

4658

UNAM

UNICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**Análisis y Diseño Estructural de la Escuela de
Ingeniería Civil de la Universidad de Puebla.**

T E S I S

Que para obtener el título de :

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

RAFAEL VAZQUEZ FELIX





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Con veneración y amor a mi madre,
cuya abnegación y dulzura me han repre-
sentado un continuo estímulo y un deseo
de superación

Con cariño y gratitud a mi hermana,
por la valiosa colaboración que realizó en
la elaboración de este modesto trabajo.

Con ternura y afecto a Eugenia,
por el impulso que me ha ofrecido



Universidad Nacional
Autónoma de
México

FACULTAD DE INGENIERIA
Depto. de Exams.Profs.
Núm.40
Exp.Núm.40/214./2

Al Pasante señor Rafael VAZQUEZ FELIX
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el señor profesor Ingeniero Samuel Ruiz G., para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

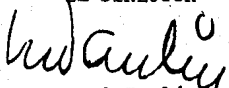
ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA ESCUELA DE
INGENIERIA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD DE
PUEBLA

"El desarrollo de la tesis deberá comprender las siguientes partes:

1. Valuación de las fuerzas sísmicas de acuerdo con la zona, clase de terreno y tipo de estructuras.
2. Determinación de los elementos mecánicos suscitados por la sollicitación sísmica.
3. Análisis de la estructura
4. Diseño de elementos estructurales con aplicación del método plástico.
5. Planos estructurales."

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 9 de Abril de 1970.
EL DIRECTOR


Ing. Manuel Paulín Ortiz


MPO'MMO'eag

INDICE.

INTRODUCCION	(1)
------------------------	-------

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1.- Descripción del conjunto	(3)
1.2.- Elección del tipo de estructura	(4)
1.3.- Procedimientos de análisis estructural	(5)
1.4.- Análisis sísmico	(7)
1.5.- Estudios para la cimentación de estructuras	(9)
1.6.- Esfuerzos permisibles y consideración de diseño	(11)

CAPITULO II

EDIFICIO DE OFICINAS Y SALA DE CONFERENCIAS

2.1.- Características arquitectónicas	(18)
2.2.- Determinación de las cargas que actúan sobre la estructura.	(19)
2.3.- Análisis estructural por cargas verticales	(21)
2.4.- Análisis sísmico	(27)
2.5.- Análisis del cascarón esférico	(29)
2.6.- Losa aligerada	(35)
2.7.- Cimentación	(44)

CAPITULO III

EDIFICIO DE AULAS

3.1.- Características arquitectónicas	(49)
3.2.- Determinación de las cargas que actúan sobre la estructura.	(50)
3.3.- Análisis estructural por cargas verticales	(51)
3.4.- Análisis sísmico	(56)
3.5.- Diseño de miembros estructurales	(68)
3.6.- Análisis de deformación del voladizo	(71)
3.7.- Cimentación	(75)

CAPITULO IV

EDIFICIO DE LABORATORIOS Y DE INVESTIGADORES

4.1.- Características arquitectónicas	(78)
4.2.- Determinación de las cargas que actúan sobre la estructura.	(79)
4.3.- Análisis estructural por cargas verticales	(79)
4.4.- Análisis de la cubierta de Laboratorios	(86)
4.5.- Cimentación	(101)

I N T R O D U C C I O N .

Atendiendo al lógico desanvolvimiento y desarrollo que en todos los órdenes se suscita en las sociedades humanas, resulta natural que se haga indispensable el analizar todas aquellas necesidades que surgen de ese progreso, para darles una solución adecuada. Con este criterio, se establecen diversas instituciones que pretenden proporcionar la solución mencionada, regular la demanda que se establezca y da do caso, si es que estas son insuficientes, crear dependencias ó inclusive nuevas instituciones que resuelvan el problema planteado.

En esta forma, el Estado de Puebla atendiendo al crecimiento de la población escolar de educación superior, ha palpado la necesidad de crear nuevas instalaciones universitarias que absorban las demandas establecidas.

Por lo anterior, se encomendó a los Sres. Ingenieros Marcos Mastretta y Arquitecto Miguel Pavón R. la elaboración del proyecto de este conjunto estudiantil, denominado C.U. - Puebla.

El ritmo de crecimiento total puede observarse en las cifras siguientes:

La población escolar total de las escuelas que estarán comprendidas en el conjunto C.U. - Puebla, era de 1638 alumnos en 1959, incrementándose a 3,850 en 1965. En el lapso de 7 años, la población aumentó en 2,212 alumnos, o sea un promedio de 316 alumnos por año.

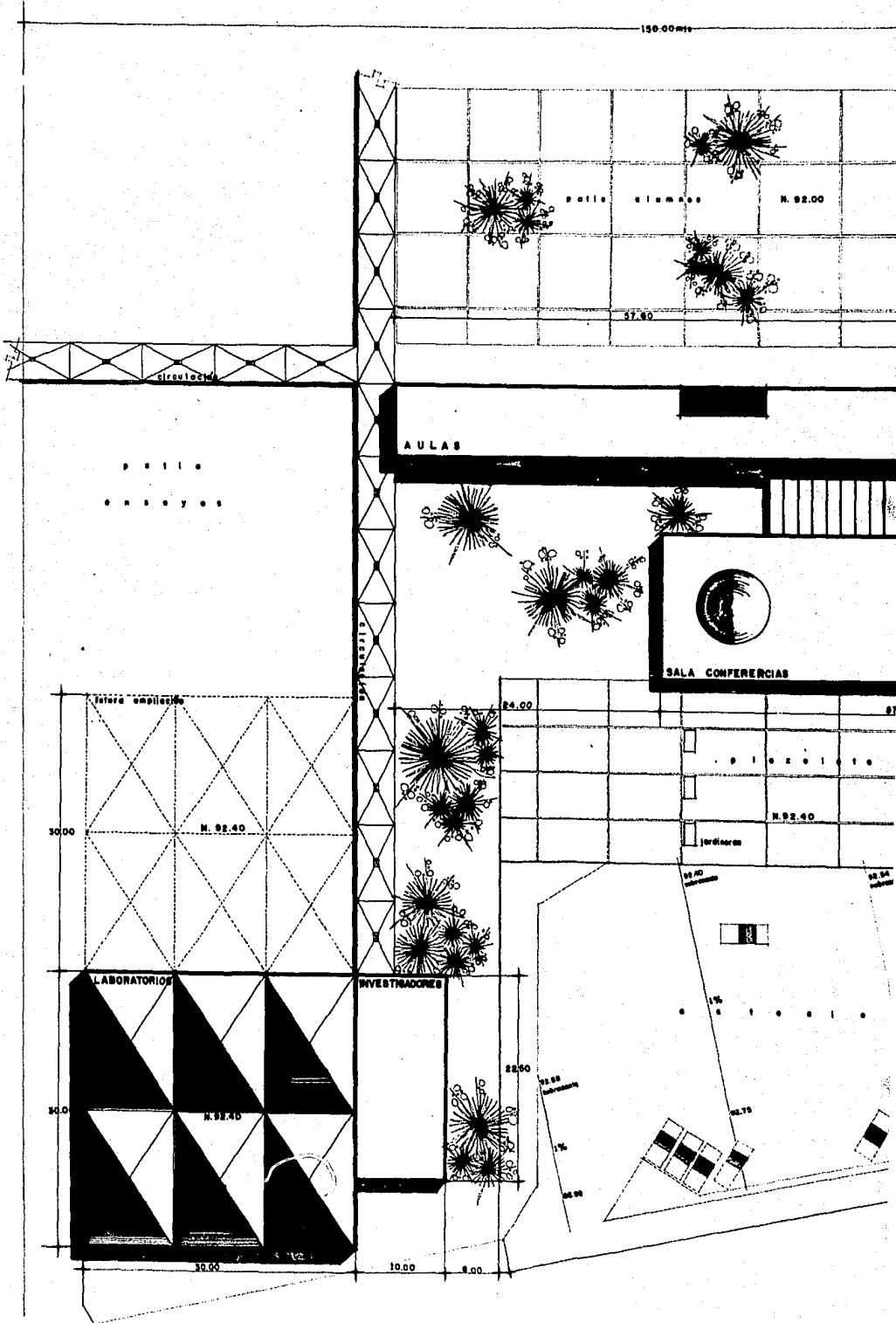
De cualquier manera, en el proyecto de la C.U. - Puebla se ha tomado en consideración el crecimiento de la población estudiantil para efectos de proporcionar la capacidad de las diversas unidades de enseñanza. Estas, aunque preven la expansión, sólo se han resuelto pa

ra un límite estudiantil máximo en un plazo razonable.

El presente trabajo, tiene por finalidad desarrollar una descripción del análisis y diseño estructural que se siguió en el proyecto de la Facultad de Ingeniería Civil, del conjunto C.U. - Puebla. La razón de haber elegido a esta Facultad, es por haber juzgado que ésta presenta características constructivas más amplias y es en sí un conjunto bastante completo, desde el punto de vista estructural, en relación a las restantes Escuelas y Facultades.

Esperando que el presente trabajo llegue a ser útil como elemento de consulta para los compañeros de nuestra Facultad, se ha desarrollado a este, guardando una completa similitud en el tratamiento dado a cada edificio considerado. La finalidad es entonces, enfocar los diferentes métodos y soluciones adoptadas para el mismo problema técnico por resolver.

150.00ms



circulacion

Patio

AULAS



SALA CONFERENCIAS

patio ampliado

30.00

N. 92.40

24.00

N. 92.40

22.50

22.50

LABORATORIOS

INVESTIGACIONES

RESEDA

30.00

22.50

21.00

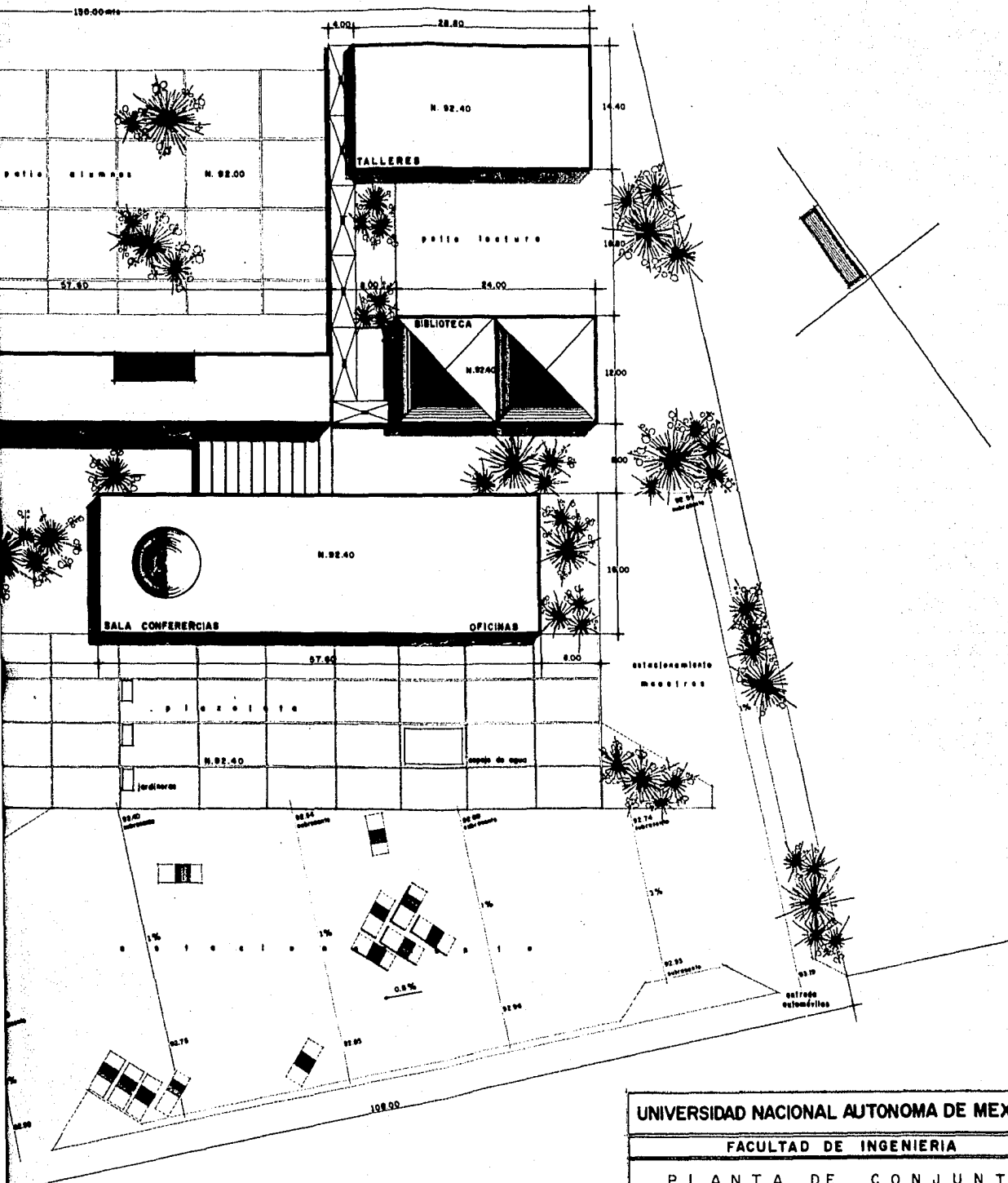
22.75

22.50

30.00

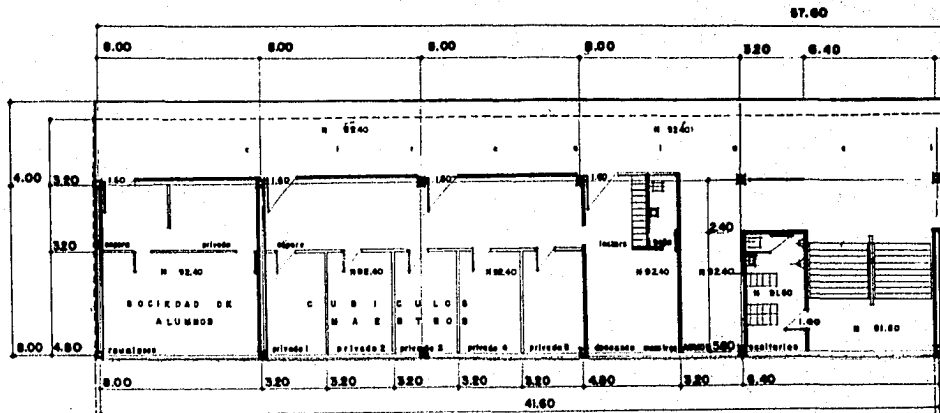
10.00

8.00

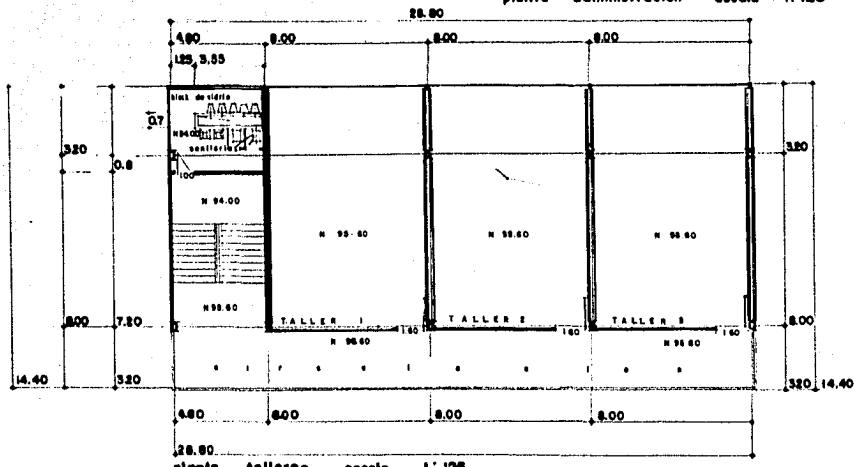


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO	
FACULTAD DE INGENIERIA	
PLANTA DE CONJUNTO	
TESIS	PROFESIONAL
RAFAEL VAZQUEZ FELIX	1969

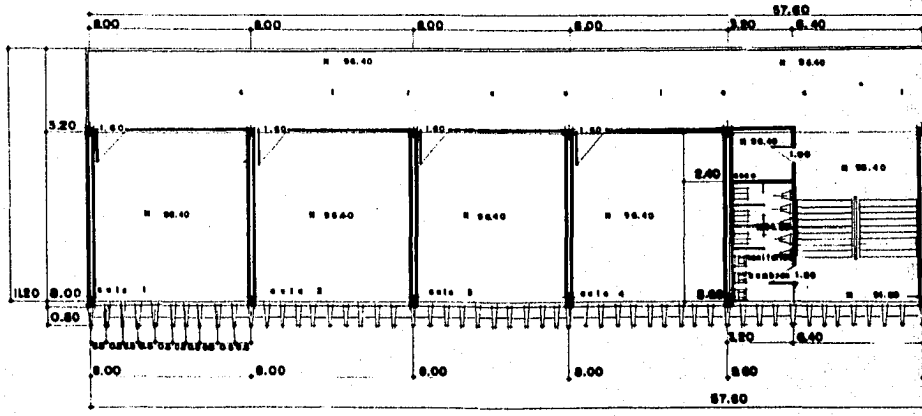
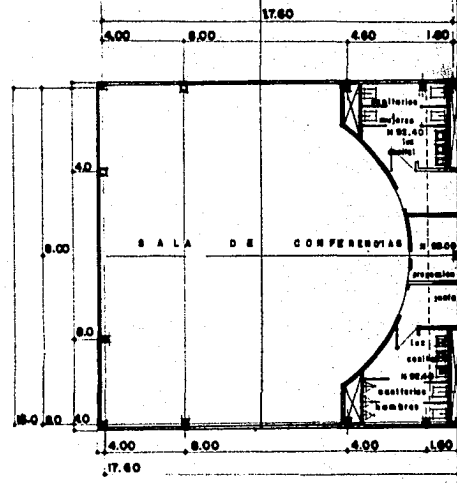
A-1



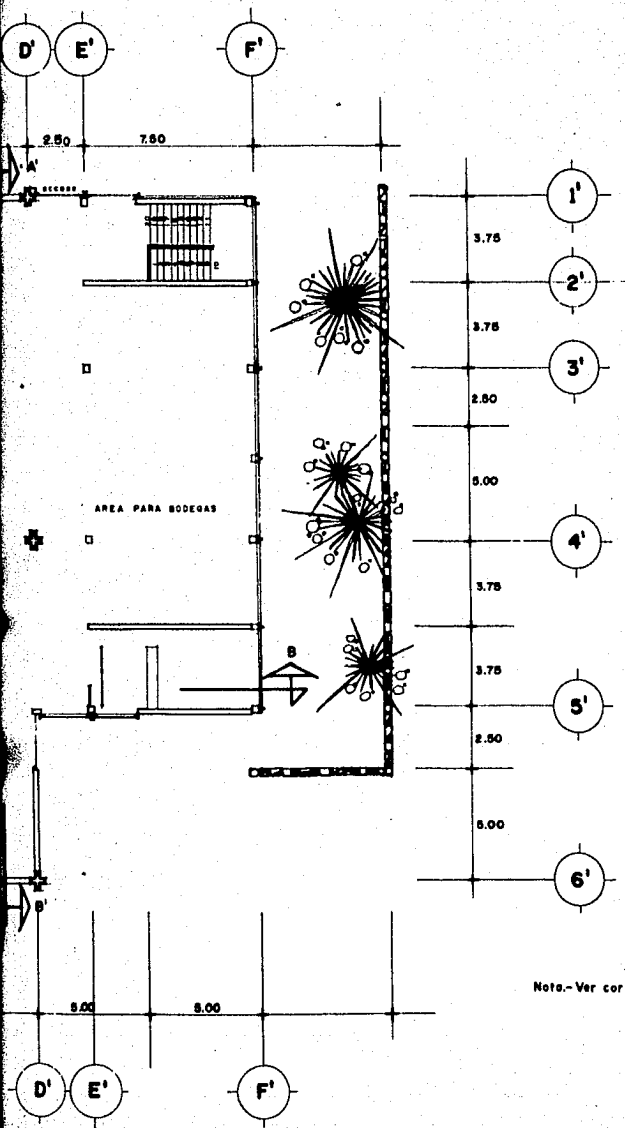
planta administración escala 1:125



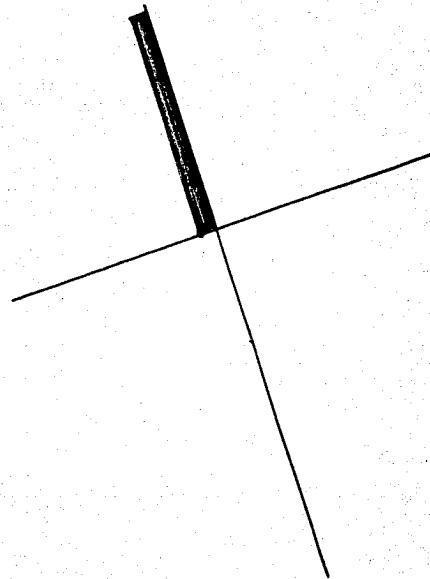
planta talleres escala 1:125



planta aulas escala 1:125



Nota.-Ver corte A-B en plano A-5



rios

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

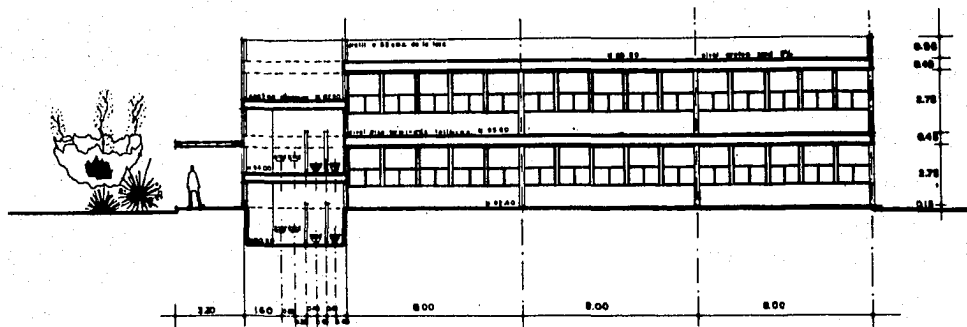
LABORATORIOS E INVESTIGADORES, PLANTA BAJA

TESIS PROFESIONAL

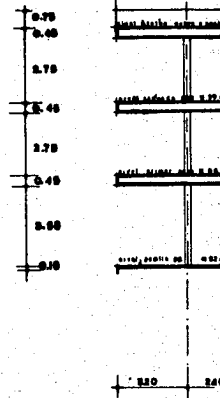
RAFAEL VAZQUEZ FELIX

1969

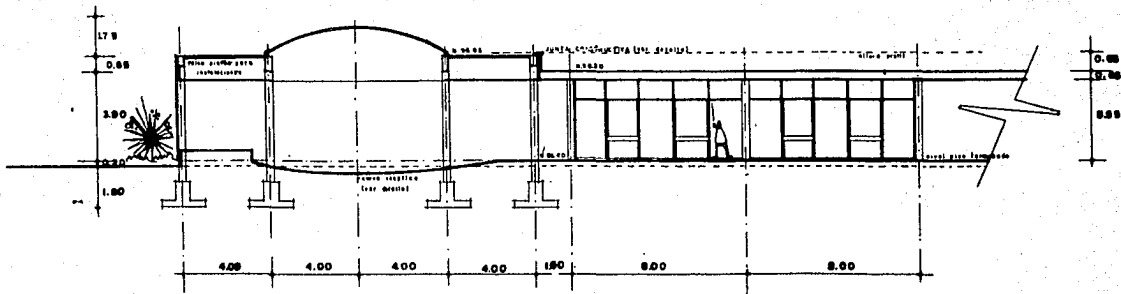
A-3



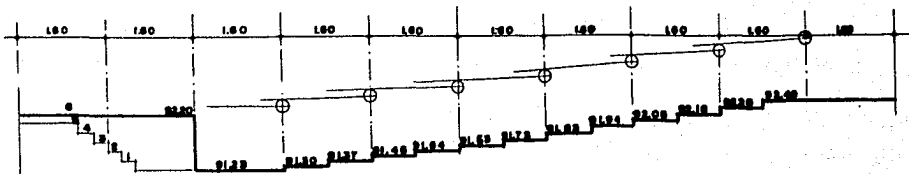
corte talleres a-b
esc. 1:125



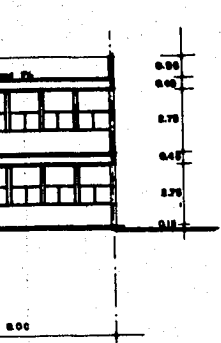
corte tr



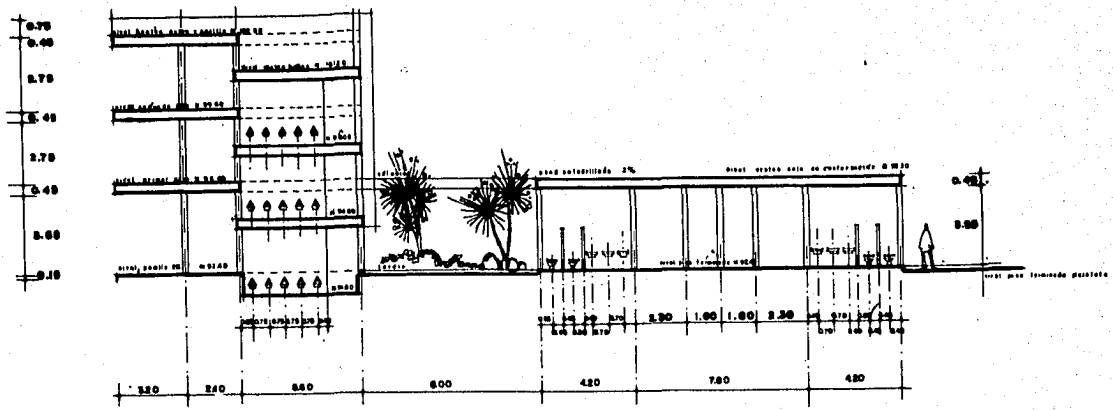
corte longitudinal sala de conferencias esc. 1:125



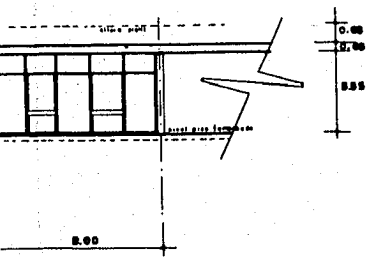
curva isoptica esc. 1:50



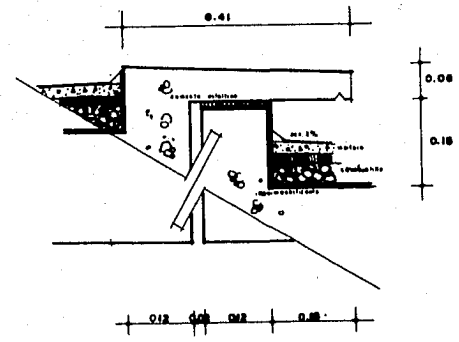
res a-b
esc. 1:125



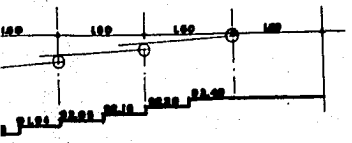
corte transversal aulas-sala de conferencias esc. 1:125



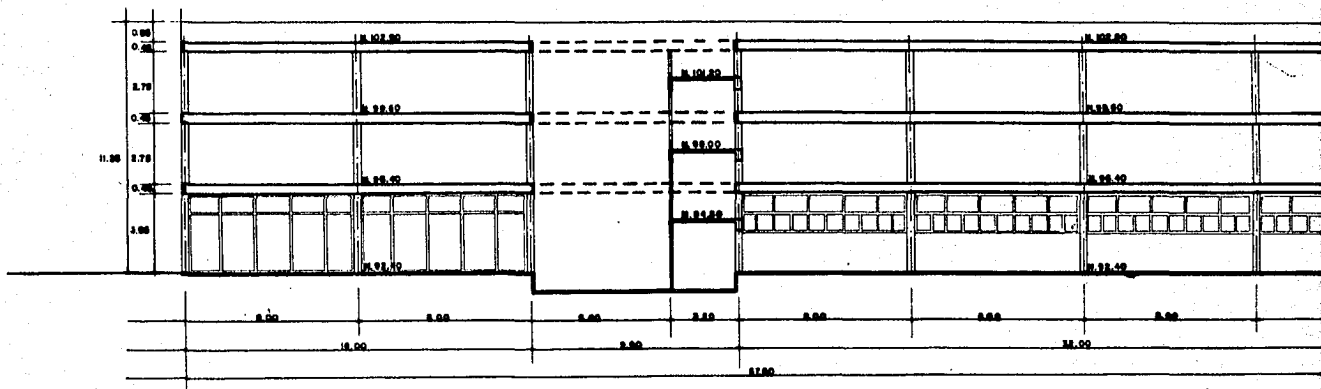
1:125



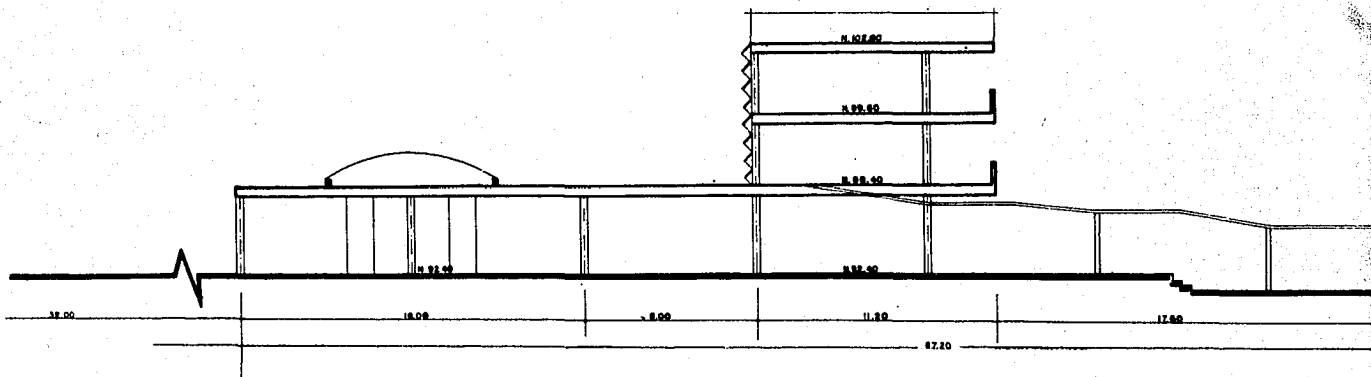
detalle junta constructiva esc. 1:5



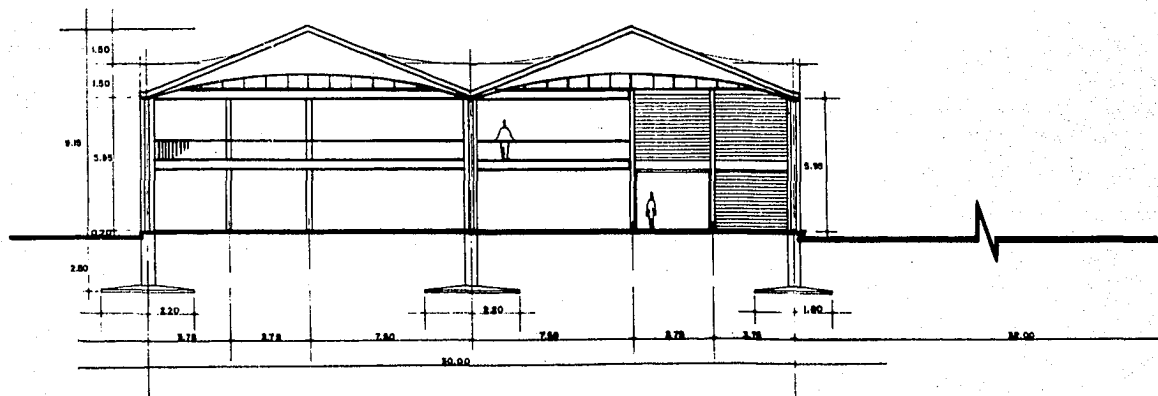
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO	
FACULTAD DE INGENIERIA	
C O R T E S	
TESIS PROFESIONAL	
RAFAEL VAZQUEZ FELIX	1969
A-4	



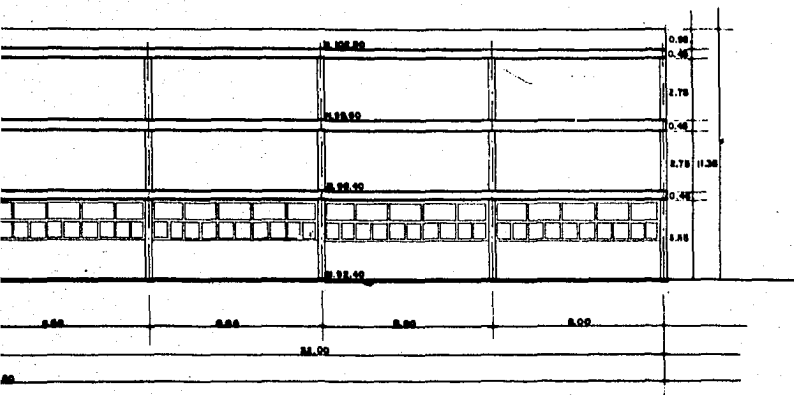
CORTE LONGITUDINAL AULAS A-B



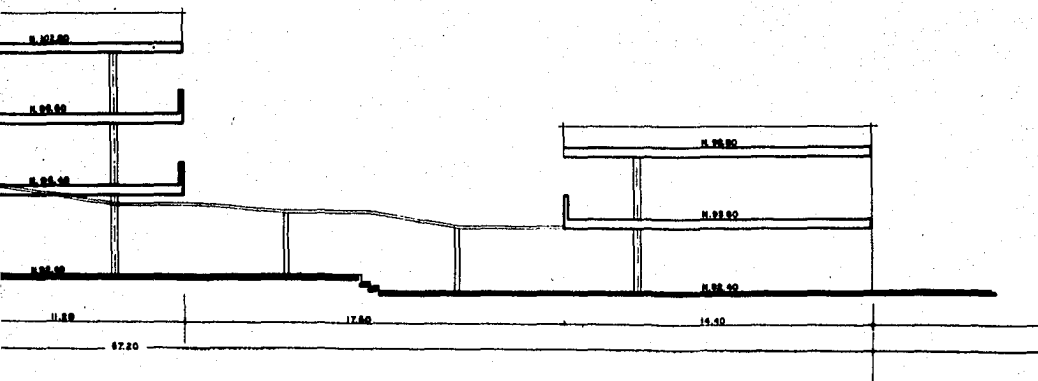
CORTE PARCIAL TRANSVERSAL OFICINAS-AULAS-TALLERES



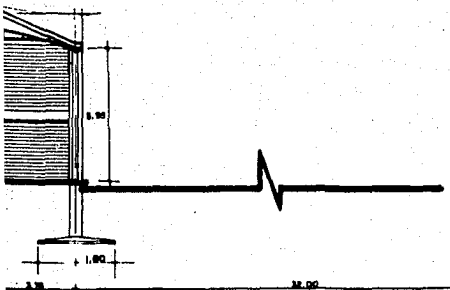
CORTE A' - B' TRANSVERSAL LABORATORIOS



A - B



AL OFICINAS - AULAS - TALLERES



L LABORATORIOS

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
C O R T E S	
TESIS PROFESIONAL	
RAFAEL VAZQUEZ FELIX	1969
A-5	

CAPITULO I
GENERALIDADES.

1.1.- Descripción del conjunto.

La Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad de Puebla, según se puede apreciar en el plano arquitectónico A-1, consta de los siguientes cuerpos:

- a) Edificio de Oficinas y Sala de Conferencias.
- b) Edificio de Aulas
- c) Biblioteca
- d) Talleres
- e) Investigadores y Laboratorios.

Haremos en seguida, una breve descripción de cada uno de ellos señalando sus características generales para posteriormente referirnos a ellos en forma más amplia y particular.

El edificio de Oficinas y Sala de Conferencias, se proyectó diferenciando bien estas zonas, por medio de un "Hall de Alumnos", que sirve a su vez, como elemento arquitectónico que unifica y vestibula a este conjunto. Todo este edificio consta de un solo nivel.

El edificio de Aulas, que consta de tres niveles, tiene un desarrollo sensiblemente longitudinal, puesto que sólo consta en el sentido transversal, de una sola crujía con voladizo adyacente, que se emplea como sistema de circulación. Debe hacerse notar que el análisis y diseño de este edificio se realizará tomando en consideración un futuro nivel de ampliación.

La Biblioteca de la Facultad, es un cuerpo resuelto por una cubierta de cascarones; pero como es un elemento proyectado para cons--

truirse posteriormente, no hablaremos más de ella en el presente trabajo.

El edificio de Talleres, es un elemento similar al edificio de Aulas, con la particularidad de ser un cuerpo de sólo dos niveles, -- tener un menor desarrollo longitudinal y constar de dos voladizos laterales en su sección transversal. Puesto que se trata, en términos generales, del mismo problema estructural que en el caso del mencionado edificio de Aulas (inclusive con menores claros por salvar), con sideramos injustificado el desarrollar el proceso de análisis y diseño para esta instalación.

Por último, el conjunto de Investigadores y Laboratorios, está determinado en las condiciones actuales, por una area cuadrada (30.00 x 30.00 m.), en la que se distribuyen los Laboratorios, cubiertos por un sistema de seis cascarones hipares, sustentados por un conjunto de columnas de sección transversal cruciforme. Se observa en el mismo -- plano arquitectónico de referencia, un area futura de ampliación de Laboratorios, de idénticas dimensiones a la que se construye inicialmente. Lateralmente, se localiza el edificio de Investigadores, de aspecto semejante al edificio de Aulas en su sección transversal y de dos niveles únicamente.

1.2.- Elección del tipo de estructura.

Como es bien sabido, deben de conjugarse en este fundamental aspecto, los factores de Economía y Seguridad que aunados a los requisitos arquitectónicos, nos proporcionen un proyecto estructural que será el más adecuado para el carácter y destino de la obra.

En nuestro caso particular, se concluyó que para las instalaciones de mayor movimiento y por requerirse de ellas el mayor espacio po

sible, se determinarán estructuras formadas por losas reticulares de concreto, soportadas por columnas metálicas, que evidentemente nos proporcionarán menores escuadrias.

Para el sistema de circulación y los Laboratorios de la Facultad, cifándose al proyecto arquitectónico, se resolvieron ambos con el sistema de cascarones, apoyándose en columnas de concreto.

En términos generales se prescindió de un tanteo dimensional para el proporcionamiento de los miembros de las estructuras, ya que el proyecto arquitectónico fija ciertas dimensiones, que había que respetar hasta donde fuera posible, sin que ello afectase a la estabilidad y buen funcionamiento de las instalaciones.

1.3.- Procedimientos de análisis estructural.

Las estructuras tienen por finalidad, transmitir cargas de un punto a otro. Esta función la realizan a través de elementos que tomando esas cargas (lo que se manifiesta al desarrollarse en ellos ciertos estados de esfuerzo de acuerdo con su naturaleza), las transportan al terreno y producen en conjunto, un sistema de cargas equilibrado con los estados de esfuerzo creados en los elementos estructurales.

Los estados de esfuerzo son producidos por los "elementos mecánicos" que actúan en las piezas estructurales. A su vez, dichos elementos se originan debido a la solitación producida por el sistema de cargas actuante.

Los elementos mecánicos se pueden clasificar en:

- a) Directos (Tensión ó Compresión)
- b) Flexión
- c) Cortante
- d) Torsión.

Para nuestro estudio, mencionaremos en primer término los procedimientos que se siguieron para la determinación de los elementos mecánicos debidos a cargas verticales en nuestras estructuras formadas por entramados reticulares, es decir, formadas por piezas horizontales y verticales que forman ángulos rectos entre sí. A las primeras se les denomina como es sabido, vigas ó traveses y a las segundas columnas.

Para estas instalaciones, se concluye entonces que serán soportadas por los entramados reticulares ó marcos estructurales que en ellas se formen.

La determinación de los elementos mecánicos en los marcos estructurales se realizó por el método de Hardy Cross. Este método consiste en distribuir los momentos flexionantes de desequilibrio que actúan en los nudos (intersección de vigas y columnas), que se obtienen por la suma algebraica de los momentos que se tendrían en los extremos de las piezas que concurren al nudo, considerando un empotramiento perfecto.

Esta distribución se realiza de acuerdo con las "rigideces angulares" de las piezas que formen el nudo en consideración. En seguida, los productos de esa primera distribución deberán ser transportados a los extremos opuestos de las piezas de acuerdo con el factor de transporte que le corresponda. Esta operación se repite en cada uno de los nudos hasta llegar a la aproximación deseada.

A continuación daremos algunos valores y definiciones indispensables para utilizar este método.

La rigidez angular de una barra es el valor del momento flexionante que debe de aplicarse en su extremo, para que presente una de-

formación angular unitaria.

Para el caso de una barra doblemente empotrada, vale:

$$r_a = \frac{4 E I}{l^3}$$

E.- módulo de elasticidad del material-
constituyente de la estructura.

I.- momento de inercia del area de la -
sección transversal de la barra.

l.- longitud de barra.

Y para una barra articulada en un extremo:

$$r_a = \frac{3 E I}{l^3}$$

El factor de distribución, está dado por la relación:

$$f.d. = \frac{r_a}{\sum r_a}$$

$\sum r_a$.- Suma de las rigideces angulares de
todas las barras que concurren al
nudo.

Para las cubiertas formadas por cascarones, se aplicó a estas la teoría de "analogía de la membrana", la cual veremos con detalle posteriormente.

1.4.- Análisis sísmico.

Un sismo es una vibración u oscilación de la corteza terrestre - provocada por un disturbio transitorio del equilibrio gravitacional - de las masas rocosas sobre o debajo de la superficie terrestre. La -- causa inmediata de este movimiento es una falla del tipo cortante en un plano de menor resistencia en la roca de la corteza terrestre. Cuando una parte de la falla es sobreesforzada, da principio el desliza-- miento en algún punto y se extiende sobre determinada area; el centro

de esta area de deslizamiento, se llama "hipocentro", "foco sísmico ó simplemente "foco" en tanto que su proyección sobre la superficie terrestre se denomina "epicentro".

Los temblores se clasifican en Tectónicos y Volcánicos, según si los esfuerzos que origina el movimiento son, respectivamente, estructurales en principio o bien, proceden de actividad volcánica.

La intensidad de los movimientos telúricos debe estudiarse en forma de desplazamientos y aceleraciones para poder aplicar sus resultados a la Ingeniería.

El problema sísmico en México tiene mucha importancia, ya que gran parte de nuestro territorio queda dentro de lo que se llama el Cinturón Circunpacifico, que es una de las 3 zonas sísmicas más importantes del planeta.

La Regionalización Sísmica de la República Mexicana, que de una manera tentativa ha presentado el Ing. Luis Esteva Maraboto, investigador del Instituto de Ingeniería, muestra las diferentes zonas sísmicas que van desde la zona 0, de actividad nula, hasta la zona 3, en donde se presenta la máxima actividad sísmica del país.

La ciudad de Puebla, Pue., dentro de la cual se ubicará el conjunto objeto de nuestro estudio, está comprendida, al igual que el Distrito Federal, dentro de la zona 2; por lo cual, podremos aplicar en nuestro estudio, lo que referente a diseño sísmico prescribe el R. C.D.F.

Se aplicará en consecuencia para cada caso en particular el método que se juzgue más conveniente de acuerdo con dicho Reglamento.

1.5.- Estudios para la Cimentación de estructuras.

Como es bien sabido, para realizar el análisis y diseño de la cimentación de toda construcción relativamente importante, es imprescindible realizar en forma previa, un estudio de Mecánica del suelo, sobre el cual se va a cimentar esa construcción.

Este estudio de Mecánica del Suelo, comprende los aspectos de de terminación de datos en campo y de análisis en Laboratorio.

En este tipo de estudios se investigarán los siguientes conceptos:

La secuela estratigráfica, la heterogeneidad de los mantos, la compresibilidad, la resistencia al esfuerzo cortante y contenido de humedad así como también la posición del nivel freático.

En lo referente a la determinación de los datos de campo, se efectuaron 7 sondeos para toda la extensión del predio del conjunto C.U. - Puebla. Para nuestra zona en particular, tan sólo uno de esos sondeos será válido en ella, por lo que de aquí en adelante sólo haremos referencia a él.

Este sondeo fué de tipo "mixto", habiéndose iniciado como pozo a cielo abierto y continuado con el sistema de penetración estándar, -- hasta una profundidad de 9.50 m. aproximadamente. Se observó una secuencia de suelos medianamente compresibles desde la superficie hasta 8 m. de profundidad. Se detectó una capa de arena pumítica y otra de arena arcillosa café obscura entre 0.50 y 1.40 m.; que a pesar de su baja resistencia a la penetración, debe aprovecharse para el desplante de las zapatas por tratarse de un suelo poco compresible y libre del peligro de sufrir contracciones y expansiones por cambios de humedad.

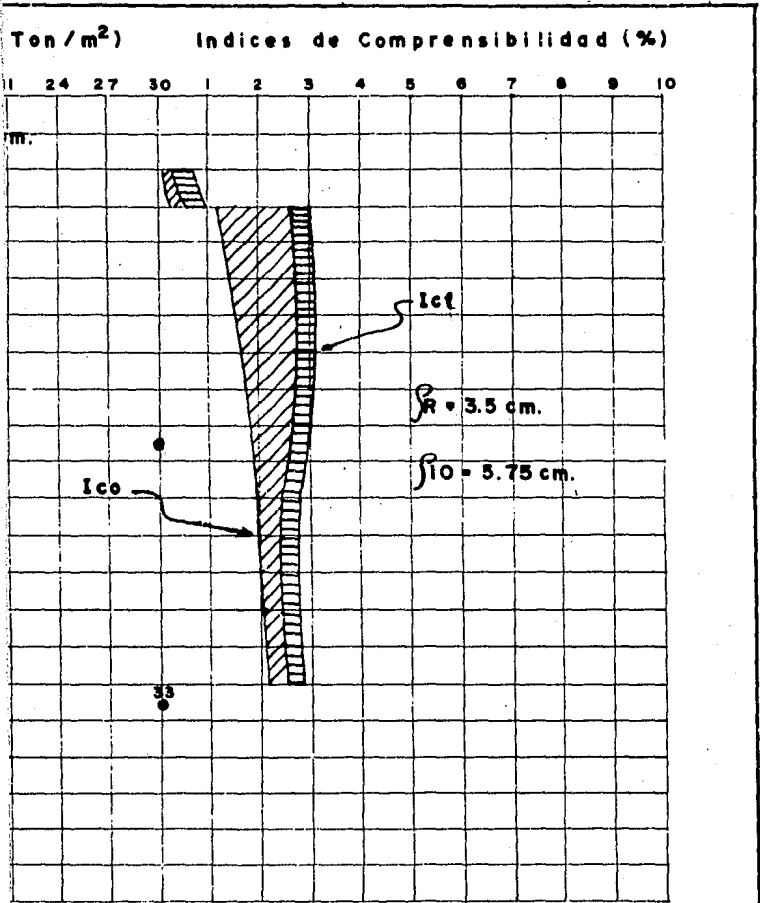
Con el fin de adoptar un índice de resistencia del terreno de -- toda la zona estudiada, se había considerado el valor de 10 ton/m². -- Para nuestra area, se repitió el cálculo de la carga permisible, en -- función de la resistencia al esfuerzo cortante entre 1 y 3 m. de pro-- fundidad, obteniéndose un valor de 21.5 ton/m² con factor de seguri-- dad de 3. Por lo tanto, se concluye que sigue siendo factible usar -- las 10 Ton/m² que se adoptaron para las demás unidades.

Para tener una idea de los hundimientos probables, se escogió la zapata de una columna con 352 Ton, de nuestro edificio. Se calcularon las presiones a diferentes profundidades, incluyendo el efecto del -- relleno y se determinó el orden de magnitud del asentamiento con el -- método de los Indices de Cimentación. Este cálculo se presenta en la -- parte derecha (Indices de Compresibilidad) de la figura anexa. Se ob-- tuvo un hundimiento total de 3.5 cm. por el relleno y 5.75 cm. adicio-- nales por asentamiento propio de la zapata.

Dada la magnitud del movimiento, se consideró conveniente calcu-- lar la velocidad que tendría, para lo cual se utilizaron los paráme-- tros de la consolidación desviadora tomados de arcillas de la misma -- plasticidad y contenido de humedad. Los resultados del cálculo se tra-- ducen en la siguiente predicción:

Tiempo	Asentamiento (cm.)
1 año	1.7
2 años	3.3
4 años	5.0
8 años	5.9

Como conclusión, se opina que es factible cimentar los edificios

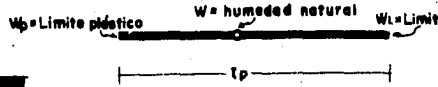
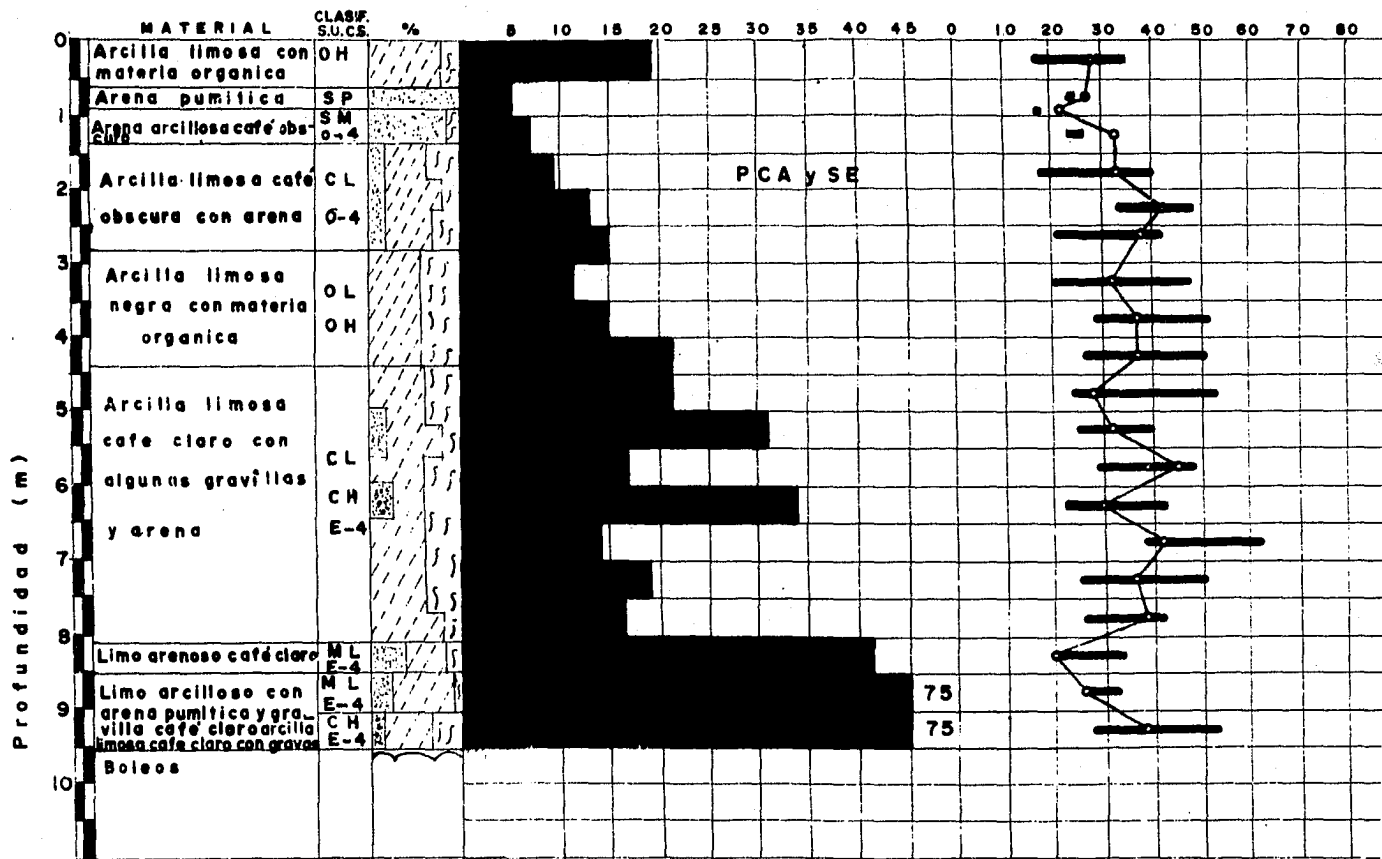


R FINAL INCLUYENDO Δu
 R INICIAL (CORRESPONDIENTE A P_1)
 R FINAL (CORRESPONDIENTE A P_2)
 R CRITICO

U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
CONCLUSIONES EN SONDEOS PRACTICADOS EN EL AREA DE ESTUDIO	
TESIS PROFESIONAL	
RAFAEL VAZQUEZ FELIX	1969

N = Numero de golpes en 30 cm.

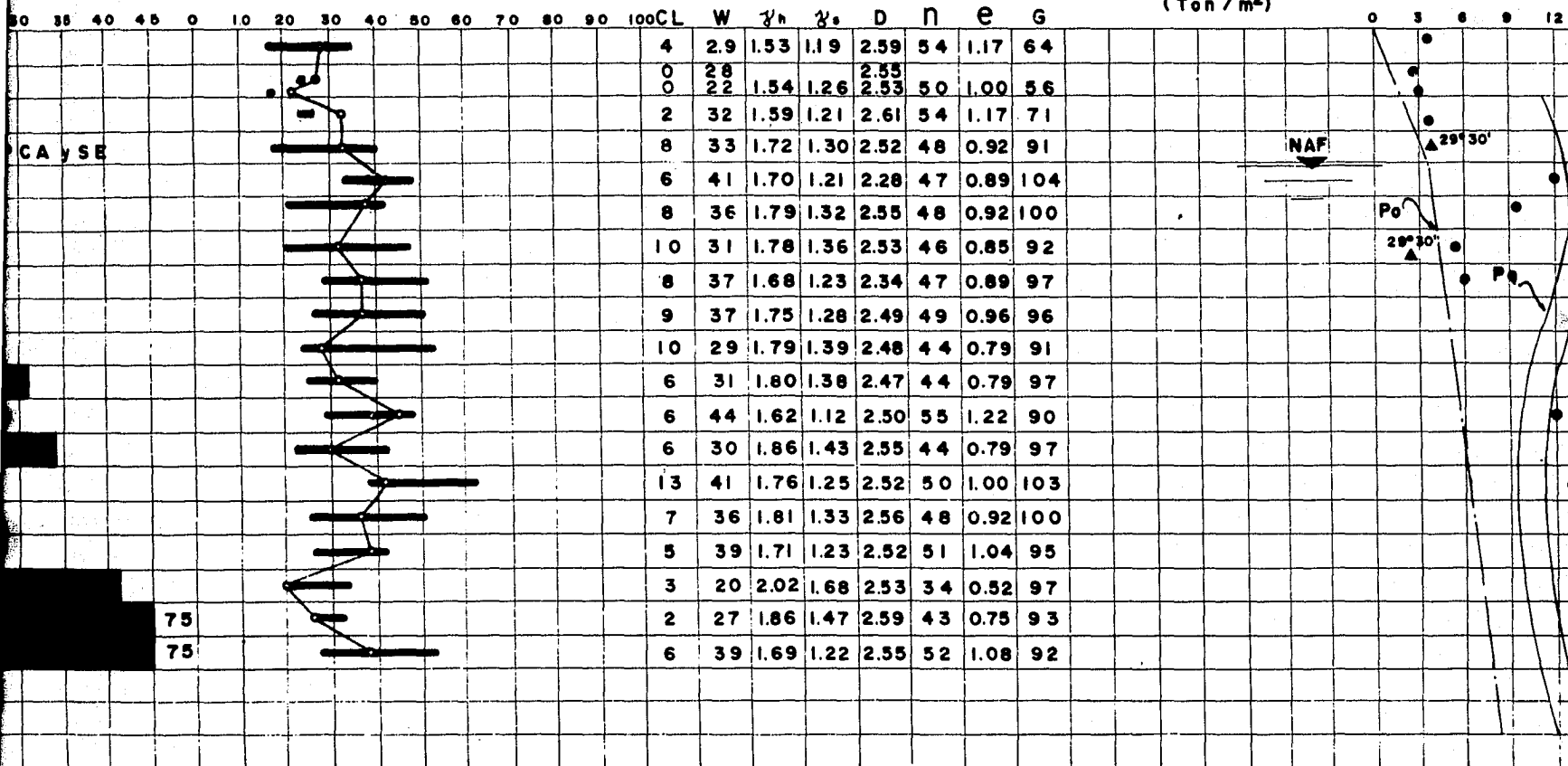
Contenido de agua



es en 30 cm.

Contenido de agua

Deficiencia piezometrica Presiones ef
(Ton/m²)



Wp = Limite plástico

W = humedad natural

Wl = Limite liquido

tp

CL = CONTRACCION LINEAL (%)

γ_n = DENSIDAD APARENTE HUM. (TON/M³)

γ_s = DENSIDAD APARENTE SECA (TON/M³)

D = DENSIDAD DE SOLIDOS (TON/M³)

n = POROSIDAD (%)

e = OQUEIDAD

G = GRADO DE SATURACION (%)

LECTURAS DE PIEZOMETROS

DEFICIENCIA PIEZOMETRICA

● COMPRESION AXIAL

▲ COMPRESION TRIAXIAL

P₀ = PRESION EFECTIVA INICIAL

P₁ = PRESION EFECTIVA FINAL

de agua

Deficiencia piezometrica Presiones efectiv
(Ton/m²)

60	70	80	90	100	CL	W	γ_h	γ_s	D	n	e	G
					4	2.9	1.53	1.19	2.59	54	1.17	64
					0	2.8			2.55			
					0	2.2	1.54	1.26	2.53	50	1.00	56
					2	3.2	1.59	1.21	2.61	54	1.17	71
					8	3.3	1.72	1.30	2.52	48	0.92	91
					6	4.1	1.70	1.21	2.28	47	0.89	104
					8	3.6	1.79	1.32	2.55	48	0.92	100
					10	3.1	1.78	1.36	2.53	46	0.85	92
					8	3.7	1.68	1.23	2.34	47	0.89	97
					9	3.7	1.75	1.28	2.49	49	0.96	96
					10	2.9	1.79	1.39	2.48	44	0.79	91
					6	3.1	1.80	1.38	2.47	44	0.79	97
					6	4.4	1.62	1.12	2.50	55	1.22	90
					6	3.0	1.86	1.43	2.55	44	0.79	97
					13	4.1	1.76	1.25	2.52	50	1.00	103
					7	3.6	1.81	1.33	2.56	48	0.92	100
					5	3.9	1.71	1.23	2.52	51	1.04	95
					3	2.0	2.02	1.68	2.53	34	0.52	97
					2	2.7	1.86	1.47	2.59	43	0.75	93
					6	3.9	1.69	1.22	2.55	52	1.08	92

NAF

29°30'

P₀

29°30'

P₁

de natural

W_l = Limite liquido

CL = CONTRACCION LINEAL (%)

γ_h DENSIDAD APARENTE HUM. (TON/M³)

D DENSIDAD APARENTE SECA (TON/M³)

n POROSIDAD (%)

e GRUEDAD

G GRADO DE SATURACION (%)

X LECTURAS DE PIEZOMETROS

Δ DEFICIENCIA PIEZOMETRICA

● COMPRESION AXIAL

▲ COMPRESION TRIAXIAL

P₀ = PRESION EFECTIVA INICIAL

P₁ = PRESION EFECTIVA FINAL

--- I_{av}

--- I_{cp}

--- I_{cf}

--- I_{cs}

de esta unidad mediante zapatas aisladas ó corridas, diseñadas para aplicar una carga unitaria neta no mayor de 10 Ton/m^2 , a una profundidad de un metro debajo de la elevación original del terreno.

1.6.- Esfuerzos permisibles y consideraciones de Diseño.

En primer término, haremos notar que para el proceso de diseño estructural, nos sujetaremos a las normas y recomendaciones que especifica el Reglamento de las Construcciones del Distrito Federal (R.C.D.F.) - Febrero de 1966; teniendo cuidado de tomar en cuenta las condiciones propias del lugar.

Elementos estructurales de concreto reforzado.

Considerando que adoptaremos en este trabajo el criterio de Diseño Plástico, que es un método para calcular secciones de concreto reforzado, fundado en las experiencias y teorías correspondientes al estado de ruptura de las secciones consideradas, y este considera para su aplicación "factores de carga", que son cantidades que afectan los valores límite de los elementos mecánicos correspondientes, empezaremos por cuantificar a dichos factores, según las normas del R.C.D.F.:

"Las cargas de trabajo deben multiplicarse por los siguientes factores de carga:

- a) 1.4 para la combinación de cargas muerta y viva usuales.
- b) 1.1 para la combinación de carga muerta y la distribución más desfavorable de carga viva y para la combinación de cargas muerta, viva y accidental".

Además, el mismo R.C.D.F. recomienda que para efectos de diseño, ante las condiciones que se especifican en el párrafo (a) anterior, se sustituya f_c' por $f_c^* = 0.9 (1-C_v) f_c'$, y ante las que especifica

el párrafo (b), $f_c^{\#} = (1 - C_v) f_c'$ donde C_v es el coeficiente de variación de f_c' .

Salvo que mediante ensayos y análisis se demuestre que puede adoptarse otro valor de C_v , se tomarán los que a continuación se especifican:

Tipo de mezcla	C_v
Concreto mezclado mecánicamente proporcionado por peso, controlando el contenido de humedad de los agregados.	0.15
Concreto mezclado mecánicamente, proporcionado por volumen.	0.25
Concreto mezclado a mano.	0.30

El valor de f_c' que adoptaremos, será de:

$$f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo.

En lo que respecta al acero de refuerzo y apeándonos al mismo R.C.D.F., consideraremos:

"Ante las condiciones de carga que se especifican en el párrafo a), se sustituirá f_y por $f_y^{\#} = 0.9 f_y$ para acero de refuerzo grado estructural y para acero de preesfuerzo, y por $f_y^{\#} = 0.8 f_y$ para otros aceros". Ante las condiciones que se especifican en el párrafo b), -- $f_y^{\#} = f_y$ para acero grado estructural y de preesfuerzo y $f_y^{\#} = 0.9 f_y$ para otros aceros".

Nuestro valor de f_y será de 4000 Kg/cm^2 .

Flexión y carga axial.

Las hipótesis en las cuales se basa el diseño de las secciones sujetas a flexo-compresión ó flexo-tensión, son las siguientes:

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales es plana.
- b) El concreto no resiste esfuerzos longitudinales de tensión -- (salvo en concreto presforzado durante el preesfuerzo y montaje, y en el concreto simple).
- c) Dada una deformación unitaria, los esfuerzos en acero y concreto son iguales a los correspondientes en pruebas de flexión o de tensión y compresión simple.
- d) El módulo de elasticidad del concreto E_c , tiene los valores siguientes:

$E_c = 3000 \sqrt{f_c^{\text{R}}}$ para la combinación de carga muerta y viva usuales.

$E_c = 10,000 \sqrt{f_c^{\text{R}}}$ para la combinación de carga muerta y la distribución más desfavorable de carga viva y para la combinación de cargas muerta, viva y accidental.

- e) El módulo de elasticidad del acero es $E_s = 2,000,000 \text{ Kg/cm}^2$ -- salvo para acero de presfuerzo en cuyo caso, E_s se determinará experimentalmente.

- f) La distribución de esfuerzos en el concreto es uniforme en la zona equivalente de compresión, cuya profundidad (vale 0.8 de la del eje neutro). El esfuerzo en el concreto es igual a ---
 $0.85 f_c^{\text{R}}$, si $f_c^{\text{R}} \leq 280 \text{ Kg/cm}^2$

e igual a $(1.05 - \frac{f_c^{\text{R}}}{1400}) f_c^{\text{R}}$ si $f_c^{\text{R}} > 280 \text{ Kg/cm}^2$

- g) El esfuerzo en el acero es igual al producto de su deformación unitaria y módulo de elasticidad, ó a $f^{\#}$ y si este es menor que dicho producto.

El acero de tensión se diseñará para el máximo momento flexionante que obra en la zona comprendida a un peralte efectivo a cada lado de la sección considerada. El acero de compresión y el concreto se diseñarán para el momento que obra en la sección que se considera.

Tensión diagonal.

- a) El esfuerzo cortante medio en una sección se calculará con expresión:

$$v = \frac{V}{bd}$$

V.- fuerza cortante

b.- ancho de la sección

d.- peralte efectivo de la sección.

- b) En secciones sujetas a flexión sin carga axial, el esfuerzo cortante que toma el concreto se supondrá no mayor que:

$$v_c = \sqrt{0.4} \frac{(2+b)}{d} (\rho.5 \sqrt{f^{\#}c} + \frac{180 A_s}{b_m} V = \sqrt{f^{\#}c} \dots (a)$$

V.- fuerza cortante

M.- momento flexionante

A_s - area de refuerzo longitudinal

- c) En secciones sujetas a flexión y carga axial, se multiplicará el esfuerzo de diseño anterior por $1+0.05 N/V$ ó por $1-0.5 N/N^{\circ}$ según que la carga sea compresión ó tensión respectivamente.

N.- carga axial

$$N^{\circ} = \frac{A_s f^{\#} y_{jd} - M}{jd - a}$$

- a.- profundidad del eje neutro medido a partir de la fibra superior.

La ecuación (a) no es aplicable al esfuerzo cortante que obra en cascarrones en la dirección de la superficie de los mismos, ni al esfuerzo cortante en concreto simple; para ellos se tomará $V_c = 0.5\sqrt{f_c}$

d) Cuando se requiera esfuerzo por tensión diagonal, su separación estará dada por:

$$S = \frac{0.75 A_v f_y d}{V_u} \quad \text{para estribos perpendiculares al eje de la barra.}$$

Y para estribos a 45° :

$$S = \frac{1.41 (0.75) A_v f_y d}{V_u}$$

V_u .- fuerza cortante última que debe tomarse con estribos.

A_v .- area transversal de refuerzo por tensión diagonal.

La separación "s" así calculada no deberá ser mayor que:

$$\frac{d (1 + \cot \theta) V_c}{0.5 d (1 + \cot \theta)}$$
$$L/6$$

θ .- ángulo que los estribos forman con el eje de la pieza.

L.- claro del miembro.

En ningún caso, el esfuerzo cortante será mayor que 4 veces el esfuerzo que toma el concreto.

e) El esfuerzo de adherencia está dado por:

$$u = \frac{V}{\sum_0 J d}$$

\sum_0 .- suma de los perímetros del acero de tensión.

Las secciones críticas estarán en las caras de los apoyos, en los puntos donde se corten varillas de tensión dentro del claro y en los puntos de inflexión; si en estos puntos se anclan las varillas en forma adecuada, se puede prescindir del cálculo del esfuerzo de adherencia.

Las longitudes de anclaje que garantizan que el acero pueda fluir antes de deslizar, están dadas por:

$$L_a = \frac{f_y \phi}{4 u} > 12 \phi$$

u.- $\frac{4.5 \sqrt{f_c'}}{\phi}$ para varillas superiores

u.- $\frac{6 \sqrt{f_c'}}{\phi}$ para varillas bajas

u.- esfuerzo permisible de adherencia

ϕ .- diámetro de la barra considerada

Elementos estructurales metálicos.

Flexión.

Tensión en las fibras extremas del área neta de perfiles laminados, travesaños armados y miembros compuestos:

$$0.6 f_y$$

En el caso de miembros de sección en cajón de proporciones usuales, tanto el esfuerzo máximo de tensión como el de compresión se tomarán iguales a 0.6 f_y .

Adoptaremos para nuestro caso:

$$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2; \quad \therefore f_p = 0.6 f_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_1 = \frac{1}{1 - \frac{N}{P_e}}, \text{ siendo } P_e \text{ la carga crítica de Euler para pandeo elástico en el plano de flexión, dividida entre 1.92}$$

$$C_2 = 0.85, \text{ excepto en los casos siguientes:}$$

a) Cuando $\frac{N/A}{f_1} \leq 0.15$, la fórmula (2) se sustituye por:

$$\frac{N/A}{f_1} + \frac{M/S}{f_2} \leq 1$$

b) Para barras cuyos extremos no puedan moverse linealmente pero que no estén sujetas a cargas transversales entre sus extremos, $C_2 = 0.6 + 0.4 (M_1/M_2) \geq 0.4$, siendo M_1/M_2 positivo cuando la pieza está flexionada en curvatura sencilla y negativa cuando lo está en curvatura doble.

Flexocompresión

Los miembros sometidos a flexocompresión deberán diseñarse de manera que satisfagan, simultáneamente, las dos condiciones siguientes:

$$\frac{N}{A} + \frac{M}{S} \leq 0.6 f_y \quad \dots (1)$$

$$\frac{N/A}{f_1} + C_1 C_2 \frac{M/S}{f_2} \leq 1 \quad \dots (2)$$

Donde:

N = fuerza normal existente en la columna.

M = momento flexionante máximo en la barra en consideración.

A = área de la sección transversal de la columna.

S = módulo de sección transversal de la columna - respecto al eje alrededor del que se presenta la flexión.

f_1 y f_2 = esfuerzos admisibles, si la pieza trabajase exclusivamente a compresión axial o flexión, respectivamente.

CAPITULO II

EDIFICIO DE OFICINAS Y SALA DE CONFERENCIAS.

2.1.- Características arquitectónicas.

Este edificio, situado inmediatamente al frente de la plazoleta de acceso cumple, por su posición, con proporcionar un fácil acceso a las oficinas administrativas del plantel.

Como ya habíamos comentado, las oficinas se encuentran separadas mediante el pasaje "Hall de alumnos", de la Sala de Conferencias. Esta sala está resuelta por medio de una cubierta de cascarón esférico, que nos evita la presencia de soportes que son lógicamente inadecuados para una buena visibilidad general.

En conclusión, podemos enumerar las diferentes dependencias de este edificio, en la forma siguiente:

Sección Administrativa.

- Dirección
- Sala de espera
- Sala de juntas
- Archivo
- Oficinas
- Servicios sanitarios.

Sección Cultural.

- Sala de Conferencias
- Cuarto de Proyecciones
- Servicios sanitarios.

2.2.- Determinación de las cargas que actúan sobre la estructura.

En este punto, principiaremos por decir, que este conjunto está separado constructivamente, en las 2 secciones antes expuestas por lo que dividiremos nuestro análisis estructural en estas dos secciones.

Para la determinación de las cargas, empezaremos por definir a estas según las normas del R.C.D.F.:

"Cargas muertas son las que actúan permanentemente en una construcción y deberán considerarse como tales los pesos de los materiales y de las instalaciones, la reacción del suelo, empujes de tierra e hidrostáticos y subpresión.

Cargas vivas son las gravitacionales que obran en una construcción y no tienen carácter permanente".

Además, toda estructura debe diseñarse de tal manera que sea capaz de resistir cargas muerta, viva y accidentales, en las combinaciones más desfavorables, durante la construcción y en la construcción terminada.

Como complemento, añadiremos que las cargas accidentales son aquellas que actúan sobre la estructura en forma irregular, en uno u otro sentido, como son las producidas por vientos ó sismos.

2.2.1.- MATERIALES. Tabla de Pesos Volumétricos.

<u>Material</u>	<u>Peso en Ton/m³</u>
Concreto simple.....	2.20
Concreto reforzado.....	2.40
Tabique rojo hecho a mano.....	1.65
Mortero de cemento y arena.....	1.90
Mortero de yeso.l.....	1.50
Tierras (para empuje).....	1.60
Tezantle.....	1.00

2.2.2.- CARGAS CONSIDERADAS.-

a) SALA DE CONFERENCIAS

Impermeabilizante		4 Kg/m ²
Enladrillado .-	0.02 x 1650 =	33 Kg/m ²
Mortero .-	0.02 x 1900 =	38 Kg/m ²
Relleno .-	0.08 x 1000 =	80 Kg/m ²
Losa de concreto de 10 cm.-	0.10 x 2400 =	<u>240 Kg/m²</u>
		CM = 395 Kg/m ²

Para efectos de carga viva, consultando el R.C.D.F.:

Azoteas con pendiente no mayor que 5%

Para diseño estructural	100
Para fuerzas de sismo	40
Para hundimientos en arcilla	40

Por lo que tomando el valor de 100 Kg/m²:

$$C D = 395 + 100 = 495 \approx 500 \text{ Kg/m}^2$$

b) OFICINAS

Como el proyecto arquitectónico dispone de muy pocas bajadas ---pluviales, se llegó a la necesidad de considerar 18 cm. de relleno en promedio.

$$\text{Relleno .- } 0.18 \times 1000 = 180 \text{ Kg/m}^2$$

LOSA ALIGERADA DE 35 cm.

Considerando un tablero tipo y tomando en cuenta la distribución realizada:

$$\text{Vol. de concreto : } 8 \times 8 \times 0.05 = 3.20 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. de nervaduras: } 0.54 \times 13.60 = \frac{7.35}{10.55} \text{ m}^3$$

$$W_c = 10.55 \times 2,400 = 25340 \text{ Kg}$$

Blocks:

$$81 \times 54 = 4370 \text{ Kg}$$

$$36 \times 36 = 1190 \text{ Kg}$$

$$4 \times 25 = 100 \text{ Kg}$$

$$\underline{5660 \text{ Kg}}$$

$$\therefore W_t = 25,340 + 5,660 = 31.000 \text{ Kg}$$

$$w_1 = \frac{31,000}{8.00 \times 8.00} = 485 \text{ Kg/m}^2$$

Por lo que la carga total uniforme valdrá:

$$\text{Relleno} \quad 180 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Losa aligerada} \quad 485 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Yeso} \quad \text{-- } 0.02 \times 1500 = 30 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{C.V.} \quad \underline{100 \text{ Kg/m}^2}$$

$$795 \approx 800 \text{ Kg/m}^2$$

Para efectos sísmicos, se tendrá:

$$w_t = 740 \text{ Kg/m}^2 \text{ (C.V. = } 40 \text{ Kg/m}^2\text{)}$$

2.3.- Análisis estructural por cargas verticales.

a) SALA DE CONFERENCIAS

Para esta zona, se forma una estructura a base de losa de concreto, con un cascarón esférico central soportados por trabes y columnas metálicas. Como la disposición general es simétrica, bastará con analizar la mitad del area total.

Las cargas verticales que gravitan directamente sobre la losa, - su peso propio, cargas vivas etc. deberán ser equilibradas por las -- reacciones de los apoyos perimetrales de las losas, en este caso trabes. A su vez, las trabes transmitirán estos efectos a las columnas; - que serán los elementos portantes de estas cargas y que las transmitirán al terreno subyacente.

Como en la planta estructural mostrada, la retícula de traves --
 apoya las losas en sus cuatro lados, la carga se distribuye a las tra-
 bes, de acuerdo con sus areas de influencia. Estas areas de influen-
 cia se determinan por la intersección de las líneas bisectrices del -
 ángulo formado por los ejes de las traves perimetrales de la losa, di-
 vidiendo a ésta, por el procedimiento descrito, en cuatro areas simé-
 tricas (triángulos ó trapecios).

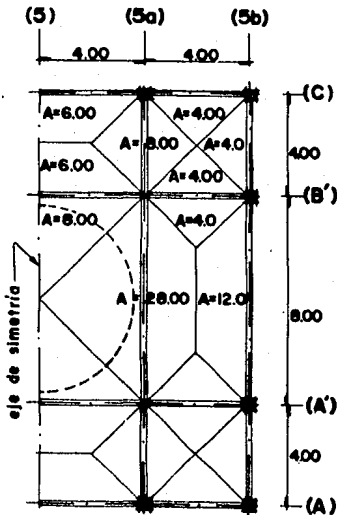


fig. 2.1
 Planta Estructural de
 Sala de Conferencias

Se consideró una densidad de carga
 uniforme, puesto que si el area corres-
 pondiente al cascarón central nos produ-
 ce una carga superficial menor, se com-
 pensa este efecto al ser ésta una super-
 ficie espacial que evidentemente nos --
 arroja un mayor desarrollo.

Análisis de traves.

Trabe eje (5a):

$$A_t = 8.00 + 28.00 + 8.00 = 44.00 \text{ m}^2$$

$$\therefore W_t = 44.00 \text{ m}^2 \times 500 \text{ Kg/m}^2 = 22,000 \text{ Kg}$$

$$= 22.00 \text{ Ton}$$

Suponiendo una trabe de concreto -

de 35 cm. x 70 cm. de peralte.

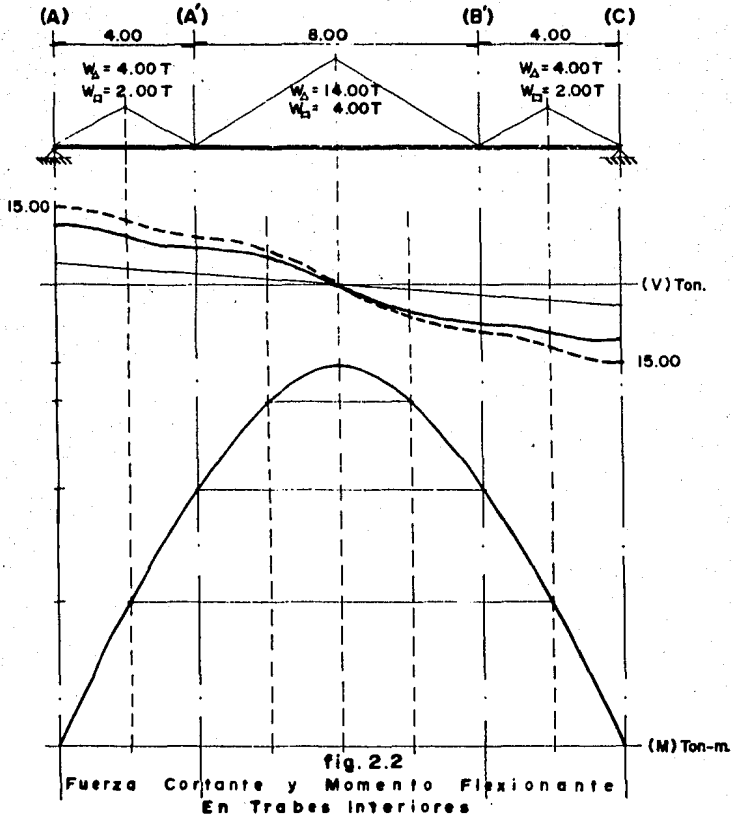
$$W_{pp} = 0.35 \times 0.70 \times 16.00 \times 2.40 = 8.00 \text{ Ton}$$

Por la simetría estructural, no podemos considerar en los puntos
 de intersección de traves, el que una se apoye sobre la otra a causa-
 de tener ambas la misma deformación.

2.3.1.- Elementos mecánicos.-

La variación de cortante y del momento flexionante a lo largo -

de la trabe, se muestra en la figura 2.2.



Como el momento flexionante determinado es muy considerable, formaremos marcos estructurales de trabes armadas y columnas metálicas. Puesto que se consideraron zapatas aisladas para la cimentación; estos marcos estarán articulados en su base.

2.3.2.- Propiedades de las secciones estructurales.

Trabe:

E patín :	12" x 5/8"	(30.5 x 1.6 cm)
E alma :	22 3/4" x 5/16"	(57.8 x 0.8 cm)

Considerando la contribución de trabajo, de la lesa:

$$\text{Ancho efectivo} = 30 + 8t = 30 + 80 = 110 \text{ cm.}$$

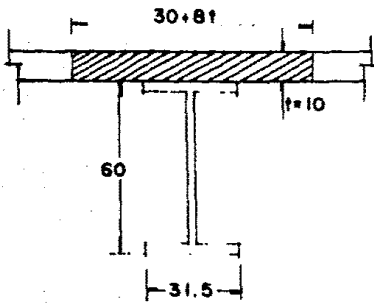


fig. 2.3
Sección Transversal de Trabe

Considerando una relación modular $n=20$

Áreas:

Elemento	Area	Brace	Móm.
Lesa	$110 \times 10/20 = 55.0$	35.5	1953
E patín	$2 \times 30.5 \times 1.6 = 97.6$	0	—
E alma	$57.8 \times 0.8 = 46.1$		
	<u>198.7</u>	cm^2	

$$\bar{y} = \frac{1953}{198.7} = 9.8$$

Elemento	Area	y	y ²	Ay ²	I	I
Lesa	55	25.7	660	36,400	917	37,317
Trabe	143.7	9.8	96	13,800	98,800	<u>112,600</u>
						<u>149,917</u>

$$I_{\text{trabe}} = 0.8 \times \frac{57.8^3}{12} + 97.6 \times 29.7^2 = 12,800 + 86,000 = 98,800$$

$$S_t = \frac{149,917}{40.3} = 3730 ; S_c = \frac{149,917}{30.7} = 4880$$

Columna:

Elijamos una sección compuesta 12 PS 19.

$$I = 41,151 \text{ cm}^4$$

$$K_t = \frac{4 \times 149,917}{1600} = 375$$

$$K_c = \frac{3 \times 41,151}{455} = \frac{271}{646}$$

$$\therefore fd_t = \frac{375}{646} = 0.58$$

$$fd_c = \frac{271}{646} = 0.42$$

2.3.3.- Esfuerzos.

Considerando la distribución de carga uniforme:

$$M_e = \frac{30.00 \times 16}{12} = 40.00 \text{ T-m}$$

$$\therefore M_{\text{trabe}} = 0.58 \times 40 = 23.20 \text{ T-m}$$

$$M_{21} = 74.00 - 23.20 = 50.80 \text{ T-m} \quad \text{Rige}$$

$$f = \frac{5,080,000}{3730} = 1360 \text{ Kg/cm}^2 < 1520$$

Revisando la flecha:

$$f_{\text{máx}} = 0.5 + \frac{L}{500} = 0.5 + \frac{1600}{500} = 3.7 \text{ cm.}$$

$$f = \frac{3 w l^4}{384 EI} = \frac{3 \times 1.50 \times 7.6^4 \times 10^{13}}{3.84 \times 2.1 \times 1.50 \times 10^{13}} = 2.46 \text{ cm} < 3.7 \text{ cm}$$

Trabe eje (5b):

Esta trabe, según puede verse en la planta estructural, está en condiciones mucho muy favorables a la trabe anterior, por lo que es lógico suponer que necesitaremos de un menor peralte para este caso.

$$A_1 = 4.00 \text{ m}^2 ; W_1 = 4.00 \times 0.50 = 2.00 \text{ Ton}$$

$$A_2 = 12.00 \text{ m}^2 ; W_2 = 12.00 \times 0.50 = 6.00 \text{ Ton}$$

Suponiendo una vigueta I 8":

De la distribución de momentos realizada en la fig. 2.4:

$$M_c = \frac{6.22 \times 8.00}{8.00} - 3.23 = 2.99 \text{ T-m}$$

El momento máximo vale 3.23 Ton-m, por lo que el módulo de sección necesario será:

$$S = \frac{323000}{1520} = 211$$

Como la vigueta I-8", tiene una $s = 233 \text{ cm}^3$, se acepta la sección.

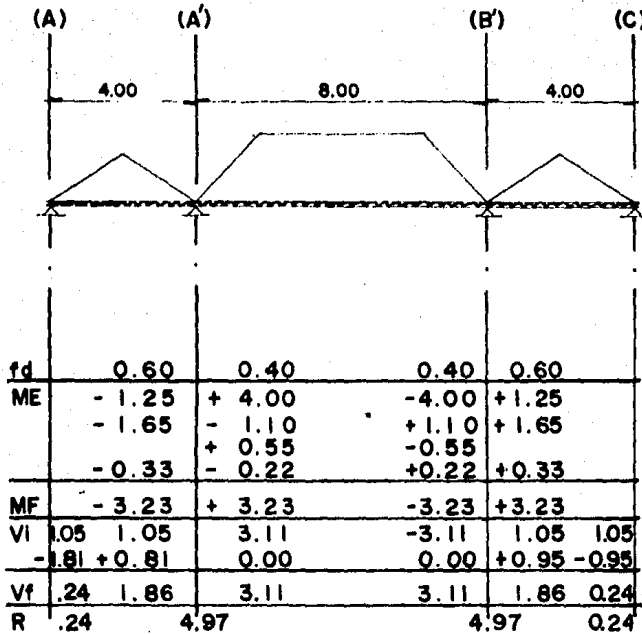


fig. 2.4

Momentos Flexionantes en Traves Perimetrales

Método de Cross

Revisando las columnas interiores:

$$N = \frac{23.80}{2} + (6.00 + 2.00) 0.50 + 6.00 \times 0.5 + 0.153 \times 4.55$$

$$= 11.90 + 4.00 + 3.00 + 0.70 = 19.60 \text{ Ton}$$

$$\frac{N}{A} = \frac{19,600}{194} = 101 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S = 2400 \text{ cm}^3 ; \frac{M}{S} = \frac{2,780,000}{2,400} = \frac{1155}{1256} \text{ Kg/cm}^2 < 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

Verificando la segunda condición:

$$\frac{Kl}{r} = \frac{2.2 \times 455}{11.24} = 89 ; f_1 = 1007 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \frac{N/A}{f_1} + \frac{M/S}{f_2} = 1$$

Por tratarse de una sección en cajón:

$$f_2 = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \frac{N/A}{f_1} + \frac{M/S}{f_2} = 0.100 + \frac{1155}{1520} = 0.859 < 1.00$$

Se puede observar que las columnas de esquina soportan una carga pequeña, por lo que las proporcionaremos por rigidez:

$$\frac{Kl}{r} = 200 ; r = \frac{1.7 \times 455}{200} = 3.86$$

Quedan 2 Ls de 4" x 5/16" (r = 3.87)

2.4.- Análisis sísmico

Principiaremos en este aspecto, por juzgar el destino y características estructurales de la instalación en estudio, de acuerdo con las consideraciones que al respecto establece el R.C.D.F.

Según ellas, nuestra estructura se clasifica:

Por su destino, como una construcción del tipo A.

Por sus características estructurales, como una estructuración-tipo 2.

En cuanto al coeficiente sísmico, debido a que el suelo de esa zona es de características blandas y de baja compresibilidad, como - el estudio de Mecánica de Suelos concluye (el cual presentaremos posteriormente), y siendo una estructura del tipo 2, aquel tendrá un -- valor de 0.04; pero por tratarse de una construcción del grupo A, es te valor habrá que multiplicarlo por 1.3.

$$C S = 0.04 \times 1.3 = 0.052$$

2.4.1.- Elementos mecánicos sísmicos.

El C.S. se puede definir como el número que multiplicando al pe so de un nivel considerado, nos proporciona la fuerza sísmica que -- obra sobre este.

Por lo que, para nuestro caso:

$$W_{\text{losa}} = 16.00 \times 6.00 \times 0.50 = 48.00 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{trabe}} = 4 \times 143.7 \times 0.785 \times 16.00 = 7200 \text{ Kg} = 7.20 \text{ Ton}$$

$$W_t = 48.00 + 7.20 = 55 \text{ Ton}$$

$$V_s = 55.20 \times 0.052 = 2.87 \text{ Ton}$$

Como tenemos formados 2 marcos estructurales, le corresponde, a -- cada uno de ellos:

$$V_s = 0.5 \times 2.87 = 1.43 \text{ Ton}$$

Para valuar los elementos mecánicos en nuestro marco, recurrire mos al artificio de analizar por el método de Cross, un marco idénti -- co en Geometría y sistema de apoyos al que nos ocupa, al cual aplica -- remos un momento arbitrario de 10 Ton-m a fin de determinar la fuer -- za cortante de desequilibrio que se produce. Acto seguido, determina -- remos el coeficiente de proporcionalidad entre nuestra fuerza sísmi -- ca y la fuerza calculada. Ahora, por considerar un comportamiento --

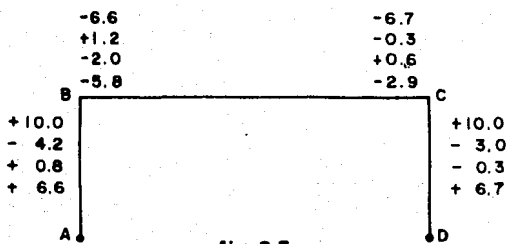


fig.2.5

Momento Flexionante en Nudos
 ($M_{BA} = M_{CD} = 10 \text{ Ton-m.}$)

elástico al marco en estudio, los elementos mecánicos por determinar, serán simplemente iguales a los calculados en el marco auxiliar, multiplicados por el coeficiente de proporcionalidad mencionado.

La distribución de momentos se muestra en la

fig. 2.5.

La fuerza cortante de desequilibrio vale:

$$F = 2 \times 6.60 = 2.90 \text{ Ton}$$

$$= \frac{1.43}{2.90} = 0.493$$

Por lo que el momento sísmico en los apoyos de la trabe vale:

$$M_s = 0.493 \times 6.60 = 3.25 \text{ Ton - m}$$

$$M_{cv} + s = 23.20 + 3.25 = 26.45 \text{ Ton - m}$$

Como el momento sísmico es nulo al centro del claro, rige la condición de cargas verticales y se admite la sección de trabe propuesta.

2.5.- Análisis del cascarón esférico.

A fin de tener solamente esfuerzos de membrana de compresión, en este elemento estructural, se proyectó un "cascarón abatido" para cubrir la parte central de la Sala. Como es sabido, debe de cumplirse para este tipo de cascarones, el que el ángulo central subtendido entre la vertical y el arranque del mismo, sea menor de los $52^\circ 49'$. Además como las condiciones de borde no son adecuadas, se dispondrá de una trabe perimetral circular, que deberá absorber los efectos de

frontera.

Principiaremos, en seguida, en valuar las cargas que actúan sobre el cascarón:

Impermeabilizante	=	40 Kg/m ²
Concrete.- 0.05 x 2400	=	120 Kg/m ²
C. V. .-		<u>40 Kg/m²</u>
		200 Kg/m ²

Características geométricas:

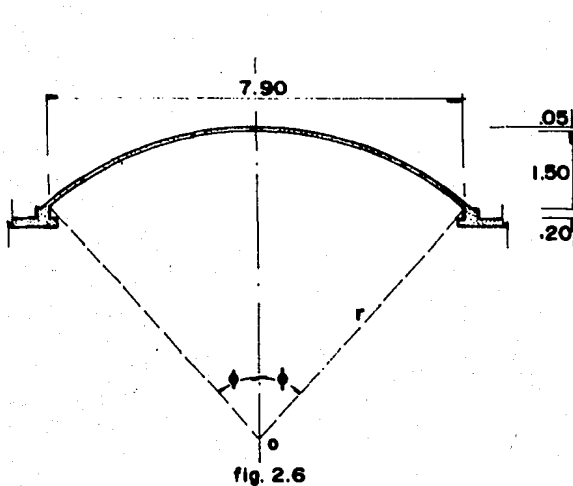


fig. 2.6
Geometría del Cascarón

$$r = \frac{4f^2 + c^2}{8f}$$

$$r = \frac{4 \times 1.50^2 + 7.9^2}{8 \times 1.5} = 5.95$$

$$\phi = \text{ang sen } \frac{3.95}{5.95} = 0.664$$

$$\phi = 41^\circ 37'$$

El dome en consecuencia, trabajará solamente a - compresión, para cargas verticales.

$$N_\phi = \frac{ag}{1 + \cos \phi} = \frac{5.95 \times 200}{1 + 0.7477} = 680 \text{ Kg/m}$$

$$f = \frac{680}{100 \times 5} = 1.36 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo muy pequeño, por lo que armaremos para el mínimo necesario.

Vars 2.5 ϕ a 20'

$$\text{Superficie de sector esférico} = \frac{1}{2} \pi r (4f + c)$$

$$= 0.5 \times 3.14 \times 6.00 (4 \times 1.55 + 8.00) = 134.0 \text{ m}^2$$

$$P/m = \frac{134 \times 200}{\pi \times 2 \times 8.00} = 533 \text{ Kg/m}$$

$$N_{\theta} = r_2 Pr - \frac{r_2}{r_1} N_{\theta} = \frac{a_g}{2} = \frac{5.95 \times 200}{2} = 595 \text{ Kg/m}$$

$$A_g = \frac{595}{2000} = 0.30 \text{ Kg/m}^2$$

Vars 2.5, ϕ a 20

Trabe de borde:

Considerando el trabajo de la trabe, como anillo con presión -- radial constante:

$$W_h = 680 \cos \phi = 508 \text{ Kg/m}$$

$$T = 580 \times 4.00 = 2,032 \text{ Kf}; A_g = 1.02 \text{ cm}^2$$

Considerando ahora, para efectos de torsión y flexión, que el - cascarn se apoya en sus puntos extremos:

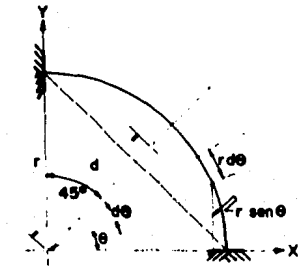


fig. 2.7

Centroide de línea

Posición del centroide de línea:

$$\bar{y} = \frac{\int_0^{\pi/2} r^2 \sin \theta d\theta}{\int_0^{\pi/2} r d\theta}$$

$$\bar{y} = \frac{r^2 (\cos \theta)_0^{\pi/2}}{r [\theta]_0^{\pi/2}} = \frac{r^2}{\frac{r\pi}{2}} = \frac{2r}{\pi}$$

Por simetría, la posición del centroide pasará por la bisectriz ($\theta = 45^\circ$), por lo que proyectando en esa dirección:

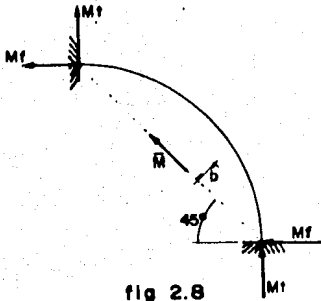


fig 2.8

Componentes Estructurales

$$d = \frac{\bar{y}}{\sin 45^\circ} = \frac{2r}{0.707\pi} = 0.902r$$

Por lo que el brazo "b" de palanca valdrá:

$$b = \left(0.902 - \frac{1}{\sqrt{2}}\right)r = 0.195r$$

y el vector momento total:

$$\begin{aligned} M &= 533 \times 0.5 \times 3.14 \times 3.95 \times 0.195 \times 3.95 \\ &= 2480 \text{ Kg} - \text{m} \end{aligned}$$

Si descomponemos a este momento, en los apoyos de la trabe en las direcciones horizontal y vertical, podemos observar que dichas componentes serán respectivamente los momentos flexionante y torsionante, que obran sobre dichos apoyos. Para nuestro caso en particular esas componentes son idénticas en valor absoluto, por lo que:

$$M_{\text{tor}} = M_{\text{flex}} = \frac{2480}{2} \times \cos 45^\circ = 877 \text{ Kg} - \text{m}$$

DISEÑO POR FLEXION

$$b = 20, h = 30, d = 26 ; bd = 520, bd^2 = 13,500$$

$$M_u = 1.4 \times 87,700 = 122,500 ; K = 9.1$$

$$p = 0.003 ; A_g = 1.82 \text{ cm}^2 ; 2 \phi \frac{1}{2}''$$

DISEÑO POR TORSION

Consultando el R.C.D.F.:

$$M_{tc} = Qb_1^2 b_2 \sqrt{F_c}$$

$$Q = \frac{1}{4} \left[1 - \left(\frac{b_1}{3b_2}\right)\right] = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{14}{3 \times 24}\right) = 0.201$$

$$\therefore M_{tc} = 0.201 \times 14^2 \times 24 \sqrt{210} = 13,750 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_t' = 87,700 - 13,750 = 73,950 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Se tomará este efecto con refuerzo transversal y longitudinal.

Refuerzo transversal:

Con estribos ϕ 4 ;

$$S = \frac{1.6 \times 1.27 \times 2000 \times 14 \times 24}{73950} = 18.6$$

Se colocarán a 15

Refuerzo longitudinal:

$$A_t = 2 (14 + 24) \frac{1.27}{15} = 6.42 \text{ cm}^2 ; 3 \phi 6$$

Considerando por último, el efecto de fuerza cortante:

$$V = 595 \times \frac{8}{2} = 595 \times \frac{3.95}{4} = 1840 \text{ Kg}$$

$$v = \frac{1840}{20 \times 25} = 3.68 \text{ Kg/cm}^2 > 3.62 \text{ Kg/cm}^2$$

Aumentando el ancho de la trabe a 25 cm:

$$v = \frac{1840}{25^2} = 2.94 \text{ Kg/cm}^2 ; v_{\text{exc.}} = 3.62 - 2.94 = 0.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_t = \frac{0.433 \times 87,700}{25^3} = 2.42 \text{ Kg/m}^2$$
$$\frac{0.68}{1.74 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\therefore V' = 1.74 \times 25^3 = 2710 \text{ Kg.}$$

Con estribos ϕ 4:

$$S = \frac{0.85 \times 22 \times 2 \times 1.27 \times 950}{2710} = 16.7 \text{ cm}$$

Quedan a 15 cm.

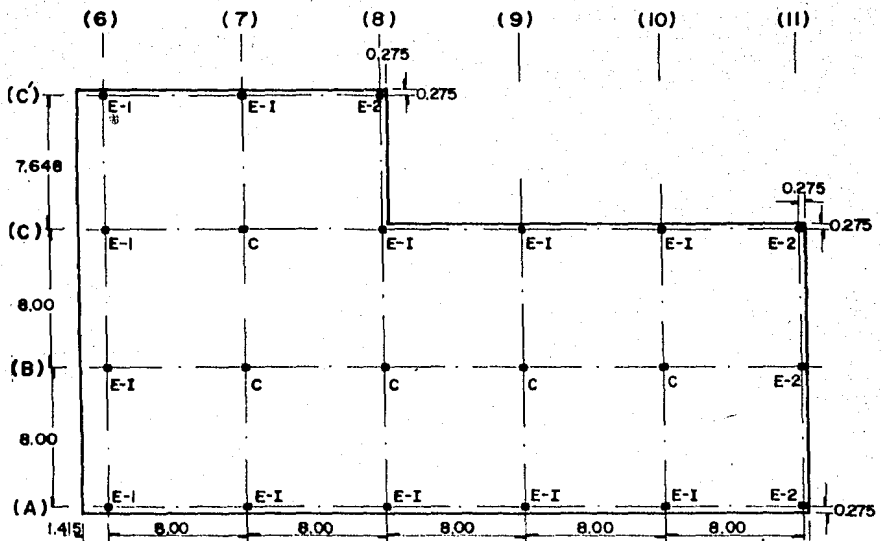


fig. 2.9
Planta Estructural de Oficinas

b) OFICINAS

Esta zona está cubierta por una losa aligerada, que guarda una disposición muy regular en planta, pues está formada por una serie de tableros cuadrados e iguales entre sí, excepto en la crujía posterior en la que por exigencias de espacio (losa contigua al edificio de Aulas), se necesitó reducir a los dos tableros que la forman. Como en el caso anterior, esta losa está soportada por columnas metálicas.

2.6.- Losa aligerada.

La "losa aligerada" (ver fig. 2.10) es una ingeniosa técnica que resuelve los dos aspectos fundamentales de todo problema ingenieril: seguridad y economía. En efecto, en primer término disminuye los esfuerzos de flexión al aumentar el brazo de palanca de las fuerzas resistentes del conjunto concrete-acero.

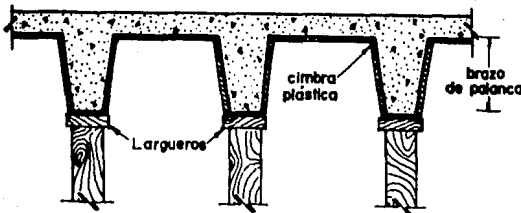


fig. 2.10
Losa Aligerada

Además, como sus moldes constructivos son simplemente elementos plásticos, nos evita la utilización de tarimas de madera y de blocks, indispensables en la elaboración de otros sistemas de losas.

Esta última consideración es la que justifica precisamente su denominación, pues es evidente que el peso total de este sistema estructural disminuirá al prescindir de los blocks inferiores.

Considerando un tablero tipo:

$$w = 800 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_t = 800 \times 8.00 \times 8.00 = 51,200 \text{ Kg.}$$

Determinaremos los elementos mecánicos en la losa, utilizando los coeficientes de la "Tabla II", del R.C.D.F., relativa al artículo de Losas Planas.

Valvemos ahora el momento total de diseño para tableros de losa plana, dado por la expresión:

$$M_o = 0.09 \left(1 - 1.25 \frac{c}{L_1} \right) W L_1$$

c.- ϕ de columna ó capitel en losa plana

L₁- claro del tablero que se considera

W.- carga total que obra sobre el tablero.

$$\therefore M_o = 0.09 \left(1 - \frac{1.25 \times 0.15}{8.00} \right) 51,200 \times 8 = 36,00 \text{ Kg - m}$$

Consultando la Tabla II :

FAJA CENTRAL

FAJA COLUMNAS

$$M_{(-)} = 0.16 \times 36,000 = 5770$$

$$M_{(-)} = 0.46 \times 36,000 = 16.560$$

$$M_{(+)} = 0.20 \times 36,000 = 7200$$

$$M_{(+)} = 0.28 \times 36,000 = 10,100$$

DISEÑO DE LOSA

$\Sigma b = 55$	$\Sigma b = 110$
$bd = 55 \times 31 = 1705$	$bd = 110 \times 31 = 3410$
$bd^2 = 52,900$	$bd^2 = 116,200$
$K_{(-)} = 15.2$	$K_{(-)} = 20.0$
$p = 0.0051; A_s = 1.74 \text{ cm}^2 (1\#4 + 1\#2.5)$	$p = 0.0071; A_s = 24.2 \text{ cm}^2 (2\#6)$
$K_{(+)} = 19.1$	$K_{(+)} = 10.5$
$p = 0.0065; A_s = 2.22 \text{ cm}^2 (2\#4)$	$p = 0.0056; A_s = 19.1 \text{ cm}^2 (1\#5 + 1\#6)$

Revisando por cortantes:

Suprimiendo 12 cajas contiguas a la columna, en forma de cruz:

$$b = 4 \times 30 + 16 \times 20 = 440 \text{ cm}$$

$$bd = 440 \times 31 = 13,640 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Area de abace} &= (30 + 40 + 127) (30 + 80 + 254) + 4 \times 83.5 (127 + 40 + 30) \\ &= 1.97 \times 3.64 + 3.34 \times 1.97 = 13.75 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$W_{\text{abace}} = 13.75 \times 800 = 11,000 \text{ Kg}$$

$$\therefore W = 51,200 - 11,000 = 40,200 \text{ Kg}$$

$$v = \frac{40,200}{13,640} = 2.95 \text{ Kg/cm}^2 < 3.62 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante de trabajo es satisfactorio.

2.6.1.- Análisis de columnas.

Observando la planta estructural, podemos distinguir tres diferentes tipos de columnas:

a) Columnas de esquina

b) Columnas centrales

c) Columnas de esquina interiores

A las que corresponden, respectivamente, las siguientes áreas -- tributarias:

$$a) 4.0 \times 4.275 + 1.415 \times 4.275 = 23.10 \text{ m}^2$$

$$4.275 \times 4.275 = 18.30 \text{ m}^2$$

$$b) 8.00 \times 8.00 = 64.00 \text{ m}^2$$

$$c) 8.00 \times 4.275 = 34.00 \text{ m}^2$$

Por lo que tendremos las descargas totales (suponiendo un peso -- de columnas de 400 Kg/pza.):

COLUMNA	Nº	CARGAS VERT. (Ton)	SISMO (Ton)	TOTAL POR C.V.
ESQUINA - 1	2	18.88	17.50	37.76
ESQUINA - 2	3	15.04	13.95	45.12
CENTRAL	5	51.60	48.50	258.00
ESQUINA INT.	11	27.20	25.20	299.20
			$\Sigma =$	640.08

SISMO.

$$V_s = 640.08 \times 0.052 = 33.4 \text{ Tón}$$

Valuemos a continuación, los factores de distribución de los -- marcos estructurales, para absorber los efectos sísmicos.

2.6.2.- Propiedades de las secciones.

Para valuar dichos factores, necesitamos conocer la rigidez de -- las secciones estructurales y por ende, sus momentos de inercia. -- Con respecto a la losa, seguiremos el procedimiento descrito por el -- R.C.D.F., para valuar el momento de inercia según el "análisis como -- marcos elásticos". De acuerdo con lo anterior, utilizaremos la expresión --
sión:

$$b = \frac{0.5 L_1}{1 + 1.67 L_1/L_2} + 0.3 c$$

b.- ancho de viga equivalente, a cada lado de la columna.

L_1 .- claro del tablero que se considera, en la dirección en que se mide el ancho.

L_2 .- claro del tablero en la dirección que se analiza.

c. - diámetro de la columna.

Para nuestro caso:

$$b = \frac{0.5 \times 8.00}{1 + 1.67 \times 8.00/8.00} + 0.3 \times 0.15 = 1.50 + 0.04 = 1.54 \text{ m.}$$

Con nuestra distribución de blocks, entran a cada lado de columna sólo dos nervaduras, por lo que:

$$b_1 = 2 (15 + 20) = 70 \text{ cm.}$$

$$\therefore I = \frac{70 \times 35^3}{12} = 250,000 \text{ cm}^4, \text{ despreciando la contribución de la losa superior.}$$

Suponiendo a las columnas un perfil c - 10 - s :

$$I = 5568 \text{ cm}^4$$

Por lo que las rigideces relativas valdrán:

$$\frac{I}{l} \text{ col.} = \frac{5568}{380} = 14.60$$

$$\frac{I}{l} \text{ trabe} = \frac{250,000}{800} = 312.00$$

Con estas propiedades, procederemos a calcular las rigideces de entrepiso por medio de las fórmulas de Wilbur. Considerando articula

das a las columnas en su extremo inferior, tendremos:

Eje (6) :

$$R = \frac{24 E}{380 \left(\frac{8 \times 380}{4 \times 14.60} + \frac{2 \times 380}{3 \times 156.00} \right)} = \frac{24 E}{2040} = 0.0118 E$$

Eje (7) :

$$R = \frac{24 E}{380 \left(\frac{8 \times 380}{4 \times 14.60} + \frac{2 \times 380}{3 \times 312.00} \right)} = \frac{24 E}{2000} = 0.0120 E$$

Eje (8) :

$$R = \frac{24 E}{380 \left(\frac{8 \times 380}{4 \times 14.60} + \frac{2 \times 380}{156.00 + 2 \times 312.00} \right)} = \frac{24 E}{2020} = 0.0119 E$$

Ejes(9), (10):

$$R = \frac{24 E}{380 \left(\frac{8 \times 380}{3 \times 14.60} + \frac{2 \times 380}{2 \times 312.00} \right)} = \frac{24 E}{2680} = 0.0090 E$$

Eje (11):

$$R = \frac{24 E}{380 \left(\frac{8 \times 380}{3 \times 14.60} + \frac{2 \times 380}{2 \times 156.00} \right)} = \frac{24 E}{2725} = 0.0088 E$$

Considerando unitaria la rigidez de los marcos (9), (10):

$$R_6 = 1.24$$

$$R_7 = 1.34$$

$$R_8 = 1.32$$

$$R_{9,10} = 1.00 \quad (2 \text{ Marcos })$$

$$R_{11} = \underline{0.98}$$

$$\Sigma = 6.88$$

Por lo que los factores de distribución valdrán:

$$fd_6 = \frac{1.24}{6.88} = 0.18$$

$$fd_7 = \frac{1.34}{6.88} = 0.20$$

$$fd_8 = \frac{1.32}{6.88} = 0.19$$

$$fd_{9,10} = \frac{1.00}{6.88} = 0.15$$

$$fd_{11} = \frac{0.98}{6.88} = 0.13$$

A manera de ejemplo, analizaremos y diseñaremos las columnas de los marcos (9) y (10).

Esos marcos tendrán las siguientes características:

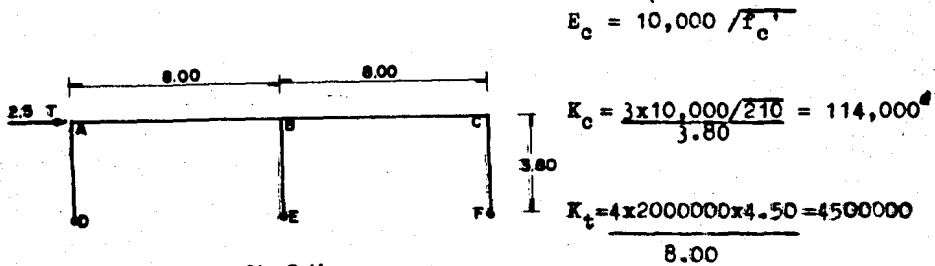


fig.2.11

Marcos Sujetos a Fuerza Sísmica

Factores de distribución:

Nudo (A), (C):

Col.	114,000	-	0.02
Trabe	4,500,000	-	0.98
	<u>4,614,000</u>		

Nudo (B):

Trabe	2 x 4,500,000	-	0.98
Col.	114,000	-	0.02
	<u>9,114,000</u>		

Aplicando al marco, un momento de 10 Ton - m, para efectos de desplazamiento:

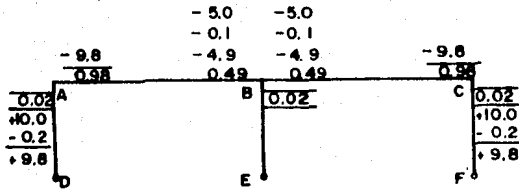


fig. 2.12

Momentos Flexionantes
en nudos ($M_{AD} = M_{BE} = M_{CF} = 10 \text{ Ton-m}$)

Para que el marco esté en equilibrio, se deberá aplicar una fuerza:

$$F = \frac{2 \times 9.8 + 10.0}{3.80} = 7.80 \text{ Ton}$$

$$\alpha = \frac{2.50}{7.80} = 0.321$$

$$\therefore M_{\text{máx}} = 0.321 \times 10.0 = 3.21 \text{ Ton-m}$$

Revisión de la columna:

$$M_B = 3.21 \text{ Ton - m}$$

$$N = 48.50 \text{ Ton}$$

$$\frac{N}{A} = \frac{48,500}{57.54} = 845 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{M}{S} = \frac{321,000}{438.4} = \frac{736}{1587} \text{ Kg/cm}^2 > 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

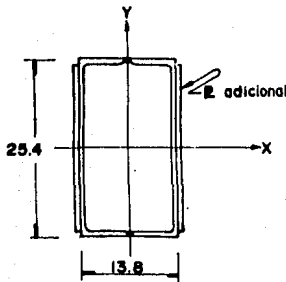


fig. 2.13

La sección es escasa. Añadámosle unas placas a fin de aumentar su área transversal:

$$B_{\text{adicional}} = 23.5 \times 0.95 \text{ cm}$$

$$A = 57.54 + 2 \times 23.5 \times 0.95 = 102.14 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = 5567.6 + 2 \times 0.95 \times \frac{23.5^3}{12} = 7627.6 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{7627.6}{12.7} = 600 \text{ cm}^3$$

$$\frac{N}{A} = \frac{48,500}{102.14} = 474 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{M}{S} = \frac{321,000}{600} = 536 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1,010 \text{ Kg/cm}^2 < 1520$$

Revisando la segunda expresión:

$$i_{yy} = 1789.3 + 2 \times 23.5 \times 0.95 \times 7.38^2 = 4224.3 \text{ cm}^4$$

$$\therefore r_{\min} = \frac{\sqrt{4224.3}}{102.14} = 6.42$$

$$\frac{K l}{r} = \frac{2.0 \times 3.80}{6.42} = 118 ; f_1 = 743 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \frac{N/A}{f_1} = \frac{474}{743} = 0.638$$

$$\left(\frac{l}{r}\right)_c = \frac{\sqrt{2 \pi^2 E}}{f_y} = 126 ; P_E = \frac{2 \pi^2 \times 102.14 \times 2,000,000}{(126)^2 \times 1.92} = 132,000 \text{ Kg.}$$

$$C_1 = \frac{1}{1 - \frac{48,500}{132,000}} = 1.58 ; C_2 = 0.85$$

$$\therefore \frac{N/A}{f_1} + C_1 C_2 \frac{M/S}{f_2} = 0.638 + \frac{1.58 \times 0.85 \times 536}{1520}$$

$$= 0.638 + 0.474 = 1.112 < 1.50$$

Se acepta la sección analizada

Para las columnas laterales, se proporcionará el mismo perfil - básico, añadiéndose placas de 0.63 cm. de espesor.

2.7 .- Análisis y Diseño de la Cimentación.

a) Sala de Conferencias

Para esta zona, se juzgó que la solución más económica se obtenía con una cimentación a base de zapatas corridas y contratrabes tomando en cuenta las cargas y claros considerables con que se contaba. Por la disposición regular de esta zona, las cuatro contratrabes perimetrales son idénticas entre sí. Para cada una de ellas se determinaron las siguientes cargas (incluyendo su peso propio):

Muro de tabique:

$$4.00 \text{ m} \times 0.25 \text{ Ton/m}^2 \times 16.00 \text{ m} = 16.00 \text{ Ton}$$

Trabe de cimentación:

$$0.70 \times 0.30 \times 2.40 \times 16.00 = 8.05 \text{ Ton}$$

Zapata (supuesta):

$$1.00 \times 0.25 \times 2.40 \times 16.00 = 9.65 \text{ Ton}$$

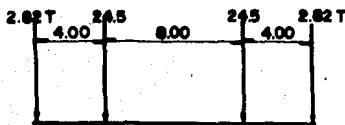
Cargas:

$$5.64 + 49.00 = \underline{56.64} \text{ Ton}$$

$$= 90.34 \text{ Ton}$$

$$\therefore b = \frac{90.34}{16.00 \times 10} = 0.57 \text{ m.}$$

Se adoptó $b = 65 \text{ cm.}$



$W = 3.40 \text{ Ton/m}$

fig. 2.14

Cargas sobre Contratrabes

Para el diseño de la contratrabes, podemos considerar que de las cargas señaladas, todas ellas excepto las transmitidas por las columnas, se equilibran inmediatamente por la reacción del terreno. De ahí que se puede concluir que la función estructural de la

contratrabe, es la de distribuir uniformemente esta carga, al igual que las restantes consideradas.

Tendremos por lo tanto una carga de diseño para la contratrabe de:

$$w = \frac{56.64 \text{ Ton}}{16.00} = 3.40 \text{ Ton/m}$$

$$\therefore M_c = 4.00 (2.82) - 3.40 \times \frac{4.00^2}{2} = 11.28 - 27.20$$

$$= - 15.92 \text{ Ton - m}$$

Diseño de contratrabe:

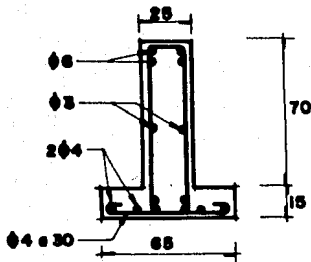


fig. 2.15

Zapata y Contratrabe

$$bd = 23 \times 80 = 1840 ; bd^2 = 147200$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{1.4 \times 1,592,000}{147,200} = 15.20$$

$$p = 0.005 ; A_s = 9.38 \text{ cm}^2 ; 4 \phi 6$$

Cortante:

$$V_{c_i} = -2.82 + 3.40 \times 4.00 = -2.82 + 13.60$$

$$V_{c_i} = 10.78 \text{ Ton.} ; V_{c_d} = 10.78 - 24.50 = - 13.72 \text{ Ton Rige}$$

La fuerza cortante que absorbe el concreto vale:

$$V_c = 0.25/\sqrt{f_c'} = 0.25/\sqrt{210} = 3.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = 3.62 \times 25 \times 82 = 7.42 \text{ Ton}$$

Con estribos $\phi 2$:

$$Sep = \frac{2 \times 0.71 \times 2000 \times 0.49 \times 80}{13720 - 7420}$$

$$= \frac{111,300}{6,300} = 17.6 \text{ cm.}$$

Quedan C 15 cm.

b) Oficinas.

En este caso, tomando en cuenta que las cargas transmitidas al terreno son relativamente pequeñas y que las columnas están considerablemente separadas entre sí, se adoptó una cimentación a base de zapatas aisladas. Para rigidizar el conjunto y para efectuar una más favorable distribución de esfuerzos para efectos locales, se ligó a este por medio de un conjunto de trabes de misma sección y armado -- (trabes de liga).

Como ejemplo típico, diseñaremos la zapata correspondiente a -- las columnas centrales.

Se había obtenido (Tabla...)

$$\begin{aligned}
 P &= 51.60 \text{ Ton} \\
 \text{Dado: } 0.50^2 \times 0.80 \times 2.4 &= 0.48 \text{ Ton} \\
 \text{Zapata (supuesta):} \\
 2.30^2 \times 0.20 \times 2.4 &= 2.54 \text{ Ton} \\
 &= \underline{54.62 \text{ Ton}}
 \end{aligned}$$

$$A = \frac{54.62}{10.00} = 5.46 \text{ m}^2 ; B = 2.34 \text{ m.}$$

Se adoptó B = 2.40 m.

En el nivel de desplante:

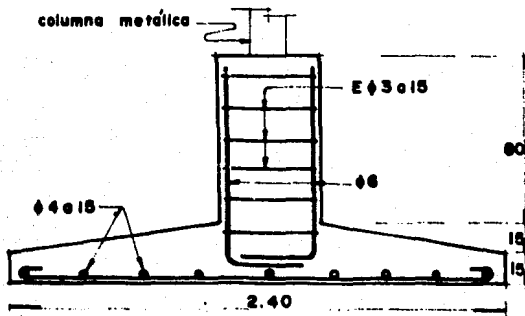


fig. 2.16
Zapata en Oficinas

Dado:

$$0.48 \text{ Ton}$$

Zapata:

$$2.40^2 \times 0.25 \times 2.4 = 3.46 \text{ Ton}$$

$$3.94 \text{ Ton}$$

$$w_n = \frac{54.44 - 3.94}{2.40^2} = 8.77 \text{ Ton/m}^2$$

Flexión:

$$M = \frac{8.77 \times 0.95^2}{2} = 3.94 \text{ Ton - m}$$

$$Mu = 1.4 \times 3.94 = 5.51 \text{ Ton - m}$$

$$bd = 100 \times 25 = 2500 ; \quad bd^2 = 62500$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{551,000}{62,500} = 8.82 ; \quad p = 0.0030 ; \quad A_B = 7.50 \text{ cm}^2 \text{ (} \phi 4 \text{ C 15)}$$

Cortante:

$$l = 95 - \frac{d}{2} = 95 - \frac{25}{2} = 82.5 \text{ cm.}$$

$$A = \left(\frac{2.40 + 0.75}{2} \right) 0.825 = 1.30 \text{ m}^2$$

$$W = 1.30 \times 8.77 = 11.40 \text{ Ton}$$

$$h_A = 15 + \frac{15 \times 82.5}{95} = 28 \text{ cm} ; \quad d_A = 23 \text{ cm.}$$

$$\therefore V_c = \frac{11,400}{75 \times 23} = 6.62 \text{ Kg/cm}^2$$

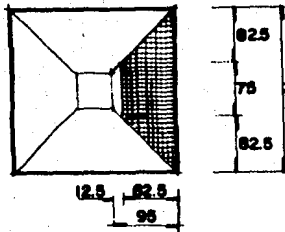


fig. 2.17

Sección crítica por cortante

Como:

$$V_{c_p} = 0.5/210 = 6.84 \text{ Kg/m}^2$$

Se admite el peralte considerado.

Adherencia:

$$\mu = \frac{V}{\sum o_j d} = \frac{11,400}{5 \times 4.0 \times 0.80 \times 23} = 30.90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_p = \frac{3.00/210}{1.27} = 34.10 \text{ Kg/cm}^2$$

El refuerzo proporcionado es admisible

Para las traves de liga, se consideró una sección de 25 x 60, -
con 4 ϕ 6 y E ϕ 3 a 30 cm.

CAPITULO III

EDIFICIO DE AULAS.

3.1. - Características arquitectónicas.

Es este edificio, el de mayores dimensiones generales del conjunto; excepto en su vista lateral, pues como ya habíamos comentado consta de una sola crujía con un voladizo adyacente que se utiliza para - circulación de personas. Situado el edificio a continuación del conjunto Sala de Conferencias - Oficinas, como se puede ver en el plano arquitectónico A-1; tiene su acceso en la planta baja, en la prolongación del Hall de Alumnos que desemboca lateralmente al cubo de escaleras y en seguida, a las dependencias más particulares de alumnado y - profesorado de la Facultad.

En forma análoga a como lo hicimos en el capítulo anterior, enumeraremos las dependencias de este edificio:

Sección Administrativa (Planta Baja).

- Sociedad de Alumnos.
- Cubículos de maestros.
- Salas de espera.
- Sala de descanso de maestros.
- Administración.
- Servicios sanitarios.

Sección Educativa (1º y 2º Niveles).

- Aulas.
- Areas de circulación.
- Servicios sanitarios.

3.2.- Determinación de las cargas que actúan sobre la estructura.

Este edificio, está resuelto en sus áreas de aulas, por losas aligeradas y losas de blocks en el voladizo adyacente o sea en las áreas de circulación.

Valuemos el peso de ambas losas, de acuerdo con la distribución de nervaduras realizadas, en un tablero típico.

Losa aligerada (45 cm.)

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de cajas} &= 100 - 12 && = 88 \\ \text{Vol. de caja} &= \overline{0.635}^2 \times 0.35 && = 0.141 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. total de cajas} &= 88 \times 0.141 && = 12.41 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. de losa} &= 8.00 \times 8.00 \times 0.45 && = 28.80 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. de concreto} &= 28.80 - 12.41 && = 16.39 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\therefore w = \frac{16.39 \times 2,400}{8.00 \times 8.00} = 615 \text{ Kg/m}^2$$

$$w_{\text{piso}} = 40 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Mortero} = 30 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{C.V.} = \frac{400 \text{ Kg/m}^2}{1085 \text{ Kg/m}^2} \quad (\text{Según R.C.D.F.})$$

Losa de blocks:

$$\begin{aligned} \text{No. de blocks} &= 30 - 4 && = 26 \\ \text{Vol. de block} &= \overline{0.60}^2 \times 0.30 && = 0.108 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. total de blocks} &= 26 \times 0.108 && = 2.81 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. de losa} &= 8.00 \times 2.60 \times 0.39 && = 8.10 \text{ m}^3 \\ \text{Vol. de concreto} &= 8.12 - 2.81 && = 5.29 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\therefore w = \frac{5.29 \times 2,400}{8.00 \times 2.60} = 610 \text{ Kg/m}^2$$

$$w_{\text{piso}} = 40 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Mortero} = 30 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{C.V.} = \frac{500}{1180} \text{ Kg/m}^2 \quad (\text{Circulación})$$

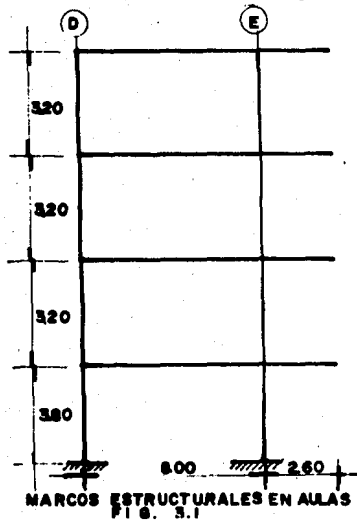
$$\text{Muros intermedios} \text{.- } 2 \times 240 \times 2.75 = 1320 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Pretil} \text{.- } 0.15 \times 1.35 \times 2,400 = 480 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Muro frontal} \text{.- } 2 \times 240 = 480 \text{ Kg/m}$$

3.3.- Análisis estructural por cargas verticales.

Podemos concluir por lo ya antes expuesto, que el edificio en su sentido transversal constará de una serie de marcos estructurales, como el mostrado en la figura.



Valuemos a continuación, de acuerdo con la planta estructural respectiva, las siguientes áreas tributarias.

$$\text{a) Col. E}_{\text{int}} = 8.00 \times (4.00 + 2.60) = 52.80 \text{ m}^2$$

$$\text{b) Col. E}_{\text{ext}} = 4.16 \times 6.60 = 27.40 \text{ m}^2$$

$$\text{c) Col. D}_{\text{int}} = 8.00 \times 4.28 = 34.24 \text{ m}^2$$

$$\text{d) Col. D}_{\text{ext}} = 4.16 \times 4.28 = 17.80 \text{ m}^2$$

Correspondiendo a cada una de las columnas, las siguientes longitudes --

tributarias de muro respectivamente.

$$\text{a) Muro frontal} = 7.00 \text{ m.}$$

$$\text{Muro longit.} = 3.85 \text{ m.}$$

$$\text{Pretil} = 8.00 \text{ m.}$$

- b) Muro frontal = 3.50 m.
Muro longit. = 3.85 m.
Pretil = 7.00 m.
- c) Muro frontal = 3.85 m.
Celosía = 8.00 m.
- d) Muro frontal = 3.85 m.
Celosía = 4.80 m.

3.3.1.- Cargas sobre columnas.

Las cargas por entrepiso correspondiente, valdrán:

a) Azotea:

Relleno	.-	180 Kg/m ²
peso propio	.-	615 Kg/m ²
yeso	.-	30 Kg/m ²
C.V.	.-	100 Kg/m ²
		<hr/>
		925 Kg/m ²

b) Losa :

$$8.00 \times 4.00 \times 1.085 + 8.00 \times 2.60 \times 1.18 = 59.30 \text{ Ton.}$$

Muro frontal:

$$7.00 \times 0.48 = 3.36 \text{ Ton.}$$

Muro longit.:

$$3.85 \times 1.32 = 5.08 \text{ Ton.}$$

Pretil :

$$8.00 \times 0.48 = 3.84 \text{ Ton.}$$

$$\underline{71.58 \text{ Ton.}}$$

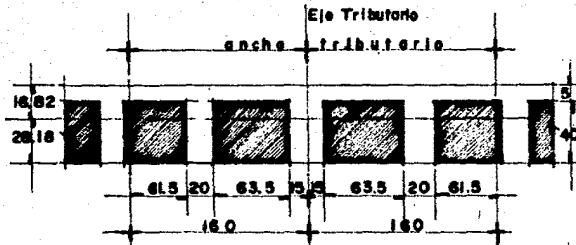
Para efectos de sismo: $P_g = 71.58 - 0.200 (52.80) = 61.02 \text{ Ton.}$

De manera análoga, podemos formar la siguiente tabla que resume los valores de las cargas sobre las columnas.

3.3.2.- Determinación de las rigideces de los marcos.

De manera análoga a como procedimos en el cuerpo de Oficinas, -- determinaremos las rigideces de los marcos que nos ocupan.

$$\therefore b = \frac{0.5 \times 8.00}{1 + 1.67} + 0.3 \times 0.33 = 1.60$$



SECCION TRIBUTARIA ESTRUCTURAL DE LOSA
FIG. 32

Determinemos el centro de área del conjunto:

Elem.	A	brazo	M
Trabas	2,800	0	0
Losas	1,600	22.5	36,000
			4,400

$$\bar{y} = \frac{36,000}{4400} = 8.18 \text{ cm}$$

Momento de Inercia de la sección de viga equivalente

Elem.	I	A	d	d ²	Ad ²	I _{tot.}
Trabe	$70 \times 40^3 / 12 = 37.40 \times 10^4$	2800	8.18	65.90	18.45×10^4	55.85×10^4
Losa	$320 \times 5^3 / 12 = 0.33 \times 10^4$	1600	14.32	204.50	32.80×10^4	33.13×10^4
						<u>88.98×10^4</u>

$$\therefore K_t = \frac{88.98 \times 10^4}{8 \times 10^2} = 11.10 \times 10^2$$

Analicemos ahora las rigideces de columnas:

Considerando secciones metálicas formadas por dos canales y -- placas soldadas, tendremos para cada nivel correspondiente:

Niv.	h	I_{c_D} (cm ⁴)	K_D	I_{c_E}	K_E
4 - 3	3.20	25 021	7.80×10^2	25021	7.80×10^2
3 - 2	3.20	25 021	7.80×10^2	46880	14.7×10^2
2 - 1	3.20	52 956	16.50×10^2	52956	16.50×10^2
1 - 0	3.80	52 956	14.90×10^2	58686	16.50×10^2

3.3.3.- Análisis de losa aligerada.

Como el tratamiento dado al sistema de losa, es completamente -- semejante al desarrollado en el cuerpo de Oficinas, juzgamos ocioso -- el describirlo en este capítulo.

3.3.4.- Análisis de la fachada formada por celosía.

Para terminar nuestra exposición sobre el análisis estructural -- de este edificio, mencionaremos en ideas generales el proceso que se -- siguió para la fachada principal del mismo, Dicha fachada está consti -- tuida por un sistema de celosía que finalmente se concluyó, sería de -- elementos precolados.

La fachada consiste en una serie de ventanas alineadas, flanquea -- das por unos elementos precolados verticales y que quedan cubiertas -- de una exposición directa solar por medio de un conjunto de pequeñas -- losas precoladas que por cumplir esa función denominaremos "persiana". -- Estas losas están soportadas por unos ángulos metálicos apoyados en -- los elementos verticales anteriormente mencionados.

Valuemos en seguida, el valor de las cargas del sistema de celo -- sía:

Losa precolada:

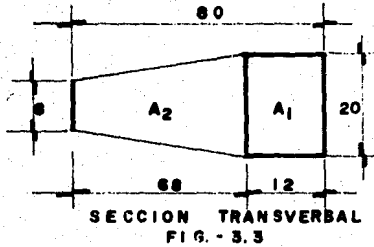
$$(0.55 + 0.11) 0.06 \times 0.60 \times 2,400 = 57 \text{ Kg}$$

Como la longitud tributaria mayor es de 3.20 m y corresponde al-

N-2 alojándose en ella 4 losas:

$$W = 4 \times \frac{0.80}{0.60} \times 57 = 304 \text{ Kg/m}$$

Precolados verticales:



$$A_1 = 0.20 \times 0.12 = 0.024 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.08 \times 0.68 = 0.054 \text{ m}^2$$

$$0.06 \times 0.68 = 0.041 \text{ m}^2$$

$$0.119 \text{ m}^2$$

$$W = 0.119 \times 3.2 \times 2,400 = 916 \text{ Kg/m}$$

Considerando un peso por concepto de ventanas de 6 Kg/m :

$$W_T = 304 + 916 + 60 = 1,180 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de celosía por claro} = 1,180 \times 8.00 = 9,440 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso / pza. vertical} = \frac{9440}{10} = 944 \text{ Kg}$$

Para los sistemas de apoyos de la celosía haremos la siguiente hipótesis:

" El apoyo superior de la celosía, sólo actúa para efectos de momento de volteamiento producido por la excentricidad del peso propio y de la aceleración sísmica".

El momento debido a la excentricidad del peso propio vale:

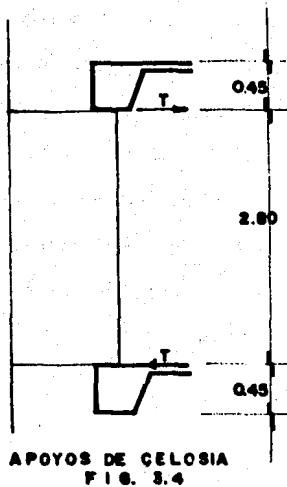
$$M = 944 \times 0.4 = 378 \text{ Kg - m}$$

Por lo que las fuerzas de sujeción valdrán:

$$T = \frac{378}{280} = 135 \text{ Kg}$$

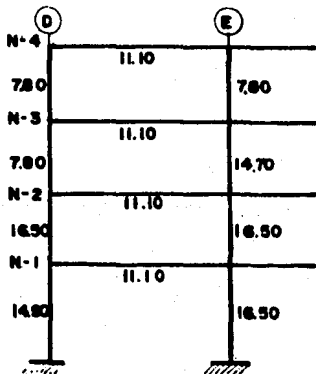
$$T_s = 0.13 \times 135 = \frac{18}{253} \text{ Kg}$$

Valor muy pequeño, por lo que será suficiente soportar a estas piezas, --- Por medio de placas de asientos colocadas en los paños superior e inferior de las losas de piso.



3.4.- Análisis sísmico.

De la determinación de las rigideces de los marcos, concluimos - que tendremos una serie de marcos con rigideces relativas, como se -- muestra en la figura.



RIGIDECES RELATIVAS EN MARCOS
FIG. 3.5

Los pesos totales por niveles, valdrán:

Niv. 4:

$$45.1 \times 6 + 23.4 \times 2 + 32.2 \times 4 + 15.9 \times 4 = 509.8 \text{ Ton.}$$

Niv. Tipo:

$$61.0 \times 6 + 35.9 \times 2 + 44.0 \times 4 + 25.4 \times 4 = 715.4 \text{ Ton.}$$

En términos generales, es bastante compleja la determinación de la respuesta estructural a la sollicitación sísmica, de ahí que para efectuar su análisis

sis se necesiten establecer ciertas hipótesis que hagan abordable la solución del problema. Por lo anterior, consideraremos para el caso - que nos ocupa la simplificación de que las fuerzas sísmicas, dinámicas por su naturaleza, sean sustituidas por un conjunto de fuerzas estáticas actuando en los niveles correspondientes con un valor igual - al peso del nivel que se trate multiplicado por un coeficiente que -- sigue una ley lineal, nulo al nivel inferior de la estructura y con un valor máximo al nivel superior de ésta.

En esta forma:

$$F_{s_i} = K_i W_i \dots (1)$$

Por otra parte, por la 2a. ley de Newton:

$$F = m a$$

Por lo que:

$$W = m g ; F = \frac{W}{g} a$$

Sustituyendo en la expresión (1):

$$F_{s_i} = \frac{a_i}{g} W_i \dots (2)$$

Por lo anterior, se concluye que el coeficiente "K" es igual a la aceleración sísmica del nivel correspondiente dividida entre la aceleración gravitacional terrestre.

En el primer entrepiso tendremos una fuerza sísmica:

$$F_t = \frac{a_t}{g} W_t$$

De esta expresión, podemos concluir:

$$\frac{a_t}{g} = c.s.$$

Por otra parte:

$$F_t = \sum F_i$$

$$W_r = \sum W_i$$

$$\therefore \sum F_{s_1} = C.S. \sum W_i$$

Considerando la expresión (1);

$$\sum K_i W_i = C.S. \sum W_i$$

Los coeficientes K_i son desconocidos; pero como siguen una ley-lineal, podemos considerar:

$$\sum K_i W_i = \alpha \sum K_{s_1} W_i$$

α .- coeficiente de proporcionalidad

K_{s_1} .- valores de K "supuestos".

Sustituyendo en la ecuación anterior:

$$\alpha \sum K_{s_1} W_i = C.S. \sum W_i$$

$$\alpha = C.S. \frac{W_i}{K_{s_1} W_i}$$

Por simplicidad, se considera una variación de valores K_{s_1} tal, que se tenga por valor máximo la unidad.

Finalmente, el valor F_{s_1} estará dado por:

$$F_{s_1} = \alpha K_{s_1} W_i = C.S. \frac{W_i}{\sum K_{s_1} W_i} K_{s_1} W_i$$

Así, para nuestro caso:

Niv.	Entrepiso	W_i (Ton)	h_i	K_{s_i}	W_i	F_{s_i}	V_s
4	4	509.8	13.4	509.8		43.1	43.1
3	3	715.4	10.2	543.0		46.4	89.5
2	2	715.4	7.0	373.0		31.7	121.2
1	1	715.4	3.8	203.0		17.3	138.5

$$\Sigma = 2656.0$$

$$\Sigma = 1628.8$$

$$C.S. = 0.052 \quad \therefore \alpha = \frac{0.052 \times 2656}{1628.8} = 0.085$$

Debe de considerarse además, la fuerza cortante sísmica, debida a efectos de torsión en la estructura. Este efecto se debe a que en términos generales, no existe movimiento exclusivamente de translación entre dos niveles consecutivos durante la sollicitación sísmica. La rotación relativa efectuada, es precisamente la que causa las fuerzas de torsión mencionadas.

La magnitud del efecto se mide por el "momento torsionante", que se define como el producto de la fuerza cortante sísmica por la siguiente distancia:

$$1.5 e \pm 0.05 L$$

donde e es la excentricidad calculada como la distancia entre la línea de acción del cortante y el centro de torsión (punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los 2 niveles consecutivos que limitan el entrepiso sea exclusivamente de translación) y L es la mayor dimensión de la planta considerada del edificio medida perpendicularmente a la dirección del sismo.

El centro de torsión, con respecto a un sistema de referencia, se

calcula por las expresiones:

$$x_t = \frac{R_{iy} y_i}{\sum R_{iy}}$$

$$Y_t = \frac{R_{ix} x_i}{\sum R_{ix}}$$

R_{iy} .- Rigideces de piso de los elementos re
sistentes en la dirección analizada.

La fuerza cortante sísmica por torsión valdrá en los marcos "x":

$$\frac{M_t R_{ix} Y_{it}}{(\sum R_{ix} Y_{it}^2 + \sum R_{iy} x_{it}^2)}$$

Y en los marcos "y":

$$\frac{M_t R_{iy} X_{it}}{(\sum R_{ix} Y_{it}^2 + \sum R_{iy} x_{it}^2)}$$

Por la simetría estructural el centro de Torsión coincide con -
el centro de gravedad de los niveles correspondientes, por lo que:

$$e' = 0.05 \times 57.92 = 2.90 \text{ m.}$$

$$\bar{x}_1^2 = 2 \times 28.8^2 + 2 \times 20.8^2 + 2 \times 12.8^2 + 4.8^2 + 3.2^2$$

$$= 1660 \times 866 + 328 + 23 + 10 = 2887$$

$$\therefore V_{col} = \frac{Mx_1}{2 \sum \bar{x}_1^2} = \frac{2.90 V_B x_1}{2 \times 2887} = 0.0005 V_B X_1$$

NIV.	ENTREP.	W (ton)	h _i	W _i h _i	F _i	V _s	V por torsión en ejes				
							V _c	(1) (8)	(2) (7)	(3) (6)	(4)
4		509.8	13.4	6800	43.1						
	4					43.1	2.70	0.62	0.45	0.28	0.10
3		715.4	10.2	7300	46.4						
	3					89.5	5.59	1.29	0.93	0.57	0.21
2		715.4	7.0	5000	31.7						
	2					121.2	7.57	1.74	1.26	0.77	0.29
1		715.4	3.8	2720	17.3						
	1					138.5	8.67	1.99	1.44	0.89	0.33
		Σ=2656.0		Σ=21820							

FIG. 3.6

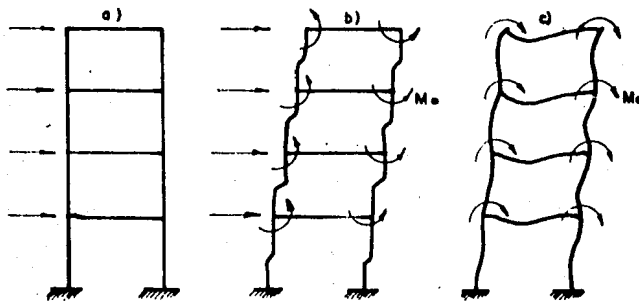
FUERZAS SISMICAS Y CORTANTE TOTAL EN COLUMNAS EN CADA PISO

Valuemos ahora los momentos flexionantes en nuestro marco. De la observación de este, concluimos que el procedimiento adecuado en nuestro caso es aplicar el método de distribución en voladizo (Grinter - Tsao), Para justificar lo mencionado describamos este método según dicta el "Folleto Complementario para Diseño Sísmico de edificios":

"Este método es rigurosamente aplicable sólo a marcos simétricos de una cruzía y a aquellos de varias cruías cuyas rigideces guarden relaciones tales que sea posible descomponerlos en varios marcos simétricos de una cruzía cada uno. Sin embargo, puede aplicarse en forma aproximada al análisis de cualquier marco que se idealice como simétrico y de una cruzía, igualando la suma de rigideces de traveses y columnas en cada entrepiso en el marco original y en el idealizado. Esto equivale a suponer que todos los nudos de un mismo nivel sufren la misma rotación.

El método consiste en lo siguiente:

Permitase el desplazamiento lineal de todos los nudos, hasta que se logre el equilibrio de fuerza cortante en cada entrepiso. En esta etapa los momentos exteriores - M_0 impiden el giro de los nudos (ver

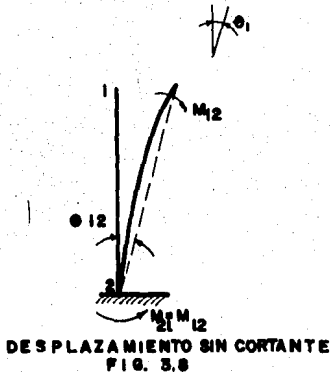


ETAPAS DE DEFORMACION
FIG. 3.7

fig.). Elimínense ahora estos momentos permitiendo simultáneamente giros y nuevos desplazamientos lineales sin que se altere la fuer

za cortante de cada entrepiso.

Considérese una columna (fig.) a uno de cuyos extremos se permite giro y desplazamiento transversal simultáneo. Partiendo de que es nula la cortante que proviene de esta deformación, las ecuaciones de pendiente - de formación suministran las relaciones:



$$M_{12} = 2E K_{12} (2\theta_1 - 3 u_{12}) \dots (a)$$

$$M_{21} = 2E K_{12} (\theta_1 - 3 u_{12}) \dots (b)$$

Al no haber fuerza cortante:

$$M_{21} = - M_{12} \dots (c)$$

De las ecuaciones (a) y (b):

$$\theta_1 = 2 u_{12}$$

$$M_{12} = E K_{12} \theta_1 \quad (d)$$

Teniendo en cuenta las ecuaciones (c) y (d) y considerando que la deformación de la estructura será antisimétrica se reduce el problema a la solución de la mitad del marco por distribución de momentos. En este proceso las rigideces de las traveses se calculan como $6 EK$, -- las de las columnas como EK y el factor de transporte en las columnas es -1 .

Considerando el caso de un marco idealizado, la rigidez de cada columna se obtiene como la suma de rigideces de todas las columnas --

del entrepiso, y la rigidez de las traves como $2 \times 6 = 12$ veces la suma de rigideces de las traves en el nivel considerado. (El coeficiente 6 toma en cuenta la rigidez modificada y el 2 toma en cuenta la rigidez de cada trabe en sus dos extremos).

La tabla que aparece a continuación, es idéntica a una distribución de momentos por el método de Cross, por lo que no amerita explicación. Obsérvese solamente que los momentos de empotramiento se obtuvieron como el producto de la fuerza cortante en cada entrepiso por la mitad de la altura correspondiente.

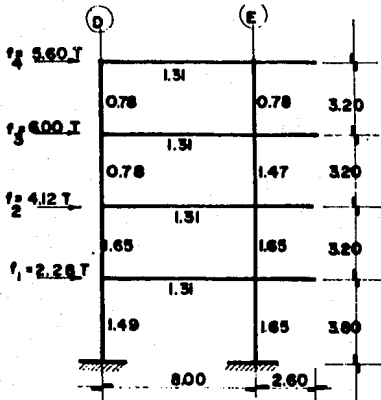
Calculados los momentos en la estructura simplificada, es necesario obtener elementos mecánicos, en el marco original. Para ello se distribuyen los que se obtuvieron en aque la proporcionalmente a las rigideces de las piezas de éste. El resultado de la operación se consigna en el renglón 2 correspondiente a cada pieza en la fig. 3.11 del marco.

Puede verificarse que el equilibrio de cortante en cada entrepiso se satisface. No así el equilibrio de cada nudo, ya que la hipótesis de giros iguales de todos los nudos de un nivel no necesariamente es correcta. En los renglones 3 - 5 se lleva a cabo una distribución de momentos con los nudos fijos linealmente. En el renglón 6 se anota el resultado final de esta distribución.

Al efectuar la distribución descrita se desequilibran los cortantes de entrepiso. Ello se observa al comparar los valores de $\sum m$ para todas las columnas de un entrepiso con el producto Vh correspondiente. Los errores son tan pequeños en este caso que no justifican un refinamiento mayor; no obstante, los residuos que aquí se obtienen pueden considerarse como un nuevo sistema de cargas horizontales al cual pue

de aplicarse el mismo procedimiento".

Aplicando el método a nuestro caso, consideremos como ejemplo - nuestro marco estructural del eje (4):



FUERZAS SISMICAS SOBRE MARCOS ESTRUCTURAL FIG. - 3.9

El valor de las fuerzas horizontales que actúan sobre él se pueden determinar por la tabla 3.6.

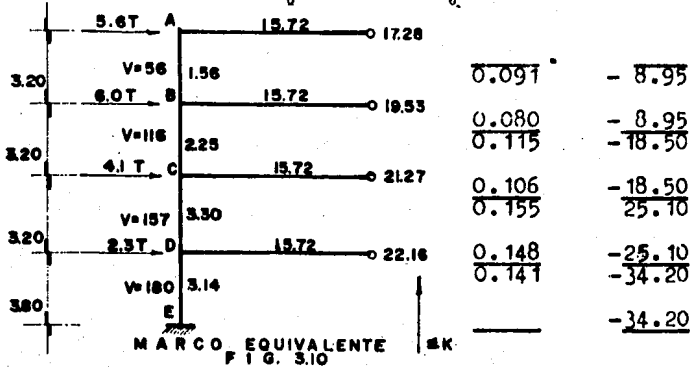
Como puede verse, nuestro marco -- puede asemejarse en forma muy aproximada a un marco simétrico de una cruz, -- por lo que los resultados obtenidos al aplicar el método descrito a nuestro caso, serán satisfactoriamente adecuados.

Determinemos ahora, nuestro marco-

equivalente:

$$\bar{r}_c = \sum r_c$$

$$r_t = 12 \sum r_t$$



MARCO EQUIVALENTE FIG. 3.10

Factores de Momentos de distribución empotr. (Ton-m)

Efectuemos la distribución de momentos:

MIEMBRO	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED
FACTORES DE DISTRIBUCION	0.091	0.080	0.115	0.106	0.155	0.148	0.141	---
MOMS. NUDOS- FIJOS	-89.5	-89.5	-185.0	-185.0	-251.0	-251.0	-342.0	-342.0
BALANCEO	+ 7.9	+21.3	+ 30.0	+ 45.0	+ 66.0	+ 85.0	+ 81.0	---
TRANSPORTE	-21.3	- 7.9	- 45.0	+ 66.0	+ 85.0	- 66.0	---	- 81.0
BALANCEO	+ 1.9	+ 4.2	+ 6.1	+ 12.2	+ 17.8	+ 9.8	+ 9.3	---
TRANSPORTE	- 4.2	- 1.9	- 12.2	- 6.1	- 9.8	- 17.8	---	- 9.3
MOENTOS EN LAS COLUMNAS	-102.2	-70.8	-201.1	-158.9	-255.0	-233.0	-240.7	-421.3
MOENTOS EN LAS TRABES	+102.2	+271.9		+413.9		+473.7		--

Finalmente, los elementos mecánicos en el marco original, se determinan según la distribución de momentos de la fig. 3.11.

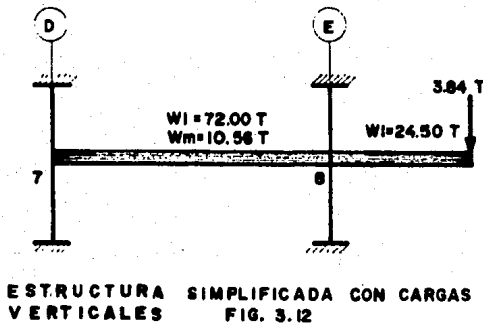
	$\begin{array}{r} +5.11 \\ +5.11 \\ \hline 20.37 \end{array}$	$\begin{array}{r} +5.11 \\ +5.11 \\ \hline 0.371 \end{array}$	
	$\begin{array}{r} 30.63 \\ -5.11 \\ \hline -5.11 \end{array}$	$\begin{array}{r} 0.634 \\ -5.11 \\ \hline -5.11 \end{array}$	
$\begin{array}{r} -4.69 \\ -0.80 \\ -3.89 \\ \hline 0.27 \end{array}$	$\begin{array}{r} +13.53 \\ -1.37 \\ +14.90 \\ \hline 40.46 \end{array}$	$\begin{array}{r} +12.93 \\ +1.31 \\ -0.68 \\ +12.30 \\ \hline 0.373 \end{array}$	$\begin{array}{r} -2.31 \\ +0.68 \\ -3.19 \\ \hline 20.22 \end{array}$
	$\begin{array}{r} 50.27 \\ -8.04 \\ -0.80 \\ \hline -8.84 +21.53 \end{array}$	$\begin{array}{r} 0.416 \\ -12.07 \\ +1.45 \\ \hline -10.62 \end{array}$	
$\begin{array}{r} -6.69 \\ -0.49 \\ -6.20 \\ \hline 0.213 \end{array}$	$\begin{array}{r} -0.82 \\ +22.35 \\ \hline 60.35 \end{array}$	$\begin{array}{r} +19.75 \\ +0.71 \\ +19.04 \\ \hline 0.305 \end{array}$	$\begin{array}{r} -8.92 \\ +0.78 \\ -9.70 \\ \hline 40.33 \end{array}$
$\begin{array}{r} -11.96 \\ -0.11 \\ -11.85 \\ \hline 0.375 \end{array}$	$\begin{array}{r} 70.44 \\ -13.80 \\ -1.04 \\ \hline -14.84 \\ +23.59 \\ -0.10 \\ \hline 40.30 \end{array}$	$\begin{array}{r} 0.378 \\ -11.70 \\ +0.87 \\ -10.83 \\ +23.78 \\ -0.10 \\ +23.68 \\ \hline 0.307 \end{array}$	$\begin{array}{r} -11.34 \\ +0.11 \\ -11.45 \\ \hline 60.35 \end{array}$
	$\begin{array}{r} 0.33 \\ -11.32 \\ -0.10 \\ \hline -11.62 \end{array}$	$\begin{array}{r} 0.35 \\ -12.55 \\ +0.11 \\ \hline -12.44 \end{array}$	
	$\begin{array}{r} -19.80 \\ -0.05 \\ \hline -19.85 \end{array}$	$\begin{array}{r} -22.33 \\ +0.06 \\ \hline -22.17 \end{array}$	
D		E	

FIG. 3. II
MOMENTOS FINALES

3.5. - Diseño de miembros estructurales.

a) Diseño típico de columna.

A manera de ilustración, diseñemos la columna del eje (E) sin -- considerar los esfuerzos provocados por el trabajo estructural en el sentido longitudinal del edificio (debidos únicamente a cargas verticales).



Analicemos en primer término, los elementos mecánicos debidos a cargas verticales, para lo que suponemos una estructura simplificada como la mostrada en la fig. 3.10 que para nuestros propósitos,

es suficientemente aproximada.

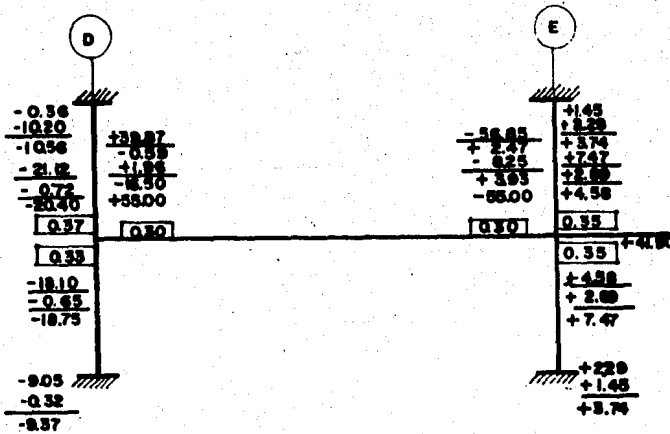
Momentos de empotramiento:

$$M_{78} = M_{87} = \frac{(72.00 + 10.56) 8.00}{12} = 55.00 \text{ T-m}$$

$$M_{vol.} = \frac{24.50 \times 2.60}{2} + 3.84 \times 2.60 = 41.90 \text{ T-m}$$

Efectuando nuestra distribución de momentos por el método de --

Cross:



DISTRIBUCION DE MOMENTOS POR CARGAS VERTICALES
fig. 3.13

Diseñemos la columna del eje (E) entre los niveles 1 y 0:

Cargas verticales:

Suponiendo una sección 12 PPS -25.

$$f_a = \frac{263,200}{306.58} = 858 \text{ Kg/cm}^2 ; \frac{Kl}{r} = \frac{0.65 \times 380}{11.70} = 21.1$$

$$F_a = 1444 ; \frac{f_a}{F_a} = \frac{858}{1444} = 0.593$$

$$f_b = \frac{747,000}{3300} = 226 \text{ Kg/cm}^2 ; \frac{Kl}{r_b} = \frac{0.65 \times 380}{13.84} = 17.8$$

$$F_e' = 33,110 ; 1 - \frac{f_a}{F_e'} = 1 - \frac{858}{33110} = 0.973 ; F_b = 1520$$

$$\therefore \frac{f_a}{F_a} + \frac{c_m f_b}{(1 - \frac{f_a}{F_e'}) F_b} = 0.593 + \frac{226}{0.973 \times 1520} = 0.746$$

Sección sobrada

Supongamos una sección 12 PS - 25 con placas adicionales de -- -
20.3 x 0.63 cm.

$$A = 232.64 ; I_x = 52956.5 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 27500.7 \text{ cm}^4$$

$$I_{xH} = 2 \times \frac{20.3^3}{12} \times 0.63 = 888 \text{ cm}^4 ; I_x = 52956 + 888 = 53,844 \text{ cm}^4$$

$$I_{yH} = 2 \times 20.3 \times 0.63 \times 31.8^2 = 25,600 ; I_y = 27500 + 25600 = 53,100 \text{ cm}^4$$

$$A_t = 232.64 + 2 \times 12.90 = 258.44 \text{ cm}^2$$

$$f_a = \frac{263,200}{258.44} = 1020 \text{ Kg/cm}^2 ; r_y = \frac{\sqrt{53,100}}{258.44} = 14.35$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.65 \times 380}{14.35} = 17.2 ; F_a = 1461 ; \frac{f_a}{F_a} = \frac{1020}{1461} = 0.700$$

$$S_x = \frac{53,844}{17.75} = 3030 ; f_b = \frac{747,000}{3030} = 246 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r_b = \frac{\sqrt{53,844}}{258.44} = 14.40 ; \frac{Kl}{r_b} = \frac{0.65 \times 380}{14.40} = 17.2 ; F_e' = 35,400$$

$$1 - \frac{f_a}{F_e} = 1 - \frac{1020}{35400} = 0.971$$

$$\therefore \frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{(1 - \frac{f_a}{F_e}) F_b} = 0.700 + \frac{246}{0.971 \times 1520} = 0.865 < 1.00$$

Cargas verticales y sismo:

$$P = 228,100 \text{ Kg}$$

$$M_x = 22.17 \text{ T-m} ; M_t = 22.17 + 3.74 = 25.91 \text{ T-m}$$

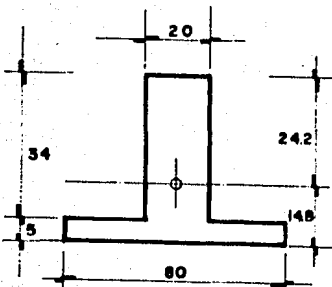
$$f_a = \frac{228,100}{258.44} = 883 \text{ Kg/cm}^2 ; \frac{f_a}{F_a} = \frac{883}{1461} = 0.602$$

$$f_b = \frac{2,591,000}{3030} = 853 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de y_1 :

Considerando la nervadura de eje de 33.5 cm, las 2 laterales -
siguientes de 23.5 cm y 5 centrales de 14.5 cm:

$$\Sigma b = 2 (16.75 + 2 \times 23.50 + 2 \times 14.50 + 7.25) = 200.00 \text{ cm}$$



SECCION EQUIVALENTE DE
VOLADIZO FIG - 3.14

Elem.	Area	brazo	Mom.
Trabe	$200 \times 34 = 6800$	0	0
losa	$800 \times 5 = 4000$	19.5	78000
	<u>10800</u>		

$$\therefore \bar{y} = \frac{78,000}{10,800} = 7.2 \text{ cm}$$

Momento de Inercia:

Elem	Area	d	d^2	$A d^2$	I	I
Trabe	6800	7.2	51.8	352,000	655000	1,007,000
losa	4000	12.3	151.3	605,200	8330	<u>613,530</u>
						1,620,530

$$S_T = \frac{1,620,530}{24.2} = 66,800$$

$$f = 1.8 \sqrt{f_c} = 26.1 \text{ Kg/cm}^2 ; M = 66,800 \times 26.1 = 1,740,000 \text{ Kg-cm}$$

$$w_1 = \frac{2 \times 1,740,000}{2.6^2} = 5170 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Como } E_c = 3000 \sqrt{f_c} = 0.435 \times 10^5$$

$$\therefore y_1 = \frac{51.7 \times 2.6^4 \times 10^8}{8 \times 0.435 \times 1.74 \times 10^6} = 0.39 \text{ cm}$$

Cálculo de y_2 :

Para evaluar esta deformación necesitamos precisar la cantidad de acero que se va a proporcionar en la sección considerada, por lo que diseñando el acero de refuerzo, tenemos:

$$M_u = 1.4 \times 41,800 = 58,700 \text{ Kg-m}$$

$$bd = 200 \times 34 = 6,800 \quad ; \quad bd^2 = 232,000$$

$$K = \frac{Mu}{bd} = \frac{58,700,000}{232,000} = 25.30$$

$$p = 0.0087 \quad ; \quad A_s = 0.0087 \times 6,800 = 59.30 \text{ cm}^2$$

$$T = A_s f_y = 59.30 \times 4000 = 237,200 \text{ Kg}$$

$$a = \frac{237,200}{0.85 \times 800 \times 160} = 2.2 \text{ cm}$$

Habíamos obtenido un valor de la carga muerta uniforme de:

$$w_{CM} = 6,300 \text{ Kg/m}$$

$$\therefore w_{2CM} = 6,300 - 5170 = 1130 \text{ Kg/m}$$

$$w_{2T} = 1130 + 4000 = 5130 \text{ Kg/m}$$

Considerando las combinaciones de carga permanente y cargas permanentes y eventuales:

Carga permanente:

$$E_c = 43,500 \quad ; \quad n = \frac{2.1 \times 10^6}{0.0435 \times 10^6} = 48.5$$

Elem.	Area	brazo	Mom.
A _B	59.30	0	0
A _B '	29.65	29	860
Losa	$\frac{800 \times 2.2}{48.5} = 36.40$ 125.35	32.9	$\frac{1195}{2055}$

$$y = \frac{2055}{125.35} = 16.4$$

Momento de Inercia:

Elem.	Area	d	d ²	A d ²
A _B	59.30	16.4	268.96	15,900
A _B '	29.65	12.6	158.76	4,700
Losa	36.40	16.5	272.25	<u>9,890</u> 30,490

$$I_c = 48.5 \times 30,490 = 1,476,000 \text{ cm}^4$$

$$E_c I_c = 1.476 \times 0.435 \times 10^8 = 0.642 \times 10^8$$

$$y_{2CP} = \frac{11.30 \times 2.6^4 \times 10^8}{8 \times 0.642 \times 10^8} = 0.10 \text{ cm}$$

Carga permanente y eventual:

$$E_c = 145,000 ; n = \frac{2.1 \times 10^6}{0.145 \times 10^6} = 14.5$$

Elem.	Area	brazo	Mom.
A _B	59.30	0	0
A _B '	29.65	29	860
Losa	$\frac{800 \times 2.2}{14.5} = 121.50$ 210.45	32.90	<u>4010</u> 4870

$$y = \frac{4870}{210.45} = 23.2$$

Elem	Area	d	d ²	A d ²
A _B	59.30	23.20	538.24	31,900
A _B '	29.65	5.80	33.64	995
Losa	121.50	9.70	94.09	<u>11,450</u>
				<u>44,345</u>

$$I_c = 14.5 \times 44,345 = 642,000 \text{ cm}^4$$

$$E I_c = 0.642 \times 1.45 \times 10^{11} = 0.929 \times 10^{11}$$

$$y_{2CV} = \frac{40 \times 2.6^4 \times 10^8}{8 \times 0.929 \times 10^{11}} = 0.24 \text{ cm} ; y_{3\text{parapeto}} = \frac{27 \times 2.6^4 \times 10^8}{8 \times 0.624 \times 10^{11}} = 0.24$$

$$\therefore y_t = 0.39 + 0.10 + 0.24 + 0.24 = 0.97 \text{ cm} < 1.54 \text{ cm}$$

Por lo que la deformación producida por las cargas es aceptable y en consecuencia lo son también las dimensiones del voladizo del sistema de circulación.

3.7. - Cimentación.

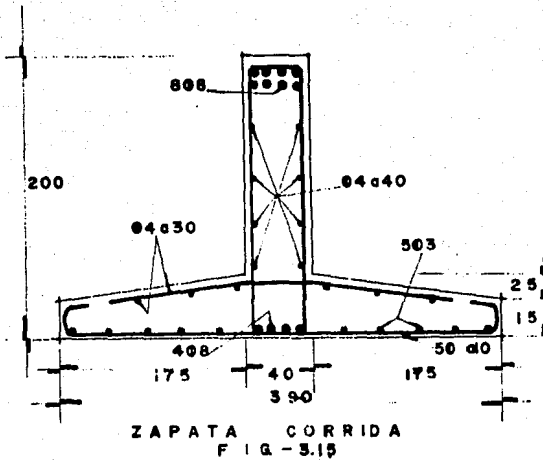
La cimentación de este cuerpo se proporcionó por medio de zapatas corridas y contratrabes, ligadas como en el caso anterior, por trabes, que en este caso, están alineadas a todo lo largo del edificio.

Analicemos en seguida, las dimensiones adecuadas para la zapata de un eje estructural interior, suponiendo sus dimensiones generales:

Cargas :	263.2 + 1895	= 452.7 Ton
Contratrabe:	0.40 x 1.60 x 13.00 x 2.4	= 20.0 Ton
Zapata :	3.80 x 0.30 x 13.00 x 24	= <u>35.6 Ton</u>
		<u>508.3 Ton</u>

$$B = \frac{508.3}{13.60 \times 10} = 3.72 \text{ m.}$$

Se adopta B = 3.90 m.



$$w = \frac{452.7}{13.60 \times 3.9} = 8.90 \text{ Ton/m}$$

$$M = \frac{8.90 \times 1.75^2}{2} = 13.60 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = 1.4 \times 13.60 = 19.00 \text{ Ton-m}$$

$$bd = 100 \times 35 = 3500 ;$$

$$bd^2 = 122,500$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{1,910,000}{122,500} = 15.55$$

$$p = 0.0052 ; A_s = 18.30 \text{ cm}^2 (\phi 5 \text{ a } 10)$$

Proporcionando en el sentido transversal, acero por temperatura:

$$A_{s_t} = 0.002 \times 100 \times 10 = 2 \text{ cm}^2$$

Quedan vars $\phi 3$ a 30 cm.

Tomando en cuenta que las dimensiones generales de la zapata son bastante considerables, proporcionaremos un armado superior para absorber esfuerzos debidos a la contracción y fraguado del volumen de concreto.

Diseño de contratrabe.

Por la cimentación contigua, se proporcionaron volados asimétricos de 2.40 y 3.00 m.

$$w = 8.90 \times 3.90 = 34.7 \text{ Ton/m}$$

$$M_v = 34.70 \times \frac{3.00^2}{2} = 156.20 \text{ Ton-m}$$

$$M_1 = 34.70 \times \frac{8.00^2}{8} = 277.60 \text{ Ton-m}$$

$$M_p = 277.60 - 34.70 \times \frac{2.40^2}{2} = 177.60 \text{ Ton-m Rige}$$

$$bd = 18 \times 195 = 3510 ; bd^2 = 68,500$$

$$K = \frac{1.4 \times 17,760,000}{68,500} = 36.4 ; p = 0.0112, A_s = 39.4 \text{ cm}^2 (8 \text{ } \phi \text{ } 8)$$

En los costados, proporcionaremos acero por temperatura -
 ϕ 4 C 40.

CAPITULO IV

EDIFICIOS DE LABORATORIOS Y DE INVESTIGADORES.

4.1. - Características arquitectónicas.

Por la índole tan particular de este conjunto, es lógico que se buscara una posición adecuada para las funciones de estudio e investigación que se realizarán en este cuerpo. Por lo anterior, se concluyó por colocarlo a la extrema izquierda de la Facultad, posición que cumple con lo proyectado puesto que se forma por así decirlo, un conjunto aislado del resto de las instalaciones y además nos proporciona el area suficiente para la ampliación proyectada para el future del area de Laboratorios.

Este conjunto, como se ha definido, consta de dos areas bien diferenciadas constituidas por una primera area destinada a Laborato--rios, cubierta por un conjunto de cascarones de paraboloides hiper--bólicos y una restante area, ocupada por un edificio de dos niveles, que cumplirá con las funciones administrativas y de servicio para los diferentes Laboratorios.

De acuerdo con los respectivos niveles, tendremos destinadas las siguientes secciones:

PLANTA ALTA

Laboratorios:

Laboratorio de Hidráulica
Laboratorio de Mecánica de Suelos

Investigadores:

Area de Oficinas
Bodegas

PLANTA ALTA

Investigadores:

Privados
Aula
Servicios sanitarios
Areas de circulación

4.2. - Determinación de las cargas que actúan sobre la estructura,

Per ser el edificio de Investigadores, una estructura similar a los edificios ya tratados, tendremos en consecuencia las mismas cargas sobre dicho edificio, por lo que no será necesario determinarlas.

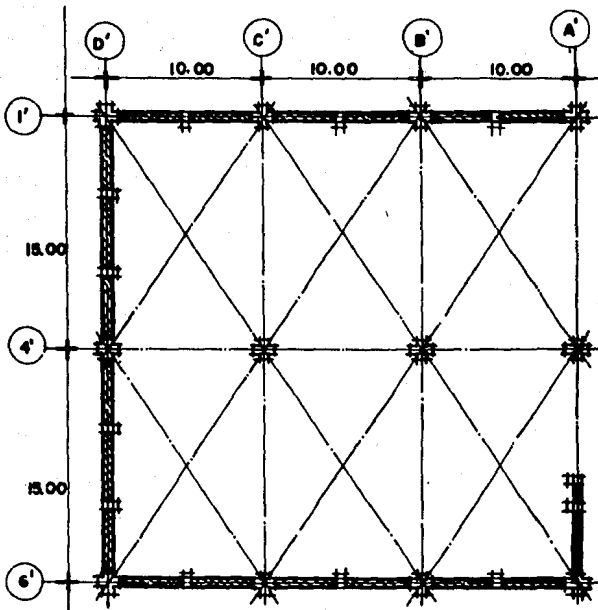
Para la cubierta de cascarones, tendremos:

Impermeabilizante	.-	30	Kg/m ²	
Cascarón	0.055 x 2400	.-	130	Kg/m ²
C.V.	.-	<u>40</u>	Kg/m ²	
		200	Kg/m ²	

4.3. - Análisis estructural.

Los laboratorios de la Facultad, estarán cubiertas en su parte superior por un conjunto de cascarones (hypares), soportados por un conjunto de cols. de sección cruciforme. Lateralmente, estarán cubiertas en 3 de sus lados por muros continuos hasta el arranque de la cubierta y en su lado restante, por el edificio de Investigadores,

La ventilación e iluminación del sistema, se proporciona por --
ventanería colocada en el area parabólica formada entre el arranque-
y la clave de los cascarones que limitan con los muros continuos. El
drenaje se resolvió per medio de ductos alojados en el centro de las
columnas portantes de la cubierta.



PLANTA ESTRUCTURAL EN LABORATORIOS
FIG. 4.1

Determinemos en primer término, de acuerdo con la planta estruc-
tural mostrada, las descargas totales en las columnas:

$$\text{Cel. central} = 15 \times 10 \times 0.2 = 30.00 \text{ Ton}$$

$$\text{Cel. int.} = 7.5 \times 10 \times 0.2 = 15.00 \text{ Ton}$$

$$\text{Cel. esq.} = 7.5 \times 5.0 \times 0.2 = 7.50 \text{ Ton}$$

Para la col. central, tendremos un momento por efecto de sismo-
igual a:

$$M_B = 30.0 \times 0.13 \times 6.60 = 25.70 \text{ T - m}$$

Los elementos mecánicos actuando sobre la col. central, serán:

Carga vertical

$$P = 30.00 \text{ Ton}$$

$$pp = (\overline{0.60}^2 - \overline{0.40}^2) \times 6.25 \times 2.40 = 2.95 \text{ Ton}$$

$$\therefore P_T = 32.95 \text{ Ton}$$

$$M_B = 25.70 \text{ Ton - m}$$

Diseño de columna central:

Como la cubierta formada por los hypares, se encuentra soportada en primer término, por las traveses cuyos ejes se encuentran alineados a lo largo de las diagonales y del perímetro de cada tablero respectivo, las columnas son entonces elementos de concentración de las -- cargas formadas por el sistema de cubierta exclusivamente.

Para efectos de fuerzas sísmicas, estas producirán una flexión-- adicional al sistema de cols. analizado. Ahora, como la intensidad -- sísmica es más desfavorable para un sistema estructural cuando el fe-- nómeno actúa en una dirección longitudinal ó transversal al sistema-- (puesto que deberá absorberse a éste en su totalidad con la rigidez-- que posea el sistema en la dirección analizada), concluimos que para nuestro caso en particular, por la simetría total con que se cuenta, las columnas se encontrarán sujetas a carga axial y a un momento síg-- mico idéntico en magnitud, ya sea que se analice una u otra direc--- ción (obviamente, sólo actuará uno de estos momentos sísmicos a la -- vez).

A manera de ejemplo, desarrollemos el diseño de las cols. cen-- trales de nuestro sistema estructural. Como ya habíamos visto, nues--

tres elementos mecánicos valdrán:

$$P = 32.95 \text{ Ton}$$

$$M_s = 25.70 \text{ Ton-m}$$

Cabe ahora hacer las siguientes consideraciones generales sobre nuestro proceso de diseño. Siendo el concreto un material de construcción heterogéneo, formado por la unión del acero de refuerzo y del concreto mismo, observamos sin embargo que las deformaciones presentadas por nuestro material ante un sistema de cargas dado, deberán ser lógicamente las mismas para el acero y el concreto constitutivos del elemento resistente.

Si consideramos ahora que tanto el acero como el concreto son --- materiales elásticos, es decir, que recuperan su forma primitiva cuando cesa de actuar sobre ellos el sistema de cargas aplicado y además, que sus deformaciones son proporcionales a sus esfuerzos respectivos, tendremos:

$$\epsilon_c = \epsilon_s = \frac{f_s}{E_s} = \frac{f_c}{E_c}$$

Como:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\therefore f_s = n f_c \dots (a)$$

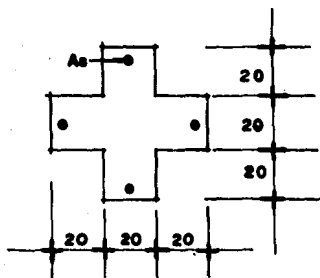
En realidad, el comportamiento supuesto para estos materiales, es solamente válido hasta un cierto límite de esfuerzos para el acero de refuerzo. En cuanto al concreto, podemos afirmar que efectivamente se manifiesta una relación lineal entre las deformaciones y los esfuerzos si es que estos son relativamente pequeños observándose un crecimiento más considerable de las deformaciones en comparación con los esfuerzos respectivos en un rango más elevado. Es por esto, que al concreto se le denomina "material plástico".

Efectivamente, se conocía ya este efecto en la época en que se realizaron las primeras investigaciones referentes al concreto y se construyeron las primeras obras con este material. Ya hacia 1900, -- W. Ritter, A.N. Talbot y otros promotores de los estudios iniciales -- de esta materia señalaron que había que emplear una ley de relación "esfuerzo - deformación" de forma curva, si se deseaba llegar a una determinación precisa de la resistencia de las piezas de concreto armado.

Por lo anterior, podemos ver que la expresión (a) no es rigurosamente cierta si consideramos un comportamiento elástico al concreto. -- Más adecuado para valuar los esfuerzos del acero de refuerzo, será -- considerar la deformación producida en el concreto, igualar ésta a -- la sufrida por el acero y siendo efectivamente este un "material e -- lástico", calcular sus esfuerzos por medio de su ley lineal esfuerzo -- deformación.

En realidad, el problema es bastante más complejo, si tomamos en consideración que el comportamiento del concreto no sigue una ley definida esfuerzo-deformación, puesto que inclusive la velocidad de aplicación del sistema de cargas, modifica dicha relación.

Volviendo a nuestro problema en particular, concluimos que para



SECCION TRANSVERSAL DE COLUMNAS
FIG. - 4.2

efectos de flexión, no consideramos -- la contribución del acero de refuerzo -- de las áreas laterales, puesto que -- siendo este un materia que cumple -- con las hipótesis elásticas y aceptan- -- do también el que la sección permanez- -- ca plana después de su deformación, -- observamos que dichas áreas quedarán --

colocadas en la proximidad de eje neutro de la sección, desprendiéndose de eso que dicho acero presentara una pequeña deformación y en consecuencia, esfuerzos despreciables.

En esta forma:

$$A_g f_c' = 20 \times 60 \times 210 = 252,000 ; K = \frac{P_u}{A_g f_c'} = \frac{1.4 \times 32,950}{252,000} = 0.183$$

$$e = \frac{25.70}{32.95} = 0.78 ; \frac{e}{t} = \frac{78}{60} = 1.30 ; \frac{K_e}{t} = 0.239$$

Consultando las tablas:

$$P_t m = 0.48 ; m = \frac{4000}{0.85 \times 210} = 22.4$$

$$P_t = \frac{0.480}{22.4} = 0.0214$$

$$\therefore A_{s_t} = 0.0214 \times 20 \times 60 = 45.0 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{esquina} = \frac{45.0}{4} = 11.25 \text{ cm}^2$$

Quedan 2 ϕ 8 + 1 ϕ 6 (13.01 cm²)

Muro de fachada.

Las solicitaciones determinantes para la estabilidad del muro serán evidentemente las debidas a efectos eventuales, es decir, debidas a fuerzas sísmicas o vientos. Observando la planta estructural, vemos que este muro está protegido de estos efectos por medio de un conjunto de columnas auxiliares, colocadas a los tercios del claro y al centro del mismo, si nos referimos a los sentidos largo y corto de nuestro tablero de muro respectivamente.

Valemos ahora los elementos mecánicos que obran sobre nuestro sistema de columnas debidos a los efectos eventuales:

Sismo:

$$\text{Peso de tablero} = 6.00 \times 5.00 \times 0.24 = 7.20 \text{ Ton}$$

$$\therefore V_s = 0.13 \times 7.20 = 0.94 \text{ Ton/m}$$

Considerando una variación lineal de aceleraciones sísmicas, nula al nivel de piso:

$$M_s = 0.94 \times \frac{2}{3} (6.00) = 3.76 \text{ T - m}$$

Viento:

Para analizar la estabilidad del muro contra este efecto, -- consultemos el R.C.D.F. que nos proporciona la fuerza debido al viento sobre nuestra superficie expuesta, según la expresión:

$$W = 0.00555 C A v^2 \text{ (Kg)}$$

C .- Factor de empuje

A .- Area expuesta (m^2)

v .- Velocidad de diseño (Km/hr)

Para nuestro caso:

$$C = 0.75$$

Suponiendo una velocidad de 100 Km/h:

$$W = 0.00555 \times 0.75 \times 5.00 \times 6.00 \times 100^2 = 1250 \text{ Kg}$$

$$\therefore M_u = 1.25 \times 3.00 = 3.75 \text{ Ton - m}$$

Por lo que se concluye, que ambos efectos producen idéntico resultado.

Considerando una sección de 20 x 40 cm:

$$M_u = 1.1 \times 3.75 = 4.12 \text{ Ton - m}$$

$$bd = 20 \times 35 = 700 ; bd^2 = 24,500 ; K = 16.8 ; p = 0.006$$

$$A_s = 0.006 \times 700 = 4.2 \text{ cm}^2 ; 2 \# 6 (5.68 \text{ cm}^2)$$

4.4. - Análisis de la cubierta de Laboratorios.

4.4.1. - Características geométricas.

Como ya hemos comentado, esta cubierta está formada por un conjunto de paraboloides hiperbólicos. A manera de introducción determinaremos las características geométricas generales de esta superficie.

Sabemos que la ecuación de un paraboloides hiperbólico, que llamaremos de aquí en adelante "hypar", en coordenadas rectangulares es:

$$z = \frac{x^2}{2p_1} - \frac{y^2}{2p_2} \dots (1)$$

En que p_1 y p_2 son parámetros de las parábolas individuales que lo constituyen. Se observa de la ec. (1) que las curvas de inter-

sección con los planos XOZ y YOZ son parábolas:

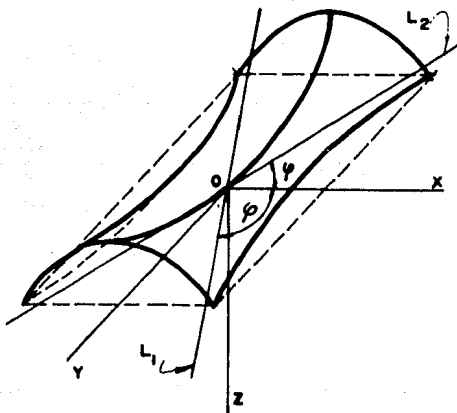
$$\text{Plano XOZ; } (y=0) \quad x^2 = 2 p_1 z$$

$$\text{Plano YOZ; } (x=0) \quad y^2 = 2 p_2 z$$

Ahora, la intersección de la superficie con el plano $Z = 0$, está dada por un par de líneas. En efecto:

$$\frac{x^2}{2p_1} - \frac{y^2}{2p_2} = 0$$

Ecuación que puede ser



PARABOLOIDE HIPERBOLICO "HYPAR"

FIG. 4.3

escrita:

$$\left(\frac{x}{\sqrt{2p_1}} + \frac{y}{\sqrt{2p_2}} \right) \left(\frac{x}{\sqrt{2p_1}} - \frac{y}{\sqrt{2p_2}} \right) = 0$$

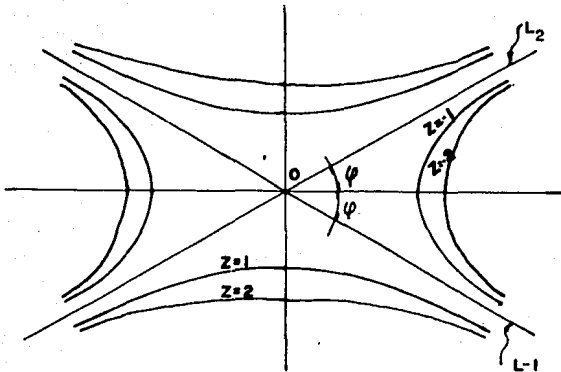
Esta curva degenera en 2 líneas rectas L_1 y L_2 :

$$y = x \sqrt{\frac{p_2}{p_1}} \quad (\text{línea } L_1)$$

$$y = x \sqrt{\frac{p_2}{p_1}} \quad (\text{línea } L_2)$$

Considerando ahora un plano horizontal arbitrario $Z = \pm c$, tendremos:

$$\frac{x^2}{2p_1 c} - \frac{y^2}{2p_2 c} = \pm 1$$



PROYECCIONES DE HYPAR EN PLANOS $Z=c$
FIG.-4.4

Que representan una familia de hipérbolas, en las que L_1 y L_2 son sus asintotas. El ángulo φ entre las asintotas y el eje x , está determinado por:

$$\tan \varphi = \frac{\sqrt{2p_2 c}}{2p_1 c} = \frac{\sqrt{p_2}}{p_1}$$

Por otra parte, si consideramos un plano arbitrario, paralelo al XOZ ($y = \pm b$), tendremos:

$$z = \frac{x^2}{2p_1} - \frac{b^2}{2p_2}$$

$$x^2 = 2p_1 \left(z + \frac{b^2}{2p_2} \right)$$

Comparando esta ecuación con la de intersección con el plano --
XOZ:

$$x^2 = 2p_1 z$$

Observamos que sólo difieren en la cantidad $\frac{b^2}{2p_2}$, por lo que --
ambas curvas serán paralelas entre sí. Como los planos coordenados --
son asimismo planos de simetría de nuestra superficie y la intersec-
tan con 2 parábolas de curvaturas contrarias, llamadas parábolas prin-
cipales, concluimos que el hyper se forma por el moviemiento de una
de ellas, paralela a sí misma, a lo largo de la otra parábola. Por --
lo anterior, se dice que un hyper es un cascarón de translación.

A fin de obtener una expresión más

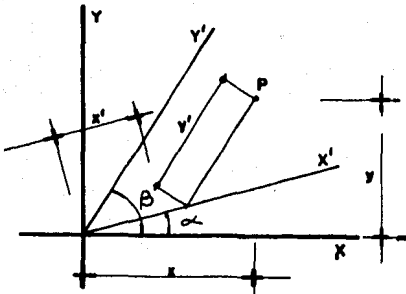
simple para la superficie en estudio, --

elijamos un sistema de referencia obli-

cuo como el mostrado en la fig. La --

transformación entre los 2 sistemas, --

está dada por las ecuaciones:



RELACION ENTRE SISTEMAS DE REFERENCIA

FIG.- 4.5

$$x = x' \cos \alpha + y' \cos \beta$$

$$y = x' \sin \alpha + y' \sin \beta$$

Sustituyendo estos valores en la ec. del hyper:

$$z = x'^2 \left(\frac{\cos^2 \alpha}{2p_1} - \frac{\sin^2 \alpha}{2p_2} \right) - y'^2 \left(\frac{-\cos^2 \beta}{2p_1} + \frac{\sin^2 \beta}{2p_2} \right) \\ + x' y' \left(\frac{\cos \alpha \cos \beta}{2p_1} - \frac{\sin \alpha \sin \beta}{2p_2} \right)$$

Si dichos ejes oblicuos ox' y oy' coinciden respectivamente con las líneas L_2 y L_1 :

$$\alpha = -\varphi$$

$$\beta = \varphi$$

$$\tan \varphi = \frac{\sqrt{P_2}}{P_1} \therefore \frac{\sin^2 \varphi}{P_2} = \frac{\cos^2 \varphi}{P_1}$$

Sustituyendo y simplificando:

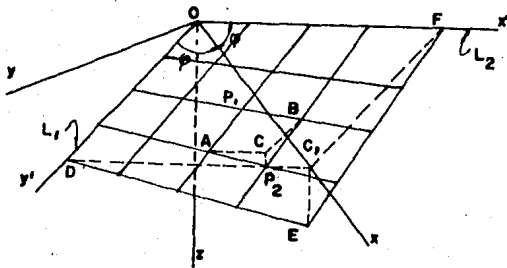
$$Z = 2 x' y' \frac{\cos^2 \varphi}{P_1}$$

Como:

$$\cos^2 \varphi = \frac{1}{\tan^2 \varphi + 1} = \frac{P_1}{P_1 + P_2}$$

$$\therefore Z = \frac{2 x' y'}{P_1 + P_2} \dots (A)$$

Como se observa, obtuvimos una expresión lineal al considerar estos ejes de referencia. Puede concluirse entonces que el hyper está --



FORMACION DE SUPERFICIE DEL HYPAR
FIG. - 4.6

constituido por dos grupos de familias de líneas rectas, paralelas a las rectas L_1 y L_2 , contenidas en planos verticales.

En otras palabras, nuestra superficie puede formarse, mediante rectas paralelas a nuestros ejes coordenados, que ---

coinciden con las rectas L_1 y L_2 : pero que van modificando su inclinación, "prespecto a planos verticales que las contienen.

Consideremos dos puntos de la superficie P_1 y P_2 , a través de P_1 se intersectan las líneas P_1A y P_1B de cada familia. Podemos pasar un plano oblicuo que contenga a ambas rectas. Una línea vertical que pase por el punto P_2 , intersectará a este plano en el punto C.

La distancia CP_2 , es llamada "índice de oblicuidad", del plano -- oblicuo $P_1A P_2B$. A la distancia CP_2 , dividida por la proyección $P_1A - P_2B$, se le llama la "oblicuidad específica" ó oblicuidad K. Evidentemente ésta será constante para toda la superficie en consideración.

Por lo que:

$$K = \frac{EG}{\text{Area ODGF}}$$

Como:

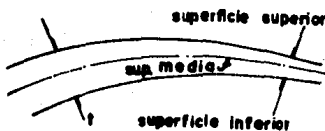
$$EG = Z$$

$$\text{Area ODGF} = x'y' \text{ sen } 2\varphi$$

$$\therefore Z = K x'y' \text{ sen } 2\varphi$$

4.4.2. - Análisis de esfuerzos.

Un cascarón; puede definirse como un elemento estructural, for-



NOMENCLATURA DE SUPERFICIES
CARACTERISTICAS FIG. 4.7

mado por dos superficies curvas separadas entre sí en una distancia relativamente pequeña respecto a las dimensiones generales del conjunto. Como el espesor del cascarón puede ser ó no uni-

forme, nos referiremos a él, únicamente por su "superficie media", que

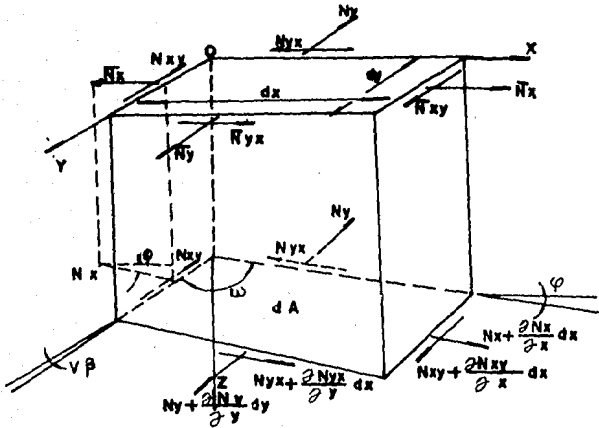
podemos definir como el lugar geométrico de todos los puntos que equidistan de las dos superficies que lo limitan.

La ventaja fundamental de este tipo de elementos estructurales, es que la transmisión del sistema de cargas a los soportes correspondientes, la realizan a través de un estado de esfuerzos directos, es decir, trabajan solamente a esfuerzos cortantes y esfuerzos de tensión o compresión. Es por esto, por lo que se define el comportamiento estructural de los cascarones, como un estado de "membrana".

En realidad, la práctica ha demostrado que podremos esperar que se presente en forma más eficiente y cierta este estado de esfuerzos, si consideramos cascarones que presentan una flecha pequeña, en relación al claro por salvar. En efecto, si la elevación central del cas-

carón excede 1/5 de su claro, no será válida la teoría de esfuerzos, que desarrollaremos a continuación.

Consideremos la superficie media del elemento curvado de cascarón de la fig. 4.8, -- tal que su proyección sobre el plano coordenado XOY, sea rectángu- lar.



NOTACION PARA ESFUERZOS
FIG-4.8

Llamemos a las resultantes de los esfuerzos normales y tangenciales de la superficie media del elemento, respectivamente N_x , N_y y $N_{xy} = N_{yx}$

Las proyecciones en el plano XOY, serán respectivamente los esfuerzos "reducidos", \bar{N}_x , \bar{N}_y , $\bar{N}_{xy} = \bar{N}_{yx}$.

Estas últimas, son fuerzas ficticias que se consideran para operar en el plano coordenado XOY. Los ángulos que forma el elemento descargado con las direcciones de los ejes "x" y "y", serán respectivamente α y β .

La fuerza N_x actúa en una longitud $dy/\cos \beta$.

$$\therefore \bar{N}_x dy = \left(N_x \frac{dy}{\cos \beta} \right) \cos \alpha$$

$$\bar{N}_x = N_x \frac{\cos \alpha}{\cos \beta} \dots (1)$$

En forma similar:

$$\bar{N}_y = N_y \frac{\cos \beta}{\cos \alpha}$$

$$\bar{N}_{xy} dy = N_{xy} \frac{dy}{\cos \beta} \cos \beta ; \bar{N}_{xy} = N_{xy}$$

Como:

$$N_{xy} = N_{yx}$$

$$\therefore \bar{N}_{xy} = \bar{N}_{yx}$$

Consideremos ahora, la relación entre la carga en el área proyectada y la carga propia del elemento. Llamemos a las proyecciones de la carga en el área proyectada \bar{p}_x , \bar{p}_y y \bar{p}_z .

Se tiene:

$$dA = \frac{dx}{\cos \alpha} \frac{dy}{\cos \beta} \text{ sen } w$$

Por lo que:

$$\frac{P_x}{F_x} = \frac{P_y}{F_y} = \frac{P_z}{F_z} = \frac{dA}{dx dy}$$

En virtud de haber proyectado las fuerzas que actúan en el elemento de cascarón, sobre el segmento de area $dx dy$ en el plano coordenado XOY, podremos aplicar a este último, la teoría plana de esfuerzos.

Ahora, puesto que tenemos en nuestro segmento tres esfuerzos por determinar, necesitaremos evidentemente aplicar tres condiciones estáticas de equilibrio. Bastará entonces, con considerar el equilibrio para cada dirección de eje coordenado.

Para la dirección del eje "x" :

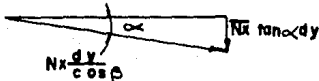
$$\frac{\partial N}{\partial x} x dx dy + \frac{\partial N_{yx}}{\partial y} dx dy + \bar{p}_x dx dy = 0$$

Determinando la expresión similar para la dirección del eje "y" y simplificando:

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} + \bar{p}_x = 0 \dots (2)$$

$$\frac{\partial N_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial N_y}{\partial y} + \bar{p}_y = 0 \dots (3)$$

Para el equilibrio en la dirección "z", determinemos las componentes de las fuerzas actuando en esa dirección.



PROYECCION DE FUERZAS EN Z-Z

F I G. 4.9

La fuerza $N_x \frac{dy}{\cos \beta}$, tiene una com--

ponente vertical:

$$N_x \frac{dy}{\cos \beta} \text{ sen } \alpha$$

Por la ecuación (1) :

$$\frac{N_x}{\cos \phi} = \frac{N_x}{\cos \alpha}$$

$$\therefore N_x \frac{dy}{\cos \phi} \operatorname{sen} \alpha = N_x \tan \alpha dy$$

Determinando en forma similar, las otras componentes verticales de las fuerzas restantes y aplicando nuestra condición de equilibrio para la dirección "Z", tendremos:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial x} (N_x \tan \alpha dy) dx + \frac{\partial}{\partial x} (N_{xy} \tan \phi dy) dx + \frac{\partial}{\partial y} (N_y \tan \beta dx) dy \\ & + \frac{\partial}{\partial y} (N_{yx} \tan \alpha dx) dy + P_z dx dy = 0 \end{aligned}$$

Como:

$$\tan \alpha = \frac{\partial z}{\partial x}$$

$$\tan \beta = \frac{\partial z}{\partial y}$$

$$N_x \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + \frac{\partial N_x}{\partial x} \frac{\partial z}{\partial x} + N_{yx} \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} + \frac{\partial N_{yx}}{\partial y} \frac{\partial z}{\partial x} + N_{xy} \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y}$$

$$+ \frac{\partial N_{xy}}{\partial x} \frac{\partial z}{\partial y} + N_y \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} + \frac{\partial N_y}{\partial y} \frac{\partial z}{\partial y} + P_z = 0$$

Simplificando y considerando las ecs. (2) y (3) :

$$N_x \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + 2 N_{xy} \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} + N_y \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = - P_z + P_x \frac{\partial z}{\partial x} + P_y \frac{\partial z}{\partial y} \dots (4)$$

El conjunto de ecs. (2), (3) y (4), junto con unas adecuadas condiciones de borde, son suficientes para la completa descripción del problema general de membrana. En general, no hay solución exacta conocida.

Para nuestro caso, aplicaremos como recurso auxiliar una función

de esfuerzos de Airy por la que será posible reducir nuestro sistema de ecuaciones a una sola ecuación diferencial de segundo orden.

Las resultantes de esfuerzos pueden definirse en términos de la función de esfuerzos de Airy, por:

$$\bar{N}_x = \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} - \int \bar{p}_x dx$$

$$\bar{N}_y = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} - \int \bar{p}_y dy$$

$$\bar{N}_{xy} = - \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y}$$

La ec. (4) se transforma:

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = -F_z + F_x \frac{\partial z}{\partial x} + F_y \frac{\partial z}{\partial y} + \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \int F_x dx + \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \int F_y dy$$

Como las cargas que actúan en el cascarón son solamente verticales:

$$F_x = 0$$

$$F_y = 0$$

$$F_z = w$$

$$\frac{\partial z}{\partial x^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = -w$$

$$y: \quad \frac{\partial z}{\partial x} = Ky' \operatorname{sen} 2\varphi \quad ; \quad \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = 0$$

$$\frac{z}{y} = Kx' \operatorname{sen} 2\varphi \quad ; \quad \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = 0 \quad \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} = K \operatorname{sen} 2\varphi$$

$$\therefore -2K \operatorname{sen} 2\varphi \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} = -w$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} = \frac{w}{2K \operatorname{sen} 2\varphi}$$

Finalmente:

$$\bar{N}_{xy} = -\frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} = -\frac{w}{2K \operatorname{sen} 2\psi}$$

Como se puede observar, esta fuerza cortante es constante sobre la superficie entera.

Para determinar las resultantes de los esfuerzos restantes, consideremos que la solución de la función de esfuerzo ϕ puede ser escrita como la suma de una solución general y una solución particular:

$$\phi = f_1(x) + f_2(y) + \frac{wxy}{2K \operatorname{sen} 2\psi}$$

Donde $f_1(x) + f_2(y)$ es una solución general y $\frac{w}{2K \operatorname{sen} 2\psi}$ es una solución particular.

Por lo anterior:

$$\bar{N}_x = \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = f_2''(y)$$

$$\bar{N}_y = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = f_1''(x)$$

Como:

$$N_x = \bar{N}_x \frac{\cos \beta}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{\partial z}{\partial x}$$

$$\tan \beta = \frac{\partial z}{\partial y}; \quad \cos^2 \psi = \frac{1}{1 + \tan^2 \alpha}, \quad \cos \beta = \frac{1}{\sqrt{1 + (\partial z / \partial y)^2}}$$

$$\therefore N_x = \frac{\bar{N}_x \sqrt{1 + (\partial z / \partial x)^2}}{\sqrt{1 + (\partial z / \partial y)^2}} \quad \dots (1)$$

Similarmente:

$$N_y = \frac{N_y \sqrt{1 + (\partial z / \partial y)^2}}{\sqrt{1 + (\partial z / \partial x)^2}}$$

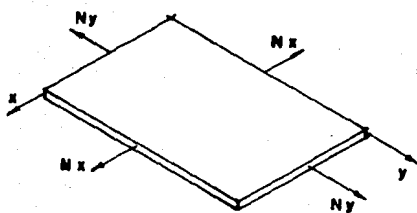
Considerando los elementos de borde, concluimos que por discontinuidad:

$$N_x = N_y = 0$$

Sustituyendo estos valores en las ecuaciones (1) y (2), tendremos:

$$\frac{\partial z}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial z}{\partial y} = 0$$

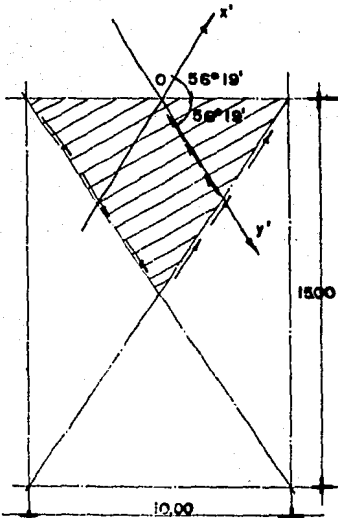


FUERZAS AXIALES SOBRE ELEMENTO DE CASCARON
FIG-4.10

Valores, que por continuidad, son extensivos a toda la superficie del cascarón, por lo que concluimos que la teoría de la membrana nos produce únicamente esfuerzos cortantes que actúan paralelos a las generatrices rectas y que son constantes en toda la superficie analizada.

4.4.3. - Diseño.

Para cumplir la disposición arquitectónica de que se observen -- puntos de máxima altura en los centros de claro de los tableros respectivos, se dispuso de cuatro hypares que estarán limitados por las diagonales oblicuas de dichos tableros.



SISTEMA DE REFERENCIA Y ESFUERZOS AC,
TUANTES EN LOS HYPARES
FIG-4.11

Consideremos el hyper del -
area sombreada de la fig. De-
terminando el origen de coorde-
nadas en el punto medio de la-
parábola de intersección, tené-
dremos la siguiente expresión-
para nuestra superficie:

$$Z = \frac{x^2}{16.66} - \frac{y^2}{37.50} \dots (A)$$

Esta expresión se obtuvo, -
por medio de las ecuaciones de
las curvas de intersección del
hyper con los planos coordena-

dos. El ángulo de inclinación de los ejes coordenados oblicuos x' y'-
con los ejes estructurales será:

$$\psi = \text{ang tan } \sqrt{\frac{18.75}{8.33}} = \text{ang tan } 1.50$$

$$\psi = 56^\circ 19'$$

Por lo que los ejes coordenados oblicuos son paralelos a las --
diagonales del tablero.

Como:

$$K = \frac{1.50^2}{0.5 \times 7.5^2} = 0.08$$

La ecuación (A), referida al sistema X'OY' se transforma en la expresión :

$$\begin{aligned} Z &= 0.08 \text{ x'y' } \text{ sen } 112^{\circ}38' = 0.923 \times 0.08 \text{ x'y' } \\ &= 0.074 \text{ x'y' } \end{aligned}$$

$$N_{xy} = \frac{200}{2 \times 0.08 \times 0.923} = 1350 \text{ Kg/m}$$

$$f = \frac{1350}{100 \times 5} = 2.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo pequeño, por lo que armaremos el cascarón con un armado mínimo de vars. 2.5 ϕ @ 15 en ambos sentidos.

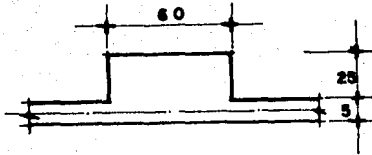
El cascarón se apoyará, en primer término, sobre unas traveses con ejes longitudinales contenidos en las diagonales del tablero.

Como se observa en la fig., esas diagonales definen precisamente la intersección de los hypares individuales. Evidentemente las traveses sólo irán del punto central de máxima elevación al soporte correspondiente. Su comportamiento estructural es similar a una columna, puesto que el esfuerzo cortante que actúa sobre el cascarón se transmite a esta en forma acumulativa, siendo máximo el esfuerzo sobre la sección colocada inmediatamente sobre la columna relativa.

Diseño de traveses:

$$l = \sqrt{7.50^2 + 5.00^2 + 3.00^2} = \sqrt{90.25} = 9.50$$

$$C_{\text{máx}} = 2 \times 9.50 \times 1350 = 25,700 \text{ Kg}$$



TRABE DE BORDE
FIG. 4.12

$$M = 25,700 \times 0.125 = 3,220 \text{ Kg-m}$$

$$W_{pp} = 0.25 \times 0.60 \times 2400 \times 9.50 = 3420 \text{ Kg}$$

$$M_{pp} = 3420 \times \frac{9.50}{8} = 4060 \text{ Kg-m}$$

$$\therefore M_t = 3220 + 4060 = 7280 \text{ Kg-m}$$

En el arranque:

$$\frac{Pu}{f'_{cbt}} = \frac{1.4 \times 25,700}{210 \times 60 \times 30} = 0.095$$

$$e' = \frac{7,280}{25,700} = 0.282$$

$$\frac{Pue'}{f'_c bt^2} = \frac{0.095 \times 28.2}{30} = 0.090$$

$$P_t m = 0.182 ; m = \frac{4000}{0.85 \times 210} = 224$$

$$\therefore P_t = 0.0181$$

$$A_s' + A_s = 0.0181 \times 60 \times 30 = 32.60 \text{ cm}^2$$

Quedan 2 ϕ 6 + 2 ϕ 8 en cada lecho.

4.5. - Cimentación.

Como es lógico suponer, estos edificios tienen su cimentación -- propia bien definida sin ninguna liga entre ellas. El area de laboratorios se resolvió por medio de zapatas aisladas ligadas por una zapata corrida correspondiente al muro perimetral de fachada y por trabes para el caso de las columnas interiores. Por lo que respecta al edificio de Investigadores, se cimentó con zapatas corridas en el sentido-transversal de este elemento, ligadas por trabes que corren a todo largo del mismo.

Desarrollaremos ahora, en términos generales el análisis y diseño de algunos elementos estructurales de la cimentación de los cuerpos estudiados.

LABORATORIOS.

Diseñemos a manera de ilustración las zapatas correspondientes a las columnas centrales de este cuerpo y al muro de fachada.

COLUMNAS CENTRALES.

Ya habíamos determinado:

$$P = 32.95 \text{ Ton}$$

$$M_g = 25.70 \text{ Ton} - m$$

Suponiendo una zapata de 3.00 x 3.00 m:

$$\text{Peso de zapata} = 3.00^2 \times 0.22 \times 2.40 = 4.75 \text{ Ton}$$

$$\therefore P_t = 32.95 + 4.75 = 37.70 \text{ Ton}$$

$$p = \frac{37.70}{3.00 \times 3.00} = 4.19 \text{ Ton/m}^2$$

$$S = \frac{3.00^3}{6} = 4.50 \text{ m}^3 ; \quad f_b = \frac{25.70}{4.50} = 5.72 \text{ Ton/m}^2$$

Como el esfuerzo de flexión es mayor que el de compresión directa, se presentarán en consecuencia esfuerzos de tensión en el terreno. Ahora bien, como este no los puede absorber, la zapata trabajará en conclusión, como "sección reducida".

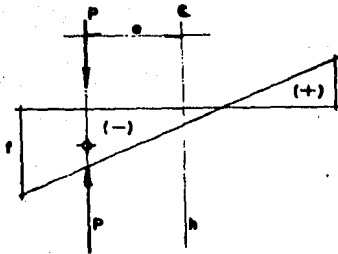


DIAGRAMA DE ESFUERZOS
FIG.-4.13

Se debe cumplir, por equi-

librio:

$$f = \frac{2P}{3b \left(\frac{h}{2} - e\right)}$$

En nuestro caso:

$$e = \frac{25.70}{36.63} = 0.70 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - e = 1.50 - 0.70 = 0.80 \text{ m}$$

$$\therefore f = \frac{2 \times 37.70}{3 \times 3.0 \times 0.80} = 10.45 \approx 10.00 \text{ Ton/m}^2$$

Se aceptan las dimensiones de la zapata

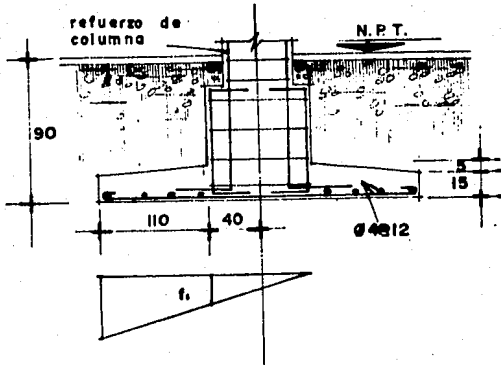
Suponiendo dado de 80 x 80 :

$$f_1 = \frac{1.30}{2.40} \times 10.45 = 5.68 \text{ Ton/m}^2$$

$$w_{\text{zap}} = 0.22 \times 2.40 = 0.53 \text{ Ton/m}^2$$

$$w_{\text{tierra}} = 0.25 \times 1.60 = 0.40 \text{ Ton/m}^2$$

$$0.93 \text{ Ton/m}^2$$



Por lo que las reacciones netas valdrán:

$$w_1 = 9.52 \text{ Ton/m}^2$$

$$w_2 = 4.75 \text{ Ton/m}^2$$

ARMADO DE ZAPATA
FIG- 4.14

$$M_1 = 4.75 \times \frac{1.1^2}{2} = 2.87 \text{ Ton - m}$$

$$M_2 = \frac{(9.52 - 4.75) \cdot 1.1^2}{3} = \frac{1.92}{4.79} \text{ Ton - m}$$

$$M_u = 1.4 \times 4.79 = 6.70 \text{ Ton - m}$$

$$b d = 100 \times 23 = 2300 ; b d^2 = 53,000 ; K = 12.65$$

$$p = 0.00415 ; A_s = 9.55 \text{ cm}^2 ; \text{Vars } \phi 4 @ 12 \text{ en ambos sentidos}$$

Revisión por cortante.

Valuemos el area por cortante a 0.5 d del paño del dado:

$$A_t = 9.00 - 1.00 = 8.00 \text{ m}^2 ; A = \frac{8.00}{4} = 2.00 \text{ m}^2$$

$$V = 4.75 \times 2.00 + 2.00 \times \frac{4.77}{3} = 9.50 + 3.18 = 12.68 \text{ Ton}$$

$$b d = 25 \times 100 = 2500 ; v = \frac{12,680}{2500} = 5.08 \text{ Kg/cm}^2 < 7.24 \text{ Kg/cm}^2$$

MURO DE FACHADA.

Se tiene:

$$= 3.75 \text{ Ton} - \text{m}$$

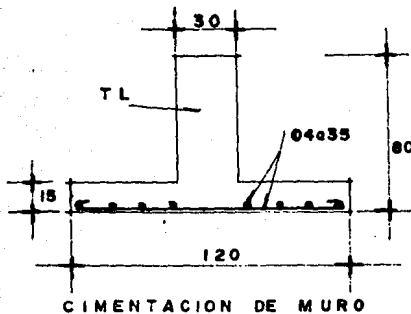
$$= \frac{3.75}{5.00} = 0.75 \text{ Ton} - \text{m/m}$$

Como:

$$p = 1.44 \text{ Ton/m} ; e = \frac{0.75}{1.44} = 0.52 \text{ m.}$$

Suponiendo un ancho de 1.20 m:

Peso de zapata=



$$1.20 \times 1.00 \times 0.25 \times 2.4 = 0.43 \text{ Ton}$$

$$P_t = 1.44 + 0.43 = 1.87 \text{ Ton/m}$$

$$e = \frac{0.75}{1.87} = 0.40 \text{ m}$$

$$p = \frac{1.87}{1.20} = 1.56 \text{ Ton/m}^2$$

CIMENTACION DE MURO

FIG. - 4.15

$$S = \frac{1.00 \times 1.20^2}{6} = 0.22 ; f_b = \frac{1.44}{0.22} = 6.10 \text{ Ton/m}^2$$

La zapata trabaja también como "sección reducida".

$$\frac{h}{2} - e = 0.60 - 0.40 = 0.20 \text{ m.}$$

$$f = \frac{2 \times 1.44}{3 \times 1.00 \times 0.20} = 4.80 \text{ Ton/m}^2 < 10.00 \text{ Ton/m}^2 \text{ Pasa}$$

$$M = \frac{4.80 \times 0.45^2}{2} = 0.49 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_u = 1.4 \times 0.49 = 0.68 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$b = 100 , h = 15 , bd = 1,000 , bd^2 = 10,000 , K = 6.8$$

$$p = 0.0022 ; A_g = 2.2 \text{ cm}^2$$

Quedan ϕ 4 @ 35

Por lo que respecta a la contratrabe, se proporcionó el mismo —
armado que el de las traves de liga ($4\phi 8 + 2\phi 4$ centrales, E ϕ 3 a 30).

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

Reglamento de Construcciones
para el Distrito Federal

Febrero de 1966

Folleto Complementario Diseño
sísmico de edificios. Ediciones
Ingeniería (1962)

Emilio Rosenblueth
y Luis Esteva

Thin Concrete Shells

Haas

Regionalización Sísmica de la
República Mexicana. Ediciones
Ingeniería (1963)

Luis Esteva M.

Tesis Profesional (1967)

Benjamín Alva Rodríguez.

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

Reglamento de Construcciones
para el Distrito Federal

Febrero de 1966

Folleto Complementario Diseño
sísmico de edificios. Ediciones
Ingeniería (1962)

Emilio Rosenblueth
y Luis Esteva

Thin Concrete Shells

Haas

Regionalización Sísmica de la
República Mexicana. Ediciones
Ingeniería (1963)

Luis Esteva M.

Tesis Profesional (1967)

Benjamín Alva Rodríguez.