

8/29

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**



**PROYECTO DE REFUERZO ESTRUCTURAL A BASE DE  
CONTRAVENTEOS DE UN EDIFICIO PUBLICO  
PERTENECIENTE AL GRUPO "A".**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
JAVIER NOVA ESCOBAR**

MEXICO, D.F.

1997

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA LL  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-018/97

Señor  
JAVIER NOVA ESCOBAR  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. VICTOR MANUEL LUNA CASTILLO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

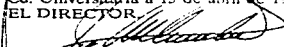
**"PROYECTO DE REFUERZO ESTRUCTURAL A BASE DE CONTRAVENTEOS DE UN EDIFICIO PUBLICO PERTENECIENTE AL GRUPO A"**

- I. INTRODUCCION
- II. DESCRIPCION DEL EDIFICIO
- III. TRABAJOS PRELIMINARES
- IV. PROPUESTA DEL REFUERZO ESTRUCTURAL
- V. ANALISIS ESTRUCTURAL
- VI. REVISION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EXISTENTES
- VII. DISEÑO DEL REFUERZO
- VIII. DETALLES DE CONEXIONES DE REFUERZO CON ESTRUCTURA EXISTENTE
- IX. REVISION DE CIMENTACION EXISTENTE
- X. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
- XI. CONCLUSIONES
- XII. ANEXO FOTOGRAFICO

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a 15 de abril de 1997.  
EL DIRECTOR.

  
ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS  
JMCS/GMP\*lmf

**DEDICATORIAS :**

**A mis padres :**

**Higinio Nova Chavelas †**

**Alberta Escobar de la Rosa †**

**Por su amor , comprensión y apoyo  
que siempre me brindaron .**

**A mis hermanos : Justino , Thelma , Lorenzo y Beto**

**Por el apoyo de siempre .**

**A mi esposa : Maria Eduarda**

**A mis hijos : Rogelio , Javier y Diana**

**Por el cariño que les tengo .**

**A mis familiares y amigos .**

**Mi agradecimiento al Ing. Victor Manuel Luna Castillo  
por su apoyo brindado .**

## INDICE :

	Pag.
INTRODUCCION	3
CAPITULO I : DESCRIPCION DEL EDIFICIO	5
CAPITULO II : TRABAJOS PRELIMINARES	11
II . 1 Inspección física del edificio	11
II . 2 Calidad de los materiales	12
II . 3 Estudio de mecánica de suelos	14
CAPITULO III : PROPUESTA DEL REFUERZO ESTRUCTURAL	26
CAPITULO IV : ANALISIS ESTRUCTURAL	33
IV . 1 Análisis de cargas	37
IV . 2 Idealización de marcos	39
IV . 3 Análisis por cargas gravitacionales	49
IV . 4 Análisis sísmico	57
CAPITULO V : REVISION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EXISTENTES	68
V . 1 Revisión de columnas	68
V . 2 Revisión de losa	75
CAPITULO VI : DISEÑO DEL REFUERZO	83
VI . 1 Diseño de columnas	83
VI . 2 Diseño de contravientos	89
VI . 3 Diseño de trabes	90
VI . 4 Diseño de anclas en conexiones de contravientos	92

<b>CAPITULO VII : DETALLES DE CONEXIONES DE REFUERZO CON ESTRUCTURA EXISTENTE</b>	<b>95</b>
<b>VII . 1 Conexión de refuerzo con cimentación</b>	<b>95</b>
<b>VII . 2 Conexión de refuerzo con losa de segundo nivel</b>	<b>96</b>
<b>VII . 3 Conexión de refuerzo con losa de azotea</b>	<b>96</b>
<b>CAPITULO VIII : REVISION DE CIMENTACION EXISTENTE</b>	<b>119</b>
<b>CAPITULO IX : PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO</b>	<b>127</b>
<b>CAPITULO X : CONCLUSIONES</b>	<b>131</b>
<b>ANEXO FOTOGRAFICO</b>	<b>133</b>
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>139</b>

## INTRODUCCION :

Como consecuencia de los sismos ocurridos en Septiembre de 1985, se han venido realizando diversos trabajos de reparación y refuerzo de numerosos inmuebles.

Actualmente en la Ciudad de México todavía existen edificios que están en espera de ser reforzados, y que dichos refuerzos no se han llevado a cabo, por no contarse con un proyecto adecuado que vaya de acuerdo con las características propias del inmueble.

Existen diferentes criterios de refuerzo como el encamisado de columnas y trabes, la incorporación de muros de concreto, el uso de marcos metálicos contraventados y el refuerzo diagonal con cables de presfuerzo.

El tipo de refuerzo que se elija para una estructura, dependerá principalmente de su estructuración, ubicación y destino.

Poco después de los sismos de 1985, el Departamento del Distrito Federal emitió unas normas de emergencia con el objetivo principal de guiar los proyectos de reparación y refuerzo de las construcciones dañadas. Posteriormente y manteniendo las principales modificaciones de las normas de emergencia, se emitió un nuevo reglamento.

El objetivo de este trabajo es presentar un proyecto de refuerzo de un edificio público que pertenece al grupo "A", para los cuales se estipula que estas construcciones, aun cuando no hubieran sufrido daño alguno por efecto de los sismos, deberán ser revisadas en cuanto a sus condiciones de seguridad estructural, a fin de verificar si satisfacen lo que exige el nuevo reglamento, y de no ser así, tendrán que ser reforzadas adecuadamente para cumplirlo.

La metodología que se siguió en la elaboración de este proyecto fue la siguiente: En el capítulo I, se hace una descripción del edificio, en donde se dan a conocer sus dimensiones, localización, número de niveles, tipo de estructuración, uso y fecha de construcción.

En el capítulo II se mencionan los trabajos preliminares que se realizaron para llevar a cabo este proyecto. Estos trabajos consistieron en realizar una inspección visual al edificio para detectar los tipos de daños que presentaba, así como para poder hacer una buena elección del proyecto de refuerzo más adecuado. Se explican las pruebas de laboratorio que se efectuaron para conocer la calidad de los materiales. También se dan los resultados de los estudios de mecánica de suelos que se realizaron para la obtención de los parámetros de resistencia y deformabilidad del suelo.

En el capítulo III se explica detalladamente en que consiste la propuesta de refuerzo que se eligió.

El capítulo IV trata todo lo referente al análisis estructural considerando el refuerzo propuesto. Se especifican las cargas consideradas, se hace la idealización de los marcos y a través de un análisis por cargas gravitacionales y sísmico (que no se anexan en el trabajo por ser demasiado extenso) se obtienen los elementos mecánicos para la revisión y el diseño de la estructura.

En el capítulo V se hace la revisión de los elementos estructurales existentes para verificar que los nuevos esfuerzos actuantes no sobrepasen a los resistentes, para los cuáles fue diseñada originalmente la estructura.

El diseño de los elementos de refuerzo como son las columnas, traves, contravientos y anclas se trata en el capítulo VI. Como resultado del análisis estructural, en el capítulo VII se detallan los diferentes tipos de conexiones del refuerzo con la estructura existente.

Posteriormente en el capítulo VIII se hace una revisión de la cimentación, en cuanto a los estados límites de falla y de servicio.

Finalmente en el capítulo IX se explica en forma general cual es el procedimiento constructivo que se debe seguir para el enderasedo del edificio y la construcción del refuerzo.



## CAPITULO I

### DESCRIPCION DEL EDIFICIO

Se trata de un edificio que pertenece al Instituto Nacional de Virología, localizado en la Av. Prolongación Manuel Carpio No. 492, Col. Sto. Tomás en México D.F.

En la figura 1.1 se muestra la localización del edificio dentro del conjunto de edificaciones del Instituto, con las siguientes colindancias : al norte con la Av. Prolongación Manuel Carpio; al poniente con el estacionamiento del propio Instituto, al oriente y al sur con bodegas de un nivel de estructura ligera a base de armaduras metálicas y láminas de acrílico.

El edificio está destinado a la elaboración de vacunas, por lo que en él se encuentran bioterios, cámaras de refrigeración y laboratorios. Tiene una área construida total del orden de 3000 m<sup>2</sup>, es de forma sensiblemente rectangular y con un área en planta que varía entre 680 y 760 m<sup>2</sup> en los distintos niveles. ( ver figuras 1.2 a 1.4 )

Consta de un nivel de sótano (no utilizable ), planta baja, tres niveles superiores y azotea con un cuarto de máquinas. Su estructuración es a base de losa plana aligerada como sistema de piso con un peralte de 40 cm. ; los elementos verticales resistentes son columnas de concreto. En algunas zonas existen cámaras de refrigeración, que son cuartos con aislamiento térmico con una losa de concreto adicional apoyada en muros de carga que gravitan sobre las losas principales.

Se observó una importante cantidad de muros divisorios y elementos de cancelería desligados de la estructura principal, que contribuyen en forma apreciable al peso muerto de la construcción.

Por su ubicación el edificio no posee estructuras importantes de colindancia. No obstante se detectaron algunos muros y bardas que deberán separarse del edificio.

La cimentación consta de un cajón de compensación parcial desplantado a 2.10 m. de profundidad a partir del nivel del terreno natural .

Por último el edificio se construyó a finales de la década de los setenta, lo que significa que el Reglamento de Construcciones con el que se proyectó, corresponde a la versión de 1976.

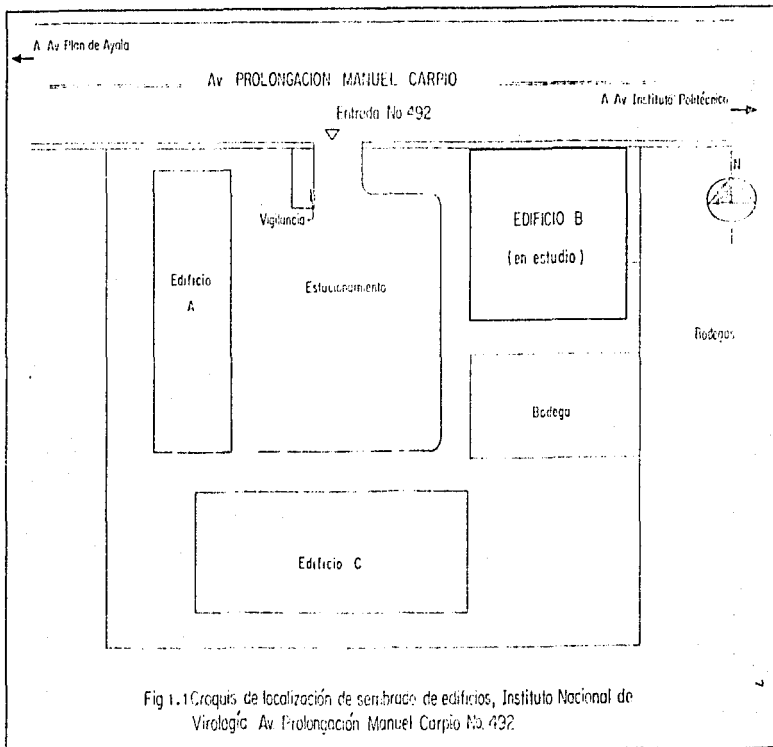
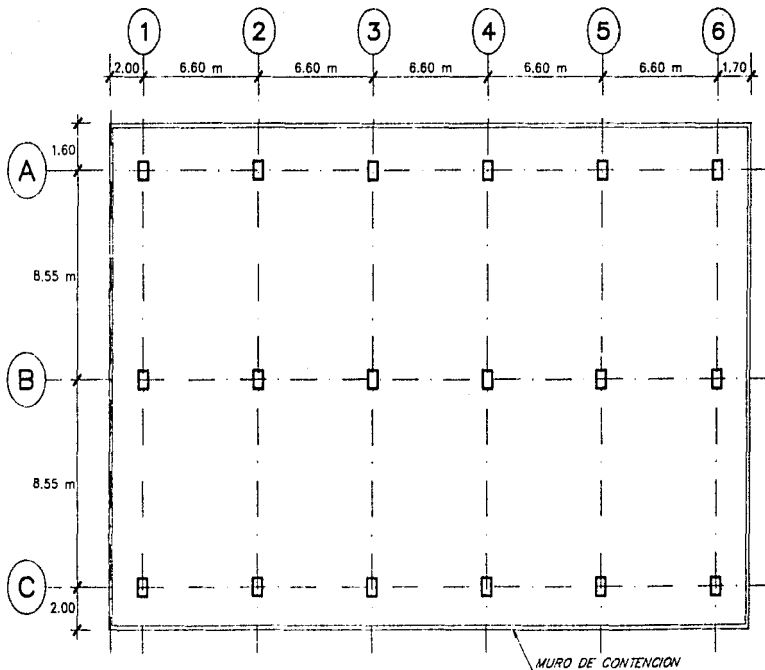
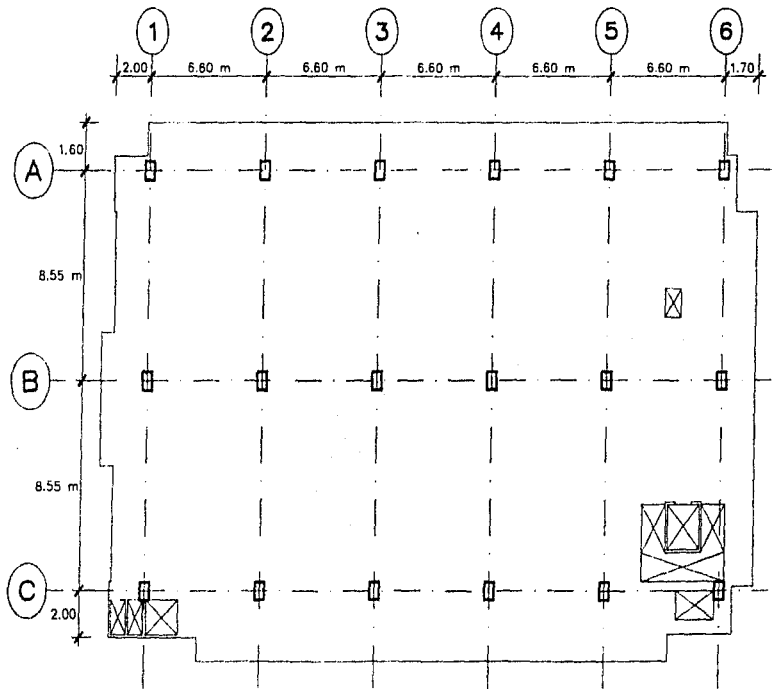


Fig 1.1 Croquis de localización de sembrado de edificios, Instituto Nacional de Virología Av Prolongación Manuel Carpio No. 492



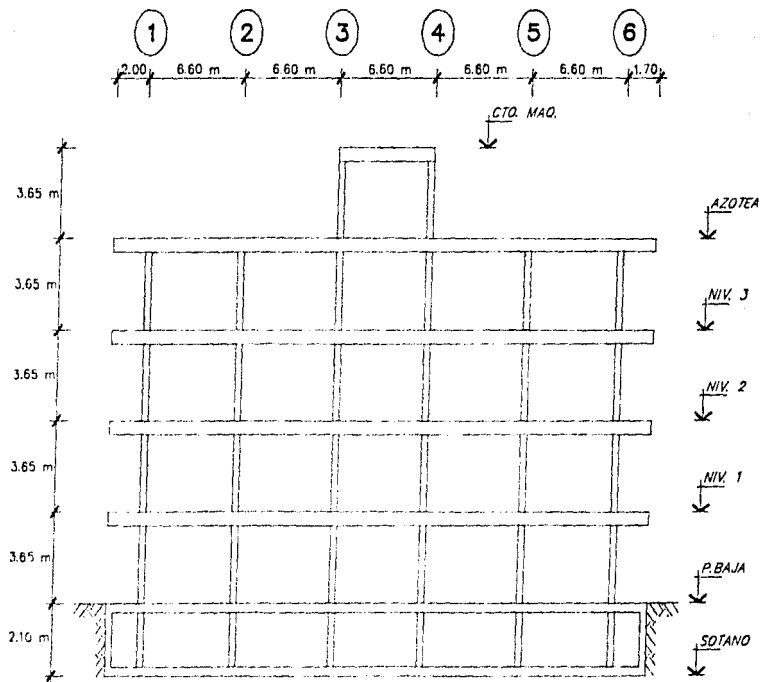
PLANTA BAJA

Fig.1.2



PLANTA NIVELES 1.2,3 y AZOTEA

Fig.1.3



ELEVACION ESQUEMATICA DE NIVELES

Fig. 1.4

## CAPITULO 11

### TRABAJOS PRELIMINARES

#### 11.1 INSPECCION FISICA DEL EDIFICIO :

En las fotos 1 y 2 se muestran vistas generales del edificio, en las cuales se observa que posee paneles de acabado de metal desplegado con aplanado en fachada, así como faldones no estructurales de concreto colado en el lugar.

Se observa la existencia de fisuras en los paneles de la fachada, especialmente en la zona de las escaleras tanto del lado suroriente como del norponiente ( foto 3 ).

También se pudieron detectar, en forma generalizada, fisuras en los muros divisorios, principalmente en las uniones con los plafones y en las juntas de deslague con la estructura principal ( fotos 4 y 5 ). La presencia de tales fisuras repercute en las operaciones que se tienen que hacer en el inmueble, ya que existen zonas de fabricación y llenado de vacunas, las cuales deben mantenerse perfectamente aisladas y esterilizadas, cosa que no es posible que ocurra de manera permanente ya que sismos de baja y mediana intensidad ocasionan que fisuras resanadas anteriormente se vuelvan a abrir e incluso, que se produzcan nuevas fisuras.

Se observaron varias fisuras en algunos de los pisos donde no hay acabado de loseta, pero se atribuyen estos fisuramientos a las trayectorias de ductos de instalaciones y no a daños estructurales.

Debido a que el edificio está estructurado a base de losa reticular y se observaron fisuras en el acabado de piso, se hizo énfasis en la inspección ocular de los capiteles (unión losa columna), ya que son los elementos más vulnerables en este tipo de estructuras por poseer poca ductilidad . Se realizó un muestreo para la revisión de la superestructura en los capiteles de la losa y las columnas. De un total de 72 capiteles y columnas, se muestreó el 50%. Se observó que en ningún caso estos elementos presentaban daños.

En lo que se refiere a la cimentación se pudo observar en el momento de la inspección que el cajón de compensación se encontraba parcialmente inundado de agua con un tirante de aproximadamente 60 cm. Se bombeó el agua de algunas celdas para inspeccionarlas y se encontró que el estado de la cimentación es bueno, a pesar de la humedad permanente.

Se constató que hay coincidencia entre los planos estructurales y la construcción real, con excepción de un tramo de muro de contención de aproximadamente 2m, de largo en la esquina noreste, el cual debió ser de concreto cuando en realidad es de mampostería de tabique rojo ( ver foto 6 ).

El edificio presenta actualmente desplomes hacia el norte, y no se encontró evidencia de refuerzos estructurales anteriores. ( ver fig. 2.1 )

## 11.2 CALIDAD DE LOS MATERIALES :

Para conocer la calidad del concreto se efectuaron pruebas no destructivas y semidestructivas en algunos elementos estructurales del edificio; éstas pruebas incluyen la evaluación de la calidad del concreto mediante pulso ultrasónico, extracción de núcleos de concreto endurecido y obtención de los módulos de elasticidad en tres de dichos núcleos.

Los resultados de las pruebas de corazones ( tablas 2.1 y 2.2 ) indican que la resistencia promedio del concreto es de 361 kg/cm<sup>2</sup>, valor mayor al de la resistencia especificada en planos. Sin embargo se obtuvo que la dispersión de la muestra es muy alta, (la desviación estándar es de 101 kg/cm<sup>2</sup> calculada para muestras pequeñas y eliminando los valores mas altos y mas bajos de la muestra ) Con estos parámetros estadísticos se obtuvo el segundo percentil de la distribución el cual arroja un valor de 200 kg/cm<sup>2</sup>, que corresponde al parámetro  $f_c^*$ , correspondiente a la resistencia del concreto en la estructura. Con este valor se realizó la revisión de los estados límite de falla.



Se verificó también que el valor índice de la resistencia especificada a 28 días,  $f'c$ , coincide con el de los planos de origen, ya que de acuerdo con el Reglamento de Construcciones, la relación entre el parámetro  $f'c$  y  $f'c_e$  es la siguiente :

$$f'c_e = 0.80 f'c$$

De esta expresión se obtiene que un valor de  $f'c_e$  igual a 200 kg/cm<sup>2</sup> le corresponde un valor de  $f'c$  igual a 250 kg/cm<sup>2</sup>, que es el dato especificado en planos.

Con respecto a los valores del módulo de elasticidad, se midió este valor en tres de los núcleos cuya resistencia fue probada. Desgraciadamente coincidió que dos de ellos corresponden con los núcleos menos confiables, ya que uno de ellos fue el que arrojó la resistencia mas alta ( 618 kg/cm<sup>2</sup> ) y el otro, por el contrario fue el que tuvo la mas baja ( 173 kg/cm<sup>2</sup> ). De este modo el valor confiable corresponde al núcleo intermedio, cuya resistencia fue de 317 kg/cm<sup>2</sup> y su módulo de elasticidad de 150926 kg/cm<sup>2</sup> (figs. 2.2 , 2.3 y 2.4 ). Si se calcula el promedio de los tres núcleos se obtiene un valor de 133556 kg/cm<sup>2</sup> . Finalmente si se estima el valor representativo del módulo como lo estipulaba el Reglamento de Construcciones de 1976 en función de la resistencia, con la expresión  $E = 10000 \sqrt{f'c}$  para el valor de resistencia determinado previamente se obtiene 158114 kg/cm<sup>2</sup> . De este análisis se observa que se converge al valor  $E = 150000$  kg/cm<sup>2</sup>, que se tomará como representativo para revisar los estados límite de servicio de la estructura.

En las tablas 2.1 y 2.2 se muestra con detalle el reporte del laboratorio para las pruebas de corazones, así como los cálculos de la resistencia nominal del concreto.

En lo relativo a los resultados del pulso ultrasónico, se obtuvieron valores dentro del rango de 1342 a 2783 m/s, con un valor medio de 1745 m/s, lo cual es indicativo de una calidad del concreto de regular a pobre (tabla 2.3 ). Esto de algún modo se correlaciona con el peso volumétrico del concreto que de acuerdo con el muestreo varía entre 1884 kg/m<sup>3</sup> a 2129 kg/m<sup>3</sup>, que es el rango aceptado por el actual Reglamento de Construcciones para concreto definido actualmente como de clase 2, típico para las construcciones de la época en que se construyó el edificio.

Para este tipo de estructura se debe usar concreto clase I según la sección 1.4.1. de las actuales Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto, todo esto con la única aclaración de que la clasificación se refiere a concreto en estado fresco, y el concreto analizado es endurecido.

### 1.1.3 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS :

El objetivo del estudio es conocer la estratigrafía y parámetros de resistencia y deformación del subsuelo en el área de interés, para con ellos proporcionar la siguiente información :

- Ubicación del edificio de acuerdo con la zonificación geotécnica del Reglamento de Construcciones del D. F. de 1993.
- Revisión de los estados límite de falla y servicio de la cimentación del edificio.
- Recomendaciones que desde el punto de vista geotécnico deberán considerarse para el proyecto de renivelación y reforzamiento de la estructura .

De acuerdo con la zonificación geotécnica del Valle de México establecida en el R.C.D.F. de 1993, el edificio en estudio se encuentra localizado en la zona II denominada de transición. Esta zona se caracteriza por que los depósitos profundos incompresibles se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo-arenosos intercalados con depósitos de arcilla lacústre hasta de varios metros de espesor.

El edificio se ubica en la sub-zona de transición baja, que corresponde a la transición vecina a la zona de lago; en este caso se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso originó una estratigrafía compleja donde se pueden tener variaciones importantes de espesores y propiedades en distancias cortas, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos

rios y barrancas; en la figura 2.5 se muestra la ubicación del sitio en estudio respecto a la zonificación geotécnica antes mencionada.

Para definir la estratigrafía del subsuelo se ejecutó un sondeo de tipo mixto, SM- 1, a 30 metros de profundidad. Los procedimientos de muestreo utilizados fueron : penetración estándar y muestreo inalterado con tubos de pared delgada tipo Shelby de acuerdo a las normas ASTM D-1586 y D-1587 respectivamente. Además se excavaron dos pozos a cielo abierto, PCA-1 y PCA-2, hasta 1.6 y 1.55 metros de profundidad respectivamente con el objeto de definir con mayor precisión la estratigrafía superficial así como las condiciones de contacto del cajón con el suelo circundante; de estos pozos se obtuvieron muestras cúbicas inalteradas.

En la figura 2.6 se muestra la ubicación del sondeo y pozos a cielo abierto respecto al edificio en estudio.

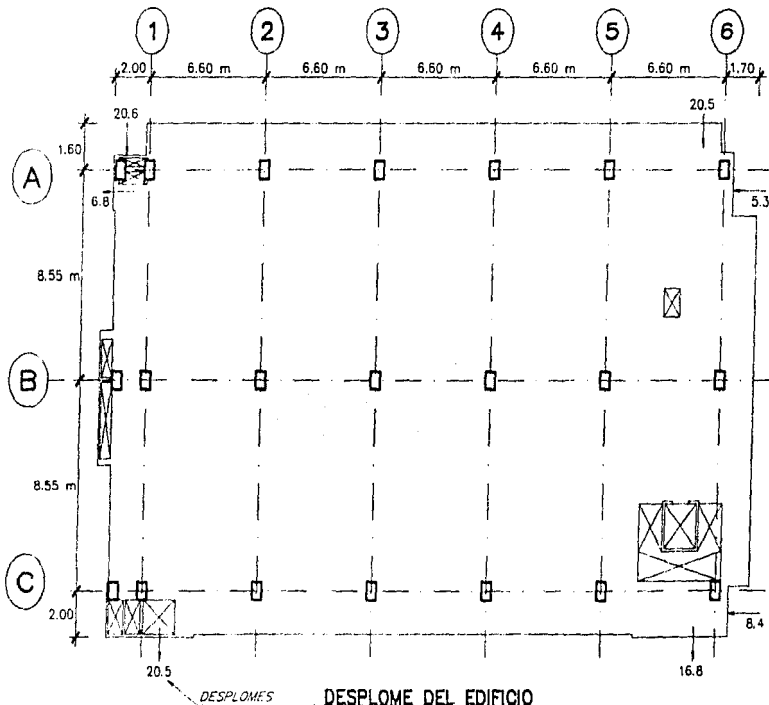
Con el objeto de determinar el perfil de esfuerzos efectivos en campo, se instalaron tres piezómetros abiertos y un tubo de observación del nivel freático. Las profundidades de instalación de los piezómetros se presentan en la tabla 2.3 .

Una vez concluidos los trabajos de campo, se procedió a llevar las muestras al laboratorio donde se realizaron las pruebas necesarias para la obtención de los parámetros del suelo .

En la figura 2.7 se muestra el perfil estratigráfico detallado del sondeo tipo mixto SM-1 .

En la tabla 8.3 del capítulo VIII se muestran los parámetros de resistencia y deformabilidad del suelo obtenidos de los trabajos de laboratorios realizados.

El nivel freático se detectó a 1.17 metros de profundidad.



**DESPLOME DEL EDIFICIO**

VALOR MAXIMO 20.6 CM  
 FC 28 DE SEPTIEMBRE DE 1994  
 DESPLONES EN CMS.

Fig. 2.1

# CDP OBRAS CIVILES, S.A. DE C.V.

## MODULO ELASTICO

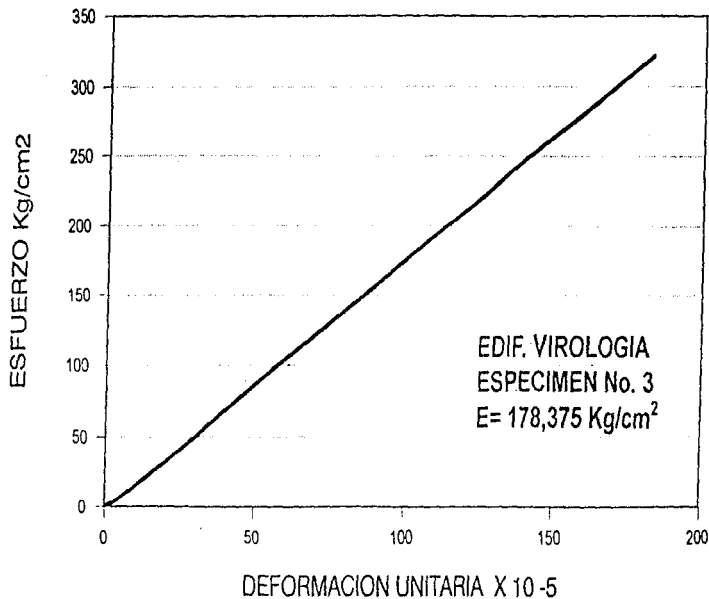


FIG. 2.2 MODULO ELASTICO EN CORAZONES DE CONCRETO.

# CDP OBRAS CIVILES, S.A. DE C.V.

## MODULO ELASTICO

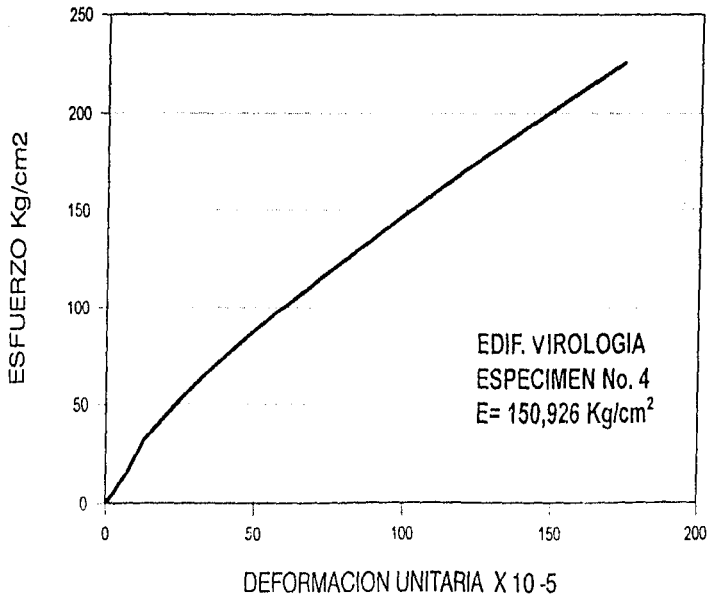


FIG. 2.1

MODULO ELASTICO EN CORAZONES DE CONCRETO.

# CDP OBRAS CIVILES, S.A. DE C.V.

## MODULO ELASTICO

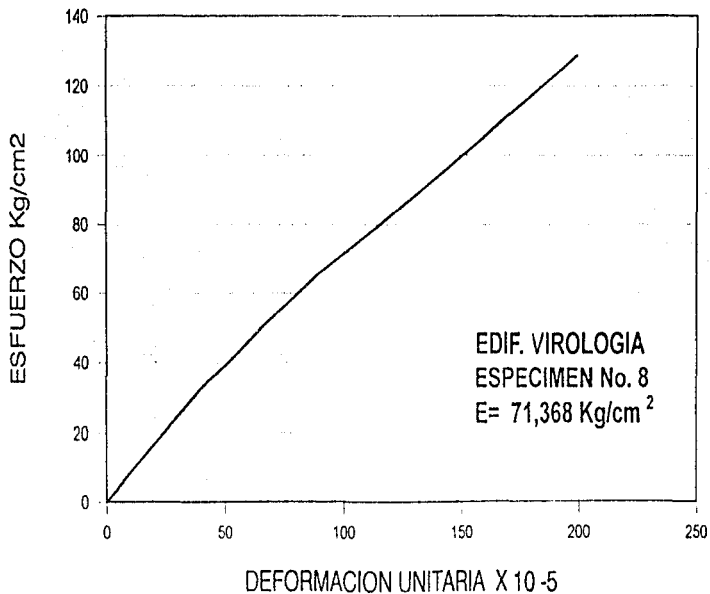


FIG. 2.4 - MODULO ELASTICO EN CORAZONES DE CONCRETO.

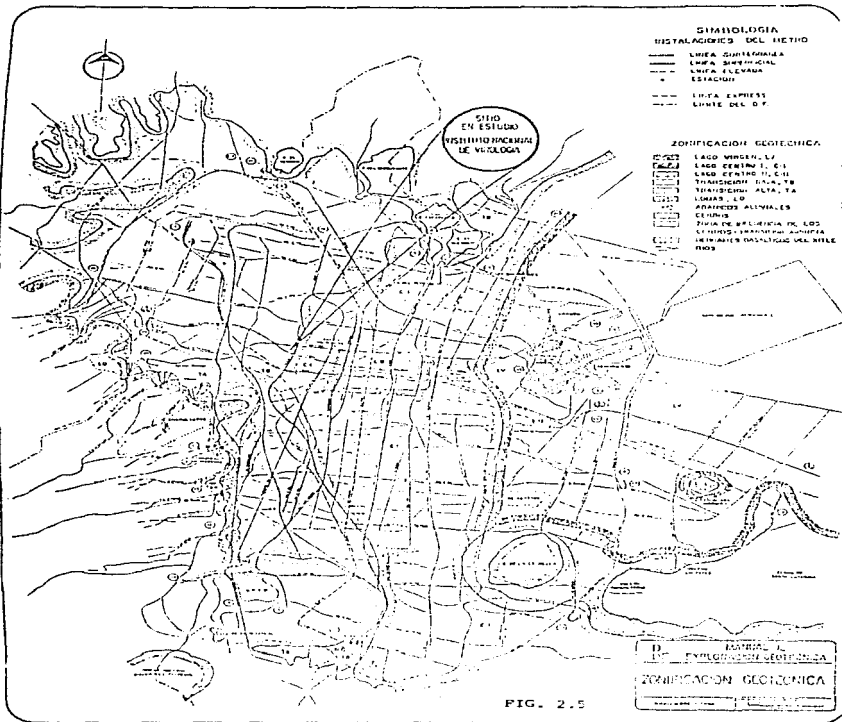
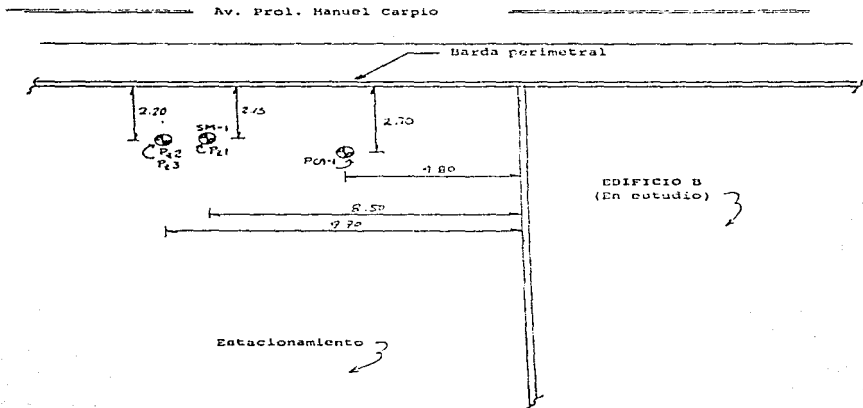


FIG. 2.5





LOCALIZACION DEL SONDEO, POZOS A CIELO ABIERTO  
Y PIEZOMETROS

FIG. 2.6





IMCYC

INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO  
Y DEL CONCRETO, A.C.

Investigación Car. No. 1846 Edif. Florida  
México D.F., C.P. 06000  
Tel. 542300 y 6693726

**LABORATORIO DE CONCRETO**

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE CORAZONES.

INSTITUTO NACIONAL DE VIROLOGIA, EDIFICIO B

TABLA 2.1

PRUEBA DE CORAZONES													Orden de Entrega No. 175			
													Informe Técnico No. 226			
													Hoja No. 172			
Desti: C. I. P. DE OBRAS CIVILES S. A. DE C. V.										Con: EDIFICIO VIROLOGIA S. S. A.						
Lugar: GUADALAJARA										Fecha de Entrega: 21 AGOSTO 1994		Fecha de Emisión: 5 SEPTIEMBRE 1994				
Área: Experimento										Ejecuta: TUNA		Diseño: TUNA				
Causa del Experimento: 1) FLETA EN SUELO DE ARRIERO A LA MESA C-169 EN VIGOR																
Especimen	Cuerpo	Espesor (cm)	Área (cm²)	Área (cm²)	f <sub>cu</sub>	Esfuerzo de Compresión (kg/cm²)	Área (cm²)	Carga (kg)	Esfuerzo (kg/cm²)	Esfuerzo (kg/cm²)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm²)				
												Comp.	Tensión			
1	1893	10.24	10.89	11.18	1.58	0.9912	30.88	125	656	1975	12140	390				
1	1892	"	11.54	11.87	1.90	0.9920	32.82	326	733	2052	14040	550				
1	1894	"	11.11	11.54	1.55	0.9960	"	353	721	2129	14000	618				
1	1895	"	11.26	11.70	1.87	0.9948	"	368	720	2078	14050	317				
1	1896	"	10.91	11.25	1.49	0.9916	"	338	655	1971	14520	274				
1	1896	"	11.50	11.70	1.87	0.9928	"	352	702	2002	14540	339				
1	1897	"	11.44	11.72	1.87	0.9938	"	323	677	1992	14540	211				
1	1898	"	11.31	11.52	1.65	0.9959	"	342	658	1886	1480	123				
1	1899	"	10.91	11.28	1.49	0.9920	"	332	680	2018	1470	328				
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			

Observaciones:

Referencia: NTC 18 (2) y (3) de 1994

Fecha: 5 Septiembre 1994

Elaborado por: [Firma]

Revisado por: [Firma]

Forma ICC-028

IMCYC

INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO  
Y DEL CONCRETO, A.C.  
Insurgentes Sur No. 1946 Col. Florida  
México: D.F. C.P. 01030  
Tels. 524-2360 y 680-2778

TABLA 2.2

**LABORATORIO DE CONCRETO**

24

- RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE  
CORAZONES.  
INSTITUTO NACIONAL DE VIROLOGIA,  
EDIFICIO B

EXTRACCION DE CORAZONES (NOM C-169)						Orden de Trabajo No. _____
						Informe Técnico No. _____
						Hoja No. _____
Cliente: C. D. P. DE OBRAS CIVILES S. A. DE C. V.						
Dire: EDIFICIO VIROLOGIA SECRETARIA DE SALUBRIDAD Y ASISTENCIA						
No. del Especimen		Dirección de Perforación	Tipo de Elemento	N.º	Ejes de Referencia	UBICACION
Clase	IMCYC					
1	1881	horizontal	col.	P.8	2/C	A 1.10 m. nivel de piso
2	1882	"	"	"	1/A	A 1.00 m. nivel de piso
3	1883	"	"	"	3/E	A 1.00 m. nivel de piso
4	1884	"	"	3	3/B	A 1.00 m. nivel de piso
5	1885	"	"	2	2/B	A 1.05 m. nivel de piso
6	1886	"	"	"	2/C	A 1.10 m. nivel de piso
7	1887	"	"	"	1/E	A 0.90 m. nivel de piso
8	1888	"	"	"	1/D	A 1.05 m. nivel de piso
9	1889	"	"	"	1/E	A 0.85 m. nivel de piso
1	1	1	1	1	1	1
UBICACION Y ORIENTACION DE LA OBRA						
Observaciones:						
Fecha: 23 agosto 199-						
LABORATORIO			C.D.P. A.C.M.		Ing. MARIO A. HERNANDEZ	
Este informe no puede ser reproducido parcial o totalmente sin la autorización del IMCYC A.C.						Forma LCO-001

TABLA 2.3  
 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE ULTRASONIDO

MUESTRA NO.	LECTURA PROMEDIO (M/SEG)	CALIDAD DEL CONCRETO
1	1456	POBRE
2	1342	POBRE
3	1935	POBRE
4	1429	POBRE
5	1680	POBRE
6	2364	MEDIA
7	1344	POBRE
8	1779	POBRE
9	1799	POBRE
10	1954	POBRE
11	2149	MEDIA
12	1644	POBRE
13	1944	POBRE
14	2783	BUENA
15	2373	MEDIA

PROFUNDIDAD DE INSTALACION DE PIEZOMETROS

PIEZOMETRO	PROFUNDIDAD (m)
Pz1	29.80
Pz2	22.00
Pz3	13.00

## CAPITULO 111

## PROPUESTA DEL REFUERZO ESTRUCTURAL

Con el propósito de hacer una buena elección de refuerzo, se realizó un análisis estructural a la estructura existente para conocer su comportamiento ante la eventual acción del sismo de diseño, considerando los requerimientos del actual Reglamento de Construcciones y se obtuvo lo siguiente.

La dirección este-oeste es la menos flexible, y la simulación del sismo de diseño mediante análisis dinámico arroja desplazamientos relativos hasta de 43 al millar veces la altura de entrepiso, valor que está considerablemente arriba de lo permisible, ya que el límite es de 6 al millar veces la altura de entrepiso ó el doble si se toman medidas adecuadas para desligar elementos no estructurales. En la dirección perpendicular el efecto es aún mas crítico.

En cuanto a la evaluación de las resistencias de los elementos estructurales; para el caso de cargas permanentes mas variables con intensidad instantánea mas accidentales, definitivamente no se cumplen los requisitos reglamentarios, ya que las resistencias que se obtienen para las distintas secciones estructurales son mucho menores que las combinaciones de acciones externas.

Por lo anterior es de esperarse que puedan producirse los siguientes efectos en la estructura:

- a) Nuevos daños en elementos no estructurales, con las respectivas repercusiones en la operación del inmueble.
- b) Incrementos en la inclinación del edificio.
- c) Daños diversos en la estructura en las secciones cuya resistencia es menor que la requerida, y que pueden ir desde fisuramientos en nervaduras y/o columnas hasta falla por punzonamiento en capiteles.

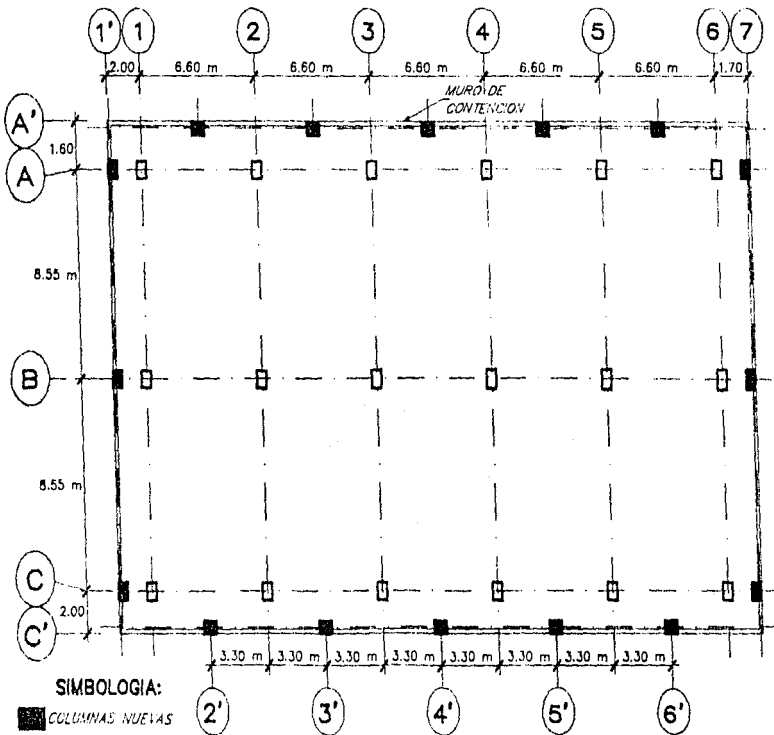
d) Incrementos en los esfuerzos en columnas por el efecto  $p-\Delta$  causados por los excesivos desplazamientos laterales, pudiendo en caso extremo, causar la inestabilidad global de la estructura.

Debido a los resultados obtenidos en este análisis, se concluye que se deberá reforzar la estructura, mediante algún sistema que rigidice eficazmente y evite desplazamientos grandes y además libere a la estructura actual de esfuerzos excesivos causados por acciones sísmicas.

Para el refuerzo del edificio se decidió aprovechar el hecho de que el perímetro del cajón de cimentación coincide con el perímetro de los pisos superiores, y que las columnas quedan por dentro de ese perímetro; de este modo, colocando elementos de refuerzo adosados al cajón de cimentación se obtiene un refuerzo perimetral que puede quedar ligado a la estructura a través del diafragma rígido que constituye la losa en cada nivel (exceptuando algunos bordes de los niveles inferiores) sin necesidad de tocar los elementos resistentes actuales.

En virtud de que se trata de una construcción del grupo "A", y que el edificio posee una masa considerable, se requiere resistir fuerzas sísmicas de consideración, por lo que se propone construir marcos exteriores en ambos sentidos, formados por trabes y columnas de concreto reforzado, contraventeados con diagonales de acero capaces de trabajar tanto a tensión como a compresión. Con estos nuevos elementos estructurales se logrará proporcionar la rigidez adecuada a la estructura y se liberará prácticamente de esfuerzos sísmicos a la estructura existente original, de modo que solo trabajará ante cargas gravitacionales.

En las figuras 3.1 a 3.5 se muestran las plantas de todos los niveles del edificio indicando los marcos de refuerzo propuestos (marcos A', C', 1' y 7')



**SIMBOLOGIA:**

- COLUMNAS NUEVAS
- COLUMNAS EXISTENTES

ACOTACIONES EN METROS

PLANTA BAJA

Fig.3.1



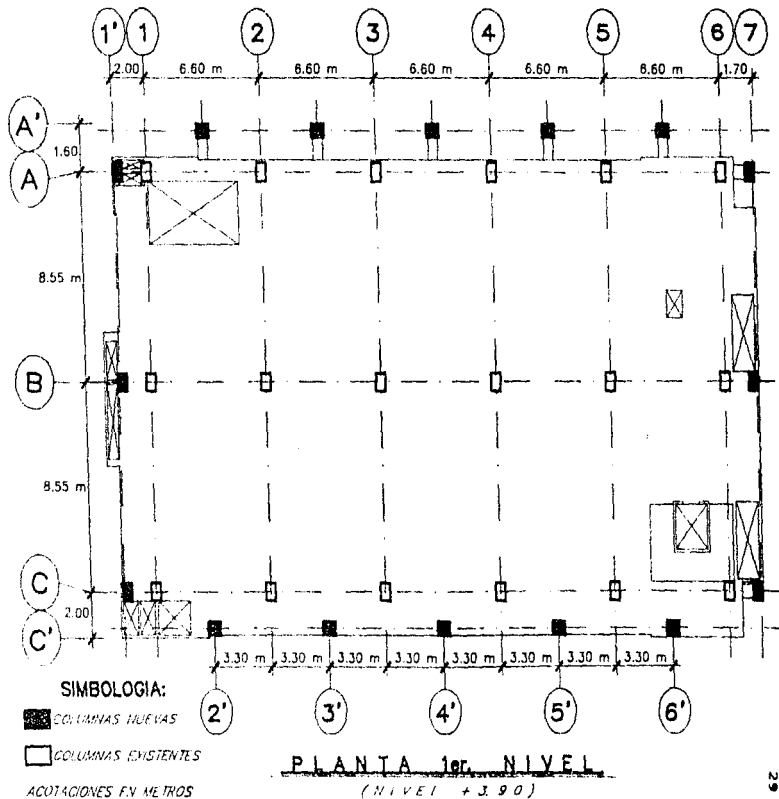
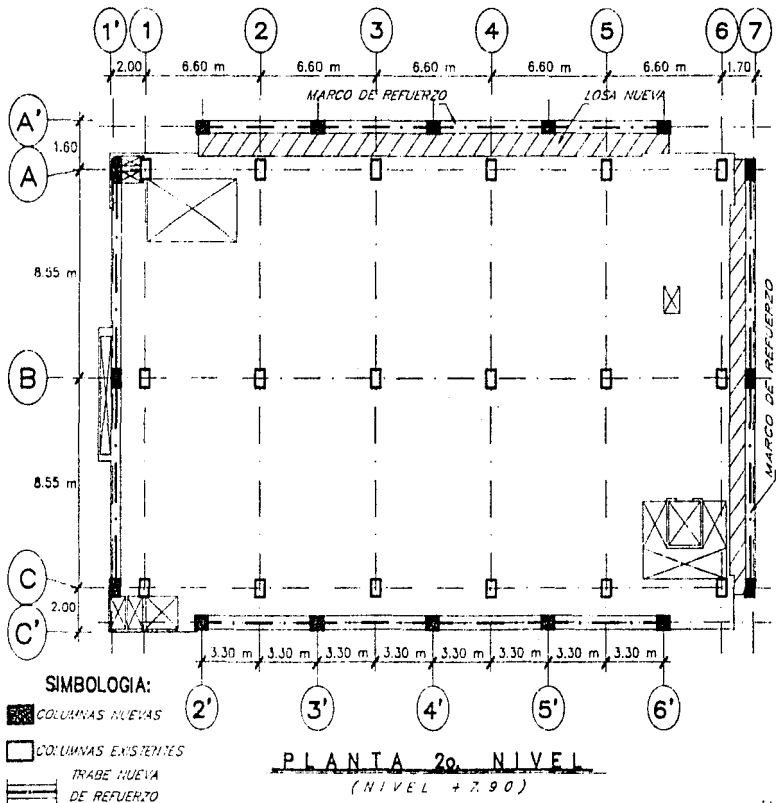


Fig.3.2



ACOTACIONES EN METROS

Fig.3.3

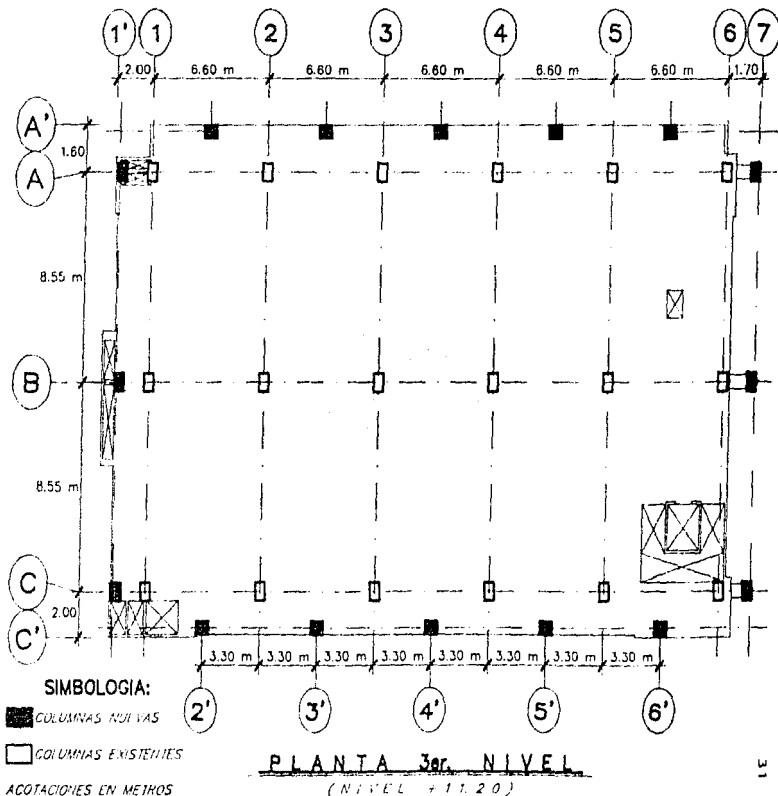
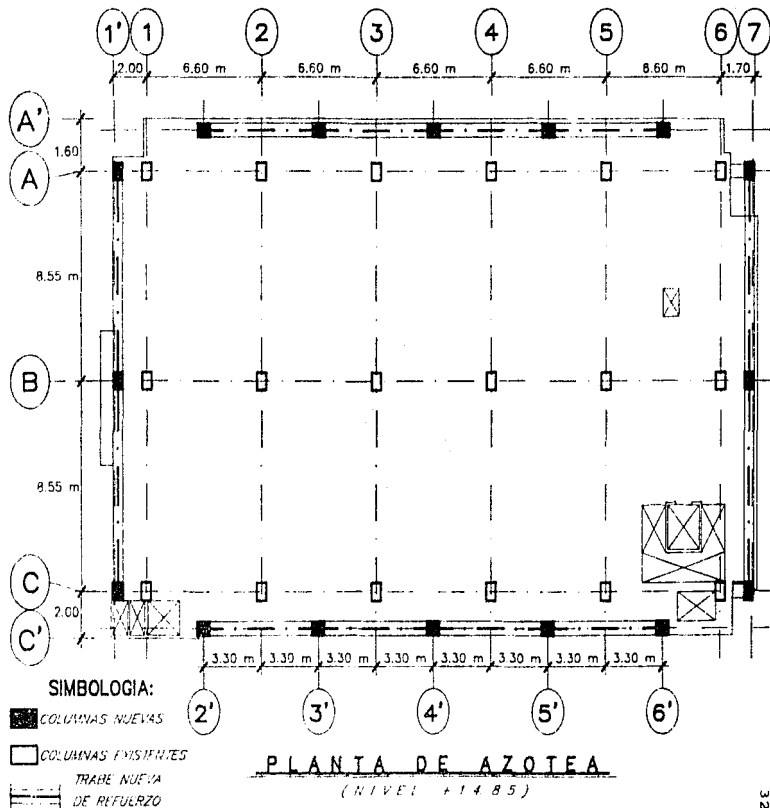


Fig.3.4



ACOTACIONES EN METROS

Fig.3.5

## CAPITULO IV

### ANALISIS ESTRUCTURAL

Habiendo elegido el tipo de refuerzo, se procedió a efectuar el análisis estructural tomando en cuenta las siguientes consideraciones :

El modelo de análisis estructural del edificio con diagonales, fue planteado tomando en cuenta que los contraventeos están conectados a la estructura cada dos niveles, es decir, en cimentación, en el segundo nivel y en el cuarto nivel ( azotea ). mientras que en los niveles primero y tercero no hay conexión entre el sistema de piso y las diagonales, existiendo en estos niveles una ligera sujeción lateral solamente para reducir la esbeltez de las diagonales y las columnas. Por lo anterior no existen componentes verticales ni horizontales de la fuerza del contraventeo en los niveles primero y tercero. ( ver figuras 4.1 y 4.6 )

La transmisión de fuerzas de inercia sísmicas de la estructura existente a los marcos contraventeados de refuerzo, ocurre, como se mencionó antes, solo en las losas de los niveles segundo y cuarto ( azotea ). En la losa del cuarto nivel, dicha transmisión de la fuerza de inercia se garantiza mediante conectores de cortante, que transmiten la fuerza a las traves nuevas de la dirección longitudinal y transversal que forman parte del refuerzo. Se considera que esta propuesta es mas limpia que la alternativa de envolver la nervadura extrema con las traves nuevas de los marcos contraventeados.

En el segundo nivel la transmisión de fuerzas en las fachadas norte y oriente se resuelve de manera similar al cuarto nivel, pero en los lados sur y poniente, donde no llega el diafragma hasta el paño del marco de refuerzo, se propuso continuar la losa de la estructura existente para unirla a los marcos nuevos.

Todo lo descrito anteriormente se encuentra detallado en el inciso IV.2, en donde seplantean los marcos para el análisis estructural.

Se consideran las siguientes especificaciones para los materiales :

El concreto nuevo para los elementos de refuerzo será clase 1, con una resistencia especificada a la compresión  $f'c$  de 250 kg/cm<sup>2</sup> y un peso volumétrico mayor a 2,200 kg/m<sup>3</sup>.

Se considera un modelo elástico- lineal de deformaciones pequeñas con valor del módulo de elasticidad igual a 150,000 kg/cm<sup>2</sup> para los elementos existentes de concreto, 221,000 kg/cm<sup>2</sup> para los elementos nuevos de concreto y 2,000,000 kg/cm<sup>2</sup> para los elementos nuevos de acero.

El acero de refuerzo en varillas será grado 42 con un esfuerzo de fluencia  $f_y$  de 4,200 kg/cm<sup>2</sup>. El acero en diagonales, placas y perfiles será tipo A-36 con un esfuerzo a la fluencia  $f_y$  de 2,530 kg/cm<sup>2</sup>.

Las anclas para transmitir tensiones en las diagonales de contraenteo serán de varilla corrugada con rosca en los extremos. (  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup> )

Momento de inercia de losa considerado en cada marco :

Para la losa, se tomará en cuenta que la rigidez no está concentrada sobre el eje de columnas, como ocurre en un marco formado por traveses y columnas.

En el cálculo de la rigidez de la losa correspondiente a cada marco, se considera efectivo un ancho de losa igual a  $e + 3h$ , donde :

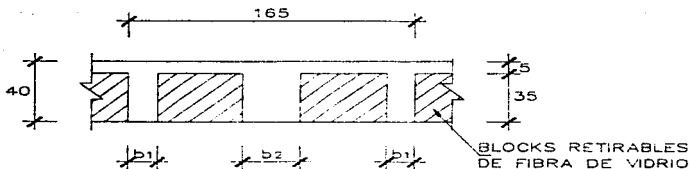
$e$  = dimensión transversal de la columna normal a la dirección del análisis.

$h$  = espesor de la losa

El momento de inercia así calculado se promedia con el de la sección rectangular de la zona maciza que rodea a la columna ( capitel ).

Como ejemplo se calcula el momento de inercia de losa para el marco 2 .

Cálculo del momento de inercia de la losa para el marco 2:



$$C+3h=45+3(40)=165\text{cm.}$$

$$b_1=10\text{cm.}$$

$$b_2=30\text{cm.} \quad \Sigma b=10+10+30 \\ =50\text{cm.}$$

Para la zona maciza:

$$I_1 = \frac{1.65 \times (0.40)^3}{12} = 0.0088 \text{ m}^4$$

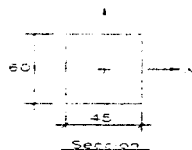
$$\bar{y} = \frac{(0.05 \times 1.65 \times 0.375) + (0.10 \times 0.35 \times 0.175 \times 2) + (0.30 \times 0.35 \times 0.175)}{(0.05 \times 1.65) + (0.10 \times 0.35 \times 2) + (0.30 \times 0.35)} \\ = \frac{0.06156}{0.2575} = 0.239 \text{ m}$$

$$I_2 = \left[ \frac{1.65 \times (0.05)^3}{12} + 0.0825(0.136)^2 \right] + \left[ \frac{0.70 \times (0.35)^3}{12} + 0.105(0.064)^2 \right] \\ + \left[ \frac{0.10 \times (0.35)^3}{12} + 0.035(0.064)^2 \right] \times 2 = 0.001543 + 0.001502 \\ + 0.001001 = 0.004046 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0.004046 \text{ m}^4 \quad I_{\text{prom.}} = 0.006423 \text{ m}^4$$

Para este marco el momento de inercia de la losa es igual en todos los niveles. De manera similar fueron calculadas las inercias para todos los marcos.

Problemas geométricos de columnas y contraviento



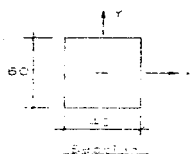
$$A = 0,45 \cdot 0,60 = 0,27 \text{ m}^2$$

$$A_w = 0,225 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{0,45 \cdot (0,60)^3}{12} = 0,0081 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{0,60 \cdot (0,45)^3}{12} = 0,0045 \text{ m}^4$$

Columnas nuevas:



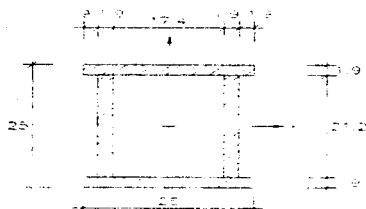
$$A = 0,40 \cdot 0,60 = 0,24 \text{ m}^2$$

$$A_w = 0,20 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{0,40 \cdot (0,60)^3}{12} = 0,0072 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{0,60 \cdot (0,40)^3}{12} = 0,0032 \text{ m}^4$$

Sección de contraviento



$$A = 175,5 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 15719,10 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 12472,15 \text{ cm}^4$$

Las secciones en áreas y momentos de columnas y losas se indican en cada uno de los marcos.



#### IV.1 ANALISIS DE CARGAS :

Las cargas muertas que se especifican fueron obtenidas en base a los datos proporcionados por los planos estructurales y arquitectónicos originales y corroborados mediante un levantamiento de secciones de elementos, realizado al inmueble.

Para las cargas vivas se consideraron las que se estipulan en el ART. 199 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal para este tipo de inmueble en donde :

I.- La carga viva máxima  $W_m$  se deberá emplear para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.

II.- La carga instantánea  $W_a$  se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.

III.- La carga media  $W$  se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

En nuestro análisis de cargas se considera lo siguiente:

CASO 1 : Cargas muertas mas carga viva maxima  $W_m$  .

CASO 2 : Cargas muertas mas carga viva instantánea  $W_a$  .

CASO 3 : Cargas muertas mas carga viva media  $W$  .

## CARGAS CONSIDERADAS :

## AZOTEA : ( NIVEL + 14.85 )

	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Losa reticular ( h = 40 cm. )	= 410 kg/m <sup>2</sup>	410 kg/m <sup>2</sup>	410 kg/m <sup>2</sup>
Carga adic. R.C.D.F.	= 20 "	20 "	20 "
Relleno: 0.16x1.500	= 240 "	240 "	240 "
Enladrillado + entortado	= 80 "	80 "	80 "
Plafón e instalaciones	= 30 "	30 "	30 "
Carga viva :	= 100 "	70 "	15 "
	880 kg/m <sup>2</sup>	850 kg/m <sup>2</sup>	795 kg/m <sup>2</sup>

## NIVEL 3 : ( NIVEL + 11.20 )

Losa reticular ( h = 40 cm. )	= 410 kg/m <sup>2</sup>	410 kg/m <sup>2</sup>	410 kg/m <sup>2</sup>
Carga adic. R.C.D.F.	= 20 "	20 "	20 "
Piso	= 100 "	100 "	100 "
Plafón e instalaciones	= 30 "	30 "	30 "
Densidad de muros	= 363 "	363 "	363 "
Carga viva	= 250 "	180 "	100 "
	1173 kg/m <sup>2</sup>	1103 kg/m <sup>2</sup>	1023 kg/m <sup>2</sup>

## NIVEL 2 : ( NIVEL + 7.55 )

Losa reticular ( h = 40 cm. )	= 410 kg/m <sup>2</sup>	410 kg/m <sup>2</sup>	410 kg/m <sup>2</sup>
Carga adic. R.C.D.F.	= 20 "	20 "	20 "
Piso	= 100 "	100 "	100 "
Plafón e instalaciones	= 30 "	30 "	30 "
Densidad de muros	= 312 "	312 "	312 "
Carga viva	= 250 "	180 "	100 "
	1122 kg/m <sup>2</sup>	1052 kg/m <sup>2</sup>	972 kg/m <sup>2</sup>

## NIVEL 1 : ( NIVEL = 3.90 )

Losa reticular ( h = 40 cm. ) =	490 kg/m <sup>2</sup>	490 kg/m <sup>2</sup>	490kg/m <sup>2</sup>
Carga adic. R.C.D.F. =	20 "	20 "	20 "
Piso =	100 "	100 "	100 "
Plafón e instalaciones =	30 "	30 "	30 "
Densidad de muros =	316 "	316 "	316 "
Carga viva =	<u>250</u> "	<u>180</u> "	<u>100</u> "
	1206 kg/m <sup>2</sup>	1136 kg/m <sup>2</sup>	1056 kg/m <sup>2</sup>

NOTA : En este nivel el peso de la losa reticular es mayor por haber menos casetones

## NIVEL PLANTA BAJA :

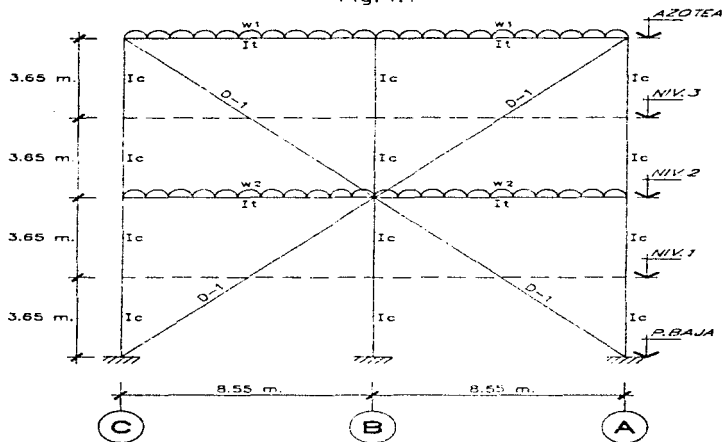
Losa maciza ( h = 12 cm. ) =	288 kg/m <sup>2</sup>	288 kg/m <sup>2</sup>	288 kg/m <sup>2</sup>
Carga adic. R.C.D.F. =	20 "	20 "	20 "
Firme =	100 "	100 "	100 "
Densidad de muros =	410 "	410 "	410 "
Carga viva =	<u>350</u> "	<u>315</u> "	<u>280</u> "
	1168 kg/m <sup>2</sup>	1133 kg/m <sup>2</sup>	1098 kg/m <sup>2</sup>

## IV.2 IDEALIZACION DE MARCOS

La geometría de los marcos de la estructura, se obtuvo a través de los planos arquitectónicos y estructurales originales, en los cuales se especifican los claros entre columnas, las alturas de entrepisos y el número de niveles.

Para los marcos de refuerzo se indica la ubicación de las nuevas columnas, así como las traveses en los niveles donde existe liga con la estructura actual y la posición de los contravientos. ( figuras 4.1 a 4.9 )

Fig. 4.1



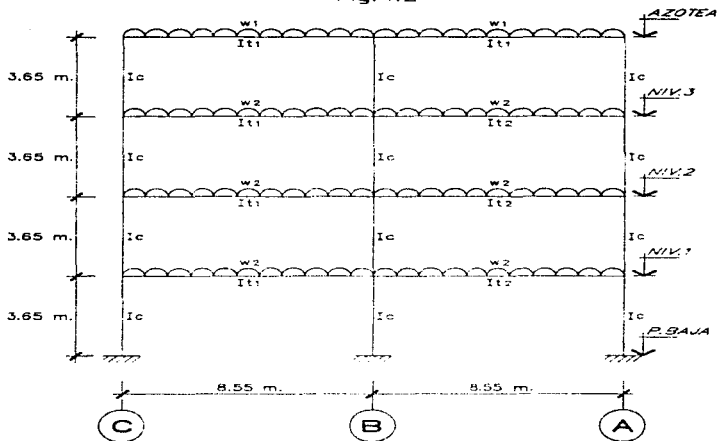
### MARCOS 1° y 7

COLUMNAS:  
 SECCION 40x60  
 $A = 0.24 \text{ m}^2$   
 $A_v = 0.20 \text{ m}^2$   
 $I_c = 0.0072 \text{ m}^4$

TRABES:  
 SECCION 30x60  
 $A = 0.18 \text{ m}^2$   
 $I_t = 0.0054 \text{ m}^4$   
 D-1<sup>er</sup> CONTRAVENTO

CARGAS:  
 $w_1 = 0.43 \text{ t/m}$   
 $w_2 = 1.10 \text{ t/m}$

Fig.4.2

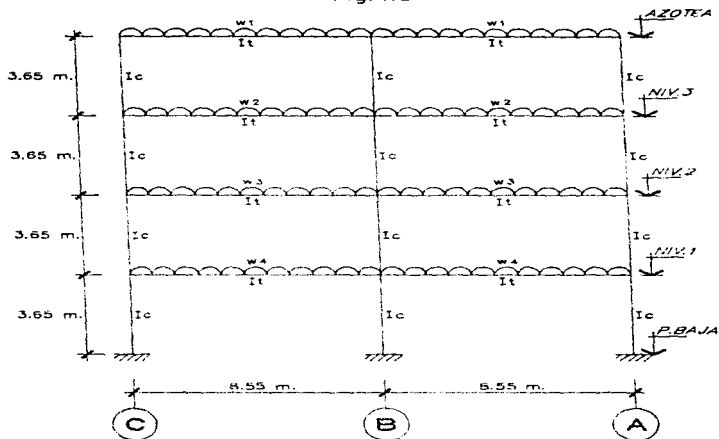
MARCO 1

COLUMNAS:  
 SECCION 45x60  
 $A = 0.27 \text{ m}^2$   
 $A_v = 0.225 \text{ m}^2$   
 $I_c = 0.0087 \text{ m}^4$

TRABES: ( LOSA RETICULAR )  
 $I_{t1} = 0.0058 \text{ m}^4$   
 $I_{t2} = 0.0019 \text{ m}^4$

CARGAS:  
 $w_1 = 4.81 \text{ t/m}$   
 $w_2 = 6.50 \text{ t/m}$

Fig.4.3



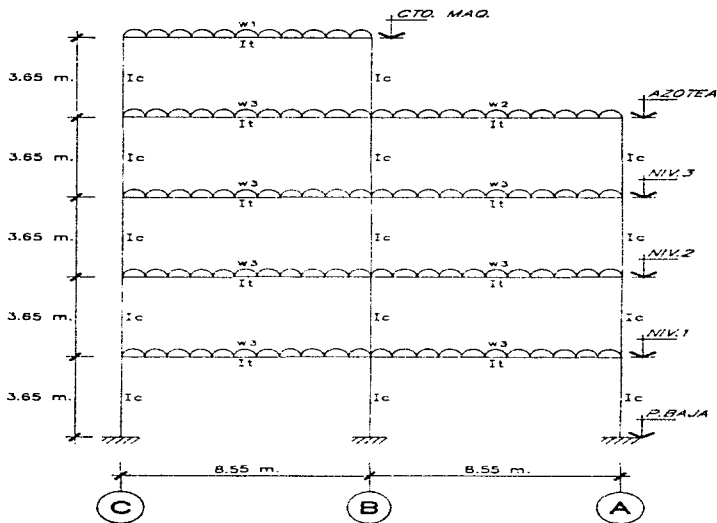
### MARCOS 2 y 5

COLUMNAS:  
 SECCION 45x60  
 $A = 0.27 \text{ m}^2$   
 $A_v = 0.225 \text{ m}^2$   
 $I_c = 0.0081 \text{ m}^4$

TRABES: ( LOSA PERICULAR )  
 $I_t = 0.006423 \text{ m}^4$

CARGAS:  
 $w_1 = 5.81 \text{ l/m}$   
 $w_2 = 7.74 \text{ l/m}$   
 $w_3 = 7.41 \text{ l/m}$   
 $w_4 = 7.96 \text{ l/m}$

Fig.4.4



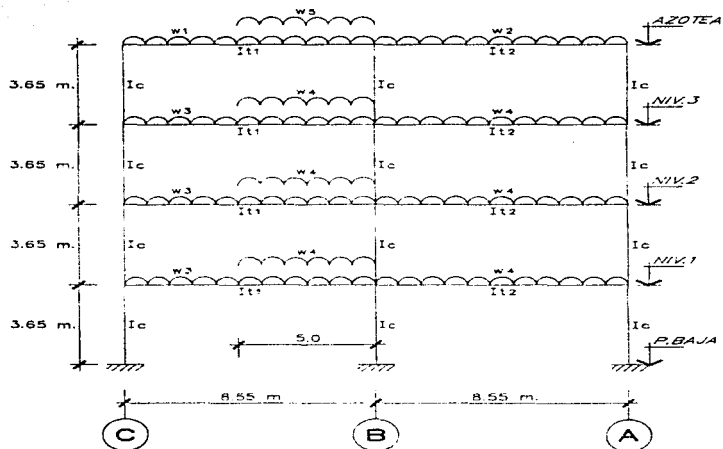
### MARCOS 3 y 4

COLUMNAS:  
 SECCION 45x60  
 $A = 0.27 \text{ m}^2$   
 $A_v = 0.225 \text{ m}^2$   
 $I_c = 0.0081 \text{ m}^4$

TRABES: ( LOSA RETICULAR )  
 $I_t = 0.006423 \text{ m}^4$

CARGAS:  
 $w_1 = 3.60 \text{ t/m}$   
 $w_2 = 5.81 \text{ t/m}$   
 $w_3 = 8.0 \text{ t/m}$

Fig.4.5

**MARCO 6**

COLUMNAS:

SECCION 45x60

A<sub>c</sub> = 0.27 m<sup>2</sup>A<sub>v</sub> = 0.225 m<sup>2</sup>I<sub>c</sub> = 0.0081 m<sup>4</sup>

TRABES: ( LOSA RETICULAR )

It1 = 0.0010 m<sup>4</sup>It2 = 0.00307 m<sup>4</sup>

CARGAS:

w1 = 1.67 t/m.

w2 = 4.50 t/m.

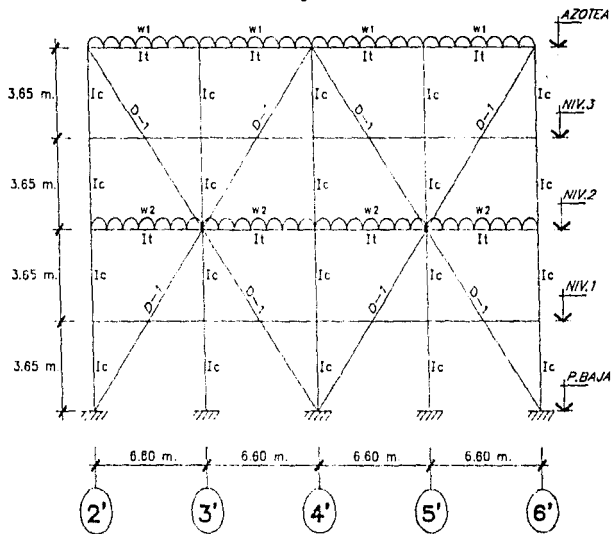
w3 = 0.50 t/m.

w4 = 6.50 t/m.

w5 = 2.90 t/m.



Fig.4.6



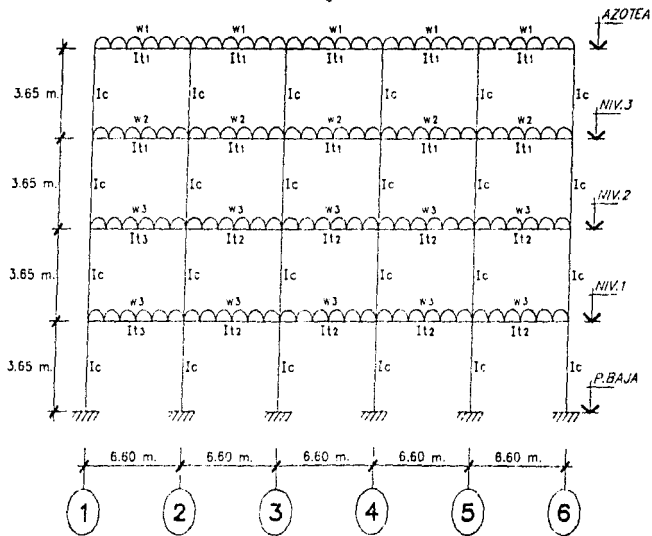
MARCOS A' y C'

COLUMNAS:  
 SECCION 40x60  
 $A = 0.24 \text{ m}^2$   
 $A_v = 0.20 \text{ m}^2$   
 $I_c = 0.0072 \text{ m}^4$

TRABES:  
 SECCION 30x60  
 $A = 0.18 \text{ m}^2$   
 $I_t = 0.0054 \text{ m}^4$   
 D-1 = CONTRAVENTOS

CARGAS:  
 $w1 = 0.43 \text{ t/m}$   
 $w2 = 1.10 \text{ t/m}$

Fig.4.7



MARCO A

COLUMNAS:

SECCION 45x60

$A = 0.27 \text{ m}^2$

$A_v = 0.225 \text{ m}^2$

$I_c = 0.00456 \text{ m}^4$

TRABES: (LOSA RETICULAR)

$I_{t1} = 0.00651 \text{ m}^4$

$I_{t2} = 0.00629 \text{ m}^4$

$I_{t3} = 0.0019 \text{ m}^4$

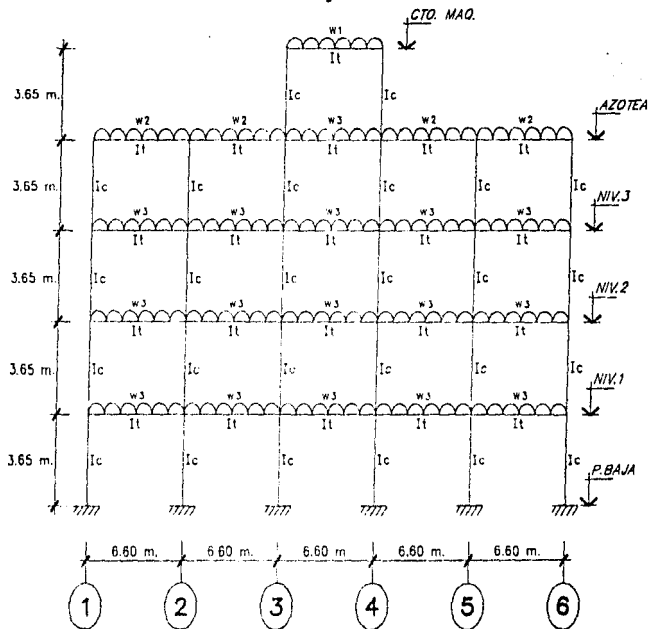
CARGAS:

$w_1 = 5.42 \text{ t/m}$

$w_2 = 7.23 \text{ t/m}$

$w_3 = 5.76 \text{ t/m}$

Fig. 4.8



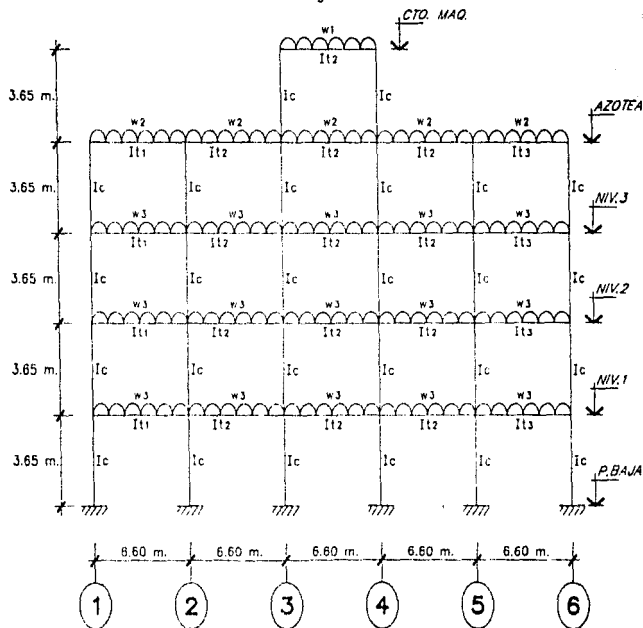
MARCO B

COLUMNAS:  
 SECCION 45x60  
 $A = 0.27 \text{ m}^2$   
 $A_v = 0.225 \text{ m}^2$   
 $I_c = 0.00456 \text{ m}^4$

TRABES: ( LOSA RETICULAR )  
 $I_t = 0.0063 \text{ m}^4$

CARGAS:  
 $w_1 = 4.50 \text{ t/m}$   
 $w_2 = 7.52 \text{ t/m}$   
 $w_3 = 10.31 \text{ t/m}$

Fig.4.9



MARCO C

COLUMNAS:

SECCION 45x60

$A = 0.27 \text{ m}^2$

$A_v = 0.225 \text{ m}^2$

$I_c = 0.00456 \text{ m}^4$

TRABES: ( LOSA RETICULAR )

$I_{t1} = 0.0059 \text{ m}^4$

$I_{t2} = 0.0063 \text{ m}^4$

$I_{t3} = 0.00107 \text{ m}^4$

CARGAS:

$w_1 = 4.50 \text{ t/m}$

$w_2 = 6.41 \text{ t/m}$

$w_3 = 7.43 \text{ t/m}$

### IV.3 ANALISIS POR CARGAS GRAVITACIONALES :

Una vez que ya se tienen los marcos idealizados y las propiedades geométricas de los elementos estructurales que los conforman, se procede a calcular las cargas que les corresponde a cada uno de ellos.

Debido a que se trata de un sistema de piso a base de losa aligerada, las cargas en los marcos para el análisis por cargas gravitacionales fueron calculadas considerando como anchos tributarios, franjas delimitadas por la mitad de cada uno de los claros adyacentes perpendiculares. En todos los marcos se siguió el procedimiento que se indica en el siguiente ejemplo.

Para el marco 2 :

$$\text{Ancho tributario} = ( 6.60/2 ) \times 2 = 6.60 \text{ m.}$$

$$\text{Azotea : } w = 6.60 \text{ m} \times 0.880 \text{ t/m}^2 = 5.81 \text{ t/m}$$

$$\text{Nivel 3 : } w = 6.60 \text{ m} \times 1.173 \text{ t/m}^2 = 7.74 \text{ t/m}$$

$$\text{Nivel 2 : } w = 6.60 \text{ m} \times 1.122 \text{ t/m}^2 = 7.41 \text{ t/m}$$

$$\text{Nivel 1 : } w = 6.60 \text{ m} \times 1.206 \text{ t/m}^2 = 7.96 \text{ t/m}$$

En los marcos de refuerzo, la carga en los niveles donde existe liga con la estructura existente es muy baja, ya que el ancho tributario de losa que les corresponde es muy pequeño.

Con estos datos se efectuó el análisis por carga vertical a través de una computadora utilizando el programa ETABS. En las figuras 4.10 a 4.15 se muestran los elementos mecánicos actuantes tanto en trabes como en columnas. Sólo se vierten los resultados de los marcos mas desfavorables para la revisión y el diseño del refuerzo de la estructura.

La lectura de los elementos mecánicos en los marcos, se hace de acuerdo al siguiente criterio :

Los números colocados en las barras horizontales corresponden a los momentos actuantes en los extremos izquierdo y derecho de las trabes.

Los números colocados en las barras verticales corresponden a los momentos actuantes en los extremos superior e inferior de las columnas.

P = fuerza axial en las columnas.

V = fuerza cortante en las columnas.

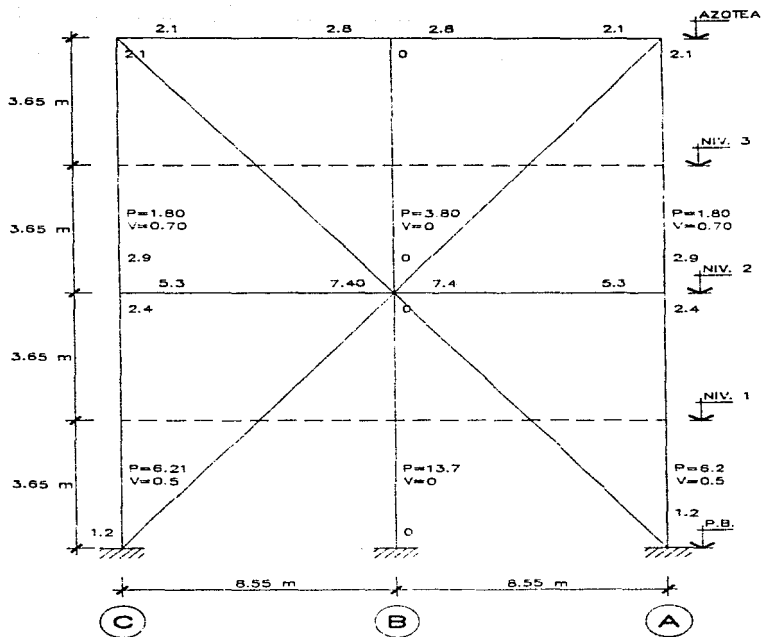
F = fuerza axial en trabes.

#### UNIDADES :

Momentos en t-m

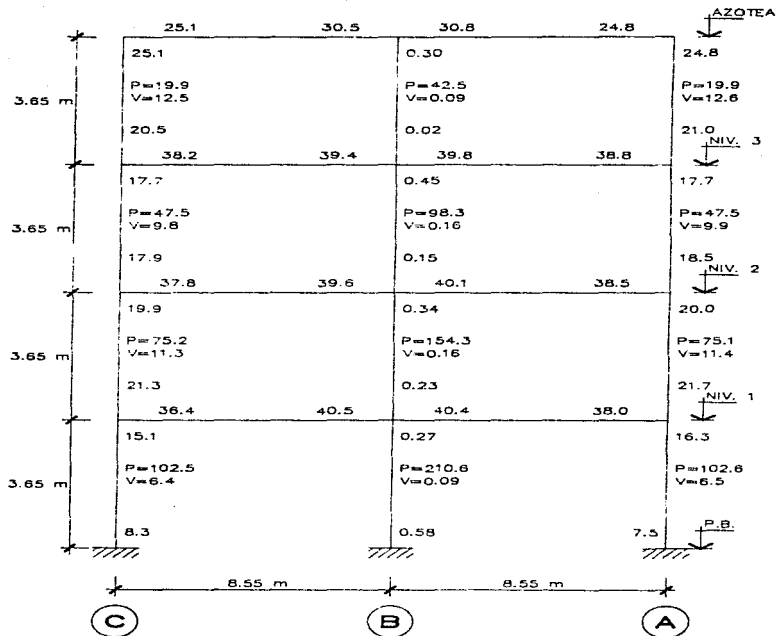
Fuerza axial en Ton.

Fuerza cortante en Ton.



**MARCOS 1' y 7**

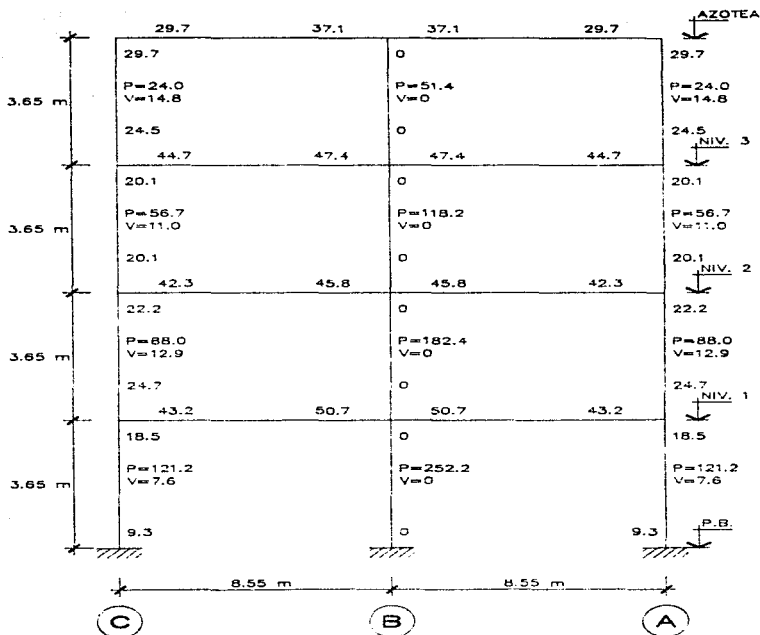
Fig. 4.10



**MARCO 1**

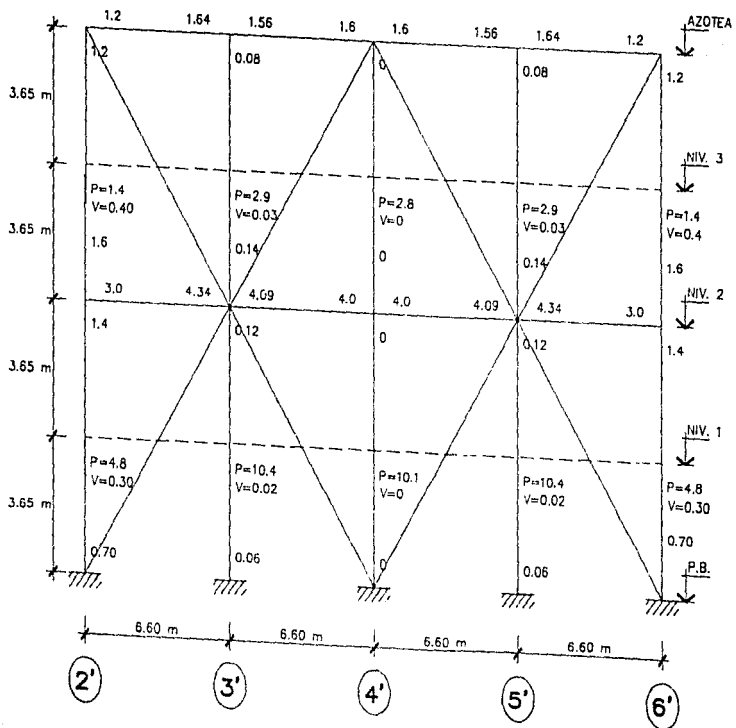
Fig. 4.11





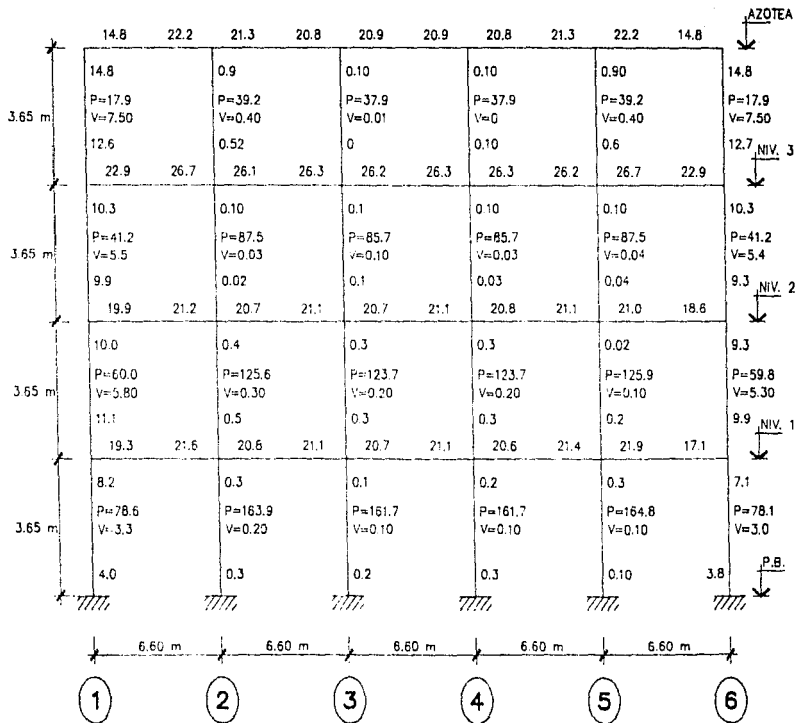
MARCOS 2 y 5

Fig. 4.12



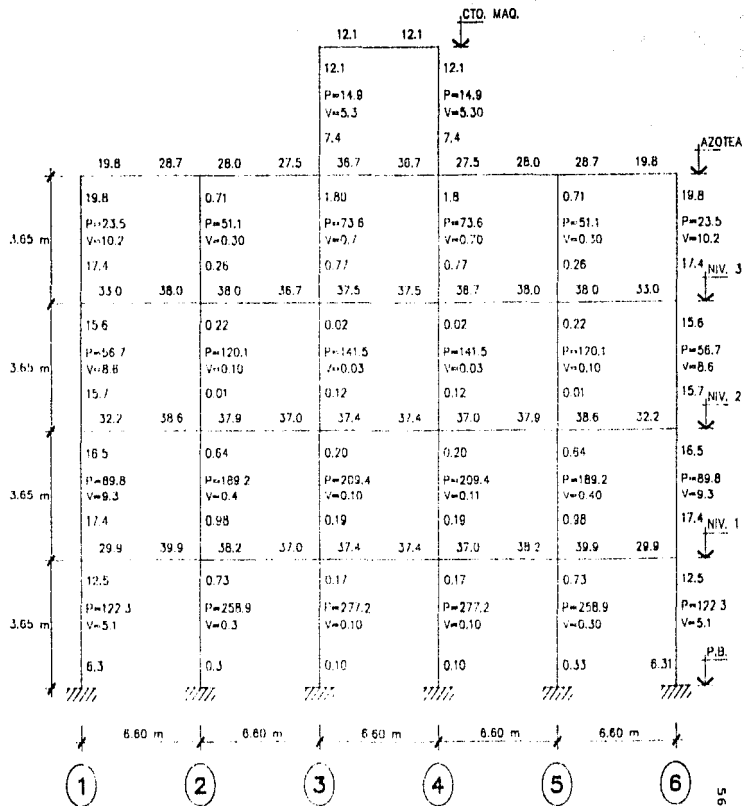
MARCOS A' v C'

Fig.4.13



MARCO A

Fig.4.14



MARCO B.

Fig. 4.15

#### IV. 4 ANALISIS SISMICO :

Para el análisis por sismo se utilizó nuevamente el programa ETABS, en donde los marcos se analizan en forma tridimensional considerando que las losas en cada entrepiso conforman un diagrama rígido. Por lo anterior, además de los marcos, se necesita conocer la ubicación de éstos en planta y las fuerzas sísmicas en cada nivel, obtenidas a través del método estático.

Debido a las características geométricas de la estructura y a la estructuración que presenta, se aplica un factor de comportamiento sísmico "Q" igual a 2, y sin ninguna reducción al factor "Q", debido a que se cumplen las condiciones de regularidad. Además se aplica el incremento del 50% a las fuerzas sísmicas por tratarse de una construcción del grupo "A".

De acuerdo con el R.C.D.F., la estructura se analizó bajo la acción de dos componentes horizontales no simultáneos del movimiento del suelo, es decir, para el sentido "X" se considera que el sismo actúa 100% paralelo al eje "X" más 30% al "Y" y para el sentido "Y", 100% paralelo al eje "Y" más 30% al "X".

Con las cargas totales especificadas para cada nivel y sus áreas respectivas, se calcularon los pesos para las diferentes condiciones de carga viva; en ellos se incluye el peso propio de columnas, el cual para un nivel dado se toma la mitad tanto de la parte superior como de la inferior (excepto en los niveles extremos de la estructura).

Áreas de las plantas en cada nivel :

Azotea : 786.0 m<sup>2</sup>

Nivel 3 : 745.0 m<sup>2</sup>

Nivel 2 : 692.0 m<sup>2</sup>

Nivel 1 : 682.5 m<sup>2</sup>

P.Baja : 760.0 m<sup>2</sup>

**Cálculo de pesos por nivel para las diferentes condiciones de cargas vivas:**

<b>NIVELES</b>	<b>LOSA (Ton)</b>	<b>Po.Po. columnas (Ton)</b>	<b>P. Total (Ton)</b>
<b>AZOTEA</b>			
Caso 1	$786.0 \text{ m}^2 \times 0.880 \text{ T/m}^2 = 691.68$	19.50	711.18
Caso 2	$786.0 \text{ m}^2 \times 0.850 \text{ T/m}^2 = 668.10$	19.50	687.60
Caso 3	$786.0 \text{ m}^2 \times 0.795 \text{ T/m}^2 = 624.87$	19.50	644.37
<b>NIVEL 3</b>			
Caso 1	$745.0 \text{ m}^2 \times 1.173 \text{ T/m}^2 = 873.89$	39.0	912.89
Caso 2	$745.0 \text{ m}^2 \times 1.103 \text{ T/m}^2 = 821.74$	39.0	860.74
Caso 3	$745.0 \text{ m}^2 \times 1.023 \text{ T/m}^2 = 762.14$	39.0	801.14
<b>NIVEL 2</b>			
Caso 1	$692.0 \text{ m}^2 \times 1.122 \text{ T/m}^2 = 776.42$	39.0	815.42
Caso 2	$692.0 \text{ m}^2 \times 1.052 \text{ T/m}^2 = 727.98$	39.0	766.98
Caso 3	$692.0 \text{ m}^2 \times 0.972 \text{ T/m}^2 = 672.62$	39.0	711.62
<b>NIVEL 1</b>			
Caso 1	$682.5 \text{ m}^2 \times 1.206 \text{ T/m}^2 = 823.10$	39.0	862.10
Caso 2	$682.5 \text{ m}^2 \times 1.136 \text{ T/m}^2 = 775.32$	39.0	814.32
Caso 3	$682.5 \text{ m}^2 \times 1.056 \text{ T/m}^2 = 720.72$	39.0	759.72
<b>P. BAJA</b>			
Caso 1	$760.0 \text{ m}^2 \times 1.168 \text{ T/m}^2 = 887.68$	39.0	926.68
Caso 2	$760.0 \text{ m}^2 \times 1.133 \text{ T/m}^2 = 861.08$	39.0	900.08
Caso 3	$760.0 \text{ m}^2 \times 1.098 \text{ T/m}^2 = 834.48$	39.0	873.48

Caso 1: Peso de la estructura por nivel con carga viva máxima ( $W_m$ ).

Caso 2: Peso de la estructura por nivel con carga viva instantánea ( $W_a$ ).

Caso 3: Peso de la estructura por nivel con carga viva media ( $W$ ).

Resumen de pesos por nivel.

PESO POR NIVEL EN TONS.			
NIVEL	Caso 1	Caso 2	Caso 3
Casetas	60.0	57.0	54.0
Azotea (+14.85)	711.2	687.6	644.4
Nivel 3 (+11.20)	912.9	860.7	801.1
Nivel 2 (+7.55)	815.4	767.0	711.6
Nivel 1 (+3.90)	862.1	814.3	759.7
P. Baja	<u>926.7</u>	<u>900.1</u>	<u>873.5</u>
	4288.3	4086.7	3844.3

Cálculo de las fuerzas sísmicas por el método estático :

- La estructura está ubicada en la zona II por lo que se deberá analizar con un coeficiente sísmico  $C = 0.32$ .

- Factor de ductilidad  $Q = 2.0$

- El análisis estático se hará a partir de P. baja.

Por lo tanto:  $C.S. = 0.32 / 2 = 0.16$

Como es un edificio que pertenece al grupo "A" :

$$C.S. = 0.16 \times 1.50 = 0.24$$

NIVEL	ENTREPISO	Wi (Ton)	Hi (Mt)	WiHi (T-M)	Fi (Ton)	Vi (Ton)	Mv (T-M)
Caseta		57.0	18.45	1051.70	34.53		
	5					34.53	124.31
Azotea		687.6	14.85	10210.90	335.29		
	4					369.82	1349.84
Niv. 3		860.7	11.20	9639.80	316.54		
	3					686.36	2505.21
Niv. 2		767.0	7.55	5790.90	190.16		
	2					876.52	3199.30
Niv. 1		814.3	3.90	3175.80	104.28		
	1					980.80	3825.12
P. Baja		900.1					
		$\Sigma Wi = 4086.7$		$\Sigma WiHi = 29869.10$			$Mvt = 11003.78$

$$F_i = C.S. \left( \frac{\Sigma W_i}{\Sigma W_i H_i} \right) W_i H_i = 0.24 \left( \frac{4086.7}{29869.1} \right) W_i H_i = 0.03284 W_i H_i$$

Donde:

Fi = Fuerza sismica en el nivel i

Hi = Altura desde planta baja hasta el nivel i

Wi = Peso del nivel i

Vi = Cortante en el nivel i

Mv = Momento de volteo producido por el cortante Vi

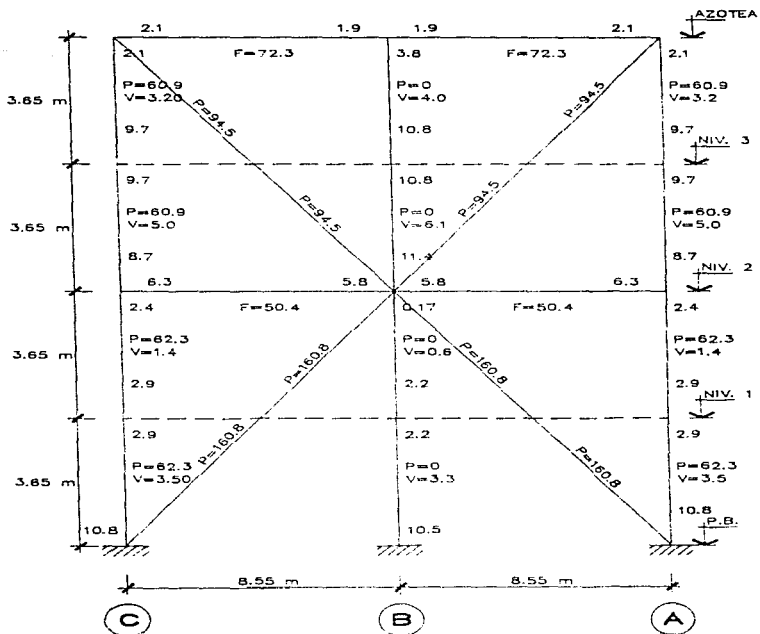
Mvt = Momento de volteo total hasta planta baja



De acuerdo a los resultados del análisis se obtuvieron desplazamientos relativos máximos de 1.3 al millar veces la altura de entrepiso, valor que se encuentra dentro de lo permisible por el R.C.D.F.

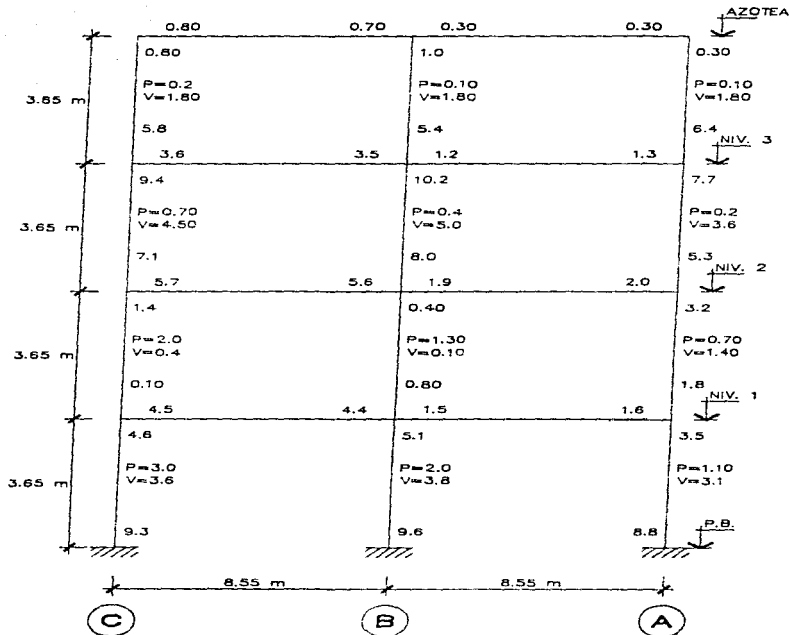
El período obtenido fue de 0.49 seg. , el cual resulta aceptable para este tipo de estructuras .

En las figuras 4.16 y 4.21 se muestran los resultados del análisis por sismo .



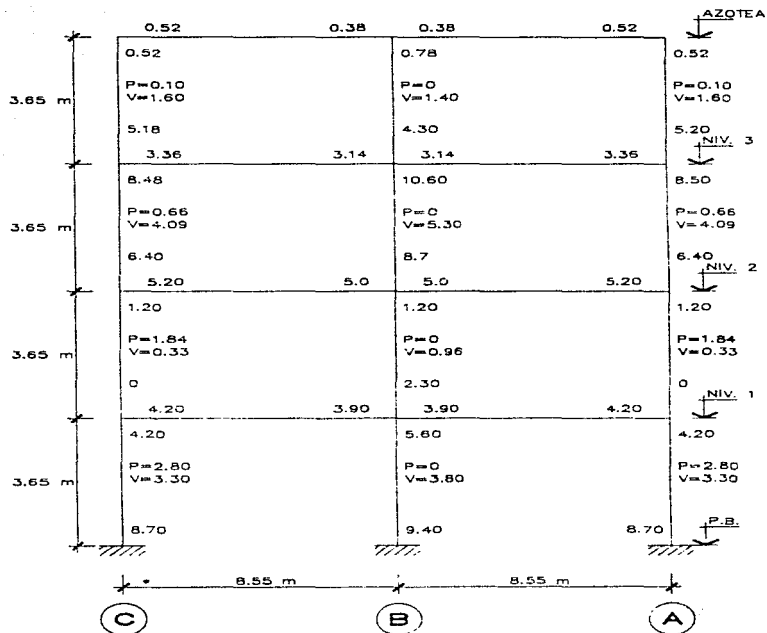
MARCOS 1' x 7

Fig. 4.16



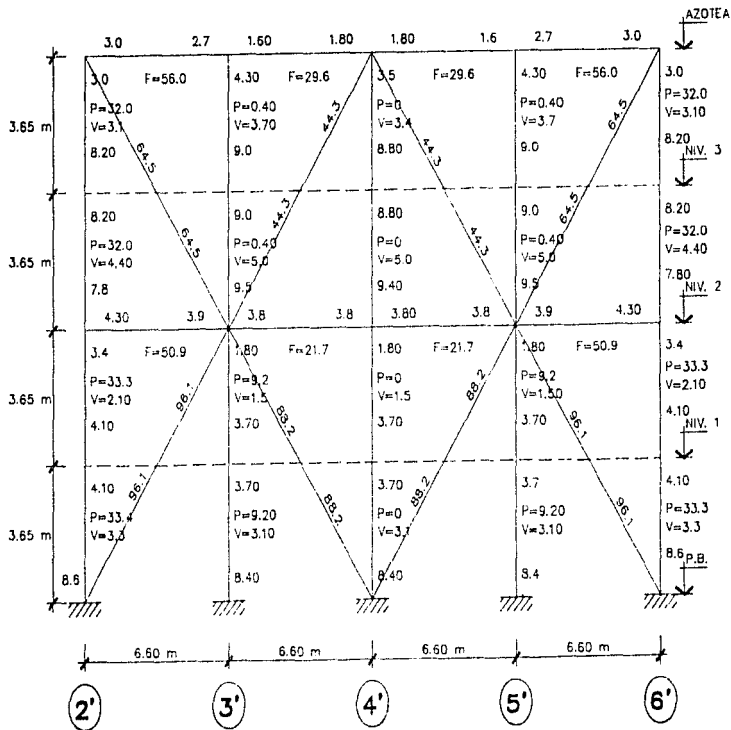
MARCO 1

Fig.4.17



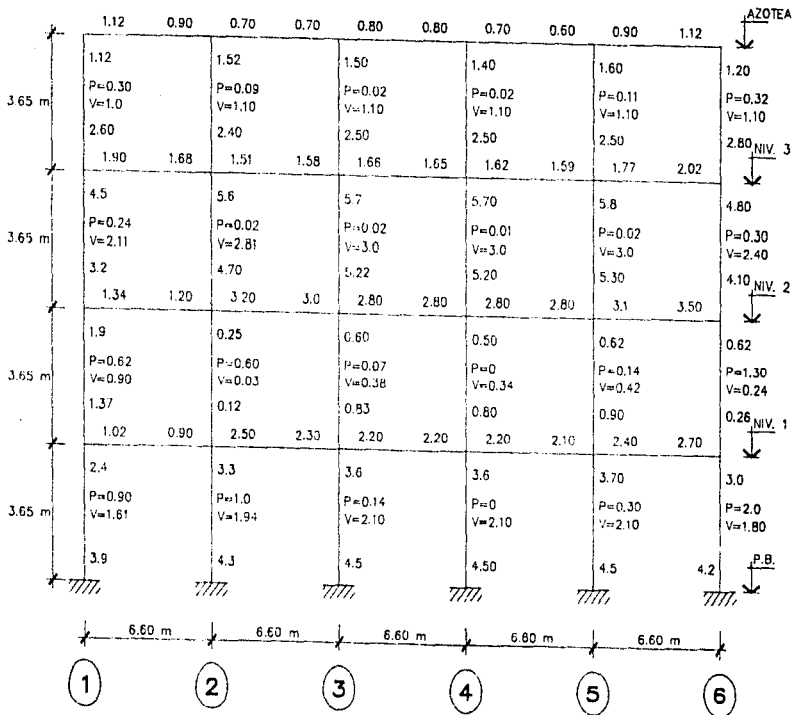
MARCOS 2 x 5

Fig.4.18



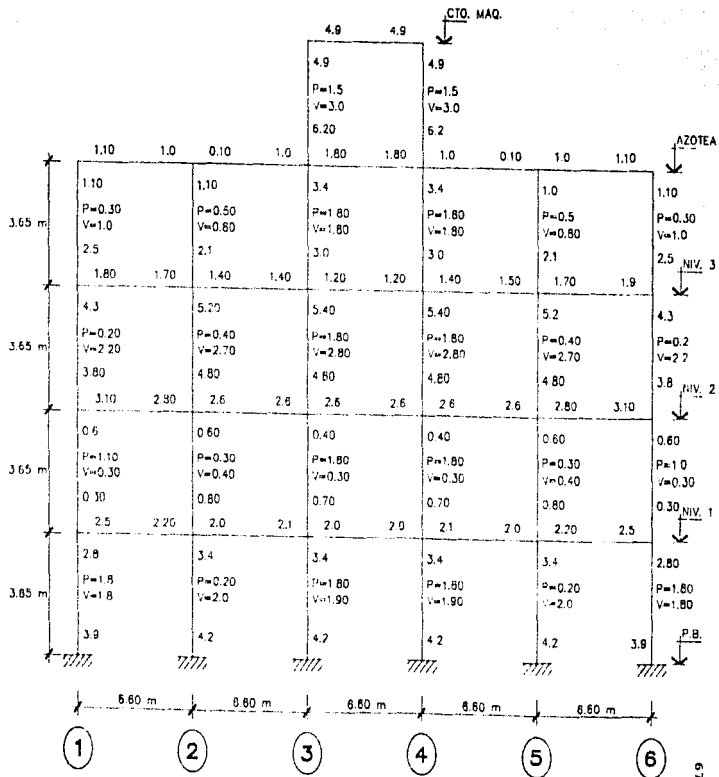
MARCOS A' v C'

Fig. 4.19



MARCO A

Fig.4.20



MARCO B

Fig.4.21

## CAPITULO V

### REVISION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EXISTENTES :

Como se puede observar en los resultados del análisis sísmico, la estructura existente queda prácticamente liberada de las acciones producidas por el sismo, ya que los elementos mecánicos actuantes tanto en traveses como en columnas son muy pequeños. En virtud de que en la revisión rigirán las acciones debidas a carga vertical, es de esperarse, que los momentos y cortantes resistentes de los elementos de dicha estructura sean mayores a los actuantes, puesto que el diseño original debió haberse realizado para la condición de carga vertical mas sismo.

Para nuestra revisión tomaremos como referencia la planta del nivel 2 ( figura 5.1 ), en la cual se indica el refuerzo propuesto y los tipos de columnas que se revisaron.

#### V.1 REVISION DE COLUMNAS :

La revisión consistirá en verificar que las columnas no tengan problema por resistencia tanto a flexión como a cortante, para esto se procedió a calcular el refuerzo requerido (Asr ) en algunas de ellas, y se comparó con el refuerzo existente ( Ase ), el cual se especifica en los planos estructurales.

Los elementos mecánicos que se seleccionen para la revisión de columnas, deben constituir la combinación mas desfavorable, tomando en cuenta la contribución de las acciones permanentes, variables y accidentales; incluyendo además el 30 % de los efectos de sismo en la dirección perpendicular a la del análisis. Para este caso el efecto de sismo en la dirección perpendicular a la de nuestro análisis, pierde significación ya que como se mencionó anteriormente nuestra revisión está gobernada por la condición de carga vertical.



Debido a que el procedimiento de diseño es igual en todas las columnas, en este trabajo solamente se presenta la revisión completa de una de ellas; para el resto de columnas se muestran los resultados obtenidos de los cálculos.

#### REVISIÓN DE COLUMNA C-1 A NIVEL DE PLANTA BAJA :

( Ver tipo de columna en figura 5.1 ) :

Cálculo de la carga axial ( P ) :                      Atrib. =  $8.55 \times 6.60 = 56.43 \text{ m}^2$

Azotea :  $56.43 \text{ m}^2 \times 0.880 \text{ t/m}^2 = 49.66 \text{ ton.}$

Nivel 3 :  $56.43 \text{ m}^2 \times 1.173 \text{ t/m}^2 = 66.19 \text{ "}$

Nivel 2 :        "         $\times 1.122 \text{ t/m}^2 = 63.31 \text{ "}$

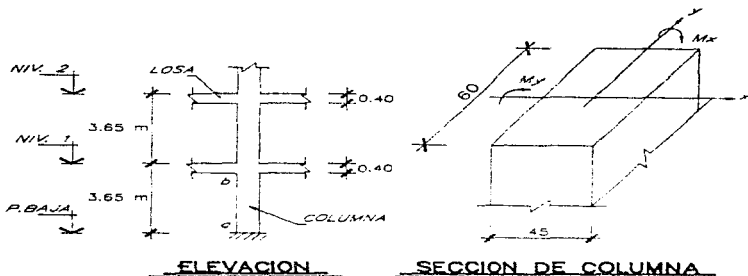
Nivel 1 :        "         $\times 1.206 \text{ t/m}^2 = \underline{68.05 \text{ "}}$

247.21 ton.

Ppro. col. =  $0.45 \times 0.60 \times 3.25 \times 2.40 \times 4 \text{ nivs.} = 8.42 \text{ ton.}$

Pt. =  $247.21 - 8.42 = 255.63 \text{ ton.}$

Dimensiones generales :



**Elementos mecánicos :****Carga vertical :**

Sentido " x " : ; Sentido " y " :

P = 255.63 ton. Mya = 0

Mxa = 0.30 t- m Myb = 0

Mxb = 0.73 t- m

Sismo sentido " x " : ; Sismo sentido " y " :

P<sub>sx</sub> = 0.20 ton. P<sub>sy</sub> = 3.80 ton.M<sub>sxa</sub> = 4.20 t- m M<sub>syb</sub> = 9.40 t- mM<sub>sxb</sub> = 3.40 t- m M<sub>syb</sub> = 5.60 t- m**Momentos producidos por las excentricidades mínimas :**Sentido " x " :  $e_x = 0.05 \times 0.45 = 0.0225$  m. $M_x = 0.0225 \times 255.63 = 5.75$  t- mSentido " y " :  $e_y = 0.05 \times 0.60 = 0.03$  m. $M_y = 0.03 \times 255.63 = 7.67$  t- m

Estos momentos son mayores que los de carga vertical, por lo tanto, serán los que se consideren para el diseño de la columna.

En el diseño de una columna no se puede saber cual es la combinación de carga que rige con solo conocer los elementos mecánicos, sobre todo cuando los de sismo son de consideración. En nuestro diseño rige la condición de carga vertical por que los elementos mecánicos de sismo son pequeños, pero para llegar a esta conclusión se tuvieron que revisar las otras combinaciones.

Por lo tanto los elementos mecánicos para nuestro diseño son los siguientes :

$$P = 255.63 \text{ ton.} \quad ;$$

$$M_x = 5.75 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 7.67 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Materiales :

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

$$f'c = 0.80 \times 250 = 200 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f''c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

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

Propiedades geométricas :

$$A = 45 \times 60 = 2700 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{60(45)^3}{12} = 455,625 \text{ cm}^4$$

$$; \quad I_y = \frac{45(60)^3}{12} = 810,000 \text{ cm}^4$$

$$R_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{455,625}{2700}} = 13.0 \text{ cm.}$$

$$; \quad R_y = 17.32 \text{ cm.}$$

EFFECTOS DE ESBELTEZ :

Longitud efectiva de pandeo (  $H'$  ) :

En a :  $\Psi_a = 0$  ; por tratarse de un empotramiento

$$\text{En b :} \quad \Psi_b = \frac{\sum K_{cols.}}{\sum K_{trabes}}$$

Sentido "x" :

$$K_c = \frac{I_c}{L} = \frac{455,625}{325} = 1401.9 \text{ cm}^3$$

$L$  = longitud libre de columna

$$K_t = \frac{I_t}{l} = \frac{630,000}{660} = 954.5 \text{ cm}^3$$

$l$  = longitud libre de trabe

$$\Psi_b = \frac{2 \times 1401.9}{2 \times 954.5} = 1.47$$

Del nomograma para miembros con extremos restringidos :

$$K = 0.64 \quad ; \quad H'x = 0.64 \times 325 = 208 \text{ cm}$$

Sentido "y" :

$$K_c = \frac{810000}{325} = 2492.3 \text{ cm}^3 \quad ; \quad K_t = \frac{642300}{855} = 751.2 \text{ cm}^3$$

$$\Psi_b = \frac{2 \times 2492.3}{2 \times 751.2} = 3.32$$

$$K = 0.67 \quad ; \quad H'y = 0.67 \times 325 = 217.8 \text{ cm.}$$

$$\frac{H'x}{R_x} = \frac{208}{13} = 16 \quad \angle \quad (34 - 12 \frac{M1}{M2})$$

$$\frac{H'y}{R_y} = \frac{217.8}{17.32} = 12.6 \quad \angle \quad (34 - 12 \frac{M1}{M2})$$

Por lo que pueden desprejiciarse los efectos de esbeltez .

Cálculo del refuerzo requerido (  $A_{sr}$  ) :

$$K = \frac{P_u}{FR(b)(t)f''c} \quad ; \quad R_x = \frac{M_{ux}}{FR(b)^2(t)f''c} \quad ; \quad R_y = \frac{M_{uy}}{FR(b)(t)^2 f''c}$$

donde :  $b = 45 \text{ cm.}$  ;  $t = 60 \text{ cm.}$  ;  $FR = 0.70$

F.C. = 1.50 ; por ser estructura del grupo A

$$K = \frac{255630 \times 1.50}{0.70 \times 45 \times 60 \times 170} = 1.19 \quad ; \quad \frac{R_x}{R_y} = 1.0$$

$$R_x = \frac{5.75 \times 1.50 (10)^3}{0.70 (45)^2 \times 60 \times 170} = 0.06 \quad ; \quad \frac{d}{t} = \frac{40}{45} = 0.89$$

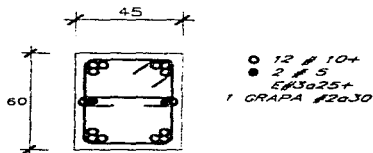
$$R_y = \frac{7.67 \times 1.50 (10)^3}{0.70 \times 45 (60)^2 \times 170} = 0.06$$

De los diagramas de interacción para columnas se obtiene :  $q = 0.35$

$$p = q \left( \frac{f_c''}{f_s''} \right) = 0.35 \left( \frac{170}{4200} \right) = 0.0142$$

$$Asr = 0.0142 \times 45 \times 60 = 38.34 \text{ cm}^2$$

Para esta columna se tiene el siguiente acero existente ( Ase ) :



$$\text{Por lo tanto : } Ase = ( 12 \times 7.94 ) + 2 ( 1.99 ) = 99.26 \text{ cm}^2$$

Como Ase es mayor que Asr : la columna no tiene problema por flexión .

Revisión por cortante : Se considera el sentido " y " por ser donde actúa el cortante máximo :  $Vu \approx 3.80 \times 1.10 = 4.18 \text{ ton.}$  ( rige carga vertical + sismo )

Cálculo del Vcr :

$$Pu = 255.63 \times 1.10 = 281.19 \text{ ton.}$$

$$0.70 f'c Ag + 2000 As = ( 0.70 \times 200 \times 45 \times 60 ) + ( 2000 \times 99.26 )$$

$$= 378000 + 198520 = 576,520 \text{ Kg} = 576.52 \text{ ton.} > Pu$$

$$p = \frac{47.64}{45 \times 60} = 0.018 > 0.01$$

$$Vcr = 0.50 FR b d \sqrt{f'c} = 0.50 \times 0.80 \times 45 \times 60 \times \sqrt{200} = 15273.5 \text{ Kg.}$$

$$1 - 0.007 ( Pu : Ag ) = 1 - ( 0.007 \times \frac{281190}{45 \times 60} ) = 1.73$$

$$V_{cr} = 15.27 \times 1.73 = 26.42 \text{ ton.} > V_u$$

Como el cortante que resiste el concreto ( $V_{cr}$ ) es mayor al actuante ( $V_u$ ), solo se revisará que se cumplan los requisitos mínimos para refuerzo transversal.

Diámetro de los estribos :

$$A_v f_y \geq 0.06 f_y A_s \quad ;$$

$$A_s = 3 \times 7.94 = 23.82 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 0.06 \times 23.82 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$> A_{ve}$$

donde :

$A_s$  = área de acero de una varilla o paquetes de varillas .

$A_v$  = área de acero de la barra de un estribo

$A_{ve}$  = área de acero de la barra del estribo

existente = 0.71 cm<sup>2</sup>

No se cumplen los requisitos mínimos, sin embargo considerando que la estructura no ha sufrido daños en sus elementos estructurales se acepta el refuerzo existente .

Separación de estribos :

$$S \leq \frac{850}{\sqrt{f'_c}} d \quad ; \quad d = \text{diámetro de la varilla ó de la varilla mas delgada del paquete .}$$

$$S \leq 48 \Phi \quad \Phi = \text{diámetro de la varilla del estribo}$$

$$S \leq t \quad t = \text{menor dimensión de la columna}$$

Sustituyendo valores :

$$S \leq 13.12 \times 3.18 = 41.70 \text{ cm.} > 25 \text{ cm}$$

$$S \leq 48 \times 0.95 = 45.6 \text{ cm.} > 25 \text{ cm.}$$

$$S \leq 45 \text{ cm.} > 25 \text{ cm.}$$

∴ Si se cumple la separación de estribos

TABLA DE RESULTADOS DE COLUMNAS REVISADAS

TIPO DE COLUMNA	ENTREPISO	Pu ton.	Mux t-m	Muy t-m	Asr cm2	Ase cm2
C-2	1	247.00	18.75	7.55	17.60	99.26
C-2	4	51.57	29.70	1.82	42.70	67.64
C-3	1	140.58	12.30	24.45	17.28	63.98
C-3	4	29.30	22.20	37.20	61.29	63.98
C-4	1	211.29	4.78	27.75	13.23	99.26
C-4	4	43.50	1.35	44.55	45.90	67.64

Los tipos de columnas revisadas estan indicadas en la figura 5.1

En todas las columnas el Asr y el Vu son menores que el Ase y el Ver respectivamente, lo que demuestra que ninguna tiene problema por resistencia .

## V.2 REVISION DE LOSA

Para revisar la resistencia a flexión en losa, se distribuye el momento actuante ( Mact. ) en cada nervadura, y se compara con el momento resistente ( Mr ). El momento resistente se obtiene con el área de acero que se especifica en los planos estructurales y la sección de la nervadura .

Para la distribución de momentos en las nervaduras, se consideran franjas de columnas y franjas centrales . Una franja de columna va a lo largo de un eje de columnas y su ancho a cada lado del eje es igual a la cuarta parte del claro menor, entre ejes, del tablero correspondiente. Una franja central es la limitada por dos franjas de columna.

Los porcentajes de distribución se hacen de acuerdo a la siguiente tabla :

	Franja de columnas	Franja central
Momentos positivos	60 %	40 %
Momentos negativos	75 %	25 %

Por lo tanto de la figura 5.2 y para el marco 2, se tiene lo siguiente :

Ancho de franja de columnas =  $(6.60 / 4) 2 = 3.30$  m.

Ancho de franja central =  $(6.60 - 4) = 2.65$  m. a cada lado del eje

Nervaduras en la franja de columnas : Una nervadura Y-1 y cuatro nervaduras

Y-2

Nervaduras en la franja central : Cuatro nervaduras Y-3

Revisión a flexión :

Momento negativo en los apoyos A, B y C :

Las nervaduras que forman la trabe equivalente del marco 2 tienen la misma cantidad de acero para momento negativo en los tres apoyos A, B, y C del segundo nivel. Para nuestra revisión se consideró el mayor momento :

De las figuras 4.12 y 4.18 en el apoyo B se tiene :

$$M_{ev} = 45.80 \text{ t-m}$$

$M_{s1} = 5.0 \text{ t-m}$  ; por lo tanto rige carga vertical

El momento en la sección crítica, localizada en el paño de columna es :

$$M_{crit.} = M_{eje} - V \left( \frac{C_1}{2} \right) + w \left( \frac{C_1}{2} \right) \left( \frac{C_1}{4} \right)$$

donde :  $V$  = cortante = 32.1 ton.

$C_1$  = dimensión de columna en la dirección del momento

$w$  = carga en  $l/m$



$$\begin{aligned} \text{Merit.} &= 45.8 - \left( 32.1 \times \frac{0.6}{2} \right) - 7.41 \left( \frac{0.6}{2} \right) \left( \frac{0.6}{4} \right) \\ &= 45.80 - 9.63 + 0.33 = 36.50 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\text{Mu} = 36.50 \times 1.50 = 54.75 \text{ t-m}$$

$$\text{Para franja de columnas : } 54.75 \times 0.75 = 41.06 \text{ t-m}$$

$$\text{Para franja central : } 54.75 \times 0.25 = 13.69 \text{ t-m}$$

Distribución de momento actuante (  $M_{act}$  ) y cálculo del momento resistente

(  $M_r$  ) en cada nervadura :

Para el cálculo del momento resistente, se utiliza la siguiente expresión :

$$M_r = FR \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot q (1 - 0.5q) \quad ; \quad q = \rho \left( \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho = Ase / ( b ) ( d )$$

donde :

$M_r$  = momento resistente en cada nervadura

$FR$  = factor de resistencia = 0.90

$b$  = ancho de nervadura

$d$  = peralte efectivo de nervadura = 37 cm.

$M_{act}$  = momento actuante

$Ase$  = acero existente en cada nervadura

$\rho$  = porcentaje de acero existente

Franjas	Tipo de nervadura	b cm.	Factor de distribución	Mact t - m	Ase cm.2	p	Mr t-m
de columna	Y-1	20	0.24	9.86	11.15	0.0151	12.84
	Y-2	15	0.19	7.80	8.28	0.0149	9.55
	Y-2	15	0.19	7.80	8.28	0.0149	9.55
	Y-2	15	0.19	7.80	8.28	0.0149	9.55
		<u>15</u>	<u>0.19</u>	<u>7.80</u>	<u>8.28</u>	<u>0.0149</u>	<u>9.55</u>
	80	1.00	41.06			51.04	
central	Y-3	10	0.25	3.42	2.0	0.0054	2.67
	Y-3	10	0.25	3.42	2.0	0.0054	2.67
	Y-3	10	0.25	3.42	2.0	0.0054	2.67
	Y-3	<u>10</u>	<u>0.25</u>	<u>3.42</u>	2.0	0.0054	<u>2.67</u>
		40	1.00	13.68			10.68

Momento actuante total =  $41.06 + 13.68 = 54.74$  t-m

Momento resistente total =  $51.04 + 10.68 = 61.72$  t-m

$M_r > M_{act}$  : No hay problema de resistencia a flexión por momento negativo en los apoyos

Momento positivo entre los apoyos B y C :

$M = 23.81$  t-m ;  $M_u = 23.81 \times 1.50 = 35.72$  t-m

Para franja de columnas :  $35.72 \times 0.60 = 21.43$  t-m

Para franja central :  $35.72 \times 0.40 = 14.29$  t-m

Distribución del momento actuante y cálculo del momento resistente en cada nervadura :

Franjas	Tipo de nervadura	b cm	Factor de distribución	Mact t-m	Ase cm2	p	Mr t-m
de columna	Y-1	20	0.24	5.15	5.74	0.0078	7.41
	Y-2	15	0.19	4.07	4.00	0.0072	5.18
	Y-2	15	0.19	4.07	4.00	0.0072	5.18
	Y-2	15	0.19	4.07	4.00	0.0072	5.18
	Y-2	<u>15</u>	<u>0.19</u>	<u>4.07</u>	4.00	0.0072	<u>5.18</u>
		80	1.00	21.43			28.13
central	Y-3	10	0.25	3.57	1.27	0.0034	1.72
	Y-3	10	0.25	3.57	1.27	0.0034	1.72
	Y-3	10	0.25	3.57	1.27	0.0034	1.72
	Y-3	<u>10</u>	<u>0.25</u>	<u>3.57</u>	1.27	0.0034	<u>1.72</u>
		40	1.00	14.28			6.88

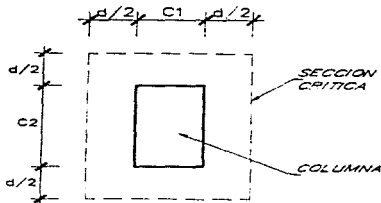
Momento actuante total =  $21.43 + 14.28 = 35.71$  t-m

Momento resistente total =  $28.13 + 6.88 = 35.01$  t-m

Mr = Mact ; no hay problema de resistencia por flexión

Revisión del cortante por penetración en columna C-1 ( ver figura 5.1 )

$$P = 8.55 \times 6.60 \times 1.122 \text{ t/m}^2 = 63.31 \text{ ton.}$$



$$d = 37.0 \text{ cm} ; \quad d/2 = 18.50 \text{ cm} ; \quad C1 = 45 \text{ cm.} ; \quad C2 = 60 \text{ cm.}$$

$$V_{perm.} = 0.80 \sqrt{f'c} = 0.80 \times \sqrt{200} = 11.31 \text{ Kg./cm}^2$$

Esfuerzo cortante actuante : Como no hay transmisión de momento entre losa y columna, el esfuerzo cortante actuante es :

$$v_u = \frac{F_u}{b_o(d)} ; \quad b_o = \text{perímetro de la sección crítica}$$

$$b_o = ( 82 \times 2 ) + ( 97 \times 2 ) = 358 \text{ cm.}$$

$$V_u = \text{fuerza cortante de diseño}$$

$$V_u = 63.31 \times 1.50 = 94.97 \text{ ton.}$$

$$v_u = \frac{94970}{358 \times 37} = 7.17 \text{ Kg./cm}^2 < V_{perm}$$

De igual forma se revisa la losa en los otros marcos y se comprueba que no tiene problema por resistencia .

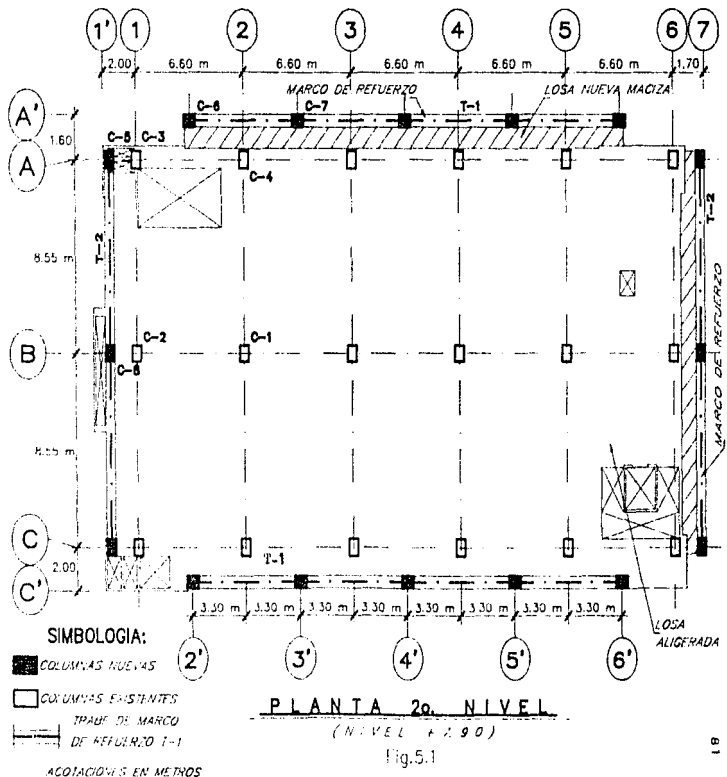
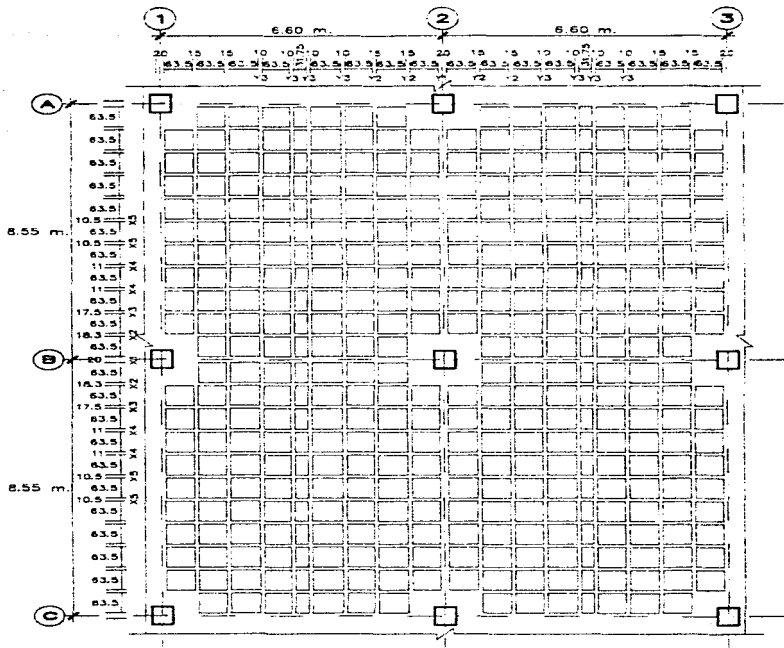


Fig.5.1



PLANTA NIVEL 2  
MODULACION DE OSA RETICULAR

Fig. 5.2

## CAPITULO VI

## DISEÑO DEL REFUERZO

## VI.1 DISEÑO DE COLUMNAS

En este trabajo se presenta el diseño de una de las columnas de los marcos de refuerzo, para el resto solamente se muestran los resultados en una tabla.

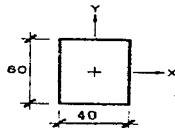
COLUMNA C-5 EN EL PRIMER ENTREPISO : ( ver figura 5.1 ) :

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

$$F'c = 0.80 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

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



Cálculo de la carga axial :

$$\text{Atrib.} = 4.58 \times 0.95 = 4.35 \text{ m}^2$$

$$\text{Azotea} : 4.35 \text{ m}^2 \times 0.880 \text{ t/m}^2 = 3.83 \text{ ton.}$$

$$\text{Nivel 3} : \quad \quad \times 1.173 \text{ t/m}^2 = 5.10 \quad \quad "$$

$$\text{Nivel 2} : \quad \quad \times 1.122 \quad \quad = 4.88 \quad \quad "$$

$$\text{Nivel 1} : \quad \quad \times 1.206 \quad \quad = \underline{5.25} \quad \quad "$$

$$19.06 \text{ ton.}$$

$$P_{\text{prop. col.}} = 0.40 \times 0.60 \times 3.25 \times 2.40 \times 4 \text{ nivs.} = 7.49 \text{ ton}$$

$$P_t = 19.06 + 7.49 = 26.55 \text{ ton.}$$

Momentos por excentricidad mínima :

$$M_x = 0.02 \times 26.55 = 0.53 \text{ t-m} \quad ; \quad M_y = 0.03 \times 26.55 = 0.80 \text{ t-m}$$

Elementos mecánicos :

$$\text{Carga vertical} : \quad P = 26.55 \text{ ton.}$$

Sentido "y" :

$$M_y = 1.20 \text{ t-m} \quad ; \quad V_y = 0.50 \text{ ton.}$$

Sismo "y" :

$$P_{sy} = 62.30 \text{ ton.} \quad ; \quad M_{sy} = 10.80 \text{ t-m} \quad ; \quad V_{sy} = 3.50 \text{ ton.}$$

En el sentido "x" los elementos mecánicos valen cero .

Para este caso la combinación mas desfavorable es carga vertical menos sismo en la dirección "y" .

#### EFECTOS DE ESBELTEZ :

Para nuestra condición de apoyo en los extremos :

$$K = 0.80 \quad (\text{empotrado y articulado})$$

$$H' = K H = 0.80 \times 325 = 260 \text{ cm.}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad ; \quad A = 40 \times 60 = 2400 \text{ cm}^2 \quad ; \quad I_x = \frac{40(60)^3}{12} = 720,000 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{720000}{2400}} = 17.32 \text{ cm.} \quad ; \quad H' / r_x = \frac{260}{17.32} = 15 < \left( 22 - \frac{12M_1}{M_2} \right)$$

∴ se desprecian los efectos de esbeltez .

$$P_u = (26.55 - 62.30) 1.10 = -39.33 \text{ ton.} \quad (\text{tensión})$$

$$M_{ux} = 0.53 \times 1.10 = 0.58 \text{ t-m}$$

$$M_{uy} = (1.20 + 10.80) 1.10 = 13.20 \text{ t-m}$$

$$K = \frac{-39.330}{0.80 \times 40 \times 60 \times 170} \approx -0.12 \quad ; \quad d/t = 35/40 = 0.88$$

$$R_x = \frac{58,000}{0.80(40)^2 \times 60 \times 170} = 0.004$$

$$R_x / R_y = 0.004 / 0.067 = 0.06$$

$$R_y = \frac{1,320,000}{0.80 \times 40(60)^2 \times 170} = 0.067$$



De los diagramas de interacción para columnas :  $q = 0.29$

$$p = 0.29 \left( \frac{170}{4200} \right) = 0.0117 \quad ; \quad A_s = 0.0117 \times 40 \times 60 = 28.08 \text{ cm}^2$$

Revisión del refuerzo mínimo para columnas :

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{20}{f_y} \quad ; \quad \frac{20}{f_y} = \frac{20}{4200} = 0.0048$$

$$A_s = 0.0048 \times 40 \times 60 = 11.52 \text{ cm}^2 \quad (\text{no rige})$$

$$\text{Refuerzo máximo : } \frac{A_s}{bd} \leq 0.06 \quad ; \quad A_s = 0.06 \times 40 \times 60 = 144.0 \text{ cm}^2$$

Revisión por cortante : sentido " y "

$$V_u = (0.50 + 3.50) \cdot 1.10 = 4.40 \text{ ton.}$$

$$P_u = -39.33 \text{ ton. (tensión)}$$

$$V_{cr} = F_r b d (0.20 + 30p) \sqrt{f'_c}$$

Para calcular " p ", supondremos una varilla # 8 en cada esquina de la columna :

$$a_s = 2 \times 5.0 = 10.0 \text{ cm}^2 \quad ; \quad p = \frac{a_s}{bd} = \frac{10.0}{40 \times 60} = 0.0045$$

$$F_r = 0.80 \quad (\text{para cortante})$$

$$V_{cr} = 0.80 \times 40 \times 56 \times 0.335 \times \sqrt{200} = 8489.8 \text{ Kg.}$$

Como la columna está sujeta a flexotensión, el  $V_{cr}$  deberá multiplicarse por lo que resulte de la siguiente expresión :

$$1 - 0.03 \left( \frac{P_u}{A_g} \right) = 1 - \left( 0.03 \times \frac{39,330}{40 \times 60} \right) = 0.51$$

$$V_{cr} = 8489.8 \times 0.51 = 4329.8 \text{ Kg} = 4.32 \text{ ton.} \approx V_u$$

Debido a que el  $V_{cr}$  es igual al  $V_u$ , sólo deberán cumplirse los requisitos mínimos para refuerzo transversal.

Para el cuarto entrepiso :

Carga axial :

$$P = 3.83 \text{ ton.} \quad ; \quad P_{\text{prop. de col.}} = 0.40 \times 0.60 \times 3.25 \times 2.40 = 1.87 \text{ ton.}$$

$$P_t = 3.83 + 1.87 = 5.70 \text{ ton.}$$

Elementos mecánicos :

Carga vertical :  $M_y = 2.10 \text{ t-m}$  ;  $V_y = 0.70 \text{ t-m}$

Por excentricidad mínima :  $M_x = 0.02 \times 5.70 = 0.11 \text{ t-m}$

Sismo en "y" :

$P_{sy} = 60.90 \text{ ton.}$  ;  $M_{sy} = 9.70 \text{ t-m}$  ;  $V_{sy} = 3.20 \text{ ton.}$

Diseñando la columna para la combinación mas desfavorable :

( carga vertical - sismo "y" )

$P_u = ( 5.70 - 60.90 ) 1.10 = - 60.72 \text{ ton. ( tensión )}$

$M_{uy} = ( 2.10 + 9.70 ) 1.10 = 12.98 \text{ t-m}$

$M_x = 0.11 \text{ t-m}$  ;  $F_r = 0.80$  , para tensión

$$K = \frac{-60720}{0.80 \times 40 \times 60 \times 170} = -0.19 \quad ; \quad d/t = 35/40 = 0.88$$

$$R_x = \frac{11000}{0.80(40)^2 60 \times 170} = 0.0008$$

$$R_y = \frac{1298000}{0.80 \times 40(60)^2 170} = 0.07$$

De los diagramas de interacción para columnas se obtiene :

$q = 0.37$  ;  $p = 0.015$  ;  $A_s = 0.15 \times 40 \times 60 = 36.0 \text{ cm}^2$

Se proponen : 4 vars. # 8 + 4 vars. # 6

$$A_s = 43.0 \text{ cm}^2$$

Revisión por cortante :

$V_u = ( 0.70 + 3.20 ) 1.10 = 3.90 \text{ ton.}$

$V_{cr} = 0.80 b d ( 0.20 + 30 p ) \sqrt{f' \cdot c}$

Considerando en las esquinas 1 var. # 8 + 1 var. # 6 ;  $A_s = 15.74 \text{ cm}^2$

$p = 15.74 / 40 \times 56 = 0.007$

$V_{cr} = 0.80 \times 40 \times 56 \times 0.41 \times \sqrt{200} = 10390 \text{ Kg}$

Como la columna está sujeta a flexotensión el Ver debe multiplicarse por lo que resulte de la siguiente expresión :

$$1 - 0.03 (P_u - A_g) = 1 - \left( \frac{0.03 \times 60720}{40 \times 60} \right) = 0.24$$

$$V_{cr} = 10390.0 \times 0.24 = 2493.7 \text{ Kg.} = 2.49 \text{ ton.} < V_u$$

Cálculo de la separación de estribos ( S ) :

$$V_u - V_{cr} = 3.90 - 2.49 = 1.41 \text{ ton.}$$

Considerando estribos con vars. # 3 ;  $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{F_r A_v F_y d ( \text{Sen}(\theta) + \text{Cos}(\theta) )}{V_u - V_{cr}} = \frac{0.80 \times 2 \times 0.71 \times 56 \times 4200 \times 1.0}{1410} = 189.0 \text{ cm.}$$

Por lo tanto la separación y el diámetro de los estribos estarán regidos por los requisitos mínimos que establece el R.C.D.F.

Diámetro de los estribos :

$$A_v f_y \geq 0.06 f_y A_s ;$$

$A_v$  = área de acero de la varilla del estribo

$A_s$  = área de acero de la varilla o paquete de varillas longitudinales

$\geq 5.0 + 2.87 = 7.87 \text{ cm}^2$  ( se considera 1 var. # 8 + 1 var. # 6 en la esquina )

$A_v = 0.06 \times 7.87 = 0.47 \text{ cm}^2 < 0.71 \text{ cm}^2$  ; se aceptan los estribos con vars. # 3

Separación de los estribos ( S ) :

$$S \leq \frac{850}{\sqrt{f_y}} \quad d = \frac{850}{\sqrt{4200}} \times 1.91 = 25.1 \text{ cm}$$

$S \leq 48 \Phi = 48 \times 0.95 = 45.6 \text{ cm}$  ; d = diámetro de la varilla o de la varilla más delgada del paquete.

$S \leq t = 40.0 \text{ cm}$

$\Phi$  = diámetro de la varilla del estribo

t = menor dimensión de la columna

∴ Se aceptan los estribos # 3 a cada 20.0 cm.

Para definir el refuerzo que se asignará a las columnas, se diseñaron los tipos que se indican en la figura 5.1 ( C-6 , C-7 y C-8 ) obteniéndose los siguientes resultados :

Tipo de columna	Entrepiso	Pu ton.	Mux t - m	Muy t - m	As cm2
C-6	1	63.14	10.25	0.53	11.25
C-6	4	- 27.64	10.34	0.15	19.43
C-7	1	38.19	10.09	0.56	11.52
C-7	4	8.00	10.13	0.15	11.52
C-8	1	47.37	0.95	12.97	11.52
C-8	4	9.92	0.20	12.18	14.64

Se asignaron dos tipos para todas las columnas :

CR-1 : para las columnas de los marcos de refuerzo longitudinales ( A' y C' )

CR-2 : para las columnas de los marcos de refuerzo transversales ( 1' y 7' )

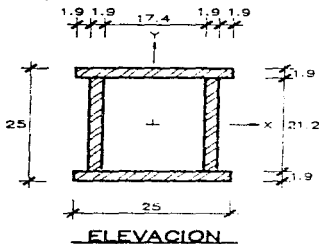
Finalmente el refuerzo quedó de la siguiente manera :

Columna	Refuerzo longitudinal	Refuerzo transversal
CR-1	6 # 8	E # 3 C 20 - 1 grapa # 3 C 20
CR-2	4 # 8 + 8 # 6	2 E # 3 C 20

Los estribos se calcularon en base a los requisitos mínimos y en función del refuerzo longitudinal que se le asignó a cada columna .

## VI.2 DISEÑO DE CONTRAVIENTOS :

La sección de los contravientos será igual para los dos marcos y en todos los niveles, por lo tanto se diseñarán para la fuerza máxima actuante, que en este caso se presenta en los marcos 1' y 7'.



$$A = 175.6 \text{ cm}^2$$

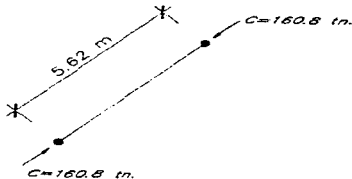
$$I_x = 15719.10 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 12474.11 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{15719.10}{175.6}} = 9.46 \text{ cm.}$$

$$r_y = 8.43 \text{ cm.}$$

Considerando el contraviento a compresión por ser el caso mas desfavorable :



$$K = 1 ; KL \cdot r = (1.0 \times 562) \cdot 8.43 = 66.7 < 200 ; \text{ se acepta}$$

$$f_p = 1133.40 \text{ Kg/cm}^2 ; A = 175.60 \text{ cm}^2$$

$$F_p = 175.60 \times 1133.40 = 199025.0 \text{ Kg}$$

$$F_p = 199.03 \text{ ton.} > C = 160.80 \text{ ton.}$$

∴ Se acepta la sección propuesta

## VI. 3 DISEÑO DE TRABES :

Refuerzo longitudinal : Al igual que en la revisión de losa, para el diseño de traveses se utilizará la siguiente expresión :

$$M_r = F_r b d f''c q (1 - 0.50 q) \quad (1)$$

Haciendo  $M_r = M_u$  se obtiene el valor de  $q$ , y así el porcentaje de acero mediante

$$p = q \frac{f''c}{f_y} \quad , \text{ por lo que el área de acero será : } A_s = p b d$$

Obtención de los porcentajes de acero máximos y mínimos :

Se considera :  $f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2$  ;  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$p \text{ máx.} = \frac{f''c}{f_y} \left( \frac{4800}{b + 6000} \right) = \frac{170}{4200} \times \frac{4800}{10200} = 0.019$$

$$\text{Para sismo : } p \text{ máx.} = 0.75 \times 0.019 = 0.0143$$

$$p \text{ mín.} = \frac{0.70 \sqrt{f''c}}{f_y} = \frac{0.70 \sqrt{170}}{4200} = 0.0026$$

Debido a que los elementos mecánicos máximos se presentan en el nivel 2 , solo se diseñarán las traveses de dicho nivel para los marcos en ambos sentidos .

## TRABE T-1 DE LOS MARCOS A' Y C' :

Momento negativo en los apoyos :

De las figuras 4.13 y 4.19 , se observa que los máximos momentos negativos por carga vertical y sismo ocurren en el apoyo 3' , y son los siguientes :

$$M_{cv} = 4.34 \text{ t-m} \quad ; \quad M_{sis.} = 3.90 \text{ t-m}$$

$$M_u = (4.34 + 3.90) 1.10 = 9.06 \text{ t-m}$$

Sección de trabe :  $30 \times 60$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 60 \text{ cm}$  ;  $d = 56 \text{ cm}$

Aplicando la expresión (1) y considerando un valor de  $F_r$  igual a 0.90 se obtiene :

$$q = 0.069 \quad ; \quad p = 0.069 (170 / 4200) = 0.0028$$

$$A_s = 0.0028 \times 30 \times 56 = 4.70 \text{ cm}^2$$

Momento positivo entre ejes 2' y 3' :

$$M = 2.36 \text{ t-m ( se obtuvo de los resultados del análisis ) ; } F_c = 1.50$$

$$M_u = 2.36 \times 1.50 = 3.54 \text{ t-m}$$

$$\text{De la expresión ( 1 ) : } q = 0.059 ; \quad p = 0.0024$$

$$< p \text{ min. ( rige el acero mínimo )}$$

$$A_s = 0.0026 \times 30 \times 56 = 4.37 \text{ cm}^2$$

Refuerzo por cortante :

Del análisis se obtuvieron las siguientes fuerzas cortantes en el apoyo 3' :

$$V_{cv} = 3.83 \text{ ton.}$$

$$V_{sis} = 1.24 \text{ ton}$$

El cortante a una distancia " d " del paño de columna es :  $V_{cv} = 2.85 \text{ ton.}$

$$V_u = ( 2.85 + 1.24 ) 1.10 = 4.50 \text{ ton.}$$

Cortante que toma el concreto ( Ver ) :

$$V_{cr} = F_r b d ( 0.20 + 30 p ) \sqrt{f' \cdot c} ; \quad p = 0.0028$$

$$V_{cr} = 0.80 \times 30 \times 56 \times 0.284 \times \sqrt{200} = 5398.0 \text{ Kg.} = 5.40 \text{ ton.} > V_u$$

∴ rigen los requisitos mínimos para refuerzo transversal

De acuerdo con las normas técnicas complementarias del R.C.D.F. , cuando el  $V_u$  es menor que el  $V_{cr}$  , debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal . Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 6.3 mm . , espaciados a cada medio peralte efectivo y se colocará a partir de toda unión de viga con columna o muro hasta un cuarto del claro correspondiente .

Para este caso se proponen estribos con varillas # 3 separados a 20 cm. en todo el claro .

### TRABE T-2 DE LOS MARCOS 1 Y 7 :

De las figuras 4.10 y 4.16, los momentos negativos en el nivel 2 del apoyo B son :

$$M_{ev} = 7.40 \text{ t-m}$$

$$M_{sis} = 5.80 \text{ t-m} ; \quad M_u = (7.40 + 5.80) 1.10 = 14.52 \text{ t-m}$$

Aplicando la expresión (1) y considerando una sección de trabe de  $30 \times 60$ , se obtiene :  $q = 0.11$

$$p = q (f'_{cc} - f_y) = 0.11 (170 - 4200) = 0.0045$$

$$A_s = 0.0045 \times 30 \times 56 = 7.56 \text{ cm}^2$$

Para el momento positivo entre los ejes B y C :

$$M = 3.74 \text{ t-m} ; \quad M_u = 3.74 \times 1.50 = 5.61 \text{ t-m}$$

Substituyendo el valor de  $M_u$  en la expresión (1), se obtiene :

$$q = 0.07 ; \quad p = 0.0027 ; \quad A_s = 0.0027 \times 30 \times 56 = 4.54 \text{ cm}^2$$

Revisión por cortante :

$$V_{ev} = 4.95 \text{ ton.} ; \quad V_{sis} = 1.42 \text{ ton.}$$

A una distancia "d" del paño de columna :  $V_{ev} = 4.0 \text{ ton.}$

$$V_u = 4.0 \times 1.50 = 6.0 \text{ ton.} ; \quad p = 0.0045$$

$$V_{cr} = 0.80 \times 30 \times 56 \times 0.335 \times \sqrt{200} = 6367.40 \text{ Kg.} = 6.37 \text{ ton.} > V_u$$

... exige el refuerzo mínimo

#### VI.4 DISEÑO DE ANCLAS EN CONEXIONES DE CONTRAVIENTOS :

Las anclas en las conexiones se diseñarán para las fuerzas máximas que se generan en los contravientos de los marcos de refuerzo. Dichas fuerzas pueden ser de tensión o compresión según la dirección en que actúa el sismo.

Cuando la fuerza es de compresión, se transmite a través del dado a las columnas y traveses. Si la fuerza es de tensión, habrá que transmitirla entre los contravientos con anclas que sean capaces de resistir dicha fuerza.



Diseño de anclas para los marcos 1' y 7 ( figura 4.16 ) :

$$T = 160.80 \text{ ton.}$$

$T_u = Fr \text{ Asr } f_y$  ; donde :  $\text{Asr}$  = área de acero requerida

$$Fr = 0.90$$

$$\text{Asr} = \frac{T_u}{Fr(f_y)} ; \quad T_u = 160.80 \times 1.10 = 176.88 \text{ ton.}$$

$$\text{Asr} = \frac{176,800}{0.90 \times 4200} = 46.79 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas # 10 :  $a_s = 7.94 \text{ cm}^2$

$$\text{Número de varillas} = 46.79 / 7.94 = 5.90$$

Por lo tanto se proponen 6 vars. # 10 ;  $A_s = 6 \times 7.94 = 47.64 \text{ cm}^2 > \text{Asr}$

Diseño de anclas para los marcos A' y C' ( figura 4.19 ) :

$$T = 96.10 \text{ ton.}$$

$$T_u = 96.10 \times 1.10 = 105.71 \text{ ton.}$$

$$\text{Asr} = \frac{105,710}{0.90 \times 4200} = 27.97 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas # 10 :  $a_s = 7.94 \text{ cm}^2$

$$\text{Número de varillas} = 27.97 / 7.94 = 3.5$$

Se proponen 4 vars. # 10 ;  $A_s = 4 \times 7.94 = 31.76 \text{ cm}^2 > \text{Asr}$ .

Por lo tanto en las conexiones de los marcos 1' y 7 se utilizarán 6 anclas con vars. del # 10 , y para los marcos A' y C' , 4 anclas con vars. del # 10

#### TRANSMISION DEL CORTANTE SISMICO A LOS MARCOS DE REFUERZO :

El cortante que actúa en la estructura existente, se transmite a través de la losa de los niveles 2 y azotea, a las trabes nuevas T-1 y T-2 de los marcos de refuerzo . La liga se hace por medio de conectores distribuidos en todo el perímetro de la losa, donde existe contacto con las trabes .

Los conectores deberán diseñarse para que resistan la componente horizontal de la fuerza que actúa en los contravientos, la cual se transmite a las trabes T-1 y T-2 como fuerza axial. ( ver figuras 4.16 y 4.19 )

#### DISEÑO DE CONECTORES :

Para el diseño de los conectores se considerará el nivel donde actúa la mayor fuerza axial en las trabes.

- En el sentido corto la mayor fuerza que debe transmitirse a los marcos 1' y 7, se presenta en la trabe T-2 del nivel azotea .

Fuerza axial en trabe T-2 =  $72,30 \times 2 = 144,60$  ton. ( ver fig. 4.16 )

Se usarán conectores de varillas # 4 (  $f_y = 4200$  Kg/cm<sup>2</sup> )

Esfuerzo permisible a cortante ( Fv ) :

$F_v = 0,40 f_y = 0,40 \times 4200 = 1680$  Kg/cm<sup>2</sup>

Area de acero de la varilla # 4 :  $a_s = 1,27$  cm<sup>2</sup>

Por lo tanto la fuerza resistente de cada varilla es :

$F_r = 1,27 \times 1680 = 2133,6$  Kg.

Número de varillas requeridas =  $144600 / 2133,6 = 67,9 \approx 68$  vars.

Longitud donde se alojarán = 1710 cm.

$\therefore$  Sep. de vars. =  $1710 / 68 = 25,10$  cm.

- Para el sentido largo la fuerza máxima que debe transmitirse a los marcos A' y C' también se presenta en la trabe T-1 de nivel azotea :

Fuerza axial = 171.20 ton. ( ver fig. 4.19 )

Número de vars. requeridas del # 4 =  $171200 / 2133,6 = 80,4 \approx 81$  vars.

Longitud donde se alojarán = 2400 cm.

$\therefore$  Sep. de vars. =  $2400 / 81 = 29,6$  cm.

Por lo anterior se proponen conectores con varillas # 4 separadas a cada 15 cm. para los dos niveles ( nivel 2 y azotea de cada marco, ver fig. 7.20 ).

## CAPITULO VII

### DETALLES DE CONEXIONES DE REFUERZO CON ESTRUCTURA EXISTENTE

Para la construcción del refuerzo de un edificio, se requiere contar con planos que contengan todos los detalles de cada uno de los elementos estructurales que se van a reforzar, así como de los elementos nuevos que se adicionen a la estructura. En estos detalles se deberán especificar las dimensiones, armados, zonas de concreto que se tengan que demoler y es conveniente que se dibujen a escala, para que el constructor tenga una idea clara de lo que se pretende realizar.

De acuerdo con los resultados obtenidos del análisis y la geometría de los marcos de refuerzo, las conexiones resultaron diferentes para cada uno de ellos. En este trabajo solo se presentan los detalles necesarios para ilustrar el tipo de conexión en los nudos donde se conectan los contravientos con las columnas y traveses nuevas. El resto de detalles no se incluye por ser un trabajo muy extenso.

En las figuras 7.1 y 7.2, se muestran las elevaciones de los marcos de refuerzo longitudinales y transversales respectivamente, en ellos se indica la ubicación de las columnas nuevas CR-1 y CR-2, las traveses de refuerzo T-1 y T-2 y los detalles de conexiones en cimentación, segundo nivel y azotea.

#### VII.1 CONEXION DE REFUERZO CON CIMENTACION :

En las figuras 7.3 a 7.6 se muestra el tipo de conexión entre la cimentación existente y los elementos nuevos de los marcos de refuerzo en ambos sentidos.

Deberá construirse un dado de concreto ligado a la cimentación, al cual se le dejan perforaciones preparadas para introducir las anclas que sujetarán al contraviento metálico. Al contraviento se le suelda una placa base en los extremos, que quedará

apoyada sobre el dado y sujeta a las anclas con otra placa colocada en el lado opuesto del dado. En estos dados donde se inicia el contraviento, las placas que se colocan en el lado opuesto son independientes para cada ancla. ( ver detalle de placa en extremos, fig. 7.16 ).

En estas figuras también se indica el refuerzo que debe colocarse en los dados.

#### VII.2 CONEXION DE REFUERZO CON LOSA DE SEGUNDO NIVEL :

Las figuras 7.7 a 7.10 muestran la conexión de contravientos en el segundo nivel para ambos marcos. Al igual que en la cimentación se debe construir un dado, en este caso ligado a la losa existente por medio de una trabe nueva de borde ( T-1 ó T-2 ) que forma parte del marco de refuerzo.

Los contravientos se conectan al dado a través de las placas base que tienen soldada en sus extremos. El dado también debe construirse dejando perforaciones preparadas para colocar las anclas que sujetarán las placas en ambos extremos y sentido, ya que en estas conexiones se intersectan los contravientos.

La posición de las anclas en un sentido dentro del dado de concreto, deberá ser tal , que no obstaculice el paso de las anclas en el otro sentido ( ver figura 7.10 ).

#### VII.3 CONEXION DE REFUERZO CON LOSA DE AZOTEA :

En las figuras 7.11 a 7.15 se muestran las conexiones de contravientos en losa de nivel azotea. En este caso la forma del dado en las columnas extremas es diferente. Sin embargo se conserva el mismo criterio de sujeción de contravientos a través de placas y anclas. En los extremos de los dados cada una de las anclas se conecta a una placa independiente ( ver figura 7.16 ).

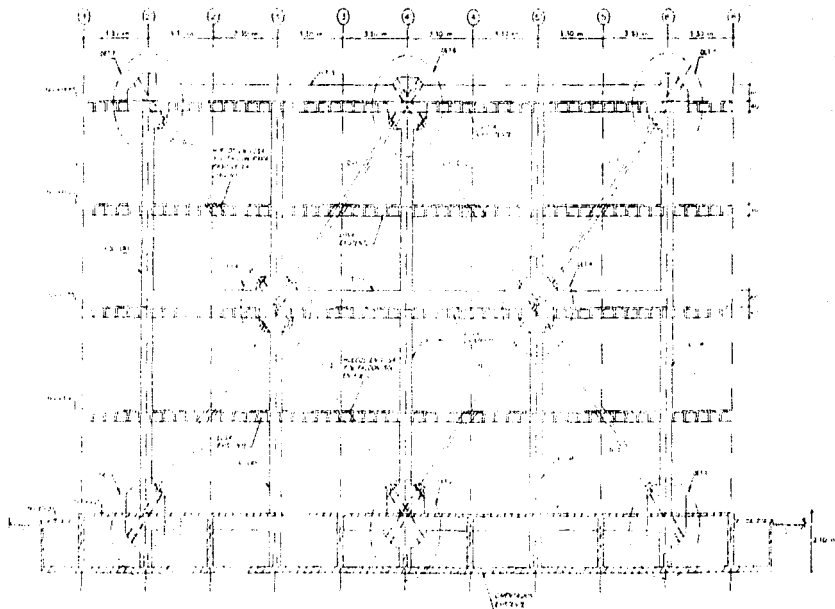
En todos los detalles se indican algunos cortes y vistas que sirven para entender mejor la conexión y en los cuales se especifica el refuerzo de los dados en ambos sentidos.

Las figuras 7.17, 7.18 y 7.19 muestran la ubicación de las anclas, y dimensiones de las placas que se sueldan a los contravientos.

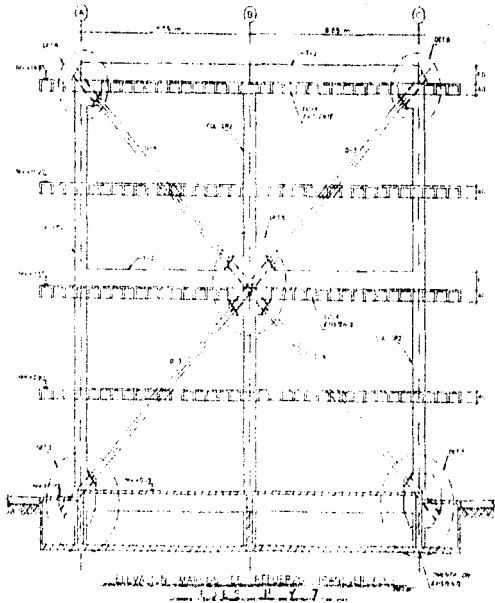
En la figura 7.20 se presenta la conexión de las traves nuevas T-1 y T-2 a la losa existente del segundo nivel y azotea .

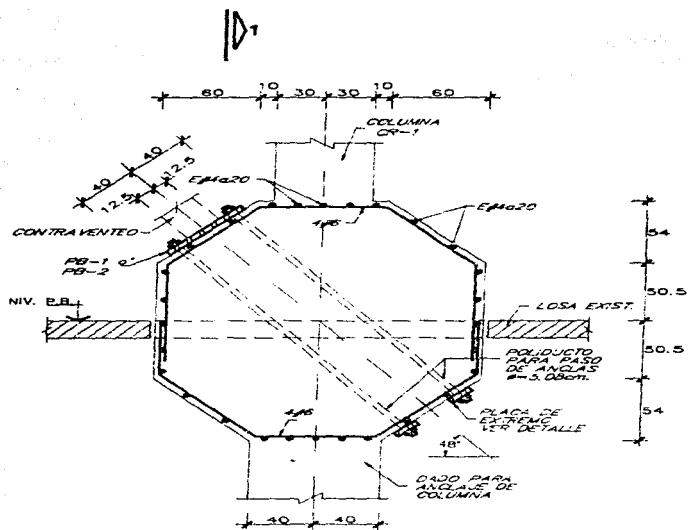
En la figura 7.21 se muestra como quedó finalmente el refuerzo de columnas y traves nuevas .

Todos los detalles estan acotados en centímetros excepto los niveles .



...  
 J. C. S. A. Y. C.  
 PG. 71



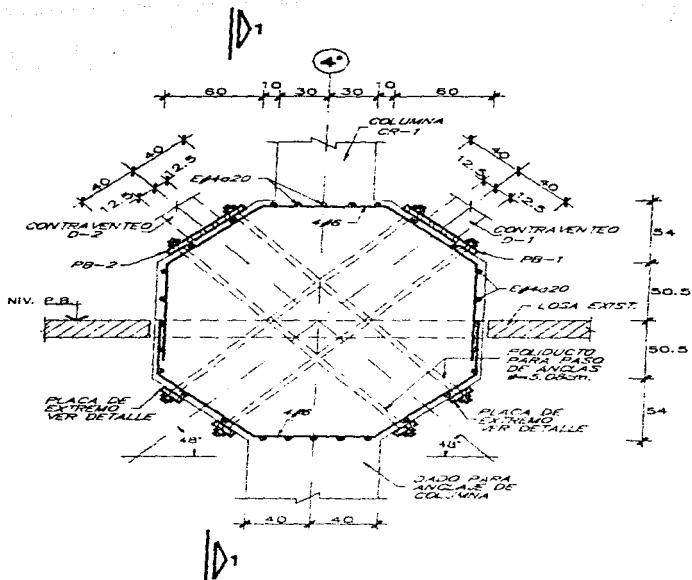


**DETALLE 1**

(ELEVACION)

FIG. 7.3

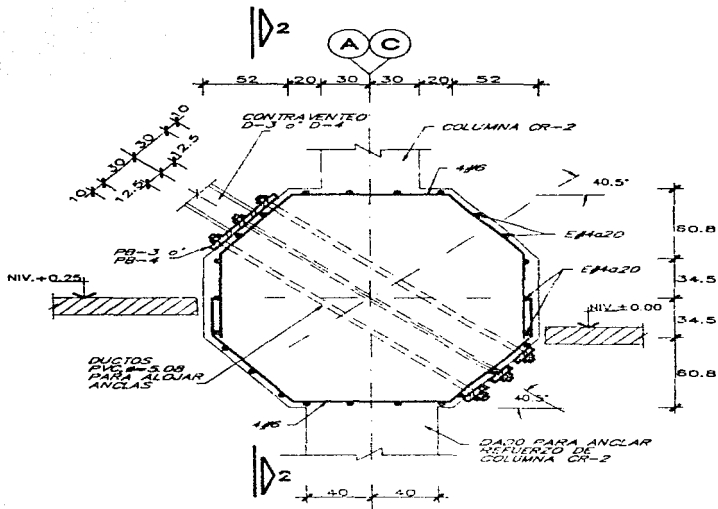




**DETALLE 2**

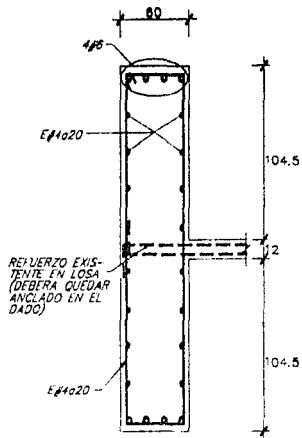
(ELEVACION)

FIG. 7.4

**DETALLE 3**

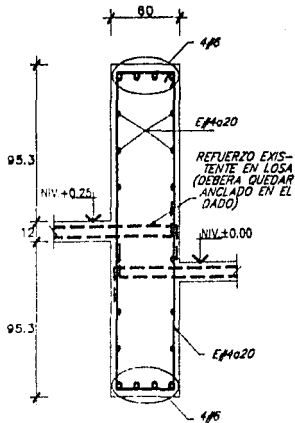
(ELEVACION)

FIG. 7.5



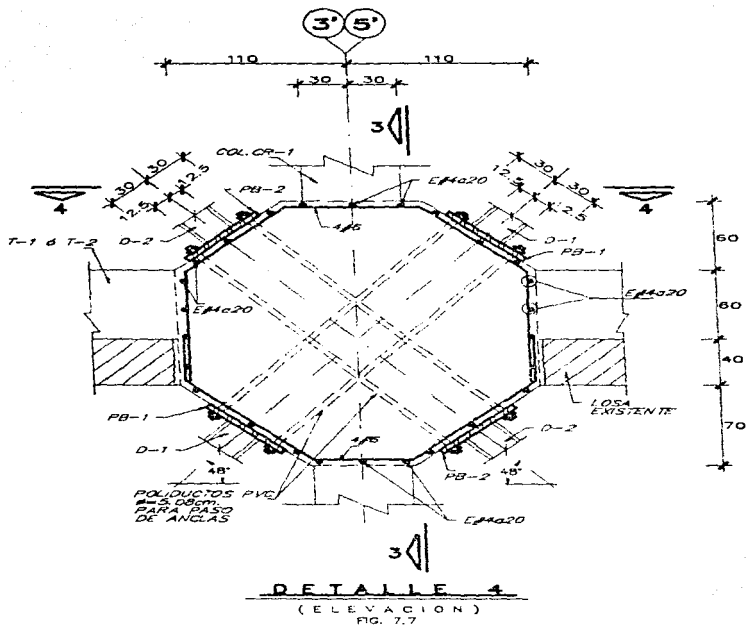
CORTE 1-1

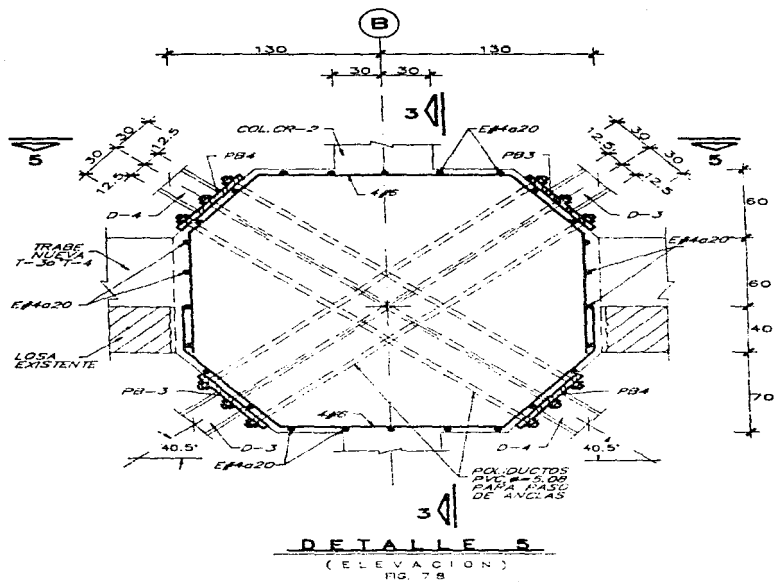
FIG. 7.6



CORTE 2-2

FIG. 7.6





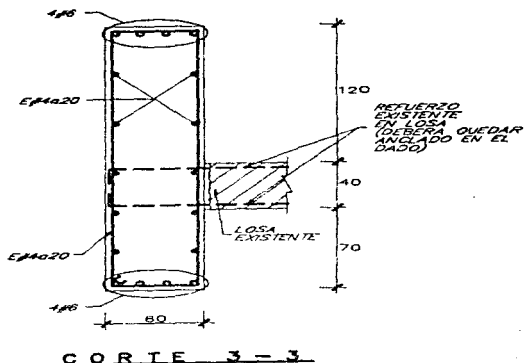


FIG. 7.9

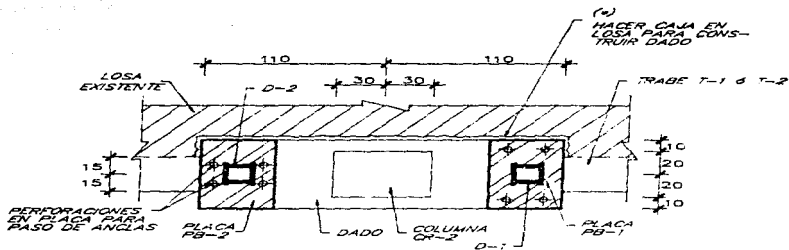
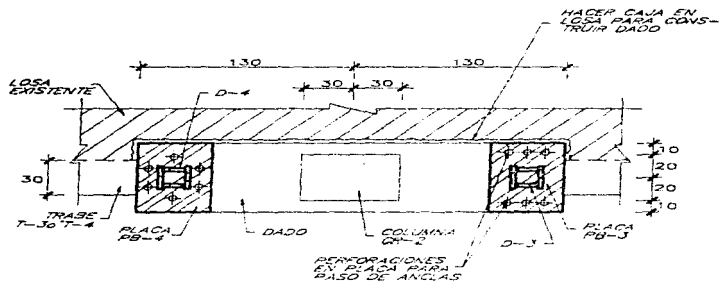
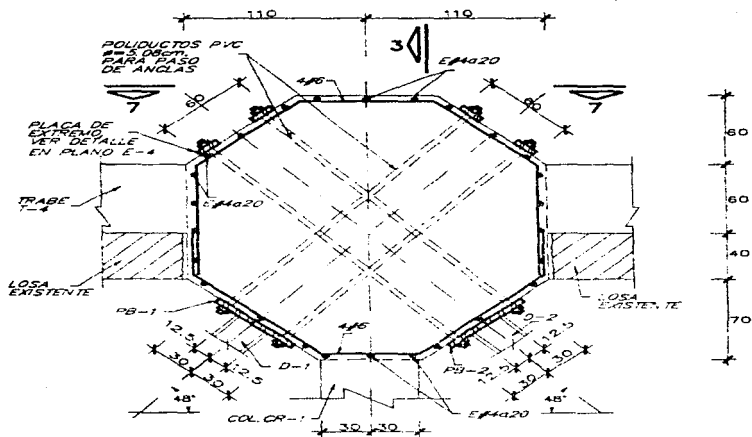
VISTA 4-4VISTA 5-5

FIG. 7-10

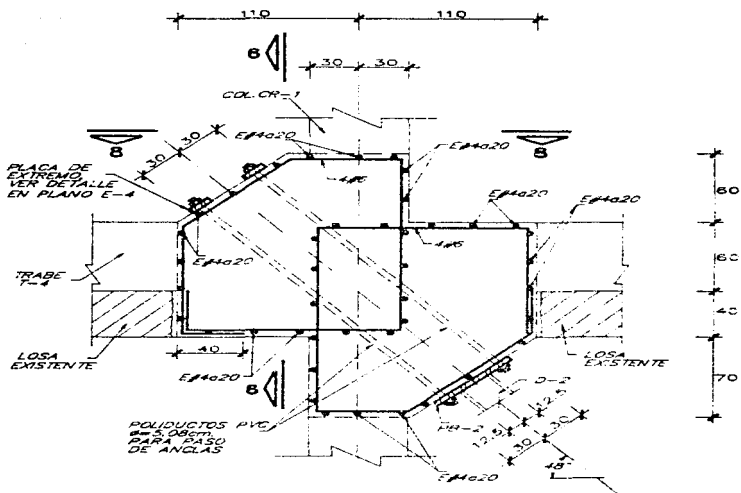


### DETALLE 6

(ELEVACION)

FIG. 7.11

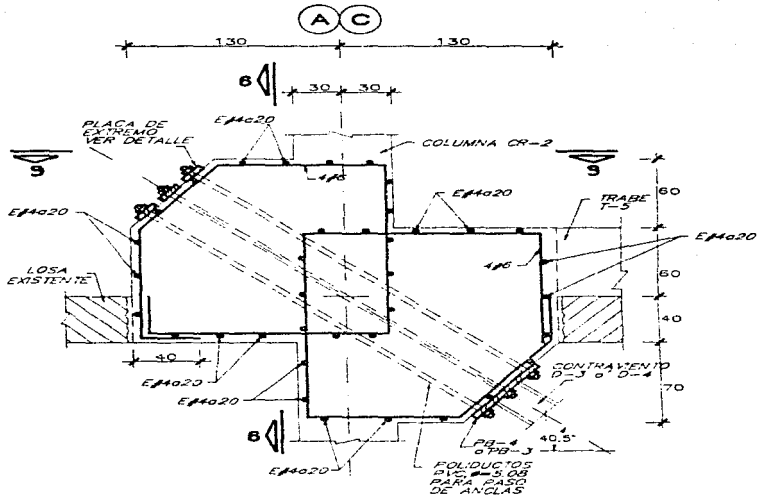




### DETALLE 7

(ELEVACION)

PG. 7 12



DETALLE B  
 (ELEVACION)  
 PG. 7.13

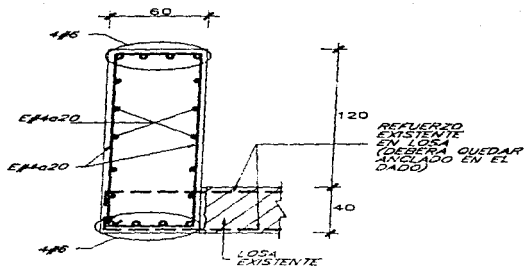
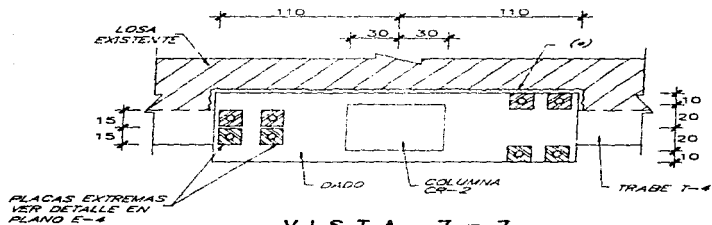
CORTE 8-8VISTA 7-7

FIG. 7.14

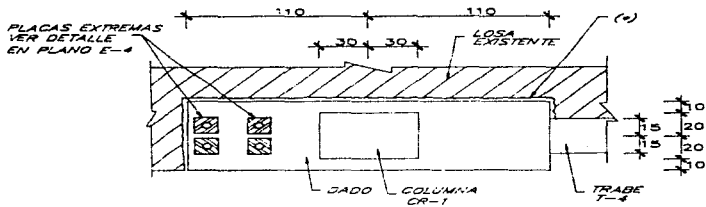
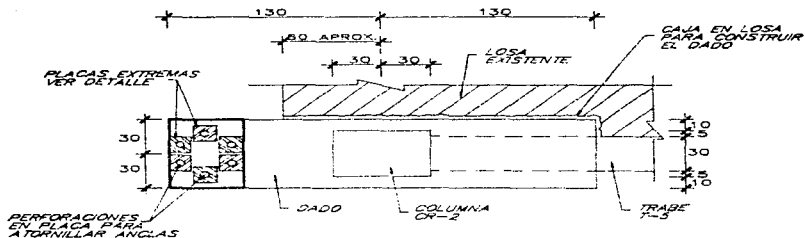
VISTA 8-8VISTA 9-9

FIG. 7.15

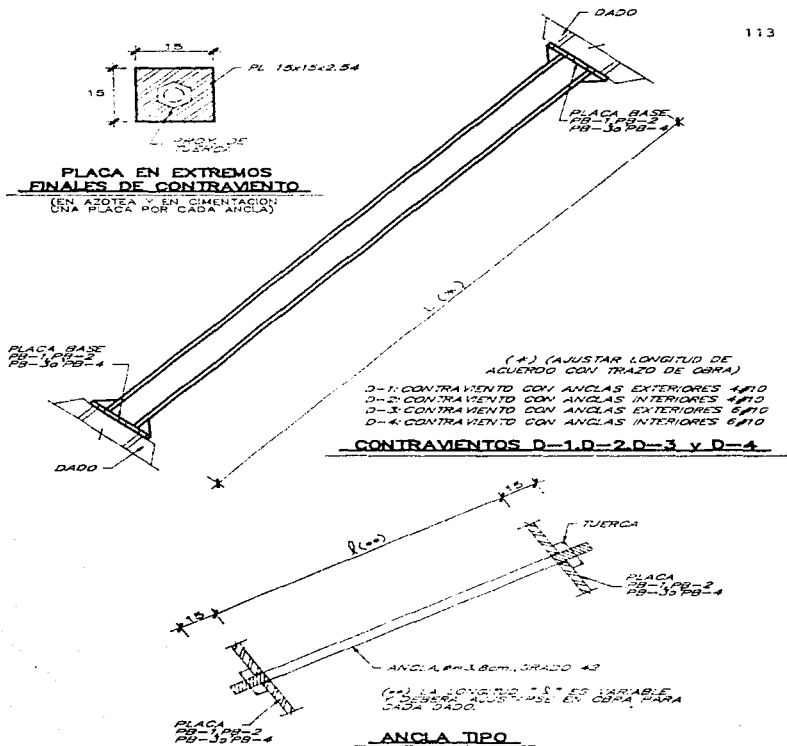
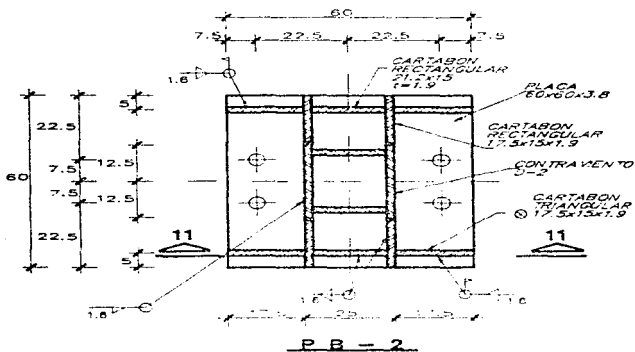
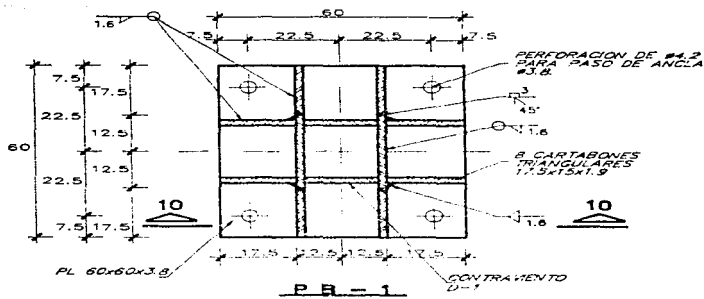
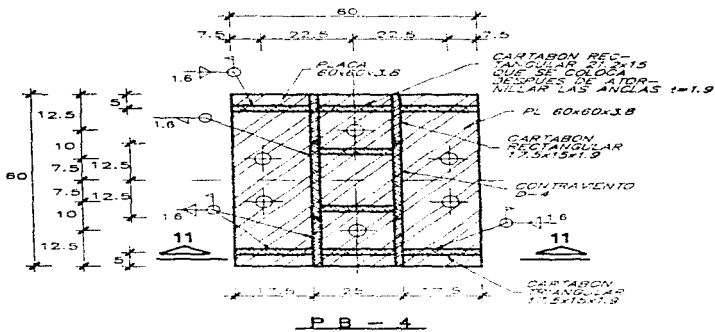
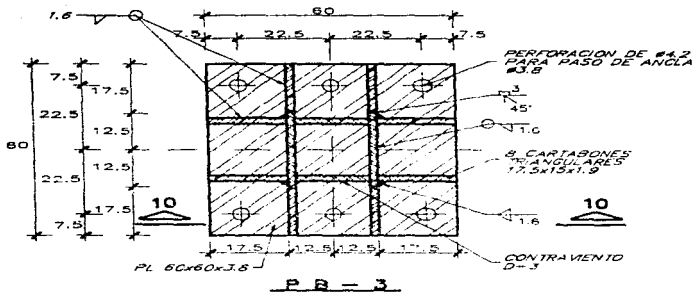


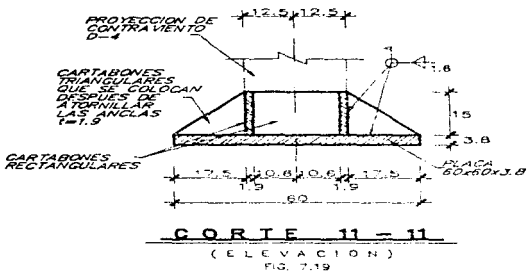
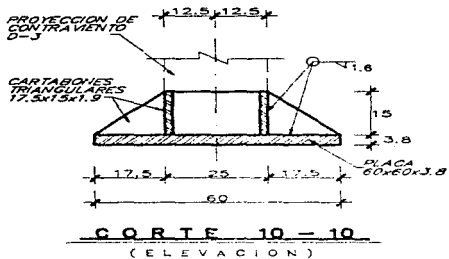
FIG. 7.16



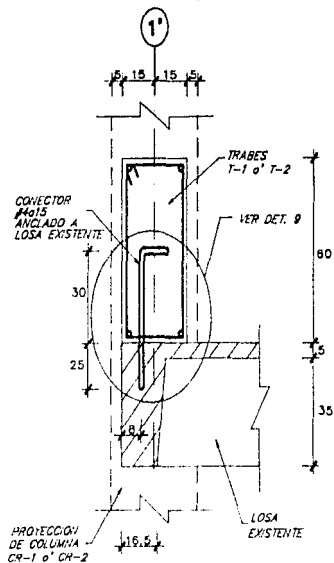
**PLACAS BASE PB-1 Y PB-2**



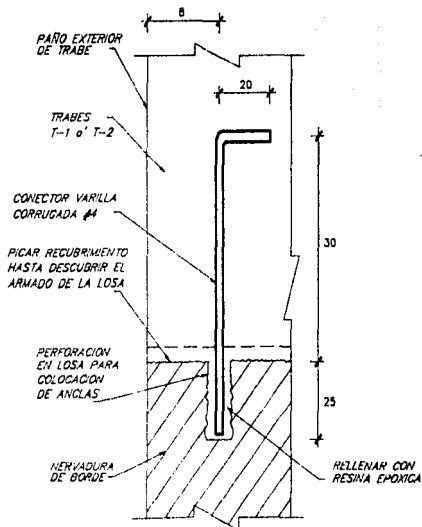
PLACAS BASE PB-3 Y PB-4







ELEVACION

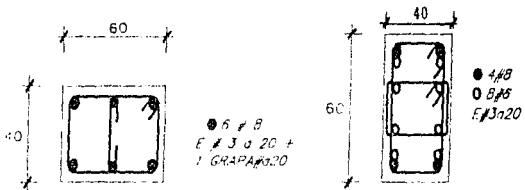
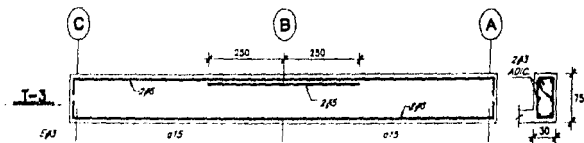
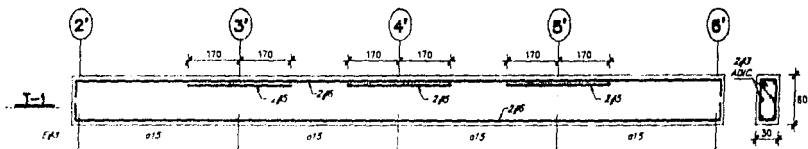


DETALLE-9

(ELEVACION)

DETALLE DE CONEXION DE TRABE T-1 y T-2 CON LOSA EXISTENTE

FIG. 7.20



CR-1

CR-2

COLUMNAS NUEVAS DE REFUERZO

FIG. 7 21

## CAPITULO VIII

## REVISION DE CIMENTACION EXISTENTE

El edificio en estudio es una estructura tipo A , ubicada en la zona II con factor de ductilidad " Q " igual a 2 y para cuyo análisis se utilizaron las cargas y factores de carga y resistencia consignados en la tabla 8.1 . las propiedades geométricas del edificio se muestran en la tabla 8.2 , mientras que los parámetros de resistencia y deformabilidad del suelo se indican en la tabla 8.3 .

## ESTADO LIMITE DE FALLA :

De acuerdo con las normas técnicas complementarias del R.C.D.F. , se debe verificar lo siguiente :

Capacidad de carga ante acciones verticales :

$$\Sigma QF_c / A \leq C_u N_c Fr + P_v$$

donde :

$\Sigma Q$  = suma de cargas al nivel de la cimentación , ton

$F_c$  = factor de carga , adim.

$A$  = área de la cimentación , m<sup>2</sup>

$C_u$  = resistencia al corte del suelo cond. no drenadas , t/m<sup>2</sup>

$N_c$  = factor de capacidad de carga , adim.

$Fr$  = factor de resistencia , adim.

$p_v$  = presión total a nivel de desplante de la cimentación

Sustituyendo los valores de las tablas 8.1 , 8.2 y 8.3 :

Pprop. de cimentación = 780.0 ton.

Peso de la estructura = 4288.30 ton.

Peso total = 4288.30 + 780.0 = 5068.30 ton.

$$\frac{\Sigma QFc}{A} = \frac{5068.3 \times 1.50}{759.69} = 10.01 \text{ t/m}^2$$

$$Cu Nc Fr + Pv = (3.0 \times 5.98 \times 0.70) + (2.10 \times 1.55) = 15.81 \text{ t/m}^2 \\ > \Sigma QFc / A$$

Capacidad de carga ante acciones verticales + sismo :

Se analizará el sentido corto por ser el mas desfavorable :

$$Mv = 11003.78 \text{ t-m}$$

$$P = 5068.30 \text{ ton.} \quad ; \quad e = \frac{Mv}{P} = \frac{11003.78}{5068.3} = 2.17 \text{ m.}$$

$$L = 36.70 \text{ m.} \quad ; \quad B = 20.70 \text{ m.}$$

$$B' = B - 2e = 20.70 - 2(2.17) = 16.36 \text{ m.} \quad ; \quad Fc = 1.10$$

$$\frac{\Sigma QFc}{A} = \frac{5068.3 \times 1.10}{16.36 \times 36.70} = 9.29 \text{ t/m}^2$$

$Df = 2.10 \text{ m.}$  ( profundidad de desplante del cajón de cimentación ).

$$\frac{Df}{B'} = \frac{2.10}{16.36} = 0.128 \quad ; \quad \frac{B'}{L} = \frac{16.36}{36.70} = 0.446$$

$$Nc = 5.14 \left( 1 + \frac{0.25Df}{B'} + \frac{0.25B'}{L} \right) = 5.14 ( 1.144 ) = 5.88$$

$$Cu Nc Fr + Pv = (3.0 \times 5.88 \times 0.70) + 3.26 = 15.61 \text{ t/m}^2 > \frac{\Sigma QFc}{A}$$

Para las dos combinaciones de acciones se cumple que :  $\frac{\Sigma QFc}{A} < Cu Nc Fr + Pv$  ,

por lo tanto no hay problema por capacidad de carga .

**Momentos de desequilibrio :**

**Condición estática :**

**Los momentos debidos a la excentricidad del centro de cargas son :**

De la tabla 8.2 :  $e_x = 0.13 \text{ m.}$  ;  $e_y = 0.31 \text{ m.}$

$M_x = 5068.3 \times 0.31 = 1571.20 \text{ t - m}$  ( sentido corto )

$M_y = 5068.3 \times 0.13 = 658.90 \text{ t - m}$  ( sentido largo )

Estos momentos no favorecen el buen comportamiento del edificio, por lo que es necesario equilibrarlos .

**Cortante basal :**

Considerando únicamente la resistencia en el contacto suelo-cimentación sin tomar en cuenta los empujes pasivos en los muros del cajón, se tiene :

$$F.C. ( V ) < C_u A Fr$$

en donde : F.C. = factor de carga, adim.

V = cortante basal, ton.

$C_u$  = resistencia al corte en cond. no drenadas, t / m<sup>2</sup>

A = área de la cimentación, m<sup>2</sup>

Fr = factor de resistencia, adim.

Sustituyendo valores se tiene :

$$1.10 \times 980.80 < 3.0 \times 759.69 \times 0.70$$

$$1078.90 < 1595.30 \quad ; \quad \text{lo cual es adecuado .}$$

**ESTADO LIMITE DE SERVICIO :**

**Deformación elástica :**

Aplicando la expresión de Steinbrenner :

$$\delta e = q B I \left( \frac{1 - \mu^2}{E} \right)$$

donde :  $\delta e$  = asentamiento elástico, m.

$q$  = esfuerzo transmitido a la cimentación, t / m<sup>2</sup>

$B$  = ancho mínimo del cimiento, m.

$\mu$  = relación de Poisson, adim.

$E$  = módulo de elasticidad

$I$  = factor de forma y rigidez, adim.

De las tablas 8.1, 8.2 y 8.3, se tiene :

$$P = 5068.30 \text{ ton.} \quad ; \quad A = 759.69 \text{ m}^2$$

$$P/A = 5068.3 / 759.69 = 6.67 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad \gamma \text{ Df} = 1.55 \times 2.10 = 3.26 \text{ t/m}^2$$

$$I = 1.20 \quad ; \quad B = 20.70 \text{ m.} \quad ; \quad \mu = 0.50 \quad ; \quad E = 810.0 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzo transmitido a la cimentación :  $q = 6.67 - 3.26 = 3.41 \text{ t/m}^2$

$$\delta c = 3.41 \times 20.70 \times 1.20 \left( \frac{1 - (0.50)^2}{810} \right) = 0.08 \text{ m.} \quad ; \quad \delta c = 0.08 \text{ m}$$

Estos asentamientos debieron ocurrir prácticamente al terminar la construcción del edificio.

Asentamientos a largo plazo :

La consolidación de los estratos arcillosos compresibles se calculan con la teoría de Terzaghi, cuya expresión general para cada uno de los estratos es :

$$\delta c_i = ( \delta e_i / (1 + e_w) ) H_i$$

donde :  $\delta c_i$  = asentamiento por consolidación del estrato, m.

$e_w$  = relación de vacíos del estrato  $i$ , adim.

$\delta e_i$  = cambio en la relación de vacíos del estrato  $i$ , para una sobrecarga determinada, adim.

$H_i$  = espesor del estrato  $i$ , m.

Por lo que el asentamiento total por consolidación está dado por la expresión :

$$\delta_{ct} = \sum_1^n \delta_{ci} \quad ; \quad \text{donde : } \delta_{ct} = \text{asentamiento total , m.}$$

n = número de estratos analizados

Aplicando las expresiones anteriores se obtuvo un asentamiento de :

$$\delta_{ct} = 0.18 \text{ m.}$$

Finalmente :  $\delta_c + \delta_{ct} = 0.08 + 0.18 = 0.26 \text{ m.} < 0.30 \text{ m.}$  , que es el máximo permitido por el R.C.D.F.

El edificio se construyó a finales de la década de los setenta, por lo que la mayoría de estos asentamientos ya se presentaron .

Desplome admisible :

De acuerdo al R.C.D.F. , el desplome admisible se obtiene de la siguiente manera :

$$\text{Valor límite} = 100 / ( 100 + 3h ) \quad ; \quad h = 14.85 \text{ m.}$$

$$\text{Valor límite} = 100 / ( 100 + 44.55 ) = 0.69 \%$$

$$\text{Desplome admisible} = 0.0069 \times 1485 = 10.25 \text{ cm.}$$

El desplome real del edificio al nivel + 14.85 m. es de 19.40 cm. > 10.25 cm.

Debido a que se rebasa el valor límite, es necesario renivelar el edificio .

El edificio cumple con lo establecido por el R.C.D.F. para los estados límites de falla y de servicio desde el punto de vista geotécnico . Solamente la condición de desplome admisible no se cumple, por lo que será necesario renivelar el edificio como se menciona en el siguiente capítulo .

Los momentos originados por la excentricidad de fuerzas en condiciones estáticas mencionadas, no favorecen el buen comportamiento de la estructura por lo que deberán equilibrarse con lastres a nivel de la cimentación y lo mas próximo a las orillas del edificio con el objeto de no sobrecargar al subsuelo y evitar la concentración de masa en niveles superiores, que puedan afectar el comportamiento sísmico .

TABLA 8.1

**CARGAS Y FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA UTILIZADOS PARA LA REVISION**

Condición	Carga ton.	Factor de carga	Factor de resistencia
Acciones permanentes más acciones variables ( intensidad máxima )	5068.3	1.5	0.70
Acciones permanentes y accidentales ( sismo )	4866.7	1.1	0.70
Momento de volteo ( sismo )	11003.8 ( t-m )	1.1	0.70
Acciones permanentes más acciones variables ( intensidad media )	4624.3	1.0	-
Peso de cimentación	780.0	-	-



TABLA 8.2

## PROPIEDADES GEOMETRICAS DEL EDIFICIO

Propiedad	Valor
Area	759.69 m <sup>2</sup>
Ancho	20.70 m.
Largo	36.70 m.
Altura ( medición de desplómes )	14.85 m.
Profundidad enterrada de la cimentación ( Df )	2.10 m.
Momento de inercia en el sentido corto	27126.6 m <sup>4</sup>
Momento de inercia en el sentido largo	85268.2 m <sup>4</sup>

Coordenadas del centroide de gravedad de la planta  
de cimentación :

Sentido corto :  $y = 10.35$  m.

Sentido largo :  $x = 18.35$  m.

Posición del centro de cargas :

Sentido corto :  $y = 10.04$  m.

Sentido largo :  $x = 18.22$  m.

Excentricidades :  $e_x = 0.13$  m.

$e_y = 0.31$  m.

TABLA 8.3

## PARAMETROS DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DEL SUELO

Cu	Nc	$\gamma$	$\mu$	E	I
( t/m <sup>2</sup> )	--	( t/m <sup>3</sup> )	--	( t/m <sup>2</sup> )	--
3.0	5.98	1.55	0.50	810	1.20

donde : Cu = resistencia al corte en condiciones no drenadas  
 Nc = factor de capacidad de carga  
 $\gamma$  = peso volumétrico  
 $\mu$  = relación de Poisson  
 E = módulo de elasticidad  
 I = factor de forma y rigidez

## CAPITULO IX

### PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO :

En el capítulo anterior se mencionó que el edificio posee un desplome que rebasa lo permitido por el R.C.D.F. , y que dicho desplome acusa marcada tendencia de movimiento en la dirección norte-sur coincidiendo con la dirección del sentido corto de la estructura .

En la solución que se plantea para el enderessado del edificio, se propone colocar pilotes de control, que sirvan tanto para realizar las maniobras de recuperación de la verticalidad como para mantener al edificio sin desplome permanentemente. Para esto es necesario construir algunas contratraves y dados ligados a la estructura existente, para apoyar los cabezales de los pilotes .

Aunque el propósito de este trabajo no es el de presentar un proyecto de recimentación, que contemple todo lo mencionado anteriormente, se incluye el procedimiento constructivo que se debe seguir para la realización de estos trabajos, ya que para poder construir el refuerzo de la estructura, primero tiene que recuperarse su verticalidad .

En forma general estos son los pasos que se siguen para el enderessado y refuerzo del edificio, haciendo la aclaración que podrán sufrir variaciones dependiendo de los problemas constructivos que se presenten durante la construcción.

#### 1.- ACONDICIONAMIENTO DE LA CIMENTACION :

1.1 Se limpiará y desalojará el agua que se encuentre en todas las celdas del cajón de cimentación.

1.2 Se habilitaran ductos de comunicación de agua entre celdas, de 10 cm. de diámetro.

1.3 Se habilitarán pasos de comunicación para hombres en las celdas que sean necesarias.

1.4 Se construirán 1 ó 2 cárcamos de bombeo para la extracción de agua infiltrada en el cajón.

1.5 Se establecerá un sistema de bombeo permanente para mantener estanco el cajón de cimentación, durante las obras de perforación, hincado y recibido de pilotes.

2.- HABILITADO DE BROCALES :

2.1 Se trazará la localización de centros de pilotes y traves de refuerzo en el cajón de cimentación.

2.2 Se escarificará hasta descubrir el acero existente en contratraves y losa de cimentación en zonas donde habrá contacto con concreto nuevo.

2.3 Habilitado y colado de armados y anclajes nuevos conforme se indica en planos estructurales, de todos los elementos que conformarán los refuerzos de concreto para recibir el control mecánico de cabezas de pilote .

2.4 Se realizarán perforaciones en losa existente para paso de pilote .

2.5 Colado de elementos estructurales de refuerzo de cimentación .

3.- HINCADO DE PILOTES :

3.1 Habilitado y colado de pilotes . Para este caso se utilizarán pilotes tipo MEGA de 60 cm. de diámetro, en dovelas de 1.0 m. de longitud, considerando que la primera dovela deberá terminar en punta con cara lateral cónica truncada a 60° .

3.2 Se realizará una perforación en el subsuelo, sin extracción de material hasta la profundidad requerida .

3.3 Se hincarán los pilotes en dovelas , utilizando cables de alta resistencia en el centro de las mismas, en un tiempo no mayor de 16 hrs. por pilote, despues de terminar la perforación .

3.4 Deberá verificarse la capacidad de punta de los pilotes a una carga útil que se indique en el proyecto .

3.5 El hincado de pilotes deberá iniciarse por el lado mas hundido del edificio, con el fin de prever alguna maniobra que se tenga que realizar ante la ocurrencia de un sismo .

#### 4.- CONEXIÓN DE PILOTES :

4.1 Se instalarán los tornillos y demás aditamentos de sujeción para recibir el puente sobre la cabeza de los pilotes .

4.2 El concreto de los brocales y traveses de refuerzo de esta zona deberá haber adquirido el 100% de su resistencia de diseño .

4.3 Se colocará en cada pilote entre el cabezal metálico y el propio pilote, celdas de deformación a base de cubos de madera de 5 cm. por lado . El número de cubos que se coloque dependerá de la capacidad del pilote .

#### 5.- MANIOBRAS PARA LA RECUPERACION DE VERTICALIDAD DEL EDIFICIO :

5.1 Se utilizará como base de referencia una nivelación horizontal con marcas en todas las columnas .

5.2 En las zonas más hundidas del edificio, se fijarán los puentes metálicos a la cabeza de los pilotes eliminándose en ellos las celdas de deformación .

5.3 Se liberarán para su libre movimiento vertical los pilotes restantes, eliminando temporalmente las celdas de deformación .

5.4 La velocidad de movimiento deberá manejarse en promedio 1 cm. por semana como máximo, pudiéndose utilizar para conseguir esta velocidad subexcavación de la zona "alta" por medio de túneles por debajo de la losa de cimentación .

5.5 Las maniobras anteriores deberán ser apoyadas por nivelaciones topográficas diarias .

5.6 Terminadas las maniobras de nivelación y verticalidad del inmueble, se deberán rellenar las lumbreras y túneles que se hayan utilizado, con tepetate compactado al 95% de la prueba PROCTOR STANDAR .

5.7 Terminadas las maniobras, los pilotes deberán quedar con todas sus celdas de deformación y las holguras entre el pilote y las caras interiores del brocal selladas con material bituminoso o similar, que evite cualquier filtración de aguas freáticas .

5.8 Se deberá monitorear mediante nivelaciones, el comportamiento de la

verticalidad del inmueble, al menos una vez por mes durante el primer año y semestralmente durante los años subsiguientes .

5.9 Todas las maniobras y la vuelta a la verticalidad del inmueble, deberá ser supervisada por un corresponsable en seguridad estructural .

#### 6.- REFUERZO ESTRUCTURAL :

6.1 Se trazará la trayectoria de las diagonales de contraventeo, la cual debe ser recta desde cimentación hasta azotea .

6.2 Realizar todas las demoliciones y ranuras necesarias tanto en la cimentación como en la superestructura, para la construcción de los elementos del refuerzo como son los dados, traveses y columnas nuevas ; esto se hará de acuerdo al orden que se vayan colocando los contravientos .

6.3 Cuando se garantice la rectitud de la trayectoria de las diagonales, se habilitará el armado de los dados, traveses y columnas nuevas, cuidando que en las conexiones ( dados ) donde se conectarán las diagonales queden las preparaciones para los Juctos donde se alojarán las anclas .

6.4 Colocar anclas para conectar la losa existente a las traveses nuevas, en los niveles donde debe existir liga .

6.5 El colado deberá iniciarse con las conexiones en cimentación, posteriormente las columnas y se continua con las conexiones de los niveles superiores incluyendo las traveses nuevas .

6.6 Una vez construido el refuerzo, se procederá a colocar las diagonales, que deberán traer una placa soldada en los extremos, la cual se fijara al dado con las anclas .

6.7 El orden de colocación de las diagonales, será, cuidando que en un momento dado exista simetría en los marcos de un sentido, es decir, primero se coloca uno en un marco y después en el otro, y así sucesivamente .

## CAPITULO X

### CONCLUSIONES .

Para la ejecución de los trabajos de un proyecto de refuerzo en un edificio, normalmente se requiere desalojarlo y retirar sus muebles. Esto implica suspender las actividades que en él se desarrollan o el hacer uso de otro inmueble para que se sigan realizando . Lo anterior provoca que se generen gastos adicionales para el propietario, que sumados al costo del refuerzo, hacen que el proyecto resulte demasiado costoso.

Por otro lado es conveniente que en una estructura que se va a reforzar, sus elementos estructurales sean afectados lo menos posible, para evitar un excesivo apuntalamiento y probables fallas que pudieran presentarse en sus conexiones.

El proyecto de refuerzo que se presenta en este trabajo, puede ser aplicable no solamente a edificios que tenga características similares, si no a todos aquellos en los cuales su arquitectura lo permita independientemente de su ubicación . Por otro lado ofrece las siguientes ventajas :

I.- El edificio puede seguir siendo ocupado parcialmente, ya que el refuerzo se lleva a cabo en el perímetro y no interfiere para nada en la zona central. Por lo anterior las instalaciones tanto eléctricas como sanitarias no se ven afectadas demasiado.

II.- En la colocación del refuerzo no se afecta ningún elemento estructural importante como son columnas y traveses.

III.- Como se mencionó anteriormente un refuerzo de este tipo, libera a la estructura existente de toda acción sísmica, y esto evita reforzarla ya que no están diseñadas para los coeficientes sísmicos actuales que establece el R.C D.F.

IV.- No se requiere construir algún elemento nuevo en la cimentación para la transmisión de esfuerzos debido a que se aprovecha el hecho de que el cajón sobresale hasta los bordes de la losa.

V.- Como la conexión del refuerzo con la estructura existente es en el segundo nivel y azotea, el resto de niveles no se ve afectado.

Las ventajas que se mencionan, deberán tomarse en cuenta para cualquier tipo de refuerzo que se desee realizar, ya que pueden influir considerablemente en el costo total de la obra.

Por último es importante señalar que independientemente del proyecto de refuerzo que se elija, este deberá cumplir con su objetivo principal, que es el proporcionar una mayor seguridad estructural al inmueble, y que además debe tener prioridad ante las otras necesidades de proyecto que se tengan .



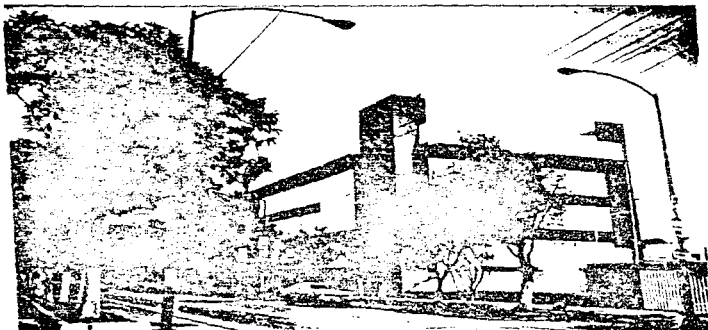


FOTO # 1 .- VISTA GENERAL DEL EDIFICIO, FACHADAS NORTE  
Y PONIENTE.

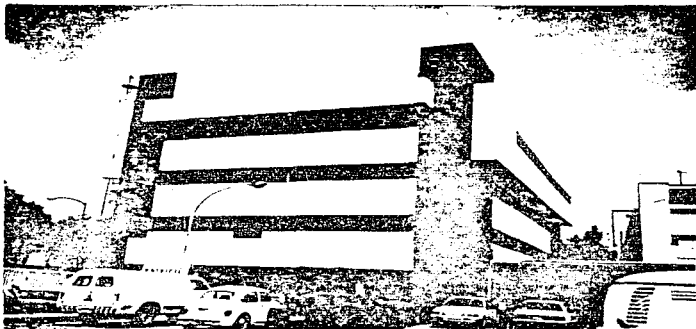


FOTO # 2 .- VISTA GENERAL DEL EDIFICIO, FACHADA PONIENTE  
Y SUR.



FOTO # 3 -- MURO DIVISORIO FISURADO EN ZONA DE ESCALERAS  
EN ESQUINA NORPONIENTE.

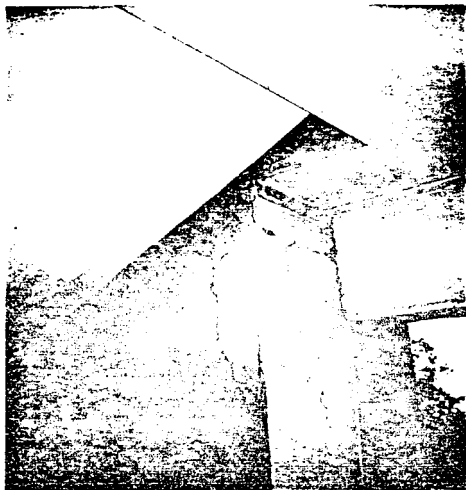


FOTO # 4 . - FISURAS EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES TÍPICAS.



FOTO # 5 .- FISURAS EN MUROS DIVISORIOS DE ESCALERAS.



FOTO # 6 .- CALA POR EL EXTERIOR DEL CAJON DONDE EXISTE MURO DE TABIQUE EN VEZ DE CONCRETO (ESQUINA NORESTE).

**BIBLIOGRAFIA**

- 1.- **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ( R.C.D.F. - 1993 )  
y sus Normas Técnicas Complementarias .**
- 2.- **Oscar M. González Cuevas  
Francisco Robles Fernández - Villegas  
Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado , Edit. Limusa 1986 .**
- 3.- **Roberto Meli Piralla.  
Diseño Estructural , Edit. Limusa 1991**
- 4.- **Eulalio Juárez Badillo  
Alfonso Rico Rodríguez  
Mecánica de suelos Tomo II . Edit. Limusa 1986**
- 5.- **T. William Lambe  
Robert V. Whitman  
Mecánica de Suelos . Edit. Limusa 1991**
- 6.- **Manual de Construcciones en Acero .  
Instituto Mexicano de la Construcción en Acero , A.C.**