right) + \frac{2EI}{8.4} \left(\frac{275.8548}{EI} \right) = -2167.42 \text{ ton.m}$$

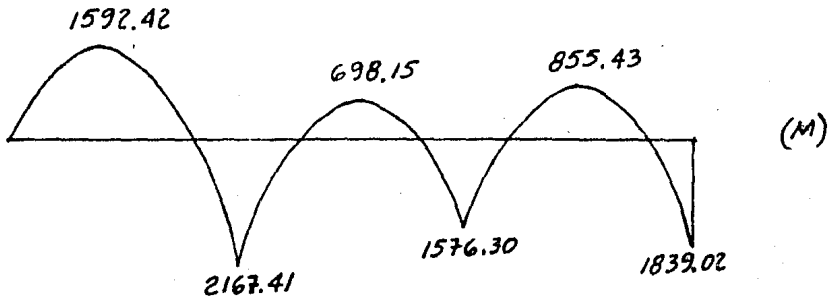
$$M_{CB} = 1707.67 + \frac{2EI}{8.4} \left(-\frac{1103.4192}{EI} \right) + \frac{4EI}{8.4} \left(\frac{275.8548}{EI} \right) = 1576.31 \text{ ton.m}$$

$$M_{CD} = -1707.67 + \frac{4EI}{8.4} \left(\frac{275.8548}{EI} \right) = -1576.31 \text{ ton.m}$$

$$M_{DC} = 1707.67 + \frac{4EI}{8.4} \left(\frac{275.8548}{EI} \right) = 1839.03 \text{ ton.m}$$



(V)



Debido a que las dimensiones de las contra---
trabes serán grandes ($h > 2.0$ m.), las dimensionare---
mos como vigas diafragma.

El cortante máximo se encuentra a la izquier-
da del apoyo B . Considerando que la columna tiene un -
ancho total de 1.8 m.:

$$x = \frac{1.8}{2} + 0.15 \times 8.4 = 2.16 \text{ m}$$

$$V = 1477.79 - 2.16 \times 290.42 = 850.48 \text{ ton}$$

$$\text{de donde } V_u = 1.4 \times 850.48 = 1190.67 \text{ ton}$$

El peralte mínimo requerido, aún usando re---
fuerzo sería :

$$V_u \leq 2 FR \sqrt{f \cdot c} = 2 \times 0.8 \sqrt{200} = 22.62 \text{ Kg/cm}^2$$

suponiendo un ancho de $b = 230$ cm

$$V_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1190670}{230 \times d} = 22.62$$

de donde

$$d_{\min} = \frac{1190670}{230 \times 22.62} = 228 \text{ cm}$$

Suponiendo $d = 280$ cm., el momento en la ----
sección crítica es:

$$M = 2167.41 + \frac{290.42 (2.16)^2}{2} - 1477.79 \times 2.16 = - 347.12 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} = 3.5 - 2.5 \frac{347.12}{850.48 \times 2.8} = 3.13 > 1.5$$

de donde

$$\begin{aligned} V_{CR} &= 1.5 FR \sqrt{f \cdot c} = 1.5 \times 0.8 \sqrt{200} = \\ &= 16.97 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$V_u = \frac{1190670}{230 \times 280} = 18 \text{ Kg/cm}^2 \text{ comparable a } 16.97$$

Por tanto, se usará acero mínimo.

--Refuerzo vertical

Usando varillas # 8 ; 2 ramas ($A_v = 10.14 \text{ cm}^2$)

$$S \leq \frac{A_v}{0.0015 b} = \frac{10.14}{0.0015 \times 250} = 27 ; \text{ sean } @ 30 \text{ cm.}$$

--Refuerzo Horizontal

Usando varillas # 8 ($A_{vh} = 10.14 \text{ cm}^2$)

$S = 16$ cm ; dejamos @ 16 cm.

--Refuerzo por flexion

El momento máximo es de

$$\begin{aligned} M &= 2167.41 + \frac{290.42 (0.9)^2}{2} - 1477.79 \times 0.9 = \\ &= 955 \text{ ton}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$M_u = 1.4 \times 955 = 1337 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\frac{L}{h} = \frac{8.4}{3.5} = 2.4$$

$$\text{por tanto; } z = 0.2(L + 1.5 h) = 2.73 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y z} = \frac{1337 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times 280} = 126 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d = 184 \text{ cm}^2 > 126$$

Dimensionamiento de la losa

Para evitar asentamientos diferenciales significativos por concentraciones altas de presiones, éstas últimas las limitaremos a 90 ton/m^2

$$A = \frac{P}{q_p} = \frac{2346.6}{90} = 26.07 \text{ m}^2$$

Usando $L = 8.4 \text{ m}$

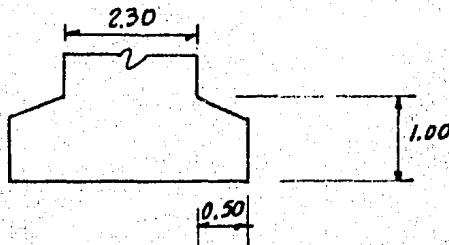
$$\text{entonces } B = \frac{26.07}{8.4} \doteq 3.1 \text{ m ; sea } B = 3.5 \text{ m}$$

por tanto

$$q = \frac{2346.6}{8.4 \times 3.5} \doteq 79.8 \text{ ton/m}^2$$

$$q_u = 1.4 \times 79.8 = 111.74 \text{ ton/m}^2$$

se propone la siguiente geometría:



$$M_u = \frac{111.74(0.5)^2}{2} = 13.96 \text{ ton.m/m}$$

suponiendo $d = 90 \text{ cm}$

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.96 \times 10^5}{0.9 \times 170 \times 100 \times 90^2}} = 0.0113$$

valor muy bajo ; por lo que se colocaría armado mínimo.

Revisión por penetración

La sección crítica está a $\frac{d}{2}$ del paño de la contratrase, por tanto

$$V_u = (0.5 - \frac{0.9}{2}) 111.74 = 5.59 \text{ ton}$$

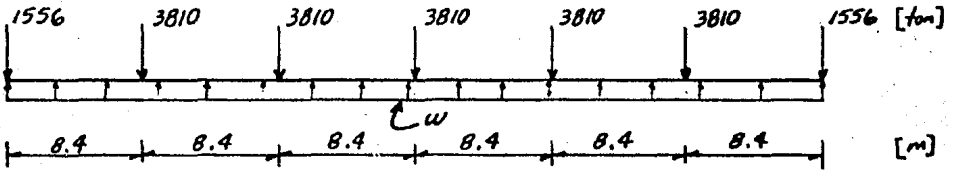
$$v_u = \frac{5590}{100 \times 90} = 0.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{CR} = .FR \sqrt{f \cdot c} = 0.8 \sqrt{200} = 11.3 \text{ Kg/cm}^2 > 0.62$$

por tanto, se acepta la sección propuesta.

b) ESTRUCTURA DE CONCRETO

Tenemos la siguiente distribución de cargas:

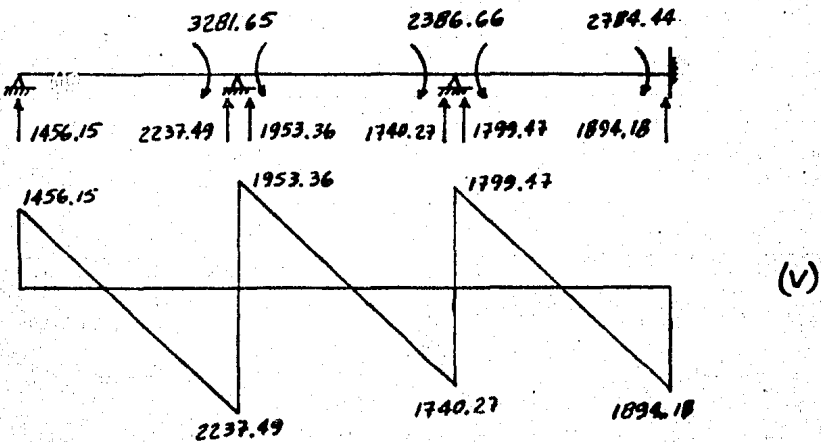


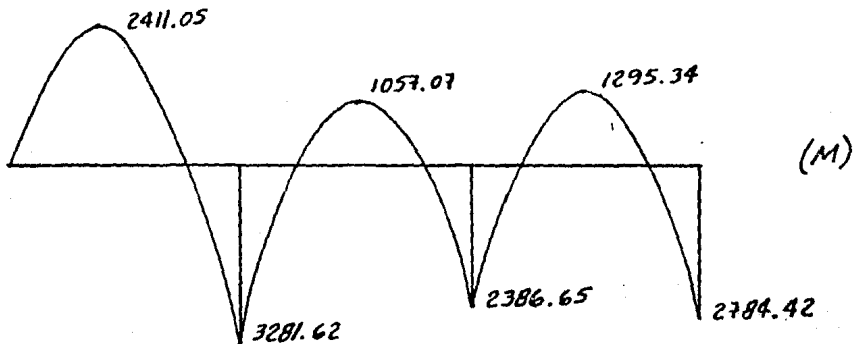
$$\text{por tanto: } w = \frac{\sum P}{L} = \frac{5 \times 3810 + 2 \times 1556}{6 \times 8.4} = 439.72 \text{ ton/m}$$

Puesto que el análisis de ésta viga sería exactamente el mismo que el efectuado para el caso de la Estructura Mixta, utilizaremos los mismos diagramas de elementos mecánicos, pero afectados por el siguiente -- factor de escalación:

$$FE = \frac{439.72}{290.42} = 1.51$$

con lo que obtenemos:





Revisando como viga diafragma, el cortante en el paño, crítico es:

$$V = 2237.49 - 2.16 \times 439.72 = 1287.69 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.4 \times 1287.69 = 1802.77 \text{ ton}$$

suponiendo un ancho de $b = 230 \text{ cm}$:

$$d_{\min} = \frac{1802770}{230 \times 22.62} = 346 \text{ cm}$$

suponiendo $d = 350 \text{ cm}$, el momento en la sección crítica de cortante es:

$$M = 3281.62 + \frac{439.72(2.16)^2}{2} - 2.16 \times 2237.49 = -525.57 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{V_u d} = 3.5 - 2.5 \frac{525.57}{1287.69 \times 3.5} = 3.2 > 1.5$$

por tanto; $V_{CR} = 16.97 \text{ Kg/cm}^2$

$$V_u = \frac{1802770}{250 \times 350} = 20.6 \text{ Kg/cm}^2 > 16.97$$

por tanto: requiere refuerzo por cortante.

$$V_{CR} = 16.97 \times 250 \times 350 = 1484875 \text{ Kg}$$

$$V_s = V_u - V_{CR} = 1802770 - 1484875 = 317895 \text{ Kg}$$

-- Refuerzo Vertical:

Usando varillas #8 @ 20 cm

$$\begin{aligned}V_{sv} &= 0.083 FR f_{yV} d_{AV} \left(1 + \frac{L}{d}\right) / S = \\&= 0.083 \times 0.8 \times 350 \times 4200 \times 10.14 \left(1 + \frac{8.4}{3.5}\right) / 20 = \\&= 168256 \text{ Kg.}\end{aligned}$$

por tanto, el cortante que debe de tomar el refuerzo -- horizontal es:

$$V_{sh} = V_s - V_{sv} = 317895 - 168256 = 149638 \text{ Kg}$$

Usando varillas del #8 :

$$\begin{aligned}S &= \frac{0.083 FR f_{yh} d_{vsh} (11 - L/d)}{V_{sh}} = \\&= \frac{0.083 \times 0.8 \times 4200 \times 350 \times 10.14 (11 - 8.4/3.5)}{149638} = \\&= 56 \text{ cm; Rige armado m\u00ednimo: Varillas #8 @ 16 cm.}\end{aligned}$$

-- Refuerzo por Flexi\u00f3n:

El momento en el pa\u00f1o de la columna es de:

$$M = 3281.62 + \frac{439.72 (0.9)^2}{2} - 2237.49 \times 8.9 = 1445.96 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1.4 \times 1445.96 = 2024.35 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

si $h = 4.20 \text{ m}$:

$$\frac{L}{h} = \frac{8.4}{4.2} = 2$$

por lo tanto; $z = 0.2 (8.4 + 1.5 \times 4.2) = 2.95 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{2024.35 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times 295} = 181 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 250 \times 350 = 230 \text{ cm}^2 > 181$$

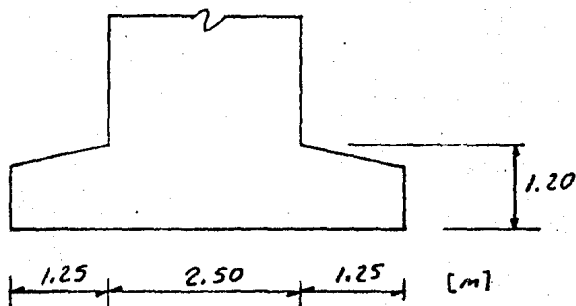
-- Dimensionamiento de la losa:

$$\text{Usando } q_p = 90 \text{ ton/m}^2$$

$$A = \frac{3810}{90} = 42.33 \text{ m}^2$$

$$\text{si } L = 8.4 \text{ m, entonces } B = \frac{42.33}{8.4} = 5.00 \text{ m}$$

Se propone la siguiente geometría:



$$w_u = 1.4 \times 90 = 126 \text{ ton/m}^2$$

$$M_u = \frac{126 (1.25)^2}{2} = 98.43 \text{ ton m}$$

si $d \approx 110 \text{ cm}$

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 98.43 \times 10^5}{0.9 \times 170 \times 100 (110)^2}} = 0.0547 ;$$

valor que resulta muy bajo, por lo tanto:

Se colocará armado mínimo.

-- Revisión por penetración:

La sección crítica está a $d/2$ del paño de -
la contratrabe, por tanto

$$V_u = (1.25 - \frac{1.1}{2}) 126 = 88.2 \text{ ton/m}$$

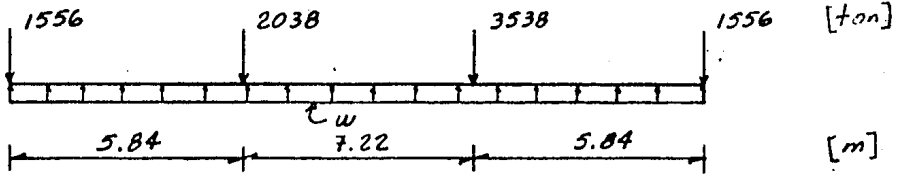
$$V_u = \frac{88200}{110 \times 100} = 8.01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = FR \sqrt{f \cdot c} = 0.8 \sqrt{200} = 11.3 \text{ Kg/cm}^2 > 8.01$$

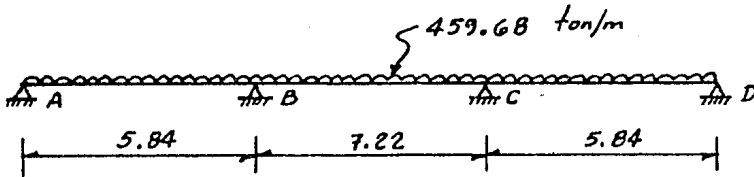
por lo tanto; se acepta la geometría propuesta.

-- Zapata en ejes U_1 y U_7 :

Considerando las siguientes cargas:



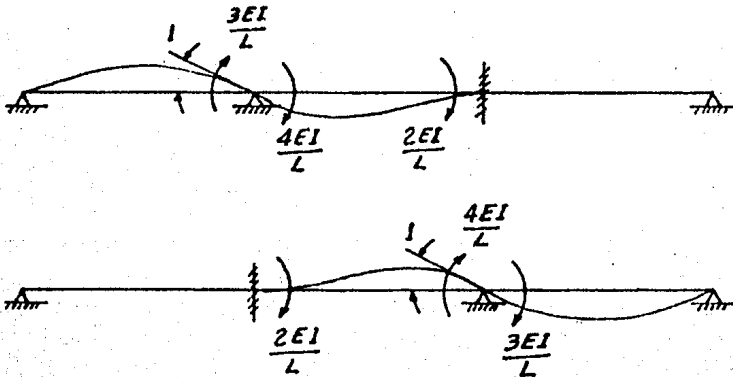
$$w = \frac{\Sigma P}{L} = \frac{2 \times 1556 + 2038 + 3538}{2 \times 5.84 + 7.22} = 459.68 \text{ ton/m}$$



Momentos de empotramiento:

$$M_{BA} = M_{CD} = \frac{wL^2}{8} = \frac{459.68 (5.84)^2}{8} = 1959.7 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC} = -M_{CB} = \frac{wL^2}{12} = \frac{459.68 (7.22)^2}{12} = 1996.86 \text{ ton} \cdot \text{m}$$



Ecuaciones de equilibrio:

$$\text{Nudo B } +1959.7 - 1996.86 + \left(\frac{3EI}{5.84} + \frac{4EI}{7.22}\right)\theta_B + \left(\frac{2EI}{7.22}\right)\theta_C = 0 \quad (1)$$

$$\text{Nudo C } +1996.86 - 1959.7 \left(\frac{2EI}{7.22}\right)\theta_B + \left(\frac{4EI}{7.22} + \frac{3EI}{5.84}\right)\theta_C = 0 \quad (2)$$

$$- 37.16 + 1.0677 \theta_B + 0.277 \theta_C = 0 \quad (1)$$

$$37.16 + 0.277 \theta_B + 1.0677 \theta_C = 0 \quad (2)$$

de (1)

$$\theta_B = \frac{37.16 - 0.277 \theta_C}{1.0677} = 34.803 - 0.2594 \theta_C$$

sustituyendo en (2)

$$37.16 + 0.277 (34.803 - 0.2594 \theta_C) + 1.0677 \theta_C = 0$$

$$\theta_C = \frac{- 46.8}{0.9958} = - 46.9956$$

$$\theta_B = 34.803 - 0.2594 (- 46.9956) = 46.9956$$

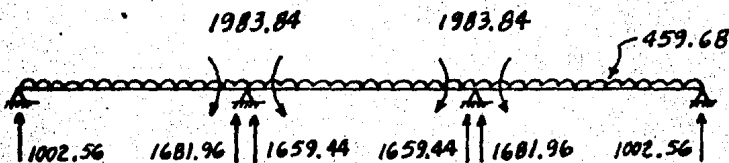
Momentos finales:

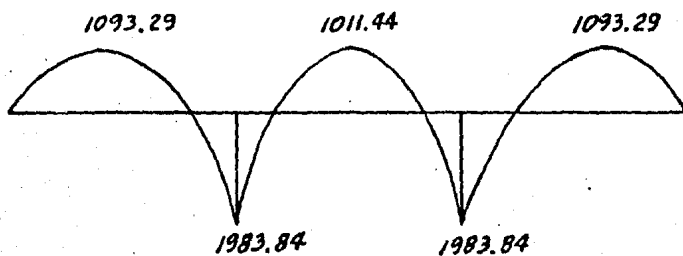
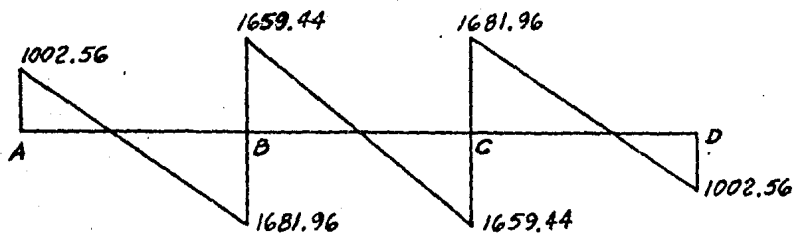
$$M_{BA} = 1983.84 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC} = - 1983.84 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{CB} = 1983.84 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{CD} = - 1983.84 \text{ ton} \cdot \text{m}$$





Debido a que las dimensiones de la contra---
trabe serán grandes ($h \approx 2.00$ m), las dimensionaremos --
como vigas diafragma.

El cortante máximo se encuentra a la izquier-
da del apoyo B . Considerando que el ancho de la colum-
na es de 1.0 m:

$$x = \frac{1.0}{2} + 0.15 \times 5.84 = 1.38 \text{ m}$$

$$V = 1681.96 - 459.68 \times 1.38 = 1047.6 \text{ ton}$$

$$Vu = 1.4 \times 1047.6 = 1466.64 \text{ ton}$$

el momento en la sección crítica de cortante es de:

$$M = 1983.84 + \frac{459.68 (1.38)^2}{2} - 1681.96 \times 1.38 = 100.44 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Suponiendo $d = 350$ cm y $b = 190$ cm

$$3.5 - 2.5 \frac{100.44}{1047.6 \times 3.5} = 3.43 > 1.5$$

$$\text{por lo tanto: } V_{CR} = 16.97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = 16.97 \times 190 \times 350 = 1128500 \text{ Kg} < V_u$$

por tanto; necesita refuerzo por cortante.

$$V_s = 1466640 - 1128500 = 338140 \text{ Kg}$$

-- Refuerzo vertical:

utilizando varillas del #8 @ 20 cm

$$V_{sv} = 0.083 \times 0.8 \times 350 \times 4200 \times 10.14 \left(1 + \frac{5.84}{3.5}\right) / 20 = \\ = 132060 \text{ Kg}$$

$$V_{sh} = 338140 - 132060 = 206080 \text{ Kg}$$

usando varillas #8

$$s = \frac{0.083 \times 0.8 \times 4200 \times 350 \times 10.14 (11 - 5.84/3.5)}{206080} =$$

$$= 45 \text{ cm}$$

Rige armado mínimo:

$$s \leq \frac{10.14}{0.0025 \times 190} = 21 ; \text{ sean varillas \#8 @ 20 cm.}$$

-- Refuerzo por flexión:

El momento en el paño de la columna es de:

$$M = 1983.84 + \frac{459.68 (0.95)^2}{2} - 1681.96 \times 0.95 = 593.4$$

ton · m

$$M_u = 1.4 \times 593.4 = 830.76 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Si } h = 4.20 \text{ m}$$

$$L/h = 5.84/4.2 = 1.39$$

$$\text{por tanto; } z = 0.2 (5.34 + 1.5 \times 4.2) = 2.32 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{830.76 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times 232} = 94.7 \text{ cm}^2$$

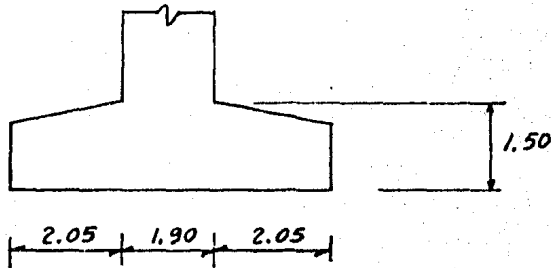
$$A_{s \text{ m\u00edn}} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 190 \times 350 = 175 \text{ cm}^2 > 94.7$$

-- Dimensionamiento de la losa:

$$q_p = 90 \text{ ton/m}^2$$

$$A = \frac{3538}{90} = 39.3 \text{ m}^2$$

si $L = \frac{7.22 + 5.84}{2} = 6.53$; entonces $B = \frac{39.3}{6.53} \approx 6 \text{ m}$
se propone la siguiente geometría:



si $d=1.4 \text{ m}$

$$V = (2.05 - \frac{1.4}{2}) 90 = 121.5 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.4 (121.5) = 170.1 \text{ ton}$$

$$v_u = \frac{170100}{100 \times 140} = 12.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$v_{CR} = 11.3 < 12.1$; valor aceptable por no tomar en --
cuenta la redistribución de presiones.

$$M = \frac{90 (2.05)^2}{2} = 189.11 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Mu = 1.4 \times 189.11 = 264.75 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 264.75 \times 10^5}{0.9 \times 170 \times 100 (140)^2}} = 0.092$$

de donde; $a = 0.092 \times 140 \doteq 13 \text{ cm}$

$$As = \frac{264.75 \times 10^5}{0.9 \times 4200 (140 - 6.5)} = 52.4 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mín}} = 0.002 \times 150 \times 100 = 30 \text{ cm}^2 < 52.4$$

sean varillas #10 @ 15 cm.

CIMENTACION DE MUROS CABECEROS (SEMICIRCULARES)

Descarga total = 3575 ton

Longitud del muro = $\pi D/2 = \pi \times 13/2 = 20.4$ m

usando $q_p = 90$ ton/m²

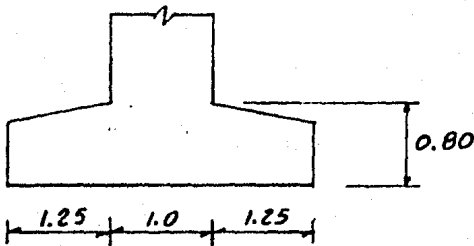
$$A = \frac{3575}{90} = 39.7 \text{ m}^2$$

si $L = 20.4$ m ; entonces $B = \frac{39.7}{20.4} = 1.95$ m

sea $B = 3.5$ m

$$q = \frac{3575}{20.4 \times 3.5} = 50 \text{ ton/m}^2$$

se propone la siguiente geometría:



si $d = 0.7$ m = 0.70 cm ; entonces:

$$V = (1.25 - \frac{0.70}{2}) 50 = 45 \text{ ton/m}$$

$$V_u = 1.4 \times 45 = 63 \text{ ton/m}$$

$$\nu_u = \frac{63000}{100 \times 70} = 9.0 \text{ Kg/cm}^2 < \nu_{CR} = 11.3$$

- Revisión por flexión:

$$M = \frac{50 (1.25)^2}{2} = 39.06 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1.4 \times 39.06 = 54.69 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 54.69 \times 10^5}{0.9 \times 170 \times 100 (70)^2}} = 0.0758$$

$$\text{de donde: } a = 0.0758 \times 70 = 5.3 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{54.69 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(70 - \frac{5.3}{2}\right)} \doteq 21.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.002 \times 100 \times 80 = 16 \text{ cm}^2 < 21.5$$

por tanto; sean varillas #8 @ 23 cm.

5.5- COMENTARIOS

5.5.1- Estructura de la torre.

De los estudios efectuados se puede afirmar -- que cualquiera de las alternativas estudiadas presenta-- ría un comportamiento estructural adecuado; sin embargo, considerando factores económicos y tiempo de ejecución, existen diferencias notables. Con esta base el tipo de - cimentación recomendable en orden decreciente es el si-- guiente:

- a) Zapata continua. Definitivamente ésta so--- lución es la más adecuada por tener los me- nores volúmenes de obra, así como la mayor simplicidad y menor tiempo de ejecución. Pre- senta la ventaja adicional de que se puede alojar la cisterna en el espacio delimitado por las zapatas.

- b) Cajón celular. Esta alternativa tiene la -- ventaja de que puede ser utilizada para alo- jar la cisterna prácticamente sin costo adi- cional; sin embargo, presenta los inconve-- nientes de tener un volumen de obra alto y un procedimiento constructivo laborioso y - lento, debido a la gran cantidad de juntas de construcción necesarias.

c) Pilas. El inconveniente de ésta solución es su profundidad de desplante y por tanto un proceso constructivo lento y costoso.

d) Losa rigidizada. Esta solución tiene un ---- procedimiento sencillo, pero presenta el in conveniente de tener los mayores volúmenes de obra de todas las alternativas estudiadas.

5.5.2.- Estructura de los cuerpos bajos.

Tanto las zapatas aisladas como las zapatas -- continuas tendrían un comportamiento estructural adecuado; sin embargo, el procedimiento constructivo de las -- primeras es más sencillo y además tendría menores volúmenes de obra.

5.5.3.- Volúmenes estimados de concreto.

Al comparar los volúmenes de concreto de cada tipo de cimentación deberá tenerse en cuenta que la solución de cajón celular constituye parte de la cisterna misma, en las otras soluciones se requeriría concreto -- adicional para construir la cisterna; a pesar de ésto, -- la cimentación con zapatas continuas sigue teniendo el -- menor volumen de concreto.

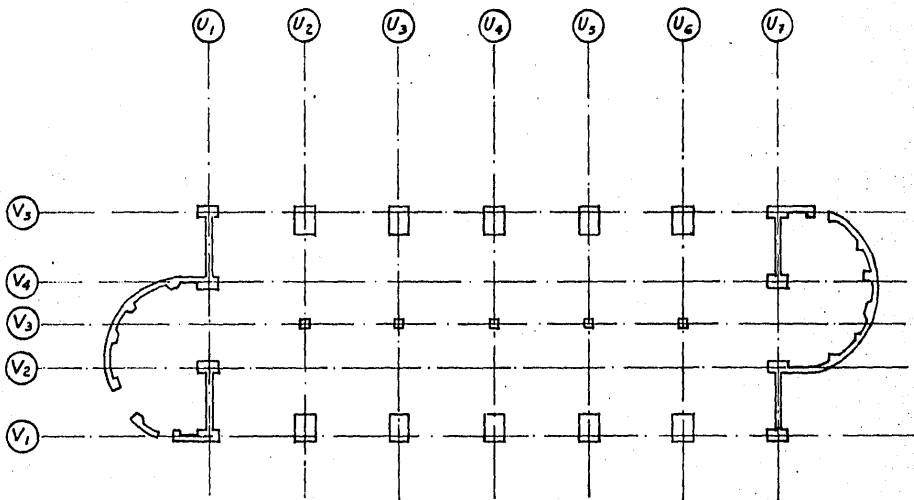


FIGURA N° 1 VISTA EN PLANTA

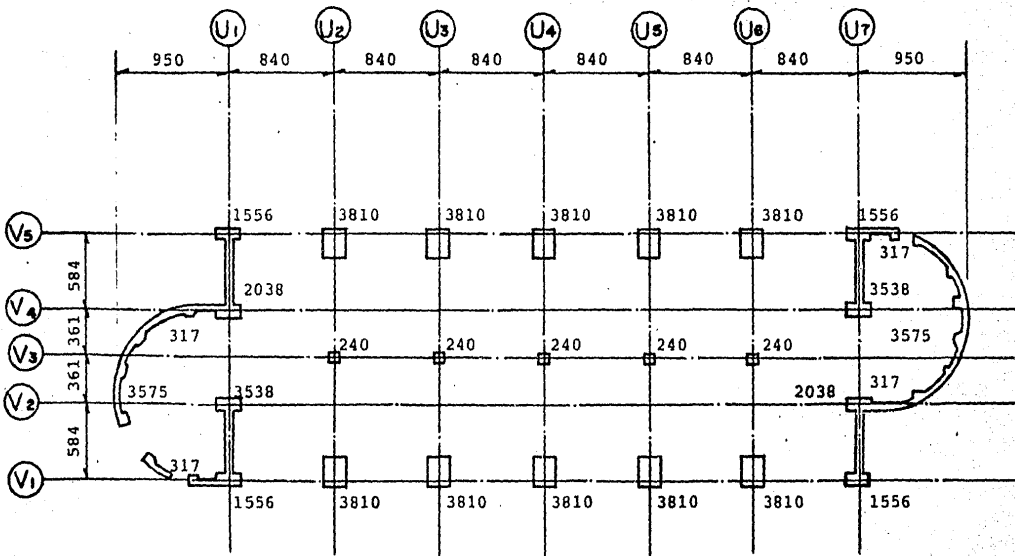


FIGURA N° 1-A P L A N T A (ESTRUCTURA DE CONCRETO)

P = 65094 Ton.

A = 1262.55 m²

Nota: Descargas en Toneladas.

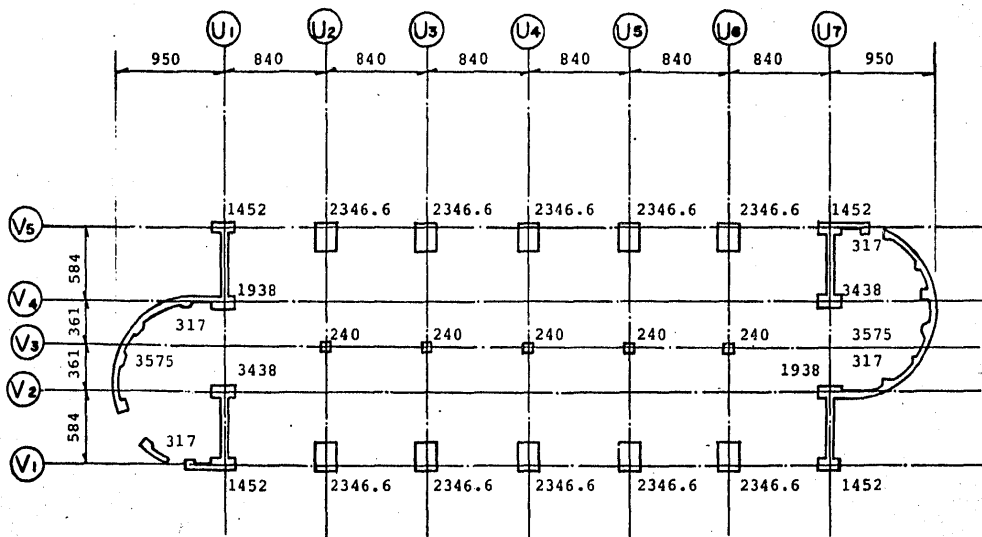


FIGURA N° 1-B P L A N T A (ESTRUCTURA MIXTA)

P = 49644 Ton.

A = 1262.55 m²

Nota: Descargas en Toneladas.

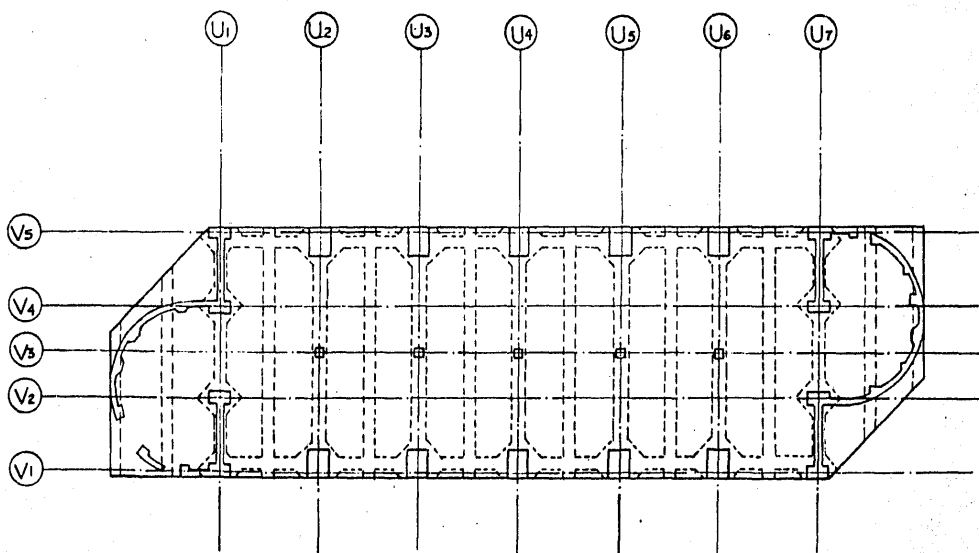


FIGURA N° 12 CIMENTACION CON LOSA RIGIDIZADA

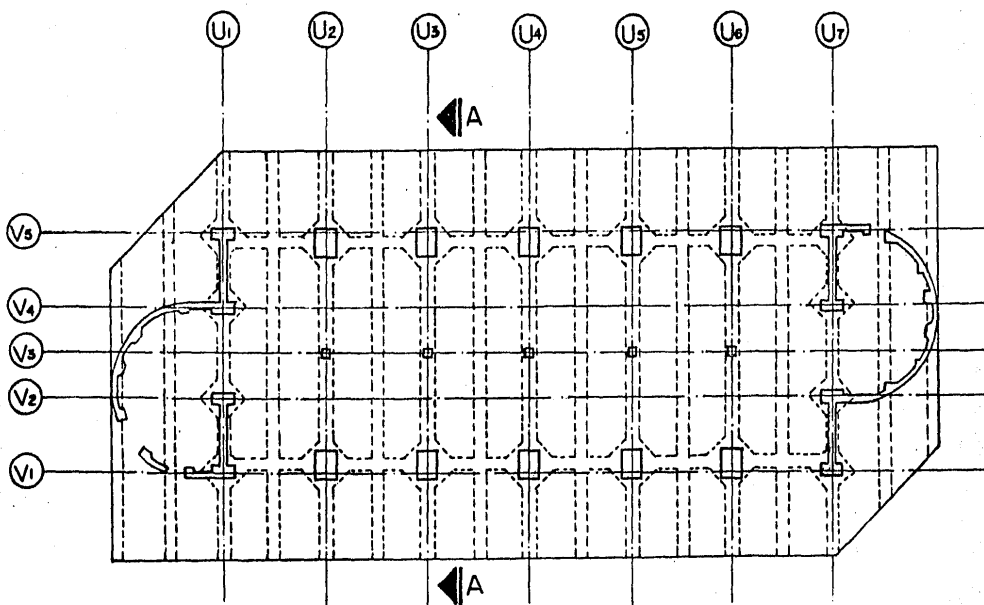
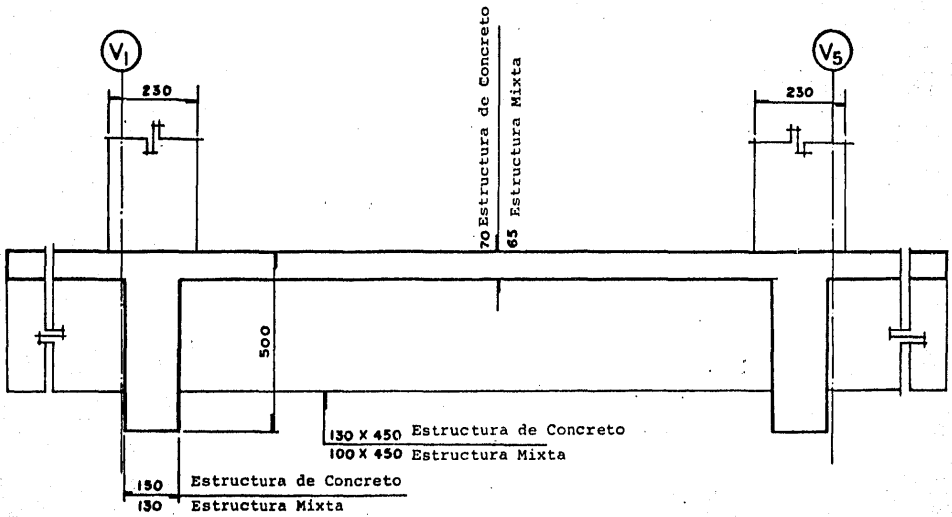


FIGURA N° 13 CIMENTACION CON LOSA RIGIDIZADA AMPLIADA



SECCION A-A

FIGURA N° 13'

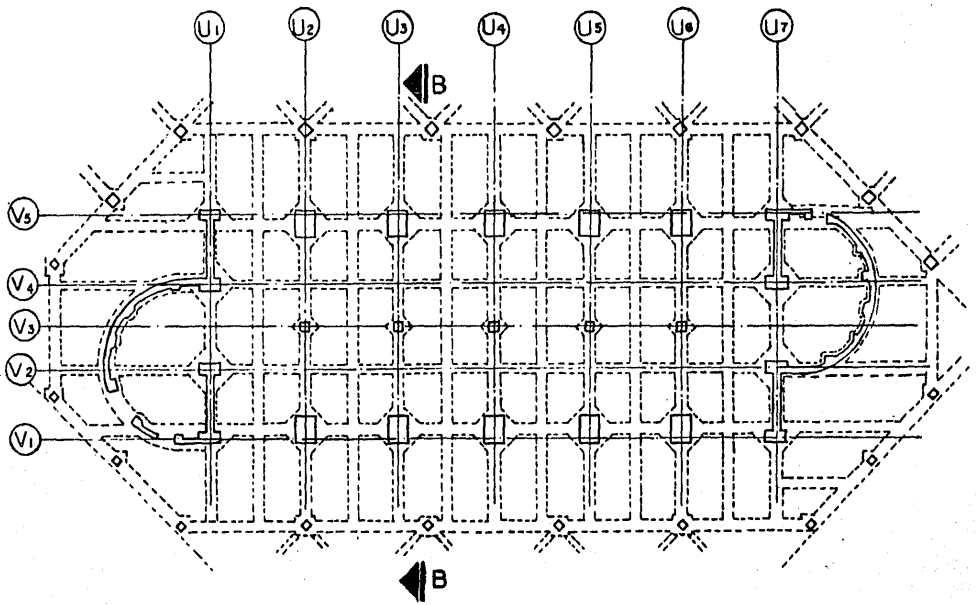
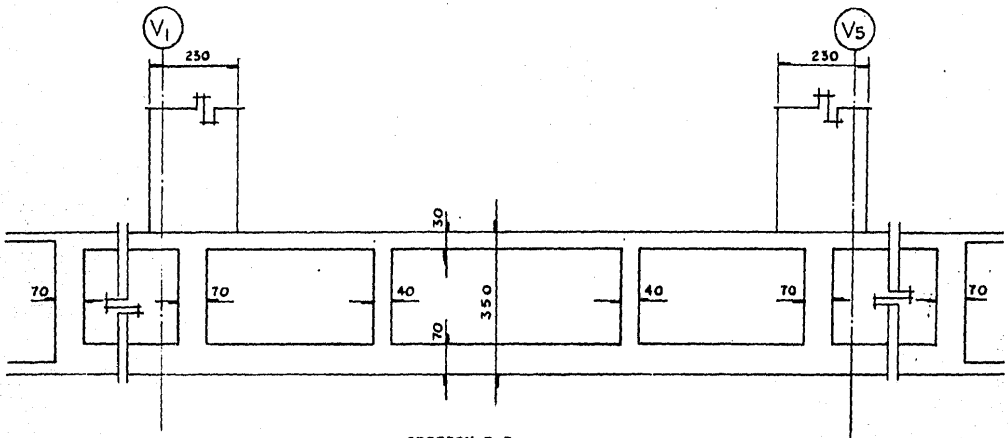


FIGURA N° 14 CIMENTACION CON CAJON CELULAR



SECCION B-B

FIGURA N° 14'

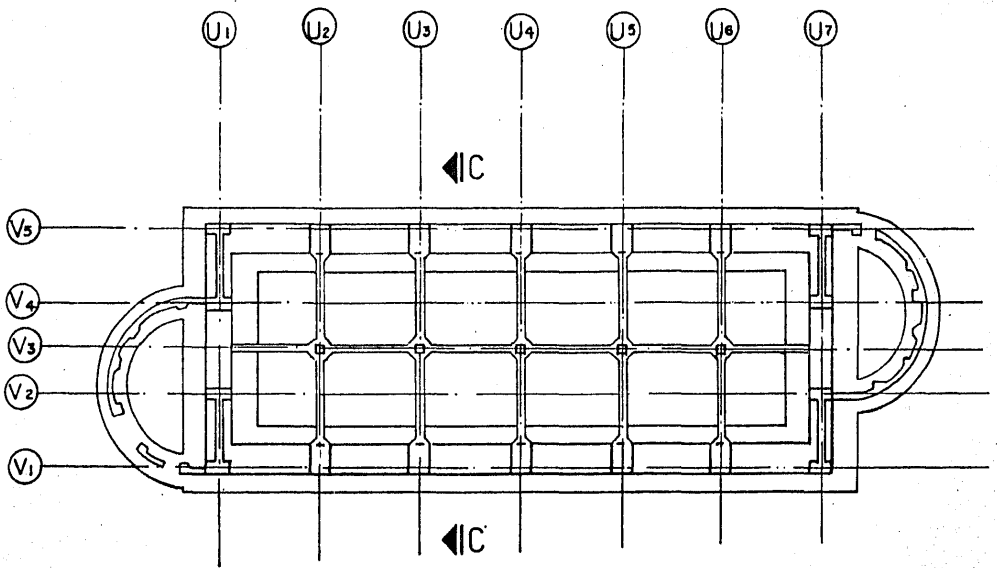
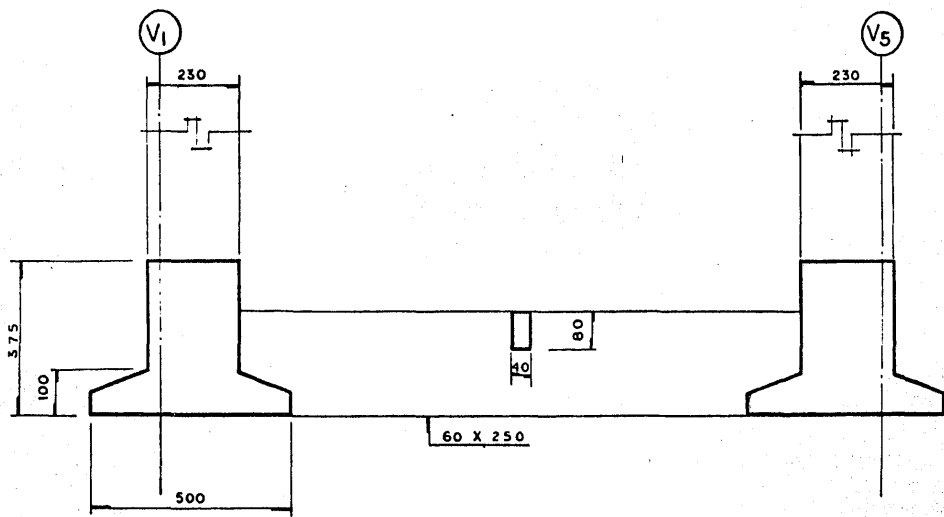


FIGURA N° 15 ZAPATAS CONTINUAS



SECCION C-C

FIGURA N° 15'

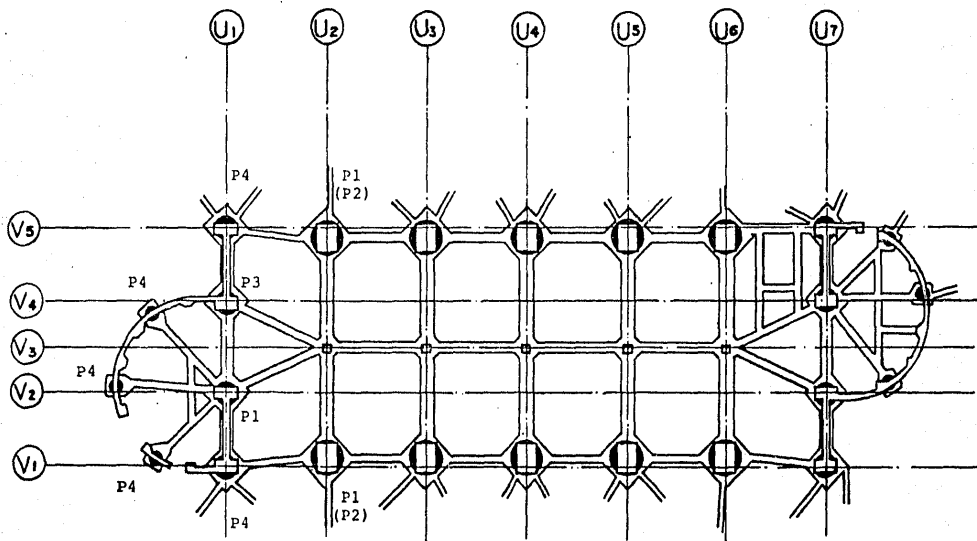


FIGURA N° 16 CIMENTACION CON PILAS

6.- COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LAS CIMENTACIONES

Para todas las alternativas de cimentación el asentamiento inducido por el sismo correspondiente a un coeficiente de 0.16 (Reglamento de Construcciones del -- Distrito Federal) y los momentos de volteo calculados -- con un análisis dinámico realizado posteriormente resultaron menores de un centímetro que se traducen en un desplazamiento horizontal de 8 cm en la parte más alta de -- la torre.

En las recomendaciones de Mecánica de Suelos -- para el Diseño de la Cimentación se propone realizar dos análisis dinámicos considerando la torre desplantada a -- 17.3 m de profundidad, primero aislada y después en contacto con el terreno circundante. Se sugiere también analizar cuidadosamente el efecto de diafragma de las losas de los sótanos.

El esfuerzo cortante que induce el sismo lo -- puede soportar el contacto de las zapatas o losa con el suelo; más aún considerando el conjunto estructural se -- demuestra que los esfuerzos generados por la fuerza cortante sísmica resulta una fracción pequeña del empuje pasivo que puede desarrollar el suelo del lugar o de un --

esfuerzo cortante resistente del suelo. Esto significa -
que las deformaciones laterales no serán significativas.

Es recomendable, también, instalar instrumen--
tos para detectar las características de movimientos sís
micos aprovechando el acceso a los estratos profundos --
que proporciona el pozo a cielo abierto.

7.- ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION CENTRAL

El análisis de estabilidad de los taludes permitió definir que un talud 0.7:1 (horizontal:vertical) es estable para la parte central de la excavación; la presencia del acuífero hace indispensable dejar una bermá de un metro de ancho en la base del estrato de arena pumítica (-12.7 m), para facilitar el drenaje del agua que coleccionará una zanja y concentrará en cárcamos de los que se bombeará al exterior.

8.- EXCAVACION PERIMETRAL

La excavación de las colindancias en corte vertical plantea condiciones de inestabilidad que deben ser resueltas a base de sistemas de soporte temporal ya que constructivamente es necesario reducir el talud a una inclinación de 0.55 : 1 (horizontal ÷ vertical).

Para satisfacer esa condición de frontera, se instalarán previamente las columnas de colindancia dentro de lumbreras localizadas en el perímetro de la estructura; posteriormente estas columnas se integrarán al muro de contención definitivo y al sistema de columnas de la estructura. Las columnas de colindancia se estabilizarán con pares de anclas de 12 m. de longitud colocadas al nivel -4.5 m. La parte inferior de las columnas se empotrará en 1.5 m en el depósito de toba.

Con ésta solución se podrán construir las zapatas, trabes y columnas del primer eje paralelo a las colindancias, cortando sólo los tramos necesarios del pie del talud para alojar éstos elementos. Esto permitirá construir los sótanos hasta los primeros ejes paralelos a las colindancias. Al reducir el ancho de la base del talud su estabilidad adquiere una condición crítica, lo que obliga a disponer en ese momento, del soporte lateral proporcionado por las columnas perimetrales ancladas.

9.- ESTRUCTURAS COLINDANTES

La colindancia con otros edificios se podrá -
atacar siguiendo el procedimiento de construcción descript
to. El factor de seguridad de las pilas durante el proces
o de excavación será de 2.6 y su capacidad para resisti
tir fuerzas horizontales excede sobradamente a las accion
es que se presentarán.

En cuanto a la colindancia con otro edificio -
alto al poniente no se presentará ninguna dificultad graci
as a la existencia de un muro perimetral de contención
de la cimentación que elimina totalmente el problema de
empujes. Es conveniente aclarar que la información dispon
ible de esa estructura es muy escasa; resulta por ello
indispensable comprobar que existe el muro de contención
y que esté cimentado sobre la superficie de la toba (prob
ablemente a 15 m de profundidad). En el caso de que el
muro no exista, se deberá diseñar el procedimiento de --
construcción adecuado para las condiciones que se -----
tengan.

10.- SUPERVISION DE LA CONSTRUCCION

La supervisión geotécnica del proceso de construcción se justifica por dos razones fundamentales:

a) las recomendaciones elaboradas para la solución de las cimentaciones y su procedimiento de construcción podrán requerir de modificaciones menores; porque - en toda obra se presenta la necesidad de adaptarse a circunstancias específicas derivadas de cambios arquitectónicos, de variaciones en la profundidad de los estratos de suelos o situaciones imprevistas, y,

b) por la importancia de la excavación que se realizará que demanda mantener permanente supervisión -- del proceso de construcción; para efectuar la continua - evaluación del comportamiento de los taludes, la cimentación, las estructuras vecinas y colindancias.

El ingeniero supervisor se encargará de recopilar y analizar la información antes descrita, para ello ordenará instalar:

a) una red de puntos de referencia superficial para detectar con precisión todos los movimientos horizontales y verticales que se desarrollen durante todas - las etapas del procedimiento constructivo,

b) dos bancos de nivel a 16 m de profundidad, para determinar la magnitud de las expansiones que se -- generen durante la excavación,

c) dos celdas piezométricas localizadas en el estrato acuífero,

d) dos estaciones de medición para inclinóme-- tros que permitan detectar movimientos horizontales de - las calles vecinas. Deberá realizar además 3 pruebas de extracción de las anclas de apoyo de las columnas perime- trales para verificar su capacidad, en relación con la - considerada en el diseño.

11.- CONCLUSIONES

Para poder estimar en forma cuantitativa --- un anteproyecto, de cualquier índole, es necesario --- efectuar análisis previos como el que ha sido motivo - de éste estudio para el caso de evaluar la cimentación más adecuada para el edificio en estudio.

A lo largo de dicho estudio, se ha tratado - de comparar en forma directa y simplista la mejor al- ternativa estructural para la cimentación; mas sin em- bargo, es de reconocer la aportación multidisciplina-- ria de las diversas ramas de la ingeniería que concu-- rren para poder determinar, de acuerdo a las diversas combinaciones de las condiciones predominantes en cada ramo, para la elección más apropiada de la cimentación que deberá ser analizada y diseñada con mayor precisión.

12.- REFERENCIAS

- 1.- TGC, "Estudio Geotécnico Complementario del Hotel Nikko - Somex", julio,1983.
- 2.- Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. 1976.
- 3.- Marsal,R. J. y Mazari, M. "El Subsuelo de la Ciudad de México". F. I. UNAM, México,D.F., 1959.
- 4.- Marsal,R. J. "La Estratigrafía y sus Implicaciones". SMMS, México, D.F. 1978.
- 5.- SRH, "Manual de Mecánica de Suelos", México,D.F. 1970.
- 6.- Terzaghi, K., Peck, R.B. "Soils Mechanics in -- Engineering Practice". John Wiley & Sons, 1967.
- 7.- Zeevaert, L. "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Mc Graw Hill, 1982.