



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

23
156

EJEMPLO PARA UN CASO DE ESTUDIO
PROYECTO DE INGENIERIA APLICADO
A UN EDIFICIO ALTO

T E S I S

que para obtener el título de

I N G E N I E R O C I V I L

p r e s e n t a :

FRANCISCO JAVIER DE PABLO SERRA

Mexico, D. F.

1983



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	Pag.
CAPITULO I	Análisis de Factibilidad Financiera
	1
1.- Descripción general del proyecto,	
1.1 Análisis previo a la realización del proyecto.	1
1.2 Descripción del proyecto.	4
2.- Evaluación financiera.	
2.1 Características financieras.	10
2.2 Análisis de flujo de recursos.	12
2.3 Análisis financiero.	14
CAPITULO II	Estructura.
	19
1.- Sistema de estructuración,	
2.- Análisis preliminar de la estructura.	24
2.1 Dimensionamiento preliminar de miembros.	24
2.2 Determinación de cargas.	25
2.3 Análisis sísmico estático.	30
2.4 Resultados obtenidos.	32
3.- Análisis por carga vertical.	34
3.1 Idealización de los distintos marcos.	34
3.2 Cargas en los diferentes miembros.	38
3.3 Resultados.	
4.- Análisis sísmico definitivo.	56
4.1 Modos de vibrar.	56
4.2 Estudio de torsión.	59
4.3 Resultados	72
5.- Superposición de efectos de carga vertical mas sismo.	73
5.1 Diagramas de momentos.	73
5.2 Diagramas de fuerzas cortantes.	77
5.3 Tabla de columnas.	78

6.- Diseño de miembros estructurales tipo.	Pág. 82
6.1 Diseño de losas y traves	84
6.2 Diseño de columnas.	98

CAPITULO III. Cimentación.

1.- Introducción.	102
2.- Estudio de mecánica de suelos.	103
2.1 Características estratigráficas.	106
2.2 Pruebas de laboratorio.	109
2.3 Capacidad de carga.	115
2.4 Análisis de hundimientos.	123
2.5 Conclusiones.	126
3.- Tipo de cimentación.	128
3.1 Estimación de cargas.	129
3.2 Conclusiones	131
4.- Análisis de la cimentación.	134
4.1 Procedimientos de cálculo.	135
4.2 Idealización de la cimentación. Análisis.	139
4.3 Cargas de diseño.	157
4.4 Resultados.	158
5.- Diseño de la cimentación.	160
5.1 Distribución del acero.	166
6.- Comentarios.	171

CAPITULO IV. Instalaciones.

1.- Introducción.	173
2.- Instalación Hidráulica.	174
2.1 Características generales.	175
2.2 Procedimiento de cálculo.	176
2.2.1 Cálculo hidráulico por planta.	178
2.2.2 Evaluación de pérdidas.	180
2.2.3 Esquema de la instalación.	185
2.2.4 Diseño del sistema.	194
2.3 Conclusiones.	204

3.-	Instalación Sanitaria	Introducción.	Pág. 206
	3.1	Características generales.	207
		3.1.1. Elementos que forman la instalación.	207
	3.2	Procedimiento de cálculo.	210
		3.2.1. Dimensionamiento del sistema.	211
	3.3	Conclusiones.	218
4.-	Instalación Eléctrica.	Introducción.	219
	4.1	Características generales.	220
	4.2	Descripción de la instalación.	221
	4.3	Procedimiento de cálculo.	223
		4.3.1 Requerimientos para iluminación.	226
		4.3.2 Necesidades para contactos.	236
		4.3.3 Estimación de la carga. Diseño de la instalación.	237
	4.4	Conclusiones.	247
CAPITULO V.		Proceso Constructivo.	248
1.-	Introducción.		248
2.-	Programa general de obra.		249
	2.1	Método de la ruta crítica.	251
3.-	Procedimiento de excavación.		255
	3.1	Excavación a cielo abierto.	256
		3.1.1 Balanceo del equipo.	262
	3.2	Excavación de la zona de colindancia.	270
4.-	Construcción de la estructura.		274
	4.1	Muro perimetral.	274
	4.2	Cimentación.	277
	4.3	Superestructura.	281
5.-	Comentarios.		286

CAPITULO I

I. ANALISIS DE FACTIBILIDAD FINANCIERA.

1. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO:

En este capítulo se tratará de establecer la factibilidad financiera del proyecto, entendiendo por tal el proceso mediante el cual se justifica la realización de un proyecto. El estudio de factibilidad puede mostrar ventajas, que pueden ser financieras como en el presente trabajo, o sociales en otros casos y que servirán para validar el proyecto.

Como elemento importante para el desarrollo de este estudio es necesario, aunque sea de manera aproximada, conocer la forma en que se desarrollará el flujo de recursos. En realidad se hará una simulación del proceso ingresos-egresos en un tiempo que corresponda a la duración del proyecto.

Hay que hacer notar que estos estudios se realizan a nivel-anteproyecto, es decir, los volúmenes que se manejan no pueden ser totalmente precisos, aunque si lo suficientemente - aproximados para que los resultados sean razonablemente - - aceptables.

Por lo tanto, de acuerdo a lo anterior, el primer paso a -- seguir es tener un conocimiento lo más exacto posible de -- las características de nuestro proyecto.

1.1 ANALISIS PREVIO A LA REALIZACION DEL PROYECTO:

Se tratará de proyectar un edificio de oficinas en un terre no localizado en una zona céntrica de la Ciudad de México.

Las dimensiones del lote se muestran en la figura # 1.1

Para determinar la altura del edificio y el número de lugares necesarios para estacionamiento, se hace necesario aplicar el Reglamento de Construcciones del D.F., que establece ciertas restricciones o limitaciones que han de tomarse en cuenta antes de realizar el proyecto. Entre ellas tenemos - principalmente:

1 Altura máxima del edificio

2 Superficie descubierta

A continuación se analizará cada una de ellas.

1.1.1 ALTURA MAXIMA DEL EDIFICIO:

El Reglamento de Construcción del D.F. establece lo siguiente:

ARTICULO 70: Altura máxima de las edificaciones:

- " Ningún punto de un edificio podrá estar a mayor altura -- que dos veces su distancia máxima a un plano virtual vertical que se localice sobre el alineamiento opuesto de la calle.

Para los predios que tengan frente a plazas y jardines, - el alineamiento opuesto para los fines de este artículo, - se localizará a 5 m. hacia adentro de la guarnición de la acera opuesta ".

Para fines de análisis se supondrá el edificio con un ancho de 25 m. en el lado más desfavorable.

1.1.2 SUPERFICIE DESCUBIERTA:

En el caso de alturas mayores a las establecidas en el artículo 73 " la dimensión mínima del patio deberá ser equivalente a la quinta parte de la altura total del paramento vertical que lo limite ".

Para poder hacer un mejor aprovechamiento del terreno, el -- edificio deberá acercarse lo más posible a los extremos del predio, de acuerdo a la figura 1.2

La altura máxima del edificio de acuerdo al Reglamento será:

$$\frac{h}{5} + 25.00 + \frac{h}{2} = 58.00 + 18.00 + 5.00 \quad \text{--} \quad h = 80 \text{ m.}$$

Siendo la dimensión mínima del patio, considerando dicha altura:

$$\frac{h}{5} = \frac{80}{5} = 16.00 \text{ m.}$$

De acuerdo a lo anterior y suponiendo una altura de entreti-

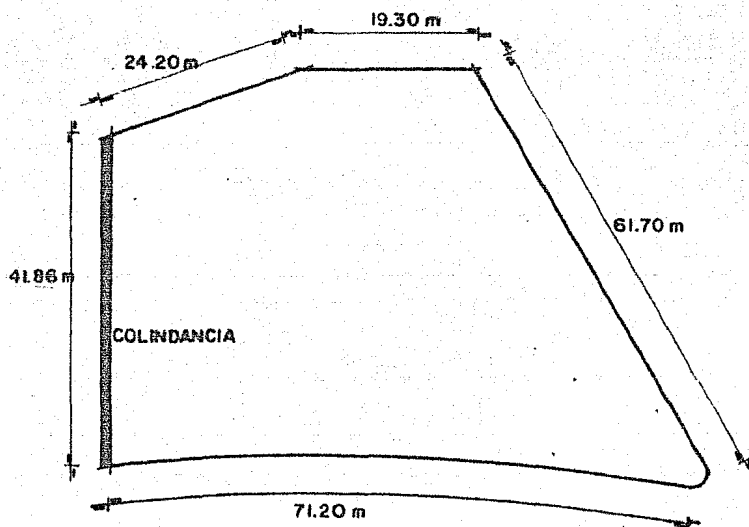


FIGURA I.1

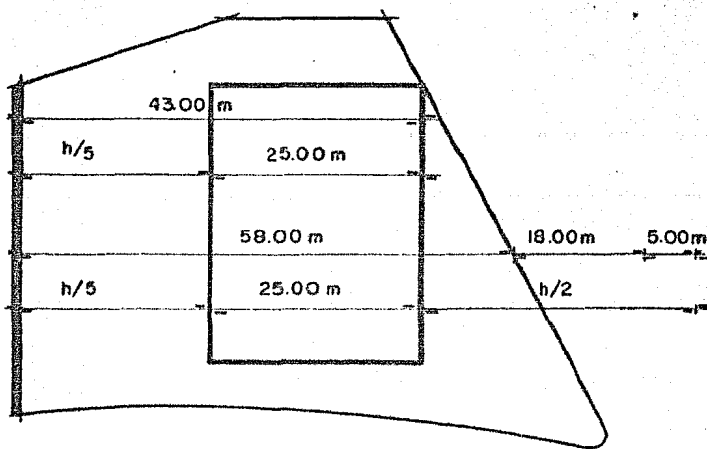


FIGURA I.2

so igual a 3.60 m., el número de pisos será igual a:

$$\frac{80}{3.60} = 22 \text{ pisos}$$

3.60

De los cuales solamente 20 alojarán oficinas, ya que uno de los dos restantes se utilizará como cuarto de máquinas, y el otro como helipuerto.

1.1.3 SUPERFICIE DE ESTACIONAMIENTO:

Con objeto de definir adecuadamente nuestro proyecto, necesitaremos conocer además de la altura del edificio, el área que tendremos que destinar a estacionamiento.

Esto viene a ser muy importante si pensamos aprovechar la totalidad del predio en niveles subterráneos.

Para este cálculo se supondrá que se requiere un cajón de estacionamiento por cada 50 m². de oficina. Cada uno se tomará de 25 m². de superficie, que incluye el porcentaje correspondiente a áreas de circulación.

$$\text{AREA DE OFICINAS} = 25.62 \times 42.09 \times 21 = 22638 \text{ m}^2.$$

$$\text{NUMERO DE CAJONES} = \frac{22638}{50 \text{ m}^2} = 453 \text{ cajones}$$

$$\text{SUPERFICIE ESTACIONAMIENTO} = 453 \times 25 = 11325 \text{ m}^2.$$

La cantidad anterior corresponderá a 4 niveles de estacionamiento considerando que el área total del predio es de 3000 m².

De acuerdo a las conclusiones anteriores se analizará un edificio de las características mostradas en la figura 1.3.

1.2 DESCRIPCION DEL PROYECTO:

En los puntos anteriores se ha mostrado el procedimiento -- que normalmente se sigue para la determinación de las características generales del edificio.

Como ya sabemos, se encontrará localizado en una zona céntrica, por lo que puede pensarse en hacer oficinas de lujo, que llevan a considerar precios un poco más elevados en lo

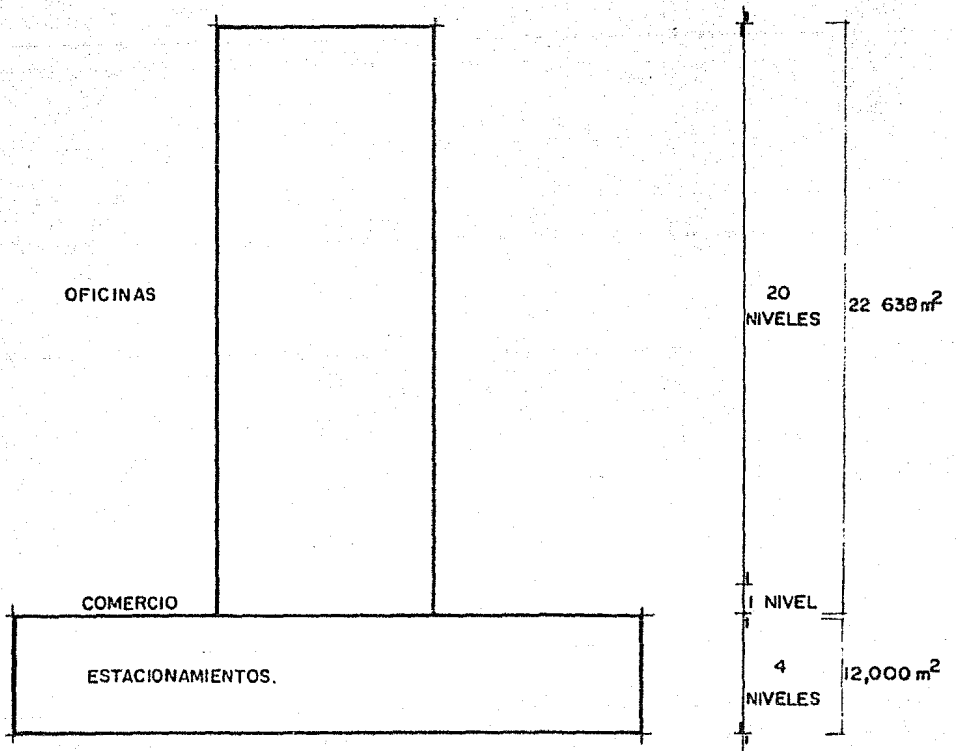


FIGURA 1.3

correspondiente a acabados.

No hay que olvidar que nos encontramos en la fase de anteproyecto por lo que todavía no están bien definidos todos los puntos del proyecto.

El proyecto consta entonces de 4 niveles de estacionamiento que ocupan la totalidad del predio, del nivel de la calle - hacia abajo, lo que implica grandes volúmenes de excavación y un procedimiento constructivo adecuado para la contención de tierras. Esto se ve reflejado de alguna forma en los costos de la estructura en los estacionamientos, y en el programa de obra.

Podemos suponer una estructura de concreto en su totalidad. Los estacionamientos estarán formados por rampas donde se podrán colocar los coches y que servirán a su vez para pasar de uno a otro nivel.

El cuerpo del edificio será rectangular, contando con dos áreas para servicios. En una de ellas se alojarán los elevadores, mientras en la otra se encontrarán las escaleras y sanitarios.

Será necesario un helipuerto en la parte superior, tanto -- por cuestiones de servicio a los usuarios, como por razones de seguridad en un momento dado.

Se contará con dos grandes áreas de plaza. La mayor, localizada frente a la entrada principal al nivel de la calle, y la otra en la parte posterior, aproximadamente a 2 m. sobre el nivel de banqueta, y a la que se tendrá acceso únicamente por el interior del edificio.

Los procedimientos de construcción que se utilizarán serán relativamente novedosos, por lo que podrá suponerse un incremento en los rendimientos.

La fachada del edificio se considerará completamente de vidrio dada la tendencia de las edificaciones de estas características en la actualidad.

Lo correspondiente a instalaciones se hará de la forma más-

sencilla posible. En su mayoría serán aparentes en los estacionamientos, como son los casos de aire acondicionado, hidráulica y sanitaria, y contra incendios. En oficinas se -- colocará todo sobre los plafones, bajo los firmes de los -- pisos, o bien en los ductos diseñados especialmente para -- instalaciones.

Fuera del área del edificio, se contará con una zona destinada básicamente a instalaciones cuya altura sobre el nivel de la calle será aproximadamente de 6 m. allí se localizará tanto la planta de emergencia, como los transformadores para la acometida de electricidad.

2. EVALUACION FINANCIERA:

A través de este proceso se determinará el flujo de recursos económicos durante la realización del proyecto.

Como egresos deben considerarse los siguientes conceptos:

- 1) Costo del terreno
- 2) Proyecto arquitectónico y de ingeniería
- 3) Costo de construcción
- 4) Costos de operación
- 5) Costos por financiamiento

Para hacer la " simulación " del flujo de recursos, es necesario tanto un presupuesto como un programa general de obra. La figura 1.4 corresponde al presupuesto. Para obtenerlo se han supuesto los costos unitarios correspondientes al segundo semestre de 1982 y que son promedio de las actividades -- más relevantes que intervendrán en la construcción del edificio. Esto puede hacerse a partir de datos estadísticos de -- obras de características similares o mediante un análisis -- aproximado de los costos.

PRE SUPUESTO:

	<u>CONCEPTO</u>	<u>CANTIDAD</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>P. UNIT.</u>	<u>IMPORTE</u>
<u>CIMENTACION</u>					
1	Trabajos preliminares y excavación	39,200	m3.	540.00	21,168.000.00
2	Concreto en cimentación	4,150	m3.	3,200.00	6,880.000.00
3	Concreto en muros de -- contención	1,200	m3.	4,900.00	5,880.000.00
4	Muros concreto en losas de estacionamiento	11,920	m2.	4,700.00	56,024.000.00
5	Firme de concreto en -- planta estacionamiento	1,900	m2.	1,100.00	2,090.000.00
6	Concreto en columnas	500	m3.	5,700.00	2,850.000.00
7	Acero de refuerzo en ci mentación	740	ton.	50,000.00	37,000.000.00
8	Concreto en muros inter medios	3,000	m2.	8,900.00	26,700.000.00
9	Cisterna	1	lote	800,000.00	800.000.00
			SUMA PARCIAL		\$159,392.000.00
<u>ESTRUCTURA</u>					
1	Concreto en columnas --	1,100	m3.	6,200.00	6,820.000.00
2	Concreto en losas de en trepiso	21,230	m2.	4,700.00	99,781.000.00
3	Concreto en escaleras	480	m2.	4,100.00	1,968.000.00
4	Acero de refuerzo en es tructura	805	ton.	51,500.00	41,457.500.00
			SUMA PARCIAL		\$150,026.500.00
<u>INSTALACIONES</u>					
1	Instalación hidráulica-sanitaria y contra in-- cendios	1	lote		18,000.000.00
2	Instalación eléctrica	1	lote		45,000.000.00
3	Instalación aire acondi cionado	1	lote		60,000.000.00
4	Elevadores	1	lote		50,000.000.00
			SUMA PARCIAL		\$173,000.000.00
<u>ACABADOS</u>					
1	Acabados albañilería en general	33,150	m2.	700.00	23,205.000.00

2	Firmes	24,030	M2	300.00	7,209.000.00
3	Muros	2,110	M2	520.00	1,097.200.00
4	Fachada aluminio y vidrio	15,300	M2	3,500.00	<u>53,550,000.00</u>
			SUMA PARCIAL		\$ 85,061.200.00
			SUMA TOTAL		<u>\$567,479,700.00</u>

FIGURA 1.4

El programa general de obra se muestra en la figura 1.5. Generalmente a este nivel no se elabora a detalle, sino a partir de la experiencia personal, y en base a rendimientos promedio para actividades similares o por medio de datos estadísticos. Hay que aclarar que a pesar de lo anterior, no puede diferir en gran medida del definitivo, ya que ello nos conduciría a un análisis irreal y resultados falsos.

2.1 CARACTERISTICAS FINANCIERAS:

Una vez conocido el programa general de obra, que todavía no es definitivo puesto que el estudio es a nivel de anteproyecto, se está en posición de hacer un análisis financiero. Esta parte es sumamente importante ya que requiere de cierto grado de experiencia pues es necesario establecer algunas suposiciones que si bien pueden estar basadas en índices o tendencias anteriores, deben complementarse con otro tipo de estudios específicos, como el de investigación de mercado. Parte importante sobre todo en este momento, es el índice de inflación ya que estas inversiones son a largo plazo.

Una primera hipótesis es suponer que se cuenta con todo el capital necesario para la ejecución de la obra. Esto representa ventajas desde muchos puntos de vista.

En primer lugar no es necesario recurrir a financiamiento, que son difíciles de conseguir, y se dan a unas tasas de interés sumamente altas, que elevan tanto los precios de venta como disminuyen las utilidades finales. Por supuesto esto no es siempre posible, pero si conveniente cuando se cuenta con los medios.

Con respecto a la tasa de interés mencionada anteriormente, cuando se inició este trabajo era del 30% y posteriormente se ha incrementado de manera importante. Su variación no es lineal con respecto al tiempo. Hay un incremento mayor a principio de año, y posteriormente se mantiene con un creci

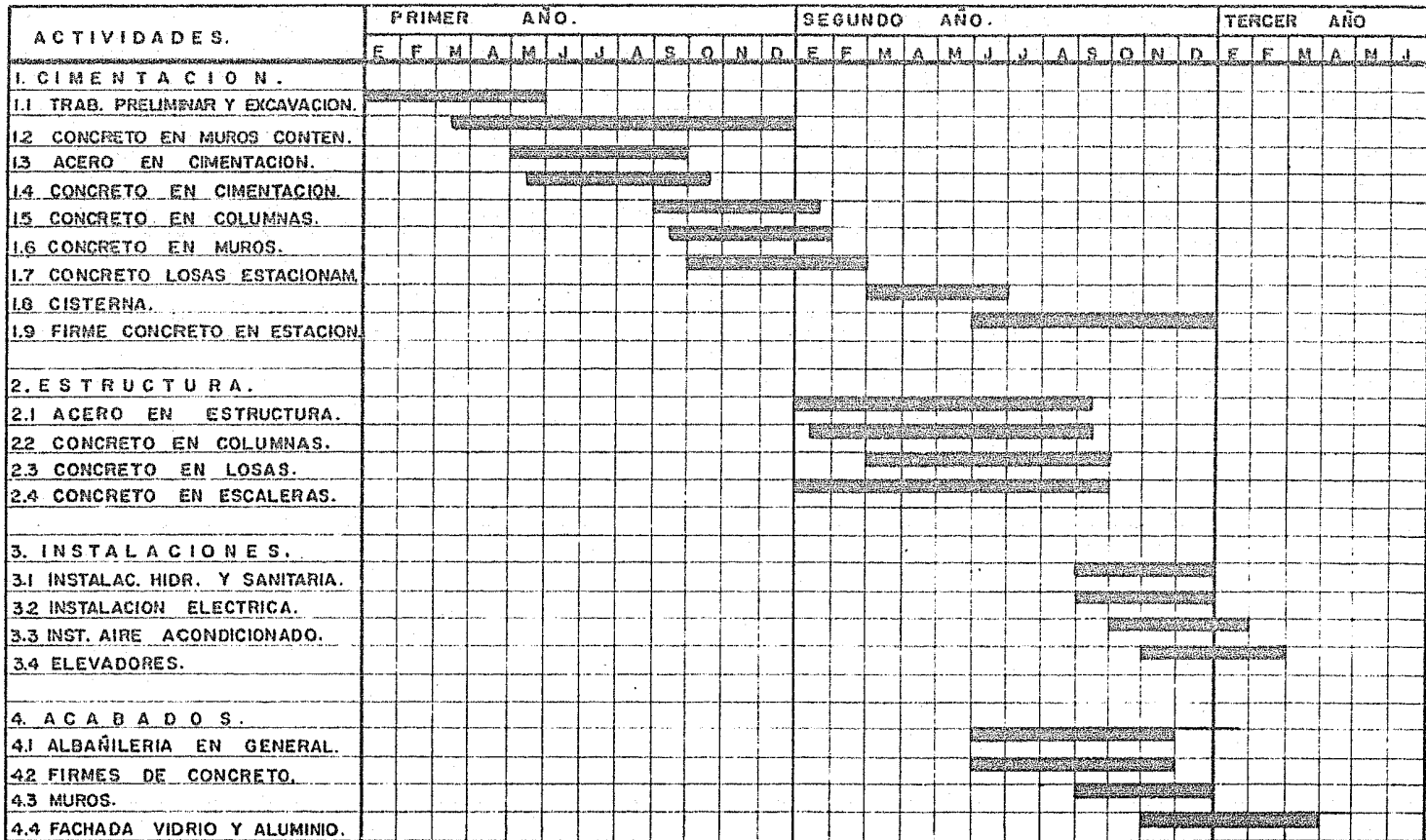


FIGURA 1.5

miento aproximadamente constante.

Con objeto de facilitar los cálculos, se ha supuesto un incremento del 5% en el primer mes, siendo constante y hasta 30% en los meses restantes. (figura 1.6)

No se considera que las diferencias que pueda haber entre lo supuesto y la realidad vaya a ser de gran importancia, más que nada debido al gran número de suposiciones que se hacen en el resto del estudio, y a que de alguna manera no es más que una simplificación no muy alejada de la realidad.

Otra parte esencial se refiere a los ingresos por concepto de ventas. Se ha supuesto que hay preventa es decir, se hace una campaña de propaganda paralela a la construcción de la obra, por lo que habrá ventas antes de la terminación del edificio. Se puede considerar que en principio el ritmo será bajo. Se supuso a razón de media planta mensual, que llega a una a partir de la fecha de terminación total de la obra. Es justo aquí donde adquiere gran relevancia la veracidad del estudio de mercado hecho con anterioridad, y que dependerá fundamentalmente de las características de la obra y su localización.

Hay que tener cuidado con las preventas, ya que pueden ser peligrosas en caso de aparecer problemas de ejecución o financieras que retrasen la entrega de la obra. Esto es muy importante porque de ello dependerá la inversión que tengamos que hacer; de no ser correcta su estimación, podría conducir a la necesidad de algún tipo de financiamiento.

2.2 ANALISIS DE FLUJO DE RECURSOS:

Se hace a partir del programa general de obra, en el que se tienen volúmenes totales por concepto, y la duración total de cada actividad. Debido a la incertidumbre que se tiene en cuanto a la distribución de la obra por ejecutar dentro del tiempo considerado para cada concepto, lo que comúnmente se hace es suponerla uniforme. Por ejemplo, si

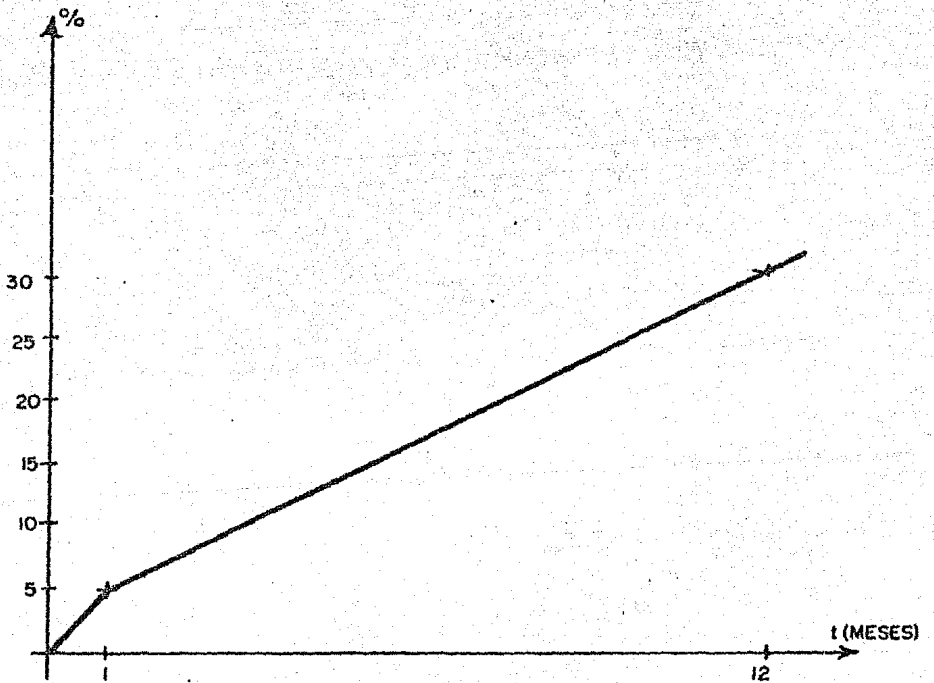


FIGURA 1.6

observamos que la excavación durará 5 meses, suponemos que tanto al principio como al final el ritmo de los trabajos es menor. Entonces, se tendrán erogaciones por este concepto, de la mitad en el primero y último meses, y uniformes en el resto, llegando al total que tenemos en el presupuesto.

Haciendo lo mismo para el resto de los conceptos, se llega finalmente a una distribución de las erogaciones en el tiempo para cada uno de los conceptos considerados.

Haciendo la suma vertical por intervalo de tiempo considerado, se llega a las erogaciones totales por periodo, que corresponderán al costo directo de obra.

A partir de los resultados obtenidos aquí, pueden hacerse ajustes al programa de obra, en caso de que las erogaciones no sigan una tendencia definida a lo largo del tiempo.

A las cantidades halladas, habrá que sumar lo correspondiente a administración y proyecto, y en general todo aquello que influya de manera decisiva en los pagos que se hagan.

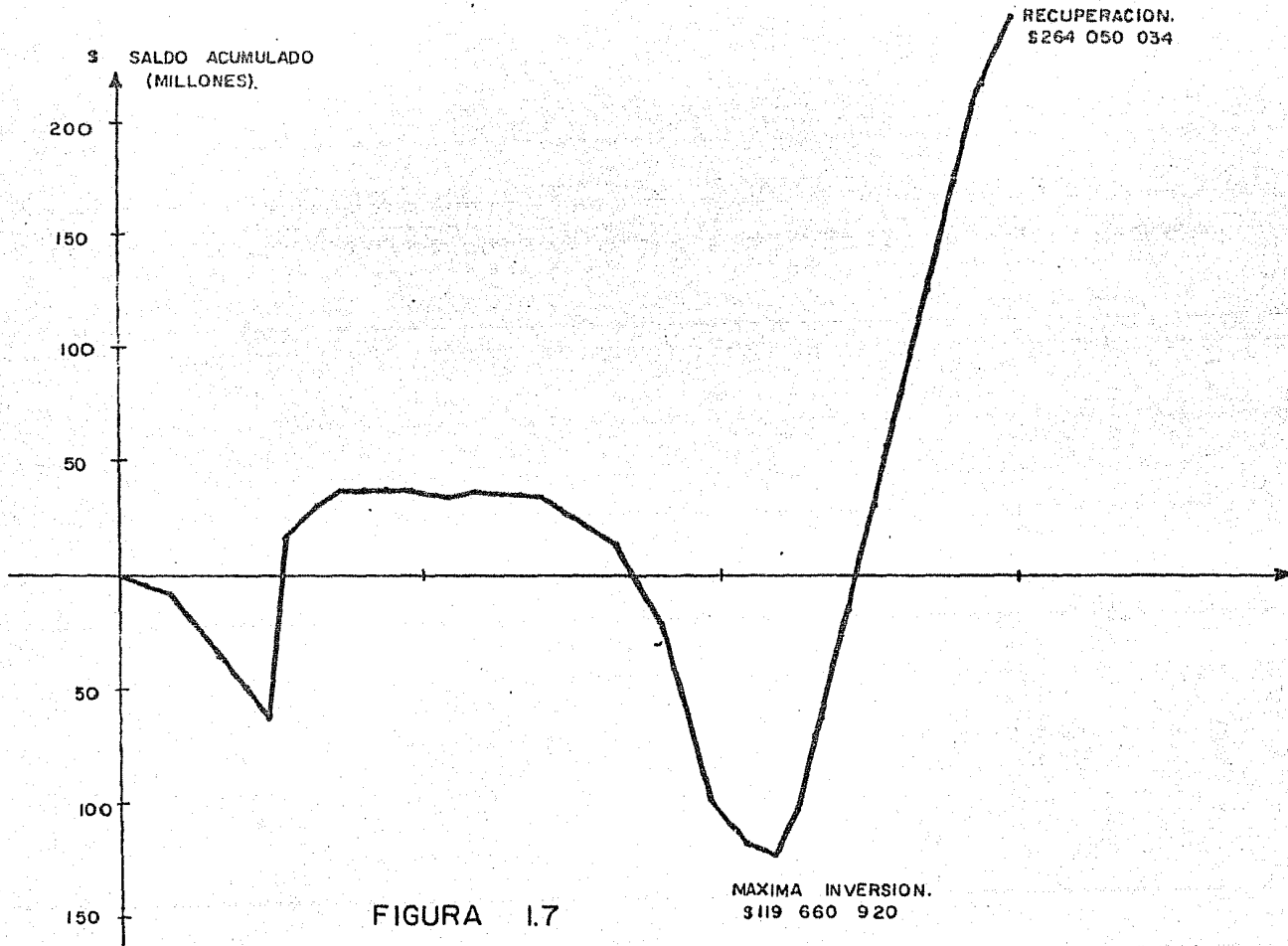
Por otra parte se toman en cuenta los ingresos obtenidos -- por concepto de ventas, como se explicó anteriormente.

De acuerdo a todo lo anterior, estamos en posición de hacer los ajustes correspondientes por inflación, y conocer por otra parte la inversión necesaria, y la recuperación de capital. De ello dependerá la decisión de hacer o no la obra, desde el punto de vista financiero.

2.3 ANALISIS FINANCIERO:

Una vez hechos los cálculos correspondientes, se procede a un análisis, esto es, interpretar los resultados. (figura - 1.7)

En nuestro caso particular puede observarse una tendencia lógic~~a~~ en cuanto a erogaciones totales. En principio son bajas y van aumentando al transcurrir el tiempo y avanzar los trabajos. Se observan dos zonas: una de ellas al princi



pio y la otra al final, donde se presentan máximos. Esto es más que nada debido a las características de la obra, que han hecho que se pueda dividir, primero en los trabajos correspondientes a estacionamiento y segundo en la torre propiamente dicha, y al programa de ventas. El hacer los ajustes por inflación nos conduce a saber las cantidades que se manejarán, a precios del momento en cuestión, datos sumamente útiles para ir haciendo los ajustes correspondientes en el transcurso del tiempo.

Con respecto a las ventas, se hizo un análisis aproximado del precio a que se venderá cada piso, de la forma siguiente:

COSTO DE OBRA	\$ 567,479.700.00
ADMINISTRACION	56,747.700.00
PROYECTO	<u>43,398.376.00</u>
	667,625,776.00
UTILIDAD (40%)	<u>267,050.310.00</u>
TOTAL	\$ 934,676,086.00
PRECIO/PLANTA = $\frac{934,676,086}{20}$	= 46,733.804.00
PRECIO POR M2 = $\frac{46,733,804}{1078}$	= 43,352.00

La cantidad anterior puede parecer alta, aunque hay que tener en cuenta que se trata de oficinas de lujo localizadas en un lugar de gran demanda, y que dentro de ese precio se incluye el espacio correspondiente a estacionamiento.

La diferencia entre los costos de producción y los ingresos por ventas, nos dará un saldo. Este se encuentra entre paréntesis cuando se trata de números "rojos" o adeudos. Su valor acumulado mostrará la inversión necesaria para ejecutar el proyecto y obtener las utilidades deseadas. Aquí será necesaria una inversión de 120 millones para tener utilidades por 264 millones en un periodo de 3 años 11 meses a partir de la iniciación de la obra.

Para saber si es conveniente o no hacer la inversión se -- comparan las utilidades obtenidas, con las que se tendrían en caso de colocar el dinero al banco para que produjera - intereses.

Para ello podemos hacer una tabla como sigue, donde los intereses producidos el primer año se toman como la mitad en virtud de que todo el dinero no se mete simultáneamente, - sino a lo largo del periodo. Simplificación válida para -- los fines buscados.

AÑO	INVERSION	INTERESES EN INSTITUCION BANCARIA			TOTAL	VALOR ACTUA LIZADO AL - TERCER AÑO
		1ER. AÑO	2° AÑO	3ER. AÑO		
1	61'675,120	9'251,268	18'502,536	18'502,536	46'256,340	118,841,571
2	36'531,884	----	5'479,783	10'959,565	16'439,348	54'148,583
3	21'453,916	----	----	3'218,087	3'218,087	24'461,228
						197'451,382 =====

De acuerdo al análisis de flujo de recursos se tendrá una - recuperación de 267,050.310.00 quedando una utilidad neta - antes de los impuestos:

RECUPERACION	\$ 267,050.310.00
COSTO TERRENO	<u>60,000.000.00</u>
UTILIDAD NETA	207,050.310.00

De acuerdo a lo anterior se tendrá una utilidad real, tomando en cuenta la pérdida del valor de los recursos, al final del tercer año de:

$$\frac{207,050,310}{197,451,382} \approx 1.05 \quad 5\%$$

Lo que significa que se conservará el valor de la inversión y se obtendrá una utilidad adicional del 5%.

La inversión se recuperará a partir de junio del 3er. año, como se muestra en la figura 1.7.

CAPITULO II

E S T R U C T U R A

1. SISTEMA DE ESTRUCTURACION:

Este es el primer paso a seguir para iniciar el cálculo de la estructura. Debemos definir que características tendrá, desde los materiales empleados, hasta tipo de miembros como trabes, losas, etc.

Se requiere de un conocimiento preciso del destino que se dará al edificio para determinar las cargas que actuarán en un momento dado. La estructuración podrá hacerse cuando se cuente con un proyecto arquitectónico, que si bien debería ser definitivo, generalmente no lo es, aunque los cambios no son realmente trascendentes. Con esto estamos en posición de determinar las características particulares de los miembros resistentes e ir viendo la forma en que se dará rigidez a la estructura.

Es común que cuando se presenta el proyecto, ya se haya hecho una estructuración muy burda. Esto es, los proyectistas hacen una serie de proyectos donde ubican principalmente muros y columnas con secciones que consideran adecuadas.

La labor del estructurista será determinar si dichas propuestas son convenientes o si es necesario hacer algun cambio, a traves de todos los análisis que se describirán más adelante.

El caso particular que se trata se refiere a una estructura de concreto. No se consideró conveniente una de acero o una mixta por varias causas. Por una parte el proyecto arquitectónico se apega completamente a las formas y dimensiones que puede adquirir el concreto. Por otra parte, económicamente no representaba ventajas una de acero, ya que no se trataría de un edificio excesivamente alto. En resumen, una estructura de concreto representaba ventajas tanto económicas como de tipo constructivo y arquitectónico. Para definir las caracte-

rísticas particulares de sus partes integrantes, es necesario como se mencionó antes, conocer bien su geometría, así como el uso a que será destinado.

En este ejemplo, la mayor parte de las medidas de los elementos seguían un patrón definido, un módulo que era necesario respetar. La sección de las columnas debía permanecer constante del nivel de la plaza hacia arriba, por lo que los trabajos se concretaron a dar el armado necesario en cada zona. Dados los claros y las cargas actuales, se requeriría un espesor considerable de losas y traveses por lo que se optó por la solución de losas encasetonadas que daban un peralte de 35 cm. aligerando de manera importante el peso propio.

Una losa encasetonada corresponde a una de mayor peralte que lo normal, formada por una retícula de nervaduras con espacios huecos entre ellas. Este sistema de piso tiene una rigidez menor que el formado por traveses, y losa.

El piso se apoya directamente sobre las columnas. Para el análisis estructural se considera que se formaran marcos con las columnas.

El cálculo de la rigidez de las traveses de esos marcos se hace considerando un ancho equivalente de losa, dado por la siguiente expresión:

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

L_2 = Claro del tablero que se considera en la dirección en que se mide el ancho equivalente.

L_1 = Claro en la dirección que se analiza.

C = Dimensión de la columna en la dirección de L_2 .

Se distinguen dos tipos de franjas de acuerdo a la figura # 2.1.

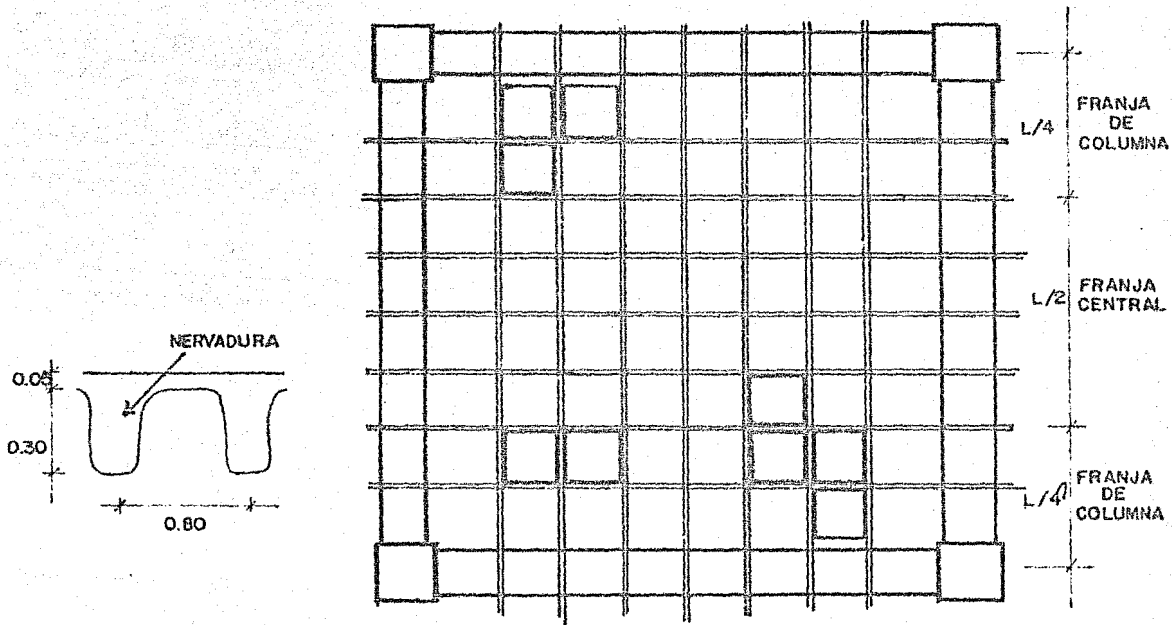


FIGURA #2.1

Sin embargo, la rigidez de la estructura no era suficiente, problema que se solucionó mediante los dos módulos de servicio. Ya que se inician en la cimentación y llegarán hasta lo más alto de la torre, se hizo que tomaran gran parte de las cargas, al mismo tiempo que debido a su sección daban gran rigidez a todo el conjunto. De esta manera se llegó a una estructura con ciertas características propias que se adaptaban tanto al proyecto arquitectónico, como a las necesidades estructurales. En resumen podemos decir que lo que se creyó más conveniente fué una estructura de concreto cuya rigidez estaría dada basicamente por dos núcleos de muros interiores; con un sistema de piso formado por losas escasetonadas. La disposición de las columnas cumplió con las necesidades arquitectónicas, formandose una reticula de 8.24 x 8.24 m.

En la etapa de estructuración se plantean necesidades de todo tipo, incluyendo constructivas, que darán la pauta para llevar a cabo un buen proyecto, y que en muchos casos puede significar un ahorro con-

siderable dentro del total de la obra,

Como veremos más adelante el análisis de la estructura se hace por computadora. Para ello se emplea generalmente el programa STRESS. El STRESS se basa en el método de flexibilidades. Resuelve un sistema de ecuaciones que relaciona desplazamientos, flexibilidades y fuerzas internas. La flexibilidad se define:

$$f = \frac{\Delta}{F}$$

Δ = desplazamiento
 F = fuerza

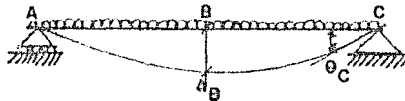
Si por ejemplo se tiene una viga como la siguiente:



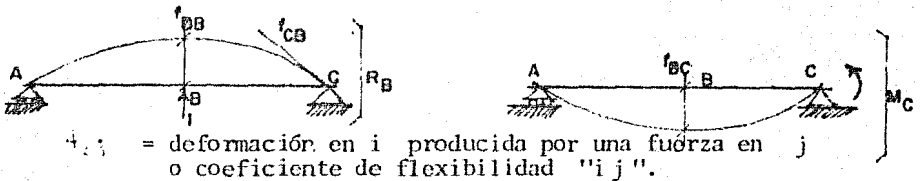
Tomando como incognita a R_B y M_C , queda la siguiente isostática fundamental:



Aplicando las cargas originales, se producen deformaciones:



De acuerdo a este método, hay que aplicar cargas unitarias en la posición de las redundantes escogidas, multiplicándolas por el valor de las fuerzas a fin de anular la deformación isostática.



De acuerdo a lo anterior, tendremos las siguientes ecuaciones de com

patibilidad:

$$\begin{cases} \Delta_B + f_{BB} P_B + f_{BC} M_C = 0 \\ \theta_C + f_{CB} P_B + f_{CC} M_C = 0 \end{cases}$$

EN FORMA MATRICIAL :

$$\begin{matrix} \begin{bmatrix} \Delta_B \\ \theta_C \end{bmatrix} & + & \begin{bmatrix} f_{BB} & f_{BC} \\ f_{CB} & f_{CC} \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} P_B \\ M_C \end{bmatrix} & = & \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \\ \uparrow & & & \uparrow & & \uparrow \\ \text{DESPLAZAMIENTOS} & & \text{MATRIZ DE FLEXIBILIDADES} & & & \text{INCÓGNITAS} \end{matrix}$$

Cuya solución es fácil mediante el uso de computadoras.

Para cada miembro se necesita la matriz de flexibilidades. Combinando las matrices correspondientes a los miembros que coincidan en un nudo, se obtiene la matriz de flexibilidades de toda la estructura, con la que se pueden encontrar las fuerzas en cada junta.

2. ANÁLISIS PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA:

Hasta este momento sólo se han determinado las principales características estructurales del edificio, aunque se requiere de un análisis preliminar para contar con una serie de datos más precisos entre otros, sobre la rigidez de la estructura, e iniciar lo que es en sí el diseño. Se entiende por rigidez en el extremo de un elemento a la fuerza que hay que aplicar en dicho punto para obtener una deformación unitaria.

Ya se mencionó que se tiene idea aproximada de las secciones de los miembros desde el punto de vista de proyectos arquitectónicos aunque esto no es suficiente. Hay que revisar esas secciones para las condiciones de servicio, por lo que hay que realizar un dimensionamiento preliminar que se explicará más adelante.

A su vez, podremos determinar las cargas sobre cada miembro de una forma muy aproximada.

El otro dato que haría falta determinar, serían las fuerzas horizontales por sismo. Esto se hace mediante un análisis estático, de acuerdo a lo especificado en el Reglamento de Construcciones del D.F. (R.C.D.F.). Más adelante se obtienen una serie de datos necesarios para el diseño de los mismos.

Es decir, es una etapa en la que se hacen algunas suposiciones, básicamente en cuanto a secciones se refiere, realizándose los primeros cálculos cuyos resultados servirán posteriormente para obtener los definitivos.

A continuación se explicará el proceso que se sigue dentro de la fase preliminar de análisis de la estructura.

2.1 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE MIEMBROS:

Casi en un principio, es posible establecer la carga viva que se empleará en el diseño. Sin embargo no sucede lo mismo con la carga

muerta. Para determinarla se necesita cuando menos tener una idea muy aproximada de las secciones de trabes, columnas, muros y losas para determinar su peso, además de otra serie importante de características geométricas como momentos de inercia principalmente. Para llevar a cabo este tipo de dimensionamiento, no hay reglas específicas o pasos a seguir. Generalmente se tienen dos caminos: El primero de ellos consiste en hacer un cálculo sumamente burdo y rápido, y el segundo y posiblemente el más utilizado, se basa en la experiencia personal del estructurista, que a partir de cargas aproximadas determina secciones muy ajustadas a las requeridas. -- Mientras más cerca estén de la realidad se evitará trabajo posterior, pues no se sabrá si la sección es adecuada hasta estar diseñando dicho miembro en particular, como se verá en puntos posteriores. Esto nos lleva a la conclusión de que lo más conveniente es -- una mezcla de las dos alternativas: proponer una sección en base a nuestra experiencia, y verificarla mediante un cálculo simple. - Este dimensionamiento interesa principalmente para establecer el valor de la carga muerta en el proceso de análisis preliminar manteniéndose las secciones a menos que alguna de ellas sea insuficiente. Si estimamos las cargas y se obtiene el momento máximo, sustituyendolo en la ecuación siguiente:

$$\frac{M}{bd^2} = FR p f_y \left(1 - \frac{p m}{2} \right) \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} \quad p = 0.18 \frac{f'_c}{f_y}$$

FR = factor de reducción de resistencia

se puede despejar el valor d correspondiente al peralte de la pieza habiendo supuesto el ancho b.

Este procedimiento, válido para secciones simplemente armadas puede dar una idea aproximada.

2.2. DETERMINACION DE CARGAS

Este es uno de los puntos más importantes dentro de todo el proceso.

La estimación de cargas deberá hacerse tanto de acuerdo al Reglamento de Construcciones como a la experiencia que tenga el proyectista. Si se diseña con valores inferiores a los que actúan normalmente, seguramente se presentarán problemas que pueden llegar a ser muy graves. Si por el contrario se emplean cantidades mayores, estará diseñándose una estructura muy sobrada, que desde el punto de vista económico no es conveniente. En cuanto a la carga viva, se podría usar estrictamente lo marcado en el Reglamento para el tipo de estructura que se trata. Sin embargo, dicha cantidad no contempla lo correspondiente a muros divisorios, tuberías e instalaciones, y como en muchas ocasiones su ubicación no está definida o definitivamente no se encuentra dentro del proyecto, su peso deberá considerarse junto con la carga viva.

Por otra parte, los valores de carga viva que se consideren variarán dependiendo de lo que se este analizando de acuerdo a las especificaciones (RCDF).

Para valuar la carga muerta se tomará en cuenta todo lo que influya en cada marco.

Si se analiza por ejemplo uno de los marcos de fachadas, se tendrá lo siguiente: (ver figura #2.2).

CORTE TIPO DE LOSA

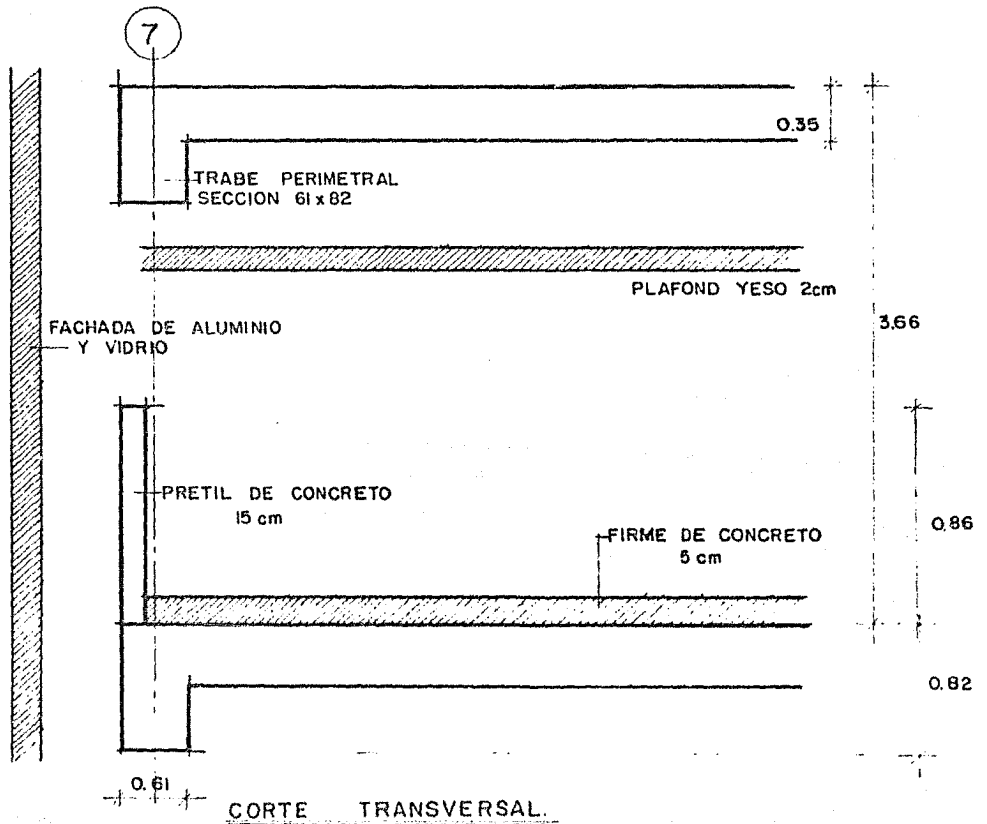
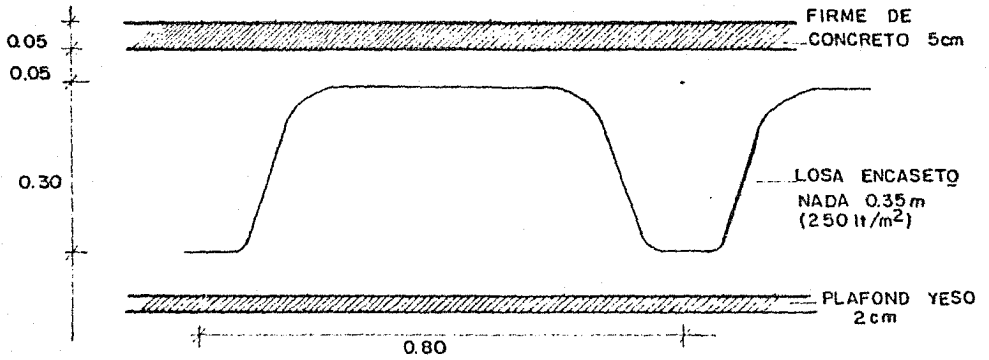


FIGURA # 2.2

CARGA MUERTA

LOSA ENCASETONADA:

LOSA	$0.25 \times 2400 = 600$	Kg/m ²
FITTE	$0.05 \times 2200 = 110$	Kg/m ²
PLAFOND		30 Kg/m ²
SOBRECARGA (RCDF)		<u>40 Kg/m²</u>
		770 Kg/m ²

TRABE PERIMETRAL	$(0.82) \times 0.61 \times 2400 = 1200$	Kg/m
PRETIL	$0.15 \times 0.82 \times 2400 = 295$	Kg/m
FACHADA		80 Kg/m
FACHADA (VIDRIO 6 mm)	$3.66 \times 0.006 \times 3100 = 68$	<u>Kg/m</u>
		1,643 Kg/m

Cantidades a las que tendrá que sumarse lo correspondiente a carga viva, que en este caso se tomará de 400 Kg/m² para dimensionamiento estructural. Cantidad mayor a la especificada en el Reglamento, que de acuerdo al área tributaria de losa en éste caso sería de 250 Kg/m². Dicha diferencia cubrirá lo correspondiente a muros divisorios, instalaciones, etc. no considerado en cálculos anteriores. Esto está del lado de la seguridad considerando que los edificios de oficinas sufren modificaciones en su distribución, por lo que no pueden considerarse cargas de este tipo con una ubicación precisa permanente. De manera similar, podemos establecer cargas para diseño de la cimentación o para análisis sísmicos:

DISEÑO CIMENTACION	1000 Kg/m ²
ANALISIS SISMICO	370 Kg/m ²

donde las variaciones entre unos y otros, se deben basicamente a los valores tomados para carga viva. De acuerdo al RCDF, para el diseño estructural de la cimentación, deberá tomarse como mínimo 250-Kg/m² para carga viva, que sumado a la carga muerta nos dá 1000 Kg/m²; de manera similar para el diseño sísmico se tiene un mínimo de 90 Kg/m², aunque en el caso que se trata se tomaron 140 Kg / m².

Esto es valido ya que las cantidades que aparecen en el reglamento son mínimos recomendables.

Podemos notar que ambas cantidades son menores que aquellas para el análisis de la estructura. En el caso de la cimentación, esto se debe a que es poco probable que la totalidad del edificio se encuentre bajo la acción de la carga viva máxima de diseño, ocurriendo -- una cosa similar en el caso de análisis sísmico.

En ocasiones deben hacerse análisis especiales. Este es el caso del último piso, que se utilizará como helipuerto. Hay que ver el tipo de aparatos que lo usarán, para así determinar valores adecuados a la carga viva.

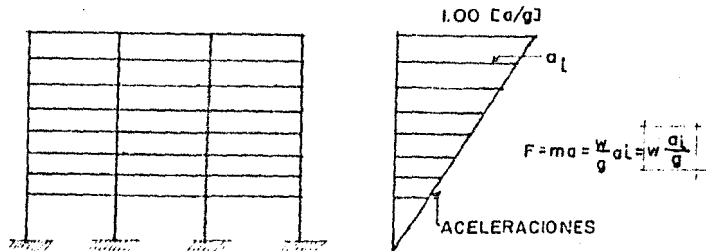
2.3 ANALISIS SISMICO ESTATICO:

El análisis sísmico es uno de los más importantes que se hace durante el proceso de cálculo. El problema es que no se conoce la magnitud de las cargas horizontales ni el instante en que ocurrirán, además que su magnitud depende de la intensidad del sismo y la rigidez de la estructura, por lo tanto hay que ir iterando hasta que las fuerzas sísmicas supuestas sean iguales a las que resulten del cálculo.

Una forma para evitar que este trabajo se prolongue excesivamente es haciendo primero un análisis estático, del cual se obtendrán dos resultados sumamente importantes. Por una parte, las fuerzas sísmicas que se emplearán en el sismo definitivo, que no son más que una primera aproximación, y por otra parte la rigidez de cada marco, y en consecuencia la rigidez del piso necesaria para el análisis sísmico definitivo.

Este estudio, al igual que la mayoría de los demás, se lleva a cabo mediante programas de computadora. En éste caso se utilizó un programa STRESS, dando como datos las fuerzas actuantes en cada nudo, que esta en esta etapa son supuestas.

El análisis sísmico estático supone una variación lineal de las aceleraciones en cada nivel de acuerdo a la figura siguiente:



El máximo se tiene en la parte superior y decrece en forma lineal --

hasta la base de la estructura, de manera que el valor de cada fuerza será proporcional a la altura del piso en que se encuentra aplicada. Por facilidad de cálculo se acostumbra que la mayor aceleración sea igual a 1.0 a/g. De acuerdo a lo anterior, si multiplicamos dichas aceleraciones por el peso de ese nivel (ya sea del marco solo o de un conjunto de ellos, dependiendo de lo que se analice), obtendremos las fuerzas con que alimentaremos el programa de computadora. De acuerdo al RCDF, el edificio se encuentra catalogado dentro del grupo B, correspondiente a construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, y en la zona I- (terreno firme). Según esto le corresponde un coeficiente sísmico:

$$c = 0.16$$

Por coeficiente sísmico se entiende "el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel". Con esto puede calcularse el cortante en la base, y la fuerza sísmica correspondiente.

Ductilidad se refiere a la capacidad que tiene una estructura para deformarse sin sufrir daños. El reglamento especifica un factor de ductilidad igual a 4 para este tipo de estructura, cantidad que divide al cortante en la base, por lo tanto disminuyendo todas las fuerzas. Una estructura puede diseñarse para tener un comportamiento totalmente elástico o bien solo hasta cierto punto a partir del cual sería inelástico. El factor de ductilidad puede definirse como la relación entre la máxima deformación elástica y la deformación cuando se inicia el comportamiento inelástico.

Hay que tener presente que si se diseña con fuerzas reducidas por ductilidad, las deformaciones obtenidas habrá que multiplicarlas por el mismo factor para obtener las reales. Adicionalmente se pueden reducir las fuerzas cortantes de acuerdo al valor que tome el periodo natural de vibración dado por la siguiente expresión:

(ARTICULO 240)

$$T = 6.3 \left[\frac{1}{J} \sum_{i=1}^n W_i X_i^2 / \sum_{i=1}^n P_i X_i \right]^{1/2}$$

W_i = peso de la masa

P_i = Fuerza horizontal sobre la masa

X_i = Desplazamiento en dirección de la fuerza.

Son dos los resultados principales que obtenemos. Por una parte los desplazamientos de cada nudo, que con las fuerzas aplicadas haran posible el cálculo de la rigidez de cada marco en los diferentes niveles, y en consecuencia podrá obtenerse la rigidez de piso ante fuerzas horizontales al haber analizado todos los marcos. Por otra parte aparecen tabulados los cortantes en cada nudo, de donde se derivan las fuerzas sísmicas actuantes para el análisis dinámico.

En este caso no se presentarán los resultados obtenidos puesto que más adelante, en el análisis sísmico definitivo se tienen que analizar los resultados, siendo el proceso totalmente similar.

2.4 RESULTADOS OBTENIDOS:

En resumen se puede decir lo siguiente. Mediante éste análisis preliminar se ha obtenidos una serie de fuerzas sísmicas, que aún cuando todavía no son las definitivas, se acercan mucho a ello y servirán para hacer el análisis sísmico dinámico que es a lo que se pretende llegar. También se encontraron las rigideces para cada nivel en el marco, que de igual manera son datos necesarios para el análisis dinámico, y de torsión.

Para todo lo anterior fué necesario un dimensionamiento preliminar,-

del que se obtuvieron secciones para la mayor parte de los miembros, utilizadas para el cálculo de propiedades geométricas y de rigidez. Como se dijo al principio del capítulo, es la primera parte del proceso de diseño, en la que se obtienen los valores necesarios, (de - fuerzas, características geométricas, etc.) para iniciar en sí lo - que son los análisis definitivos, tanto de carga vertical como sísmicos.

3. ANALISIS POR CARGA VERTICAL:

En realidad, el análisis por carga vertical podría realizarse simultáneamente al sismo estático. Uno no requiere del otro para llevarse a cabo, por lo que en algunas ocasiones se emplea la misma corrida de computadora para ambos, es decir actuando sobre el marco ---- tanto cargas verticales como horizontales. Sin embargo, es conveniente separar estos análisis.

A diferencia de los análisis sísmicos, el de carga vertical generalmente se hace una sola vez, a menos que cambien las condiciones en alguna parte de la estructura. Para poder efectuarlo, solo se requiere un conocimiento preciso del uso de la estructura, así como las secciones preliminares determinadas anteriormente, y sus características geométricas principales.

Lo que en un momento dado puede llegar a tener más relevancia es lo referente a una idealización adecuada de los marcos, pues comúnmente se presentan condiciones especiales que deben reflejarse perfectamente en el modelo para obtener resultados correctos.

Al final de esta parte se presentarán los resultados del análisis de carga vertical de uno de los marcos y su interpretación.

3.1 IDEALIZACION DE LOS DISTINTOS MARCOS:

Es este un punto sumamente importante ya que en algunos casos tendrán que hacerse suposiciones que reflejen las condiciones que --- ocurren en la realidad.

En el caso que se trata, se encuentran algunos ejemplos de esto, por lo que es conveniente distinguir cada uno de los marcos que forman parte de este edificio, en la planta de la figura #2.3.

Lo primero que se observa son los dos núcleos centrales, que dan -- gran rigidez a toda la estructura.

Puede considerarse que hay dos tipos de marcos. Primero, los mas sencillos formados por los ejes 2, 7, D y G, perimetrales. Su idealiza

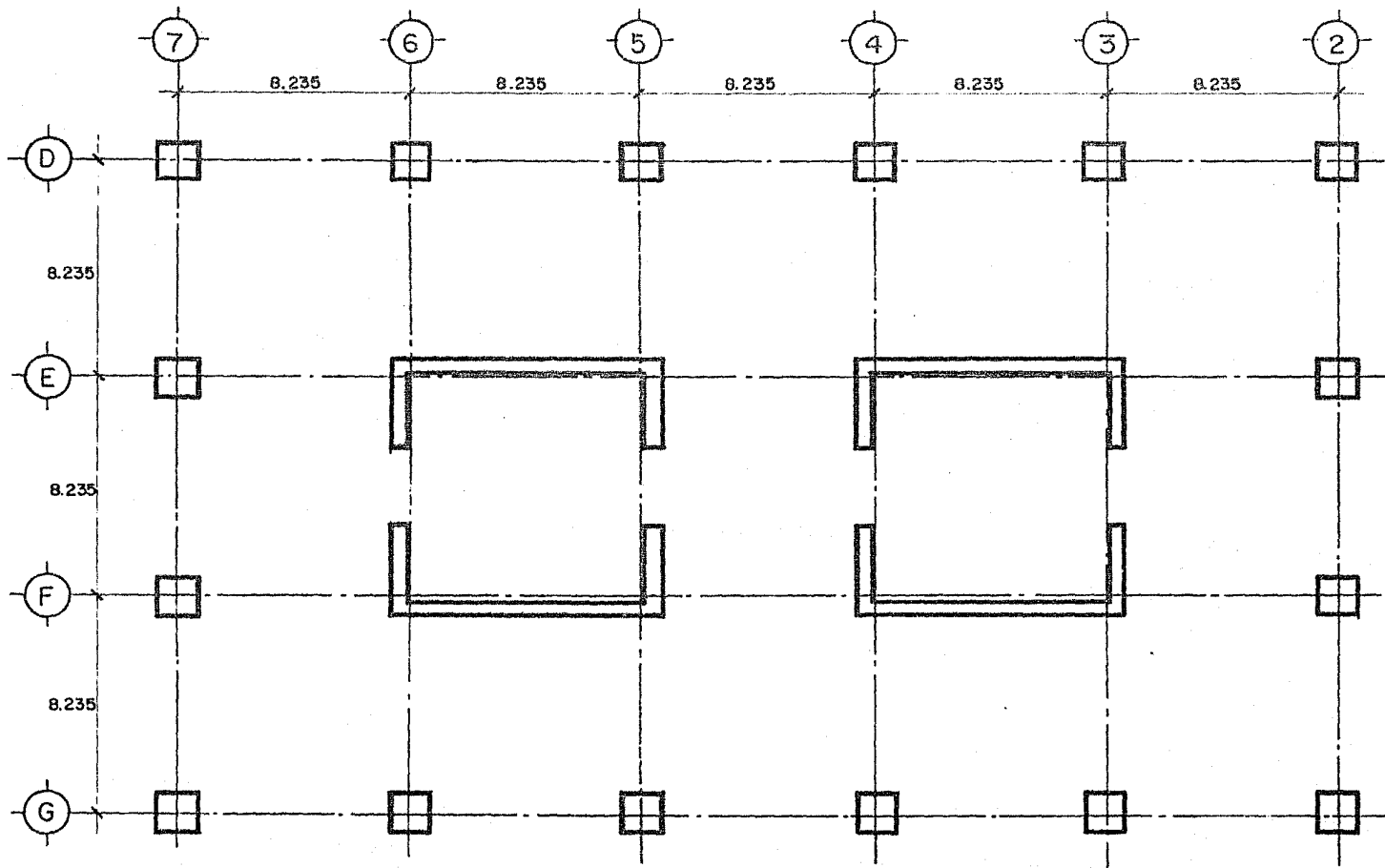


FIGURA # 23

ción no es más que un simple marco típico. En segundo lugar se tendrá el resto. Ahí hay que considerar la interacción entre el marco y los muros que forman parte de los núcleos, elementos sumamente rígidos.

En la hoja siguiente (figura # 2.4) se muestra un dibujo de la forma en que se idealizaron los marcos E y F. Allí se nota una serie de características especiales. La franja comprendida entre los ejes 5 y 6 es la correspondiente a los muros. El apoyo de dicho elemento se colocó en su centro de gravedad. Los miembros horizontales entre dichos ejes forman los muros en sí, por lo que sus elementos mecánicos servirán para el diseño de dichas piezas.

Otra cosa que se nota, son una serie de juntas a lo largo de los mismos ejes.

Ello es porque se consideran apoyados los miembros que allí concurren debido a la gran rigidez del muro.

La serie de apoyos móviles del lado derecho se deben a que por simetría no es necesario trabajar con la totalidad del marco, considerándose solo la mitad. Por supuesto, los apoyos corresponden a una idealización y sus deformaciones son congruentes con las deformaciones de la estructura. Si se trabajara con fuerzas sísmicas, los apoyos serían tales que permitieran los desplazamientos horizontales. Una suposición importante es la que se hizo al considerar que las columnas parten del primer sótano. Esto es porque del nivel de banqueta hacia abajo no habrá desplazamientos relativos entre los pisos de la estructura debido al confinamiento que producen las paredes de la excavación. Por ello fué colocado un apoyo móvil a nivel de la calle, que solo permite desplazamientos verticales.

Es importante señalar que el efecto de interacción entre los muros de los núcleos y los marcos, se ha idealizado de la siguiente manera: (Figura # 2.5).

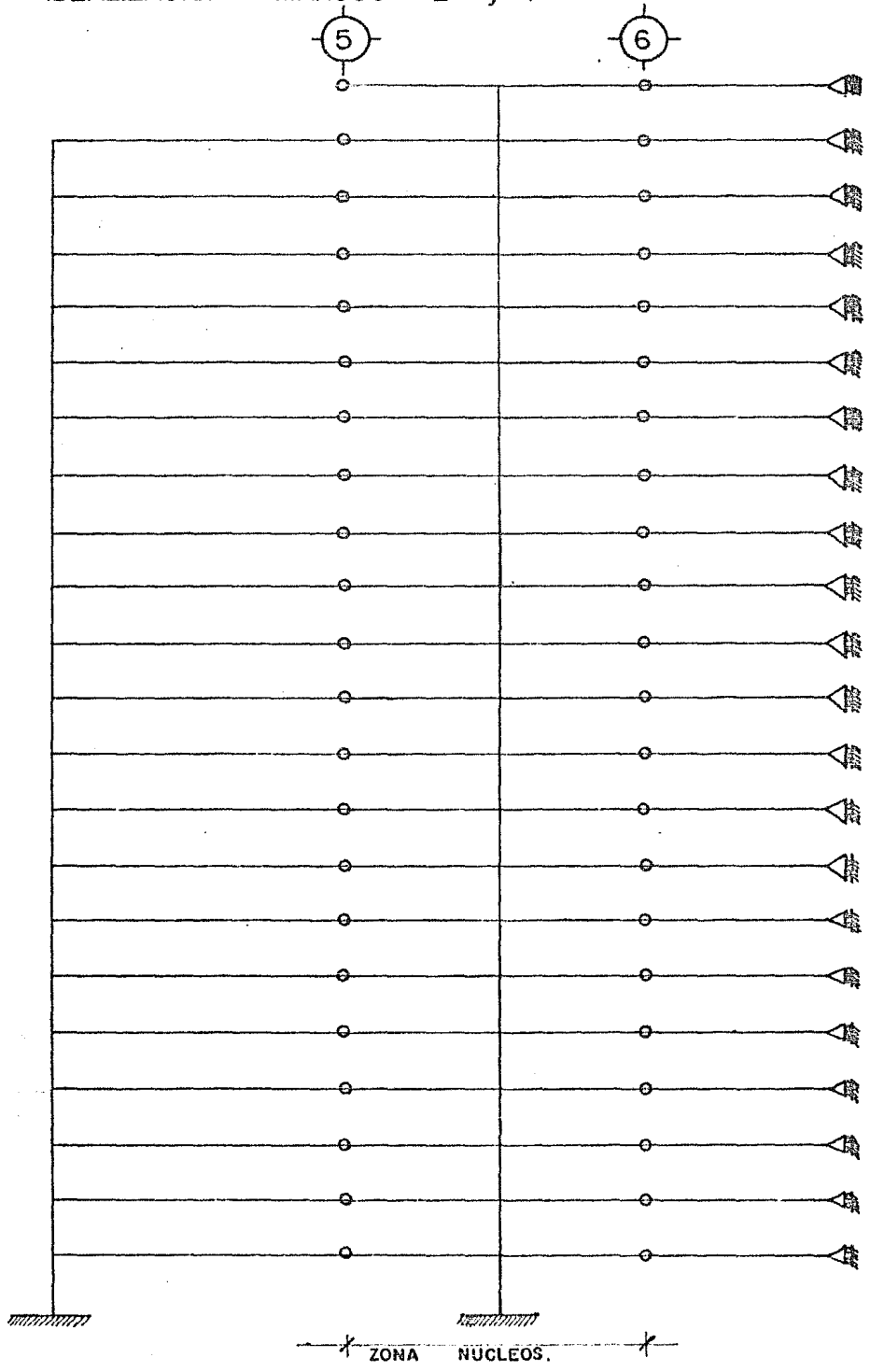


FIGURA # 2.4

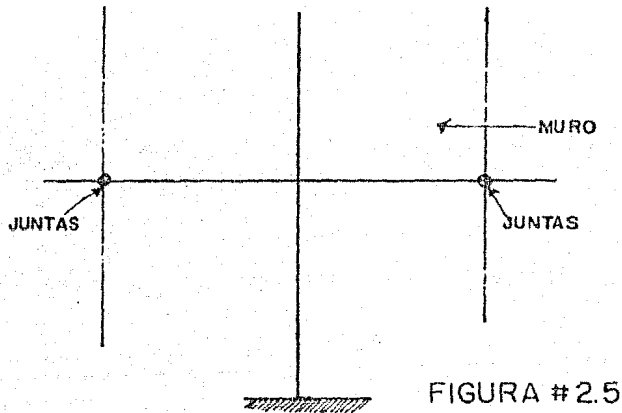


FIGURA #2.5

Corresponde a una columna que coincide con el centro de masas del muro. Las deformaciones que se obtienen mediante este modelo son congruentes y compatibles con el comportamiento real de la estructura. Hay que aclarar que esta suposición se hace básicamente para desplazamientos horizontales, es decir para análisis sísmico, aunque también se emplea en carga vertical.

El resto de los marcos no tiene ninguna condición especial, por lo que su representación es sumamente simple.

Como ya se dijo, éstas idealizaciones no tienen otra finalidad que la de simular correctamente cada uno de los marcos.

Para finalizar solo hay que decir que las reacciones que resultan del análisis de carga vertical de estos marcos son las empleadas en el análisis de la cimentación.

3.2 CARGAS EN LOS DIFERENTES MIEMBROS:

Esto no es más que un reflejo de las cargas que se definen al principio del capítulo. Hasta ahora hay cantidades por unidad de área, que corresponden al peso de la losa, acabado y plafond, aplicables a toda el área de los pisos. Por otra parte se calcularon las cargas por ml. que habría que agregar por concepto de peso propio de elementos de fachada en los marcos perimetrales o exteriores.

Junto con la carga viva para cada caso, se dieron los valores totales

que se usarían por tipo de análisis (dimensionamiento estructural, de la cimentación y sísmico).

En este caso particular al igual que en la mayoría de los edificios, las cargas son iguales en todos los niveles. Sin embargo, hay que tomar en cuenta que muchas veces se colocan máquinas que incrementan notablemente el peso en alguna zona. En este edificio, se localizó el cuarto de maquinas en la azotea, donde se colocó tanto equipo eléctrico como de elevadores, hidráulico, etc. que tuvo que considerarse al momento de estimar cargas en cada miembro de las áreas afectadas.

De acuerdo al Reglamento de Construcción del D.F., para valuar la carga viva hay que encontrar el área tributaria de cada miembro, y hacer el cálculo mediante la fórmula siguiente:

$$W_m = 120 + \frac{420}{\sqrt{A}}$$

W_m = carga viva máxima
 A = área tributaria

cantidad que no debe ser menor de 250 Kg/m². En este caso al tratarse de losas encasetonadas, el área tributaria de cada marco puede observarse en la figura #2.6

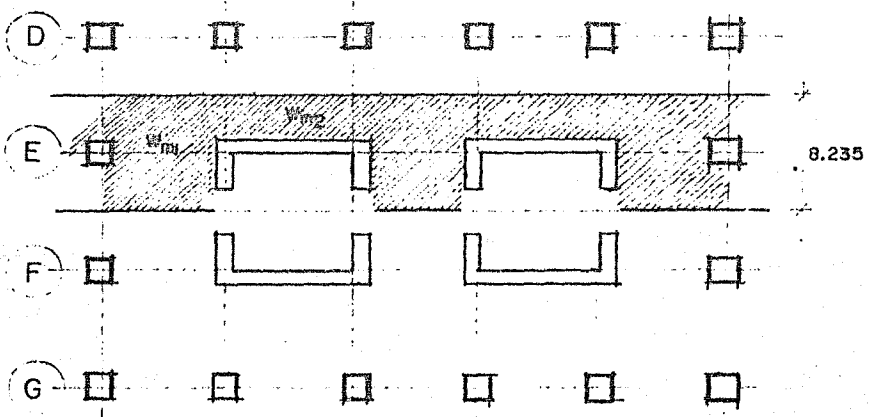


FIGURA # 2.6

$$W_{m1} = 120 + \frac{420}{\sqrt{(8.235)^2}} = 171.16 \text{ kg/m}^2 < 250 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{m2} = 120 + \frac{420}{\sqrt{(4.115)^2}} = 192 \text{ kg/m}^2 < 250 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto se debería utilizar una carga viva de 250 Kg/m², Si se considera que la ubicación de muros puede variar considerablemente a lo largo de la vida útil del edificio, así como tuberías e instalaciones, se incrementa la cantidad anterior hasta un valor de 400 Kg/m².

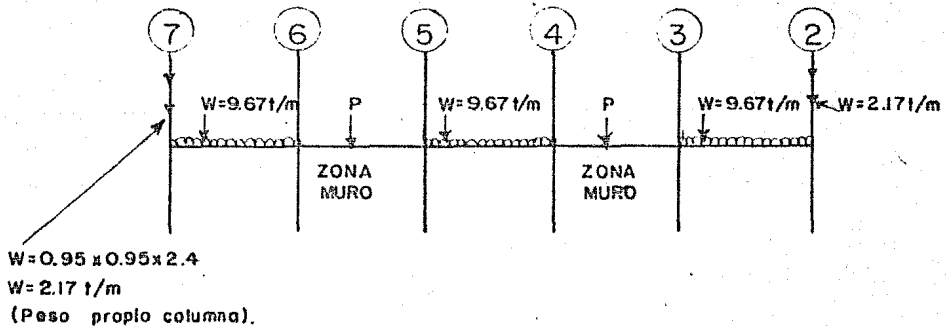
Con los elementos anteriores se establecen las cargas en cada uno de los marcos, sin olvidar por supuesto, el peso propio de cada miembro, de acuerdo al dimensionamiento hecho previamente.

Tomando como ejemplo los marcos de los ejes E y F, la carga lineal es:

$$C.M. = 8.235 \times 0.775 = 6.38 \text{ T/m}$$

$$C.V. = 8.235 \times 0.400 = \underline{3.20 \text{ T/m}}$$

$$9.67 \text{ T/m}$$

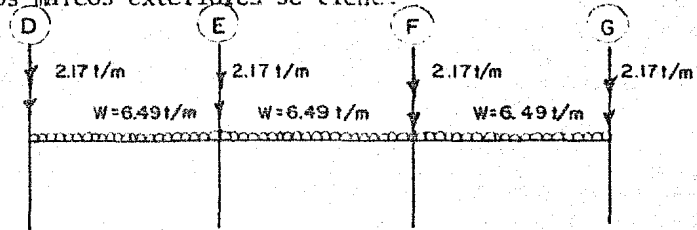


Las cargas concentradas P, incluirán los siguientes valores:

- Peso propio del muro.
- Carga viva y muerta del tramo de losa correspondiente.
- Peso correspondiente a instalación de elevadores.

Una cosa muy importante es lo correspondiente a factor de carga, que hasta ahora no se han considerado, Los análisis se harán de acuerdo al procedimiento anterior, aplicando dichos factores durante el diseño de cada miembro. Ello facilita las labores pues hay factores diferentes para carga vertical y para la combinación de carga vertical y sismo. La forma de hacerlo se mostrará en forma detallada en el capítulo sobre diseño de miembros estructurales tipo.

Para uno de los marcos exteriores se tiene:



$$C.M. = 4.118 \times 0.775 = 3.19 \text{ T/m}$$

$$C.V. = 4.118 \times 0.400 = 1.65 \text{ T/m}$$

$$\text{FACHADA Y PESO PROPIO} = \frac{1.65}{6.49} \text{ T/m}$$

$$\text{PESO PROPIO COLUMNAS} = 0.95 \times 0.95 \times 2.400 = 2.17 \text{ T/m}$$

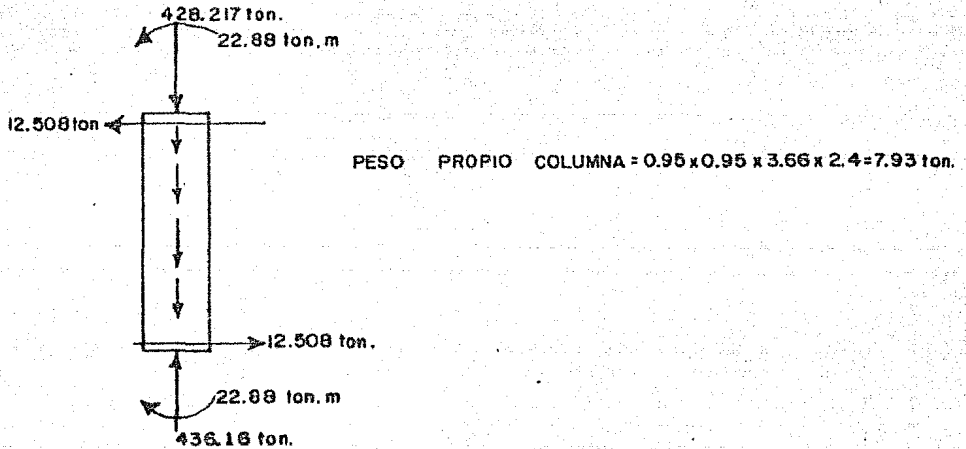
Con las cargas de cada miembro ya definidas, sólo hay que alimentar la computadora para hacer el análisis de carga vertical, cuyos resultados se muestran a continuación.

3.3. RESULTADOS:

Las hojas que se presentan a continuación son los resultados que dió la computadora para los marcos E y F, cuyos cálculos se muestran en la forma siguiente:

- a).- Fuerzas en los miembros (fuerza axial, cortante y momento)
- b).- Fuerza en las juntas libres.
- c).- Fuerza en los apoyos (reacciones)
- d).- Desplazamientos de las juntas libres.

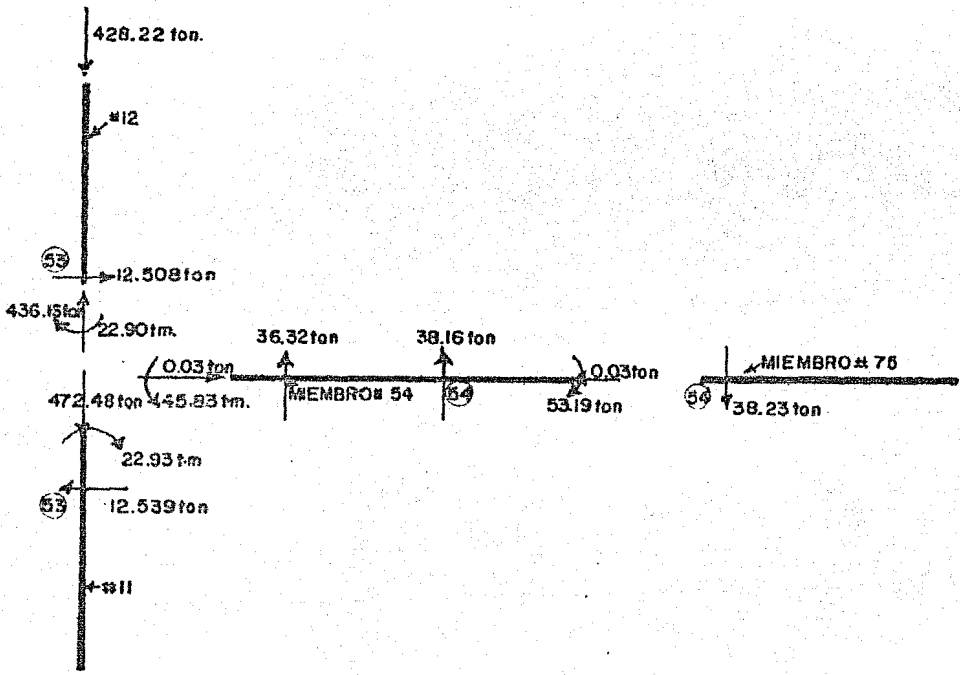
En principio se hará una representación del marco con la numeración de juntas y miembros correspondiente a los resultados (figura #2.7). Para el análisis de carga vertical, los resultados más importantes son los primeros. Da las fuerzas que obran sobre cada miembro en sus respectivas juntas. Así en el miembro número 12 (columna) los resultados fueron:



Es necesario recalcar que los resultados obtenidos deberán analizarse para verificar su congruencia.

Esto se hace asegurándose que el equilibrio se cumpla en cada nudo. Además, la experiencia da al estructurista la sensibilidad necesaria para detectar errores notorios. Lo importante es estar consciente que pueden obtenerse resultados incorrectos aún cuando se empleen máquinas para hacer estos análisis. Se nota que la diferencia entre la carga axial en un nudo y otro se debe al peso propio del elemento. Los momentos en las juntas se encuentran en equilibrio con los demás miembros, y por causa de estos aparecen unas fuerzas cortantes. Lo importante es que se han obtenido las fuerzas que actúan sobre cada pieza, con las cuales se hará el diseño correspondiente. Habrá que hacer los ajustes adecuados para tomar en cuenta el efecto de sismo, como se verá mas adelante.

Para uno de los miembros horizontales, como el 54 por ejemplo:



Se cumple perfectamente el equilibrio de los nudos. Más adelante - se notará la forma en que se hace el diseño de las nervaduras de la losa, dividiendo las fuerzas anteriores de acuerdo a ciertos porcentajes para franjas de columna y centrales, tomando los momentos anteriores como correctivos del diagrama sostático, considerando simultáneamente el efecto del sismo.

De manera semejante, los resultados sirven para el diseño de los muros de acuerdo a las fuerzas que obran sobre los miembros que los representan.

El resto de los resultados que se muestran también son importantes, como es el caso de los desplazamientos. Esto se verá detenidamente más adelante, aunque cuando se requiere por vez primera es en el análisis sísmico estático, en el que son los desplazamientos de las juntas los que interesan de manera muy especial para la determinación de rigideces.

Por ahora lo importante es saber que con los resultados con que se cuenta se está a un paso de poder diseñar cada uno de los miembros. Lo único que falta es el análisis sísmico dinámico, que corrige los valores anteriores. Es decir, que el estudio de carga vertical es totalmente independiente del sísmico, por lo que normalmente se realizan simultáneamente.

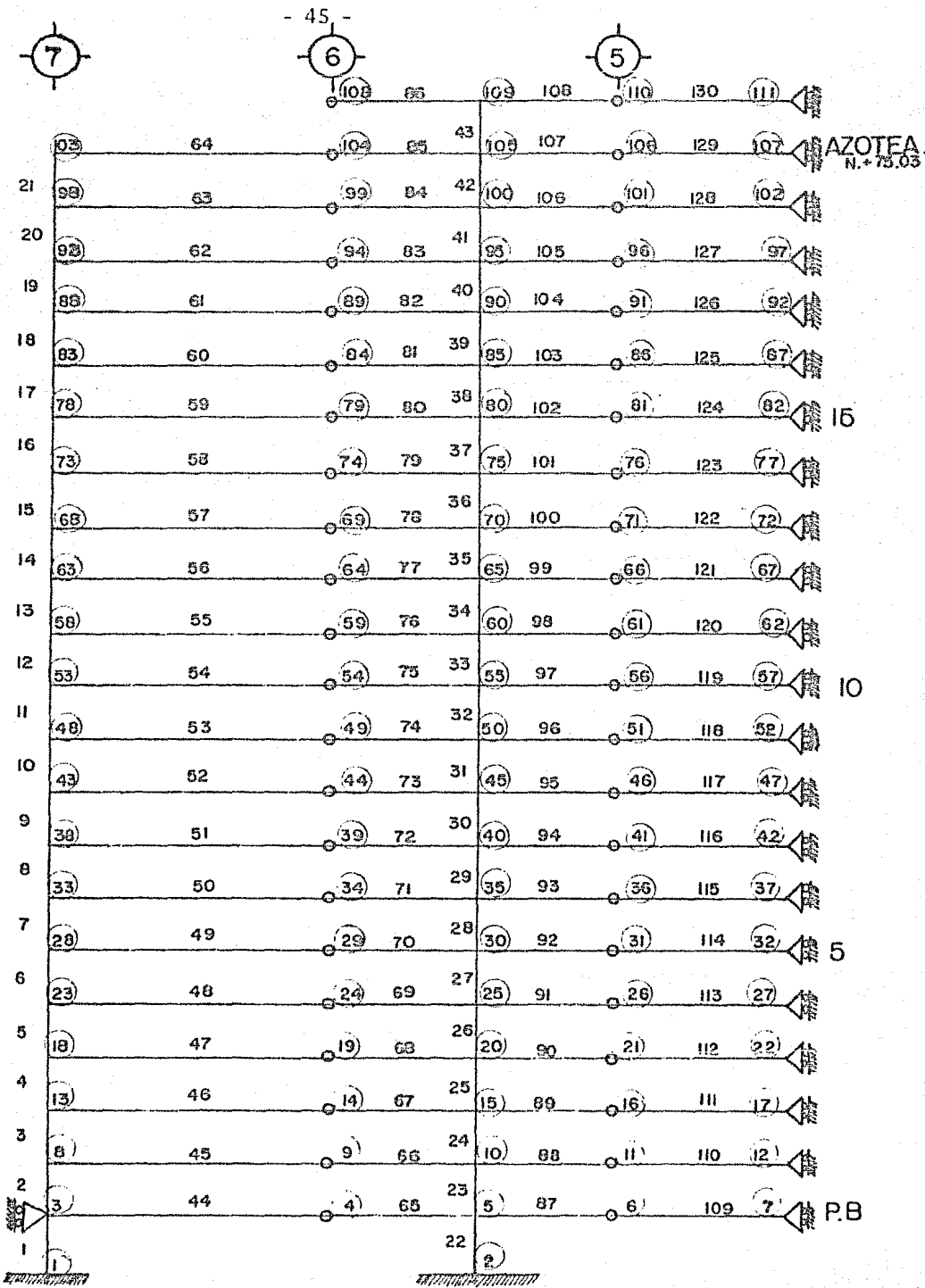


FIGURA # 2.7

STRUCTURE

MARCO DEL EJE E = EJE F

LOADING 1 CARGA VERTICAL

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	930.523	-8.931	-11.81
1	3	-921.908	8.931	-23.63
2	3	884.943	-8.630	-24.69
2	H	-873.029	8.630	-22.68
3	H	836.176	-13.341	-25.25
3	13	-828.233	13.341	-23.57
4	13	791.451	-13.083	-24.09
4	1H	-783.509	13.083	-23.79
5	1H	746.814	-12.868	-23.54
5	23	-738.872	12.868	-23.55
6	23	702.263	-12.794	-23.44
6	2H	-694.321	12.794	-23.37
7	2H	657.790	-12.710	-23.29
7	33	-649.848	12.710	-23.22
8	33	613.392	-12.648	-23.15
8	3H	-605.450	12.648	-23.13
9	3H	569.035	-12.610	-23.09
9	43	-561.092	12.610	-23.06
10	43	524.710	-12.573	-23.02
10	4H	-516.768	12.573	-22.99
11	4H	480.421	-12.539	-22.95
11	53	-472.479	12.539	-22.93
12	53	436.160	-12.508	-22.90
12	5H	-428.217	12.508	-22.88
13	5H	391.927	-12.480	-22.85
13	63	-383.985	12.480	-22.82
14	63	347.716	-12.469	-22.81
14	6H	-339.774	12.469	-22.82
15	6H	303.498	-12.473	-22.82
15	72	-295.556	12.473	-22.83
16	72	259.281	-12.476	-22.82
16	7H	-251.339	12.476	-22.83
17	7H	215.059	-12.482	-22.83
17	83	-207.117	12.482	-22.85
18	83	170.836	-12.492	-22.82

18	88	-162.893	12.492	-22.89
19	88	126.609	-12.373	-22.79
19	93	-118.667	12.373	-22.49
20	93	82.376	-12.494	-23.22
20	98	-74.433	12.494	-22.50
21	98	38.126	-10.465	-23.30
21	103	-30.184	16.465	-36.95
22	2	4634.637	1.429	-3.03
22	5	-4634.637	-1.429	8.70
22	5	4379.310	1.325	6.44
23	10	-4379.310	-1.325	0.83
24	10	4151.775	5.864	15.32
24	15	-4151.775	-5.864	6.13
25	15	3924.103	5.412	10.59
25	20	-3924.103	-5.412	9.21
26	20	3700.061	5.022	8.29
26	25	-3700.061	-5.022	-10.09
27	25	3475.850	5.124	8.16
27	30	-3475.850	-5.124	10.59
28	30	3254.011	5.186	8.26
28	35	-3254.011	-5.186	13.71
29	35	3034.383	5.211	8.05
29	40	-3034.383	-5.211	11.02
30	40	2817.163	5.372	8.98
30	45	-2817.163	-5.372	10.67
31	45	2599.803	5.455	9.50
31	50	-2599.803	-5.455	10.62
32	50	2382.405	5.339	9.05
32	55	-2382.405	-5.339	10.49
33	55	2164.745	5.594	9.90
33	60	-2164.745	-5.594	10.51
34	60	1947.264	5.302	9.42
34	65	-1947.264	-5.302	9.97
35	65	1729.648	5.387	10.68
35	70	-1729.648	-5.387	8.83
36	70	1511.874	5.573	11.87
36	75	-1511.874	-5.573	8.52
37	75	1294.156	5.476	12.66
37	80	-1294.156	-5.476	7.37
38	80	1076.416	5.179	13.61
38	85	-1076.416	-5.179	5.34
39	85	858.733	5.523	16.48
39	90	-858.733	-5.523	3.72
40	90	641.051	5.679	17.38
40	95	-641.051	-5.679	3.39
41	95	423.455	6.891	17.57
41	100	-423.455	-6.891	7.63
42	100	205.838	12.584	14.03
42	105	-205.838	-12.584	32.03
43	105	0.152	-1.640	-12.98
43	109	-0.152	1.640	0.98
44	3	0.033	36.966	48.32
44	4	-0.033	37.513	-50.52
45	8	-4.711	36.854	47.93
45	9	4.711	37.625	-51.02

46	13	0.25H	36.7H1	47.67
46	14	-0.25H	37.19H	-51.34
47	1H	0.214	36.695	47.33
47	19	-0.214	37.7H4	-51.69
4H	23	0.074	36.610	46.99
4H	24	-0.074	37.H69	-52.03
49	2H	0.0H3	36.530	46.67
49	29	-0.0H3	37.949	-52.35
50	33	0.061	36.456	46.38
50	34	-0.061	3H.023	-52.64
51	3H	0.037	36.417	46.22
51	39	-0.037	3H.062	-52.H0
52	43	0.037	36.3H2	46.0H
52	44	-0.037	2H.097	-52.94
53	4H	0.033	36.349	45.95
53	49	-0.033	3H.130	-53.07
54	53	0.030	36.320	45.83
54	54	-0.030	3H.159	-53.19
55	5H	0.02H	36.293	45.73
55	59	-0.02H	3H.1H6	-53.30
56	63	0.011	36.270	45.63
56	64	-0.011	3H.209	-53.39
57	6H	-0.004	36.272	45.64
57	69	0.004	3H.207	-53.3H
5H	73	-0.002	36.275	45.65
5H	74	0.002	3H.204	-53.37
59	7H	-0.006	36.277	45.67
59	79	0.006	3H.202	-53.36
60	H3	-0.009	36.2H0	45.6H
60	H4	0.009	3H.199	-53.35
61	HH	0.11H	36.2H2	45.6H
61	H9	-0.11H	3H.197	-53.34
62	93	-0.120	36.2H9	45.71
62	94	0.120	3H.190	-53.32
63	9H	-3.971	36.309	45.H1
63	99	3.971	3H.170	-53.25
64	103	16.465	3J.1H0	36.95
64	104	-16.465	32.379	-45.75
65	4	0.033	-37.556	50.41
65	5	-0.033	37.556	-215.66
66	9	-4.711	-37.671	50.H4
66	10	4.711	37.671	-216.59
67	14	0.25H	-37.H2H	51.05
67	15	-0.25H	37.H2H	-217.50
6H	19	0.214	-37.H70	51.54
6H	20	-0.214	37.H70	-21H.17
69	24	0.074	-3H.04H	51.5H
69	25	-0.074	3H.04H	-21H.99
70	29	0.0H3	-3H.177	51.76
70	30	-0.0H3	3H.177	-219.74
71	34	0.061	-3H.209	51.99
71	35	-0.061	3H.209	-220.11
72	39	0.037	-3H.203	52.47
72	40	-0.037	3H.203	-220.57
73	44	0.037	-3H.111	52.91

73	45	-0.037	38.111	-220.60
74	49	0.033	-38.251	52.54
74	50	-0.033	38.251	-220.85
75	54	0.030	-38.231	52.85
75	55	-0.030	38.231	-221.07
76	59	0.028	-38.200	53.33
76	60	-0.028	38.200	-221.44
77	64	0.011	-38.364	52.88
77	65	-0.011	38.364	-221.68
78	69	-0.004	-38.395	52.77
78	70	0.004	38.395	-221.72
79	74	-0.002	-38.306	53.18
79	75	0.002	38.306	-221.73
80	79	-0.006	-38.366	52.87
80	80	0.006	38.366	-221.69
81	84	-0.009	-38.305	53.30
81	85	0.009	38.305	-221.84
82	89	0.118	-38.730	52.06
82	90	-0.118	38.730	-222.47
83	94	-0.120	-38.881	51.95
83	95	0.120	38.881	-223.03
84	99	-3.971	-38.379	52.85
84	100	3.971	38.379	-221.73
85	104	16.465	-32.418	45.64
85	105	-16.465	32.418	-188.28
86	108	-0.000	-0.116	0.16
86	109	0.000	0.116	-0.67
87	5	-0.069	35.387	200.51
87	6	0.069	-35.387	-44.81
88	10	-0.188	35.385	200.52
88	11	0.188	-35.385	-44.83
89	15	-0.143	35.353	200.44
89	16	0.143	-35.353	-44.88
90	20	-0.034	35.408	200.56
90	21	0.034	-35.408	-44.76
91	25	0.069	35.329	200.41
91	26	-0.069	-35.329	-44.96
92	30	0.143	35.328	200.22
92	31	-0.143	-35.328	-44.77
93	35	0.186	35.473	200.79
93	36	-0.186	-35.473	-44.71
94	40	0.204	35.479	200.69
94	41	-0.204	-35.479	-44.58
95	45	0.192	35.427	200.67
95	46	-0.192	-35.427	-44.79
96	50	0.161	35.504	200.73
96	51	-0.161	-35.504	-44.51
97	55	0.110	35.439	200.74
97	56	-0.110	-35.439	-44.81
98	60	0.061	35.505	201.06
98	61	-0.061	-35.505	-44.84
99	65	-0.017	35.436	200.63
99	66	0.017	-35.436	-44.70
100	70	-0.068	35.401	200.57
100	71	0.068	-35.401	-44.81

0184262

101	75	-0.069	35.40H	200.53
101	76	0.069	-35.40H	-44.73
102	80	-0.022	35.594	200.91
102	81	0.022	-35.594	-44.30
103	85	0.150	35.540	201.11
103	86	-0.150	-35.540	-44.73
104	90	0.472	35.530	200.82
104	91	-0.472	-35.530	-44.49
105	95	1.003	35.509	201.01
105	96	-1.003	-35.509	-44.77
106	100	1.753	35.646	201.10
106	101	-1.753	-35.646	-44.26
107	105	2.505	29.607	168.36
107	106	-2.505	-29.607	-38.09
108	109	1.664	0.16H	0.5H
108	110	-1.664	-0.16H	0.15
109	6	-0.069	35.377	44.80
109	7	0.069	0.000	22.41
110	11	-0.190	35.377	44.80
110	12	0.190	0.000	22.41
111	16	-0.143	35.377	44.80
111	17	0.143	0.000	22.41
112	21	-0.037	35.377	44.80
112	22	0.037	0.000	22.41
113	26	0.062	35.377	44.80
113	27	-0.062	0.000	22.41
114	31	0.13H	35.377	44.80
114	32	-0.13H	0.000	22.41
115	36	0.186	35.377	44.80
115	37	-0.186	0.000	22.41
116	41	0.204	35.377	44.80
116	42	-0.204	0.000	22.41
117	46	0.191	35.377	44.80
117	47	-0.191	0.000	22.41
118	51	0.161	35.377	44.80
118	52	-0.161	0.000	22.41
119	56	0.112	35.377	44.80
119	57	-0.112	0.000	22.41
120	61	0.052	35.377	44.80
120	62	-0.052	0.000	22.41
121	66	-0.017	35.377	44.80
121	67	0.017	0.000	22.41
122	71	-0.067	35.377	44.80
122	72	0.067	0.000	22.41
123	76	-0.075	35.377	44.80
123	77	0.075	0.000	22.41
124	81	-0.016	35.377	44.80
124	82	0.016	0.000	22.41
125	86	0.143	35.377	44.80
125	87	-0.143	0.000	22.41
126	91	0.46H	35.377	44.80
126	92	-0.46H	0.000	22.41
127	96	1.001	35.377	44.80
127	97	-1.001	0.000	22.41
128	101	1.755	35.377	44.80

12H	102	-1.755	0.000	22.41
129	106	2.49H	29.715	37.63
129	107	-2.49H	0.000	18.82
130	110	1.672	0.000	0.00
130	111	-1.672	0.000	-0.00

APPLIED JOINT LOADS: FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
4	0.000	-0.043	-0.11
5	0.000	-182.382	0.01
6	-0.000	-0.009	-0.00
8	-0.000	0.000	0.00
9	0.000	-0.045	-0.18
10	-0.016	-154.478	0.09
11	-0.001	-0.007	-0.02
13	-0.000	-0.000	0.00
14	0.000	-0.130	-0.28
15	0.048	-154.488	-0.33
16	0.000	0.024	-0.07
18	-0.000	-0.000	0.00
19	-0.000	-0.085	-0.15
20	0.141	-150.763	-0.10
21	-0.003	-0.030	0.03
23	-0.000	0.001	-0.00
24	-0.000	-0.178	-0.44
25	-0.107	-150.832	-0.32
26	-0.006	0.048	-0.15
28	-0.000	0.000	-0.00
29	-0.000	-0.228	-0.59
30	-0.002	-148.333	-0.65
31	-0.004	0.049	0.02
33	-0.000	0.001	-0.00
34	-0.000	-0.186	-0.65
35	0.099	-145.944	-0.54
36	0.000	-0.095	0.09
38	-0.000	0.002	-0.00
39	-0.000	-0.141	-0.32
40	0.005	-143.537	0.12
41	0.000	-0.101	0.22
43	-0.000	-0.000	-0.00
44	-0.000	-0.013	-0.03
45	0.027	-143.820	0.24
46	-0.000	-0.049	0.01
48	-0.000	0.002	-0.00
49	-0.000	-0.121	-0.53
50	0.287	-143.642	-0.44
51	-0.000	-0.126	0.29
53	-0.000	0.001	-0.00
54	-0.000	-0.071	-0.34
55	-0.174	-143.988	0.12
56	0.002	-0.061	-0.00

58	0.000	0.003	0.00
59	-0.000	-0.020	0.03
60	0.323	-143.768	-0.44
61	-0.009	-0.127	-0.03
63	-0.000	0.001	-0.00
64	0.000	-0.154	-0.51
65	-0.113	-143.814	-0.18
66	0.000	-0.058	0.09
68	-0.000	-0.003	-0.00
69	-0.000	-0.188	-0.60
70	-0.249	-143.977	-0.43
71	0.001	-0.023	-0.00
73	0.000	0.000	0.00
74	0.000	-0.101	-0.18
75	0.029	-144.003	-0.01
76	-0.005	-0.030	0.06
78	-0.000	-0.001	-0.00
79	0.000	-0.164	-0.48
80	0.280	-143.778	0.21
81	0.006	-0.216	0.50
83	-0.000	-0.000	-0.00
84	-0.000	-0.105	-0.05
85	-0.183	-143.836	1.10
86	-0.007	-0.162	0.06
88	-0.000	-0.001	-0.00
89	-0.000	-0.532	-1.28
90	0.198	-143.421	-0.83
91	-0.004	-0.152	0.31
93	-0.000	-0.002	-0.00
94	-0.000	-0.690	-1.37
95	-0.088	-143.204	-1.05
96	-0.002	-0.131	0.02
98	-0.000	0.002	-0.00
99	-0.000	-0.209	-0.39
100	0.031	-143.590	1.04
101	0.001	-0.268	0.54
103	-0.000	-0.003	-0.00
104	-0.000	-0.039	-0.10
105	0.265	-143.659	-0.87
106	-0.007	0.108	-0.46
108	-0.000	-0.116	0.16
109	0.023	0.132	0.48
110	0.007	-0.168	0.15

REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE Y	FORCE Y	MOMENT Z
1	8.931	930.523	-11.81
2	-1.429	4634.637	-3.03
3	-0.266	0.000	0.00
7	0.069	0.000	22.41
12	0.190	0.000	22.41

17	0.143	0.000	22.41
22	0.037	0.000	22.41
27	-0.062	0.000	22.41
32	-0.138	0.000	22.41
37	-0.186	0.000	22.41
42	-0.204	0.000	22.41
47	-0.191	0.000	22.41
52	-0.161	0.000	22.41
57	-0.112	0.000	22.41
62	-0.052	0.000	22.41
67	0.017	0.000	22.41
72	0.067	0.000	22.41
77	0.075	0.000	22.41
82	0.016	0.000	72.41
87	-0.143	0.000	22.41
92	-0.468	0.000	22.41
97	-1.001	0.000	22.41
102	-1.755	0.000	22.41
107	-2.498	0.000	18.82
111	-1.672	0.000	-0.00

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT	ROTATION
4	-0.0000	-0.0021	0.0000
5	-0.0000	-0.0021	0.0000
6	-0.0000	-0.0021	-0.0000
8	-0.0000	-0.0064	-0.0001
9	-0.0000	-0.0049	0.0000
10	-0.0000	-0.0049	0.0000
11	-0.0000	-0.0049	-0.0000
13	0.0000	-0.0088	-0.0001
14	-0.0000	-0.0067	0.0000
15	-0.0000	-0.0067	-0.0000
16	-0.0000	-0.0067	-0.0000
18	0.0000	-0.0110	-0.0001
19	-0.0000	-0.0084	0.0000
20	-0.0000	-0.0084	-0.0000
21	-0.0000	-0.0084	-0.0000
23	0.0000	-0.0131	-0.0001
24	0.0000	-0.0100	0.0000
25	0.0000	-0.0100	-0.0000
26	0.0000	-0.0100	-0.0000
28	0.0000	-0.0150	-0.0001
29	0.0000	-0.0115	0.0000
30	0.0000	-0.0115	-0.0000
31	0.0000	-0.0115	-0.0000
33	0.0000	-0.0168	-0.0001
34	0.0000	-0.0129	0.0000
35	0.0000	-0.0129	0.0000
36	0.0000	-0.0129	-0.0000
38	0.0000	-0.0185	-0.0001

0184258

39	0.0000	-0.0144	0.0000
40	0.0000	-0.0144	0.0000
41	0.0000	-0.0144	-0.0000
43	0.0000	-0.0201	-0.0001
44	0.0000	-0.0157	0.0000
45	0.0000	-0.0157	0.0000
46	0.0000	-0.0157	-0.0000
48	0.0000	-0.0216	-0.0001
49	0.0000	-0.0170	0.0000
50	0.0000	-0.0170	0.0000
51	0.0000	-0.0170	-0.0000
53	0.0000	-0.0229	-0.0001
54	0.0000	-0.0182	0.0000
55	0.0000	-0.0182	0.0000
56	0.0000	-0.0182	-0.0000
58	0.0000	-0.0241	-0.0001
59	0.0000	-0.0192	0.0000
60	0.0000	-0.0192	0.0000
61	0.0000	-0.0192	-0.0000
63	0.0000	-0.0252	-0.0001
64	-0.0000	-0.0202	0.0000
65	-0.0000	-0.0202	0.0000
66	-0.0000	-0.0202	-0.0000
68	-0.0000	-0.0262	-0.0001
69	-0.0000	-0.0211	0.0000
70	-0.0000	-0.0211	0.0000
71	-0.0000	-0.0211	-0.0000
73	-0.0000	-0.0270	-0.0001
74	-0.0000	-0.0220	0.0000
75	-0.0000	-0.0220	0.0000
76	-0.0000	-0.0220	-0.0000
78	-0.0000	-0.0277	-0.0001
79	-0.0000	-0.0227	0.0000
80	-0.0000	-0.0227	-0.0000
81	-0.0000	-0.0227	-0.0000
83	0.0000	-0.0283	-0.0001
84	0.0000	-0.0233	0.0000
85	0.0000	-0.0233	-0.0000
86	0.0000	-0.0233	-0.0000
88	0.0000	-0.0288	-0.0001
89	0.0000	-0.0238	0.0000
90	0.0000	-0.0238	-0.0000
91	0.0000	-0.0238	-0.0000
93	0.0000	-0.0291	-0.0001
94	0.0000	-0.0242	0.0000
95	0.0000	-0.0242	-0.0000
96	0.0000	-0.0242	-0.0000
98	-0.0000	-0.0293	-0.0001
99	0.0000	-0.0245	0.0000
100	0.0000	-0.0245	-0.0000
101	0.0000	-0.0245	-0.0000
103	0.0002	-0.0294	-0.0003
104	0.0000	-0.0246	0.0000
105	0.0000	-0.0246	-0.0000
106	0.0000	-0.0246	-0.0000

108	0.0000	-0.0246	0.0000
109	0.0000	-0.0246	0.0000
110	0.0000	-0.0246	0.0000

SUPPORT JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT	ROTATION
1	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.0000	-0.0028	-0.0002
7	0.0000	0.0000	0.0000
12	0.0000	0.0000	0.0000
17	0.0000	0.0000	0.0000
22	0.0000	0.0000	0.0000
27	0.0000	0.0000	0.0000
32	0.0000	0.0000	0.0000
37	0.0000	0.0000	0.0000
42	0.0000	0.0000	0.0000
47	0.0000	0.0000	0.0000
52	0.0000	0.0000	0.0000
57	0.0000	0.0000	0.0000
62	0.0000	0.0000	0.0000
67	0.0000	0.0000	0.0000
72	0.0000	0.0000	0.0000
77	0.0000	0.0000	0.0000
82	0.0000	0.0000	0.0000
87	0.0000	0.0000	0.0000
92	0.0000	0.0000	0.0000
97	0.0000	0.0000	0.0000
102	0.0000	0.0000	0.0000
107	0.0000	0.0000	0.0000
111	0.0000	0.0000	0.0000

4. ANÁLISIS SISMICO DEFINITIVO;

Este se compone de dos partes. La primera consiste en un análisis dinámico a partir de las características propias de la estructura, donde intervienen las rigideces encontradas en el análisis estático, llegando finalmente a los cortantes de diseño tomando en cuenta --- efectos de torsión, de los que se calculan facilmente las fuerzas - sismicas, consideradas correctas. La segunda parte se trata del -- análisis del marco sujeto a dichas fuerzas horizontales, que corres ponden a lo que se llama análisis sísmico definitivo. Como ya se - ha mencionado, los resultados obtenidos sirven para corregir los de carga vertical, siguiendo un procedimiento relativamente simple, -- con lo que se diseñan los elementos, considerando las principales - sollicitaciones a que estará sujeta la estructura.

Ambos estudios se realizan, al igual que los anteriores, mediante - programas de computadora. Los resultados se mostrarán en las hojas siguientes, tratando de explicarlos.

Al hacer los cálculos se toma en cuenta un factor de ductilidad igual a 4, de acuerdo a lo establecido en el reglamento. Esto permite el diseño mediante fuerzas sismicas menores al aprovechar las deforma-- ciones que sufre la estructura. Esto resulta económico pues en caso de diseñar una estructura rígida que admita pocas deformaciones, los marcos toman esfuerzos mayores al absorber más energía, que si ésta fuera liberada precisamente en deformaciones, dentro de rangos per-- misibles.

4.1 MODOS DE VIBRAR:

Una estructura tendrá tantos modos de vibrar como grados de libertad, sin embargo para fines prácticos y tomando en cuenta su influencia, se consideran solamente los tres primeros, no siendo significativos los demás. A partir de ellos se calculan los desplazamientos.

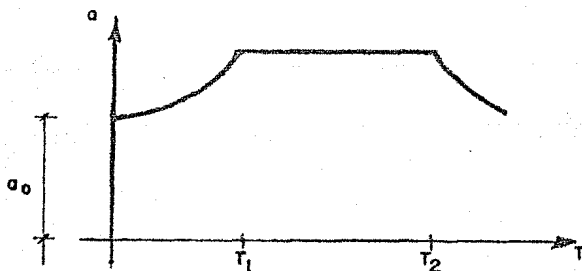
Se empieza a partir de las rigideces de cada marco, calculadas en el análisis estático, formándose una 'matriz de rigideces' .

Mediante un procedimiento algebraico matricial se encuentran las formas de los modos. La forma de la estructura deformada cortará $n-1$ veces la vertical (n = número del modo).

Hasta ahora unicamente se han considerado las características de la estructura. Sin embargo las propiedades del terreno también influyen de forma importante siendo los suelos blandos los más desfavorables. Es decir, que la forma de los modos unicamente toma en cuenta características estructurales.

En el R.C.D.F. se ha hecho una zonificación a partir del tipo de terreno. Por otra parte, se tienen acelerogramas de diferentes sismos, fijándose uno para diseño que toma en cuenta su envolvente y la zona en que se encuentra la estructura.

En este caso, el edificio se encuentra en un suelo duro. El acelerograma mencionado es de la siguiente forma:



Los valores del período T y aceleraciones para cada zona son:

ZONA	a_0	T_1	T_2	r	C
I	0.03	0.3	0.8	1/2	0.16
II	0.045	0.5	2.0	2/3	0.20
III	0.06	0.8	3.3	1	0.24

El edificio que se estudió está dentro de la zona I definida en el Reglamento como terreno firme. Esto fué comprobado por el estudio de suelos efectuado en el predio. Por lo tanto, se tendrán los si--

güentes valores:

a_0 = Valor de \underline{a} para $T = 0$, d6nde \underline{a} es la ordenada de los espectros de dise1o, como fracci6n de la aceleraci6n de la gravedad. = 0.03

T_1 y T_2 = Peri6dos característicos de los espectros de dise1o:

$$T_1 = 0.3$$

$$T_2 = 0.8$$

r = Exponente de las expresiones de los espectros = 1/2

c = Coeficiente sísmico = 0.16

A partir de la forma de los modos, se pueden calcular los desplazamientos, requiriéndose para ello el espectro de aceleraciones calculado de la forma siguiente:

$$\begin{aligned} \frac{a}{g} &= a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_1} && \text{si } T < T_1 \\ \frac{a}{g} &= c && \text{si } T_1 < T < T_2 \\ \frac{a}{g} &= c \left(\frac{T_2}{T} \right)^r && \text{si } T > T_2 \end{aligned}$$

d6nde T es el peri6do natural de vibraci6n de la estructura.

S_a = ESPECTRO DE ACELERACIONES

$$S_a = a$$

Tomando en cuenta todo lo anterior, se calculan los desplazamientos para cada nivel, que no deberán ser mayores a lo permitido en el Reglamento.

Hasta aqu4 hemos tomado en cuenta tanto características de la estructura (modos de vibrar) como las del terreno (acelerograma), teniendo por lo tanto un estudio que se acerca a la realidad.

Estos desplazamientos son un paso más a la obtenci6n de las fuer--

zas sísmicas de diseño puesto que ya se conocen las rigideces de los marcos. Sin embargo, antes de hallarlas es necesario considerar los efectos de torsión, que serán favorables en unos casos, y desfavorables en otros, como se verá en puntos subsecuentes.

En las hojas siguientes, se muestran los resultados de computadora para esta parte del análisis sísmico. En principio se anotan las características de cada nivel en cuanto a alturas y pesos, fácilmente obtenibles como ya se ha visto. De igual forma que se ha hablado de una matriz de rigideces, es necesaria una de masas, para lo cual se requiere este último dato.

Los datos siguientes, como número de marcos y pisos, altura, coeficiente sísmico, módulo de elasticidad y factor de ductilidad son conocidos. En seguida se muestran los resultados correspondientes a la forma de vibrar de la estructura, y la forma de los modos, de donde se obtienen los desplazamientos, como ya se indicó.

La rigidez que aparece corresponde a la de piso, que no es más que la suma de las rigideces de cada marco ya calculadas.

Solo falta indicar que el estudio debe hacerse en dos direcciones ortogonales, de ahí que haya uno para los marcos con ejes número y otro para letras.

4.2 ESTUDIO DE TORSION:

En el punto anterior se habló de la necesidad de tomar en cuenta el efecto de torsión para el cálculo de los cortantes de diseño. Habrá casos en que la torsión sea benéfica, es decir, actúe en sentido contrario a las fuerzas sísmicas directas, pero en otros habrán de sumarse, siendo por lo tanto muy importante este estudio. En sí, la torsión se produce cuando no coinciden el centro de masas y el de torsión. El centro de masas no es más que el de gravedad de las cargas que actúan en la estructura. El centro de torsión se refiere al centroide de las rigideces de cada marco.

Una forma fácil de entenderlo es si suponemos una carga horizontal aplicada en el centro del edificio, coincidiendo con el centro de

masas. Si alguno de los marcos extremos de un lado es más rígido - que el resto, se deformará menos que el marco del lado opuesto. Es ta diferencia en los desplazamientos produce el efecto de torsión. La excentricidad entre las fuerzas exteriores por sismo y las fuer zas internas en la estructura, originan un par de torsión cuyo va- lor es:

$$M_T = Z_d \times F_{sismo}$$

$$Z_d = \text{EXCENTRICIDAD LO DISEÑO}$$

De esta manera, en cada uno de los marcos o elementos resistentes- se tendrá:

- a) una fuerza cortante sísmica directa que corresponde a la distri- bución directa de F-sismo entre los marcos, y
- b) una fuerza cortante sísmica por torsión que corresponde a los - efectos que el par de torsión produce en los marcos.

Sucede a veces que el centro de torsión y el de masas coinciden, - no habiendo que considerar teóricamente este efecto. Sin embargo, - en el Reglamento se especifica una excentricidad accidental, por - el desconocimiento de la ubicación precisa de las cargas en un mo- mento dado, principalmente lo correspondiente a la viva.

El artículo 240 del R.C.D.F., hace referencia a esto señalando que deberá tomarse como mínimo lo que resulte más desfavorable de los- casos siguientes:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.5 e_s + 0.1b \\ e_s - 0.1b \end{array} \right.$$

e_s = Excentricidad calculada

b = Máxima dimensión en planta del entrepiso, perpendicular a la dirección del sismo.

Lógicamente, este análisis ha de hacerse en cada nivel, pues pueden

variar tanto las rigideces de los marcos como las fuerzas sísmicas consideradas.

En el ejemplo que se ha estado tratando no se presenta torsión, - por lo que unicamente hay que considerar la accidental. En las hojas siguientes se muestran los resultados de computadora, correspondientes al análisis sísmico continuación del punto anterior. - En su parte correspondiente al estudio que se hace para cada nivel, es donde se toma en cuenta éste efecto.

El análisis de un nivel cualquiera, por ejemplo el 10, proporciona lo siguiente: (Figura # 2.8)

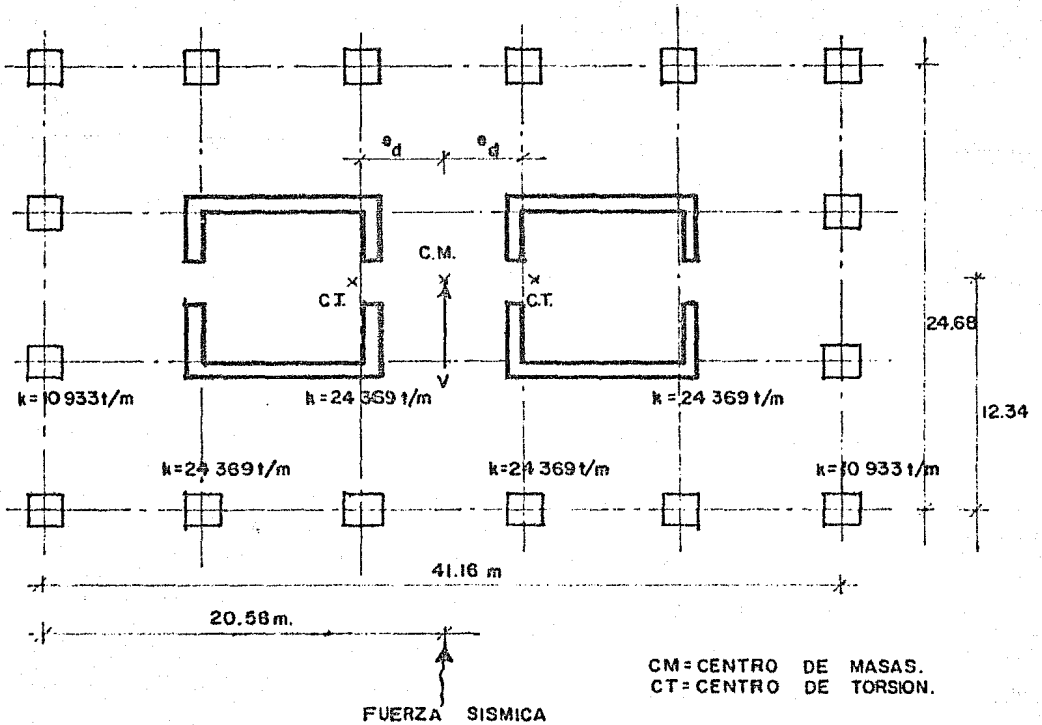


FIGURA #2.8

Puede verse que el cortante se encuentra aplicado en el centro de masas, por lo que también se denomina centro de cortantes. La estructura es simétrica en cuanto a rigideces se refiere, por lo que en principio no hay torsión. Sin embargo y como ya se explicó, se considera un valor que de acuerdo al reglamento será:

$$e_s = 1.5 e_o + 0.1b = 1.5(0) + 0.1 (41.16) = 4.12m$$

$$e_d = e_s - 0.1b = 0 - 0.1 (41.16) = -4.12m$$

Cantidades que aparecen en el cuadro de resultados.

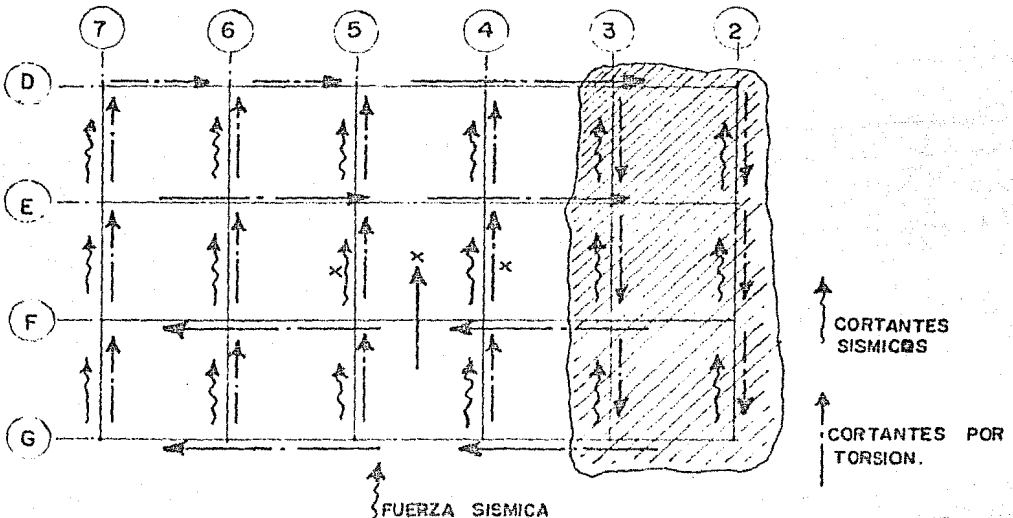
Los cortantes y momentos se obtienen a partir de los modos de vibrar y las excentricidades anteriores.

Se define un factor de distribución lineal dividiendo la rigidez de cada marco entre la de piso, que servirá para asignar la cantidad de cada fuerza que tomarán los marcos.

El cortante directo está representado por la columna de cortante-dinámico, mientras que el cortante por torsión está en la de efectos de torsión.

Para llegar al cortante de diseño solo hay que recordar lo que ya se ha mencionado; se considerará el valor que amplíe las fuerzas calculadas inicialmente, o sea el caso más desfavorable.

De esta forma se llega a lo que se quería inicialmente: Las fuerzas definitivas con que se hará el estudio de sismo definitivo.



ANALISIS SISMICO

MARCOS NUMERO

CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

NIVEL	ALTURA	PESO
1	5.49	1290.2
2	3.66	1206.8
3	3.66	1206.8
4	3.66	1206.8
5	3.66	1206.8
6	3.66	1206.8
7	3.66	1206.8
8	3.66	1206.8
9	3.66	1206.8
10	3.66	1206.8
11	3.66	1206.8
12	3.66	1206.8
13	3.66	1206.8
14	3.66	1206.8
15	3.66	1206.8
16	3.66	1206.8
17	3.66	1206.8
18	3.66	1206.8
19	3.66	1206.8
20	3.66	1324.8
21	6.25	533.8

NUMERO DE MARCOS 6
NUMERO DE PISOS 21
ALTURA TOTAL 81.27
COEFICIENTE SISMICO 0.16
MODULO DE ELASTICIDAD 1450000.
FACTOR DE DUCTILIDAD 4.00
LOCALIZACION EN ZONA DE TERRENO FIRME

RESULTADOS RELATIVOS A LA FORMA DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA

	MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4	MODO 5
FRECUENCIA ANGULAR NATURAL	2.474	6.086	9.235	11.564	14.655
PERIODO (EXPRESADO EN SEGUNDOS)	2.538	1.031	0.680	0.543	0.428
COEFICIENTE DE PARTICIPACION	1.508	-0.975	0.907	-0.624	0.231
ORDENADA DEL ESPECTRO	0.881	1.382	1.569	1.569	1.569

FORMA DE LOS MODOS

NIVEL	MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4	MODO 5
1	0.0340	-0.0856	0.0501	-0.0682	0.2585
2	0.0679	-0.1130	0.0948	-0.1308	0.4831
3	0.1010	-0.1655	0.1357	-0.1828	0.6468
4	0.1339	-0.2146	0.1702	-0.2212	0.7329
5	0.1765	-0.2733	0.2049	-0.2499	0.7304
6	0.2184	-0.3245	0.2268	-0.2541	0.6126
7	0.2672	-0.3753	0.2359	-0.2291	0.3559
8	0.3147	-0.4138	0.2274	-0.1772	0.0319
9	0.3683	-0.4432	0.1973	-0.0920	-0.3547
10	0.4196	-0.4556	0.1499	0.0059	0.6629
11	0.4758	-0.4498	0.0799	0.1182	0.8496
12	0.5286	-0.4242	0.0017	0.2117	0.8186
13	0.5867	-0.3715	-0.0913	0.2026	0.5329
14	0.6397	-0.2993	-0.1734	0.3000	0.0850
15	0.6978	-0.1918	-0.2481	0.2517	0.4945
16	0.7484	-0.0719	-0.2862	0.1451	0.8901
17	0.8055	0.0941	-0.2806	-0.0420	0.9759
18	0.8511	0.2521	-0.2196	-0.2161	0.5770
19	0.9044	0.4685	-0.0542	-0.3864	0.5101
20	0.9374	0.6213	0.1281	-0.3671	-1.1955
21	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

RIGIDEZES, DESPLAZAMIENTOS TOTALES Y RELACION DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO A ALTURA DE ENTREPISO DE LA ESTRUCTURA COMPLETA

NIVEL	RIGIDEZ (TON/M)	DESPLAZAMIENTO TOTAL (M)	D. REL./ALTURA
-------	--------------------	--------------------------------	----------------

1	217206.	0.0080	0.0014
2	217206.	0.0154	0.0020
3	220188.	0.0229	0.0020
4	220188.	0.0303	0.0020
5	167330.	0.0398	0.0025
6	167330.	0.0490	0.0025
7	139832.	0.0597	0.0029
8	139832.	0.0700	0.0028
9	119342.	0.0816	0.0031
10	119342.	0.0926	0.0030
11	103158.	0.1046	0.0032
12	103158.	0.1158	0.0030
13	86874.	0.1281	0.0033
14	86874.	0.1393	0.0030
15	71004.	0.1517	0.0033
16	71004.	0.1626	0.0029
17	53212.	0.1750	0.0033
18	53212.	0.1851	0.0027
19	33544.	0.1971	0.0032
20	33544.	0.2048	0.0021
21	5324.	0.2209	0.0025

MARCOS LETRA

CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

NIVEL	ALTURA	PESO
1	5.49	1324.1
2	3.66	1204.9
3	3.66	1204.9
4	3.66	1204.9
5	3.66	1204.9
6	3.66	1204.9
7	3.66	1204.9
8	3.66	1204.9
9	3.66	1204.9
10	3.66	1204.9
11	3.66	1204.9
12	3.66	1204.9
13	3.66	1204.9
14	3.66	1204.9
15	3.66	1204.9
16	3.66	1204.9
17	3.66	1204.9
18	3.66	1204.9

19	3.66	1204.9
20	3.66	1204.9
21	6.25	548.5

NUMERO DE MARCOS	4
NUMERO DE PISOS	21
ALTURA TOTAL	81.27
COEFICIENTE SISMICO	0.16
MODULO DE ELASTICIDAD	1450000.
FACTOR DE DUCTILIDAD	4.00
LOCALIZACION EN ZONA DE TERRENO FIRME	

RESULTADOS RELATIVOS A LA FORMA DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA

	MODO 1	MODO 2	MODO 3
FRECUENCIA ANGULAR NATURAL	3.470	8.402	13.062
PERIODO(EXPRESADO EN SEGUNDOS)	1.809	0.747	0.480
COEFICIENTE DE PARTICIPACION	1.513	-0.934	0.799
ORDENADA DEL ESPECTRO	1.043	1.569	1.569

FORMA DE LOS MODOS

NIVEL	MODO 1	MODO 2	MODO 3
1	0.0316	-0.0940	0.0622
2	0.0632	-0.1124	0.1184
3	0.0977	-0.1707	0.1757
4	0.1318	-0.2255	0.2240
5	0.1728	-0.2863	0.2688
6	0.2130	-0.3397	0.2968
7	0.2599	-0.3930	0.3081
8	0.3054	-0.4342	0.2964
9	0.3575	-0.4671	0.2564
10	0.4073	-0.4829	0.1937
11	0.4634	-0.4808	0.0991
12	0.5161	-0.4577	-0.0059
13	0.5751	-0.4060	-0.1320
14	0.6289	-0.3329	-0.2414
15	0.6893	-0.2196	-0.3401
16	0.7420	-0.0919	-0.3849
17	0.8036	0.0937	-0.3624
18	0.8528	0.2708	-0.2601
19	0.9122	0.5229	0.0036
20	0.9482	0.6963	0.2660
21	1.0000	1.0000	1.0000

GIDECES, DESPLAZAMIENTOS TOTALES Y RELACION DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO A ALTURA DE ENTREPISO DE LA ESTRUCTURA COMPLETA

NIVEL	RIGIDEZ (TON/M)	DESPLAZAMIENTO TOTAL (M)	D. REL./ALTURA
1	449416.	0.0046	0.0008
2	449416.	0.0086	0.0011
3	408740.	0.0133	0.0012
4	408740.	0.0179	0.0012
5	335652.	0.0235	0.0015
6	335652.	0.0289	0.0014
7	281036.	0.0351	0.0017
8	281036.	0.0411	0.0016
9	237124.	0.0479	0.0018
10	237124.	0.0543	0.0017
11	199918.	0.0616	0.0019
12	199918.	0.0683	0.0018
13	165548.	0.0759	0.0020
14	165548.	0.0828	0.0018
15	132224.	0.0905	0.0021
16	132224.	0.0974	0.0018
17	95236.	0.1054	0.0022
18	95236.	0.1120	0.0017
19	57604.	0.1201	0.0022
20	57604.	0.1252	0.0013
21	13000.	0.1330	0.0012

 NIVEL 10

ABSCISA DEL CENTRO DE CORTANTES 12.34 M
 ORDENADA DEL CENTRO DE CORTANTES 20.58 M
 ABSCISA DEL CENTRO DE TORSION 12.35 M
 ORDENADA DEL CENTRO DE TORSION 20.58 M

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES NUMERO

CORTANTE ESTATICO 782.12 TON
 CORTANTE DINAMICO 334.35 TON
 MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO 1377.91 TON-M
 MOMENTO TORSIONANTE MINIMO -1376.20 TON-M
 EXCENTRICIDAD MAXIMA 4.12 M
 EXCENTRICIDAD MINIMA -4.11 M

MARCO	RIGIDEZ (TON/M)	F.DIS.	CORTANTE ESTATICO (TON)	CORTANTE DINAMICO (TON)	EFECTOS DE MAXIMOS (TON)	TORSION MINIMOS (TON)	CORTANTE DE DISENO (TON)
7	10933.	0.091	71.65	30.63	-11.56	11.55	42.18
6	24369.	0.204	159.70	68.27	-15.47	15.45	83.72
5	24369.	0.204	159.70	68.27	-5.15	5.14	73.42
4	24369.	0.204	159.70	68.27	5.16	-5.15	73.43
3	24369.	0.204	159.70	68.27	15.46	-15.44	83.73
2	10933.	0.091	71.65	30.63	11.56	-11.55	42.19

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES LETRA

CORTANTE ESTATICO 777.06 TON
 CORTANTE DINAMICO 389.01 TON
 MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO -964.16 TON-M
 MOMENTO TORSIONANTE MINIMO 959.29 TON-M
 EXCENTRICIDAD MAXIMA 2.47 M
 EXCENTRICIDAD MINIMA 2.46 M

MARCO	RIGIDEZ (TON/M)	F.DIS.	CORTANTE ESTATICO (TON)	CORTANTE DINAMICO (TON)	EFECTOS DE MAXIMOS (TON)	TORSION MINIMOS (TON)	CORTANTE DE DISENO (TON)
D	19406.	0.081	83.59	31.83	8.61	-8.57	40.45
E	99156.	0.418	324.93	162.66	14.66	-14.59	177.33

99156. 0.418
19406. 0.081

324.93
63.59

162.66
31.83

-14.66
-8.61

14.59
8.57

177.26
40.41

*** ***** **
 NIVEL 21
 *** ***** **

ABSCISA DEL CENTRO DE CORTANTES 12.34 M
 ORDENADA DEL CENTRO DE CORTANTES 20.58 M
 ABSCISA DEL CENTRO DE TORSION 12.35 M
 ORDENADA DEL CENTRO DE TORSION 20.58 M

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES NUMERO

CORTANTE ESTATICO 42.14 TON
 CORTANTE DINAMICO 35.22 TON
 MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO 145.11 TON-M
 MOMENTO TORSIONANTE MINIMO -144.98 TON-M
 EXCENTRICIDAD MAXIMA 4.12 M
 EXCENTRICIDAD MINIMA -4.11 M

MARCO	RIGIDEZ (TON/M)	F.DIS.	CORTANTE ESTATICO (TON)	CORTANTE DINAMICO (TON)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (TON)	DE TORSION MINIMOS (TON)	CORTANTE DE DISENO (TON)
7	1196.	0.224	9.46	7.91	-1.27	1.27	9.18
6	733.	0.137	5.80	4.84	-0.46	0.46	5.31
5	733.	0.137	5.80	4.84	-0.15	0.15	5.00
4	733.	0.137	5.80	4.84	0.15	-0.15	5.00
3	733.	0.137	5.80	4.84	0.46	-0.46	5.31
2	1196.	0.224	9.46	7.91	1.27	-1.27	9.18

SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DE LOS EJES LETRA

CORTANTE ESTATICO 43.49 TON
 CORTANTE DINAMICO 34.85 TON
 MOMENTO TORSIONANTE MAXIMO -86.38 TON-M
 MOMENTO TORSIONANTE MINIMO 85.95 TON-M
 EXCENTRICIDAD MAXIMA -2.47 M
 EXCENTRICIDAD MINIMA 2.46 M

MARCO	RIGIDEZ (TON/M)	F.DIS.	CORTANTE ESTATICO (TON)	CORTANTE DINAMICO (TON)	EFFECTOS DE TORSION MAXIMOS (TON)	DE TORSION MINIMOS (TON)	CORTANTE DE DISENO (TON)
-------	-----------------	--------	-------------------------	-------------------------	-----------------------------------	--------------------------	--------------------------

4874.	0.374	16.30	13.06	1.85	-1.84	14.92
1626.	0.125	5.44	4.35	0.20	-0.20	4.56
1626.	0.125	5.44	4.35	-0.20	0.20	4.56
4874.	0.374	16.30	13.06	-1.85	1.84	14.91

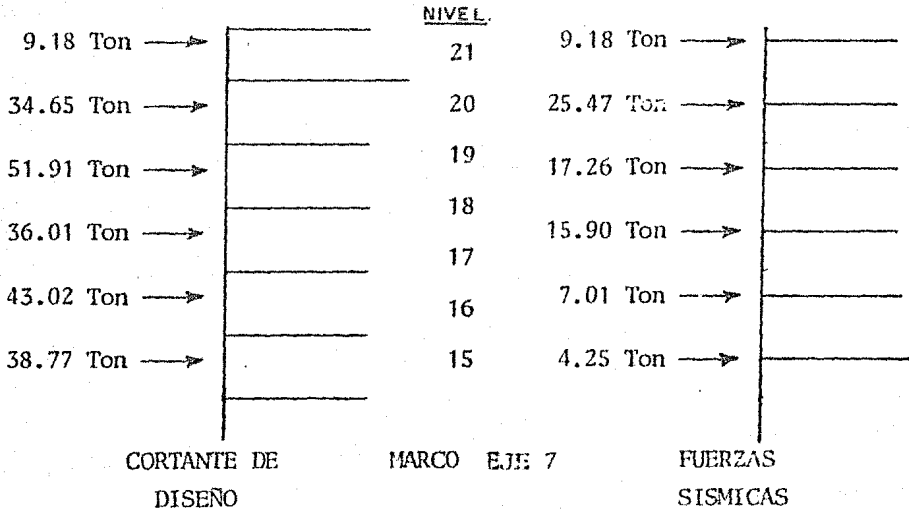
La zona marcada del lado derecho corresponde a aquella en que por el efecto de torsión, se reducirán las fuerzas actuantes en dicho marco. Sin embargo, como el centro de torsión puede ser el marcado o su simétrico, dicha zona se diseñaría con las fuerzas calculadas para el lado opuesto.

En los cortantes de diseño ya se ha tomado en cuenta lo anterior.

4.3 RESULTADOS:

Por todo lo obtenido hasta ahora, sólo falta hacer el análisis de sismo definitivo.

De los cortantes de diseño calculados en el punto anterior se encuentran las fuerzas sísmicas de diseño, con las que se hace éste último análisis. Por ejemplo, de los resultados de la computadora tenemos:



Los resultados se presentan de la misma forma que para carga vertical por lo que no se considera necesaria su presentación. Obtendremos momentos correctivos para formar los diagramas a partir de los isostáticos, así como fuerzas cortantes y axiales, necesarios pa

ra el diseño de los elementos. Por supuesto, habrá que hacer una superposición de los efectos producidos por carga vertical y sismo, aplicando los correspondientes factores de seguridad, que hasta ahora no se han tomado en cuenta.

5. SUPERPOSICION DE EFECTOS DE CARGA VERTICAL MAS SISMO:

Como ya se ha visto, todo el proceso anterior sirvió para calcular las fuerzas que actuarían sobre la estructura, por carga vertical y sismo. Finalmente se obtienen los elementos mecánicos en cada pieza, que permitirán su diseño.

En el caso de traveses y nervaduras, se pueden construir los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante a partir de los datos obtenidos. Para las columnas se conoce la carga axial y momentos actuando en ambos sentidos.

5.1 DIAGRAMAS DE MOMENTOS:

La computadora únicamente da los momentos en cada nudo, es decir, en los extremos de cada pieza. Estos valores se utilizan como correctivos del momento isostático correspondiente. Para fines de explicación, tomaremos como ejemplo los marcos 2 y 7.

De todo el proceso anteriormente explicado se han obtenido fuerzas actuantes en cada uno de los miembros, sin embargo no resultaría económico que el diseño se hiciera para cada caso en particular. Es por ello que la altura total del edificio se divide en una serie de tramos que se diseñarán bajo las condiciones más desfavorables. De esta forma, los cambios en los armados de traveses, losas, columnas y muros se efectúan cada cierto número de niveles, cinco en este caso. Hay ocasiones en que los cálculos se refinan mucho más, haciendo los ajustes en los armados y cambios de secciones constantemente. Esto conduce a un ahorro de acero, aunque normalmente cuesta más trabajo que el ahorro mismo, por lo que resulta conveniente hacerlo por tramos iguales.

Si tomamos como ejemplo el marco de los ejes 2 y 7, en su primera-

parte, encontramos los siguientes resultados del análisis de carga vertical para el caso más desfavorable: (Figura # 2.9)

Haciendo a un lado la P.B., que se trató independientemente del resto, el diseño se hizo con los valores correspondientes al 4o. nivel.

Por otra parte, el efecto del sismo se considera de la misma forma. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

	DISEÑO DEFINITIVO POR SISMO						NIVEL.
3.66	24.35	23.44	26.02	26.01	23.43	24.35	4
3.66	24.94	23.59	25.08	24.92	22.64	23.51	3
3.66	17.64	17.19	19.17	19.20	17.31	17.80	2
5.49	27.30	23.34	26.57	26.74	25.19	30.53	1
	6.31	6.24	6.44	6.44	6.22	6.26	PB

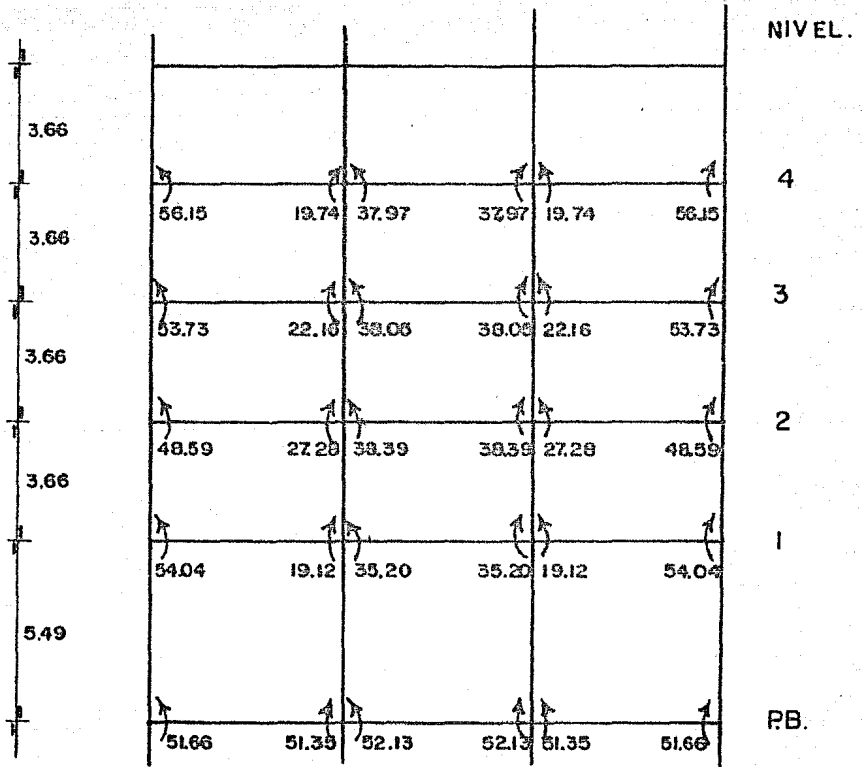
El caso más desfavorable se presenta en el primer nivel, por lo -- que dichas cantidades se emplearán en el diseño de todo el tramo, -- sumándolos o restándolos a los de carga vertical.

Por lo anterior, es posible hacer el diagrama de momentos corres-- pondiente. (Ver Figura # 2.10)

Pueden observarse dos líneas correspondientes a sismo. Esto es por -- que deberá considerarse actuando en ambos sentidos.

Hay que recordar que hasta ahora no se ha tomado en cuenta el fac-- tor de seguridad, cosa que se hará durante el diseño de cada pieza.

El procedimiento para los demás marcos es el mismo.



CARGA VERTICAL.

FIGURA #2.9

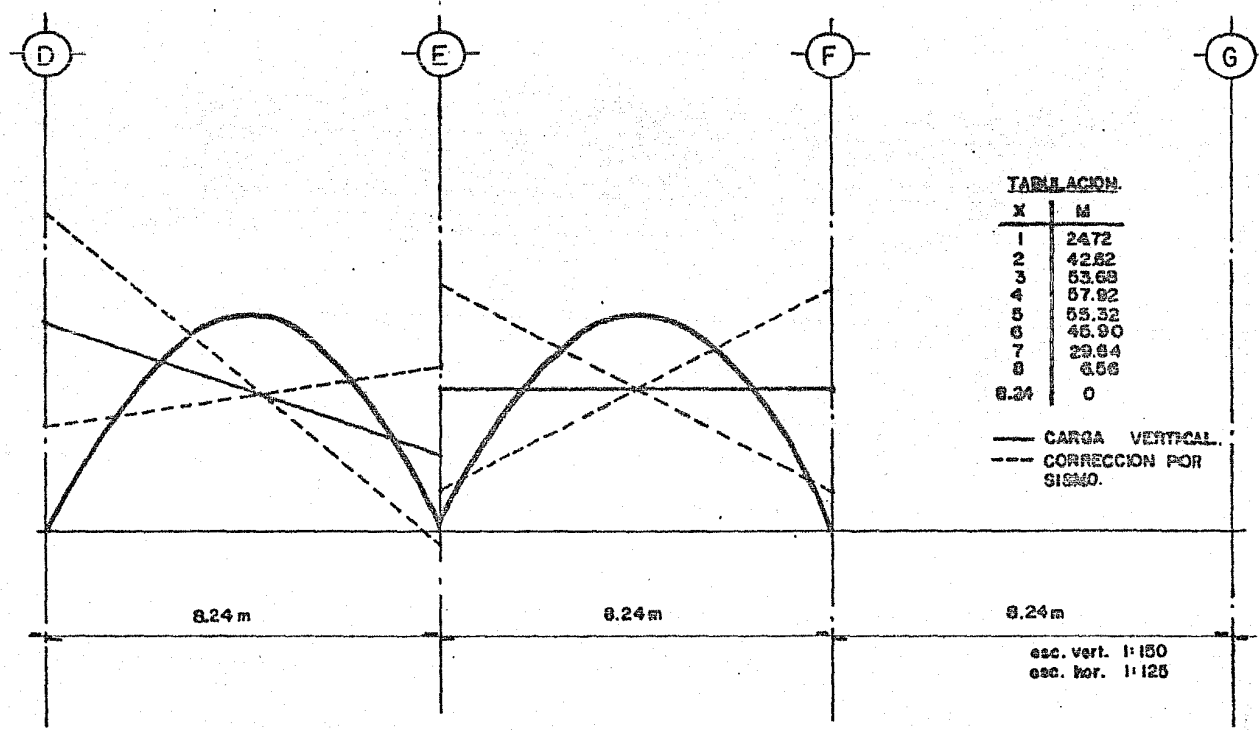
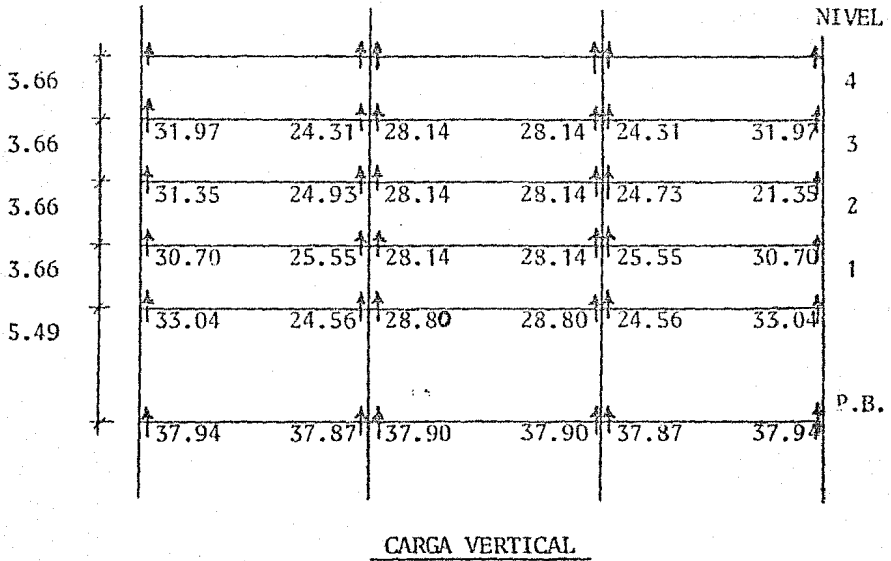


DIAGRAMA DE MOMENTOS.

FIGURA #2.10

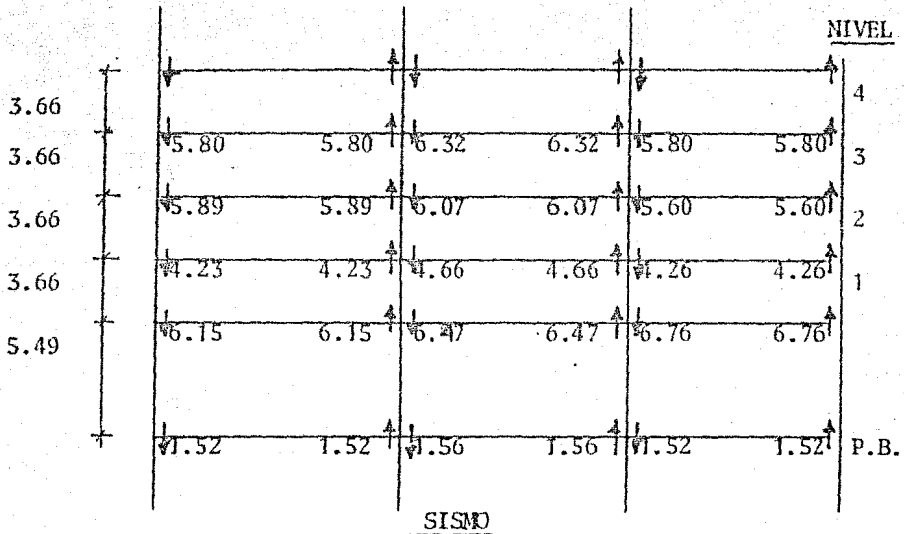
5.2 DIAGRAMAS DE FUERZAS CORTANTES.

Para obtener el diagrama de fuerzas cortantes, el procedimiento que se sigue es similar al anterior. Como datos se tienen las fuerzas cortantes en cada nudo, tanto por carga vertical como por sismo. Como es lógico pensar, se hará una combinación de ambas, tomando el caso más desfavorable para cada elemento. Para el mismo caso analizado por momento flexionante se tendrán los siguientes resultados:



De acuerdo a lo anterior, los valores que se presentan en el primer nivel serían los empleados para calcular la zona comprendida por estos cuatro niveles.

Por sismo se obtuvo lo siguiente:



En éste caso también son los valores del primer nivel los que se emplearán.

Teniendo los datos anteriores, se puede hacer el diagrama de fuerzas cortantes, que se muestra a continuación. (Figura # 2.11)

Puede observarse que las fuerzas por sismo se suman o restan a las producidas por carga vertical, dependiendo del sentido en que actúe.

5.3 TABLA DE COLUMNAS:

A través de todos los análisis que se han hecho hasta ahora, se conocen las cargas a que está sometida cada una de las columnas.

Sin embargo esta información no se encuentra reunida, por lo que se acostumbra hacer una tabla de columnas, que muestre claramente las acciones que deberán considerarse para su diseño.

Como esto se obtiene de los análisis que se hicieron para cada marco y en ambas direcciones, puede notarse que las áreas de influen-

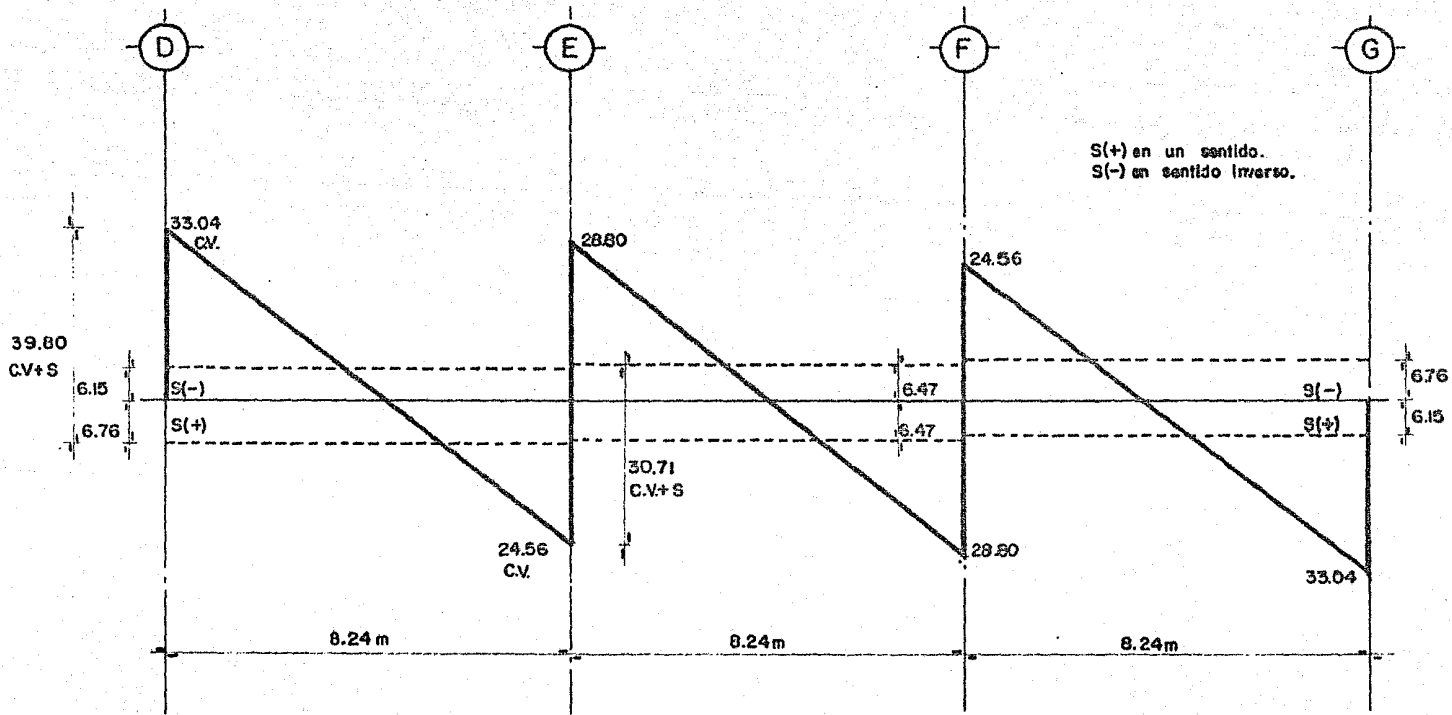
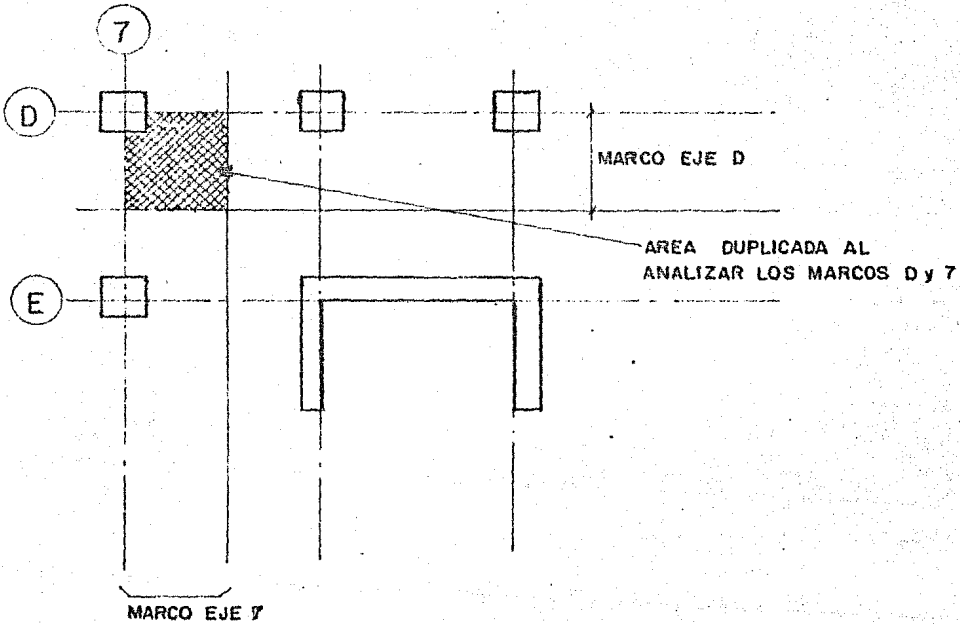


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES.

FIGURA #2.II

cia de todas las columnas han sido duplicadas:



Por lo anterior, la carga que debe emplearse para el cálculo será un promedio de las obtenidas en los análisis de cada marco. Además de la carga debida al peso de todos los elementos debe considerarse aquella producida por las fuerzas sísmicas. Aparecen momentos en los extremos, que se considerarán de la forma siguiente: en el sentido de acción del sismo, se toma el valor del momento producido por carga vertical y por sismo en esta dirección y en el sentido perpendicular se toma el momento en este sentido por carga vertical, más un 30% del monto por sismo en esta dirección. Como el sismo puede actuar en cualquiera de las dos direcciones consideradas, se harán los cálculos para ambos casos, tomando el más desfavorable para diseño.

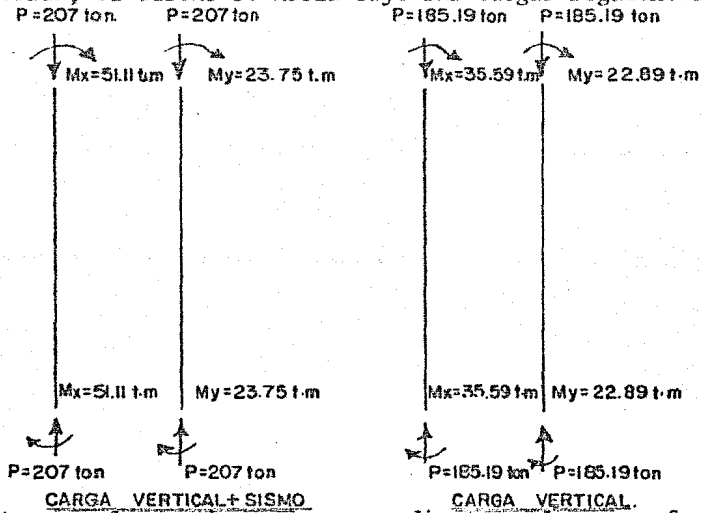
NIVEL	CARGA VERTICAL					MOMENTOS EXTREMOS					
	CARGA VERTICAL			SISMO MARCO	TOTAL C.V.	MOMENTO EJE 7			MOMENTO EJE E		
	MARCO 7	MARCO E	PROMEDIO			C.V.	SISMO	TOTAL	C.V.	0.3 x 5y	TOTAL
	58.65	30.18	44.52	5.01	49.53	-40.60	18.03	58.65	-36.95	2.67	39.62
19	66.79	38.13	52.46	5.01	57.47	-34.98	2.94	37.92	-23.30	2.04	25.34
	103.10	74.43	88.77	10.56	99.33	-34.64	20.67	57.31	-22.50	0.90	23.40
18	111.04	82.38	96.71	10.56	107.27	-36.07	20.01	56.08	-23.22	0.38	23.60
	147.40	118.67	133.04	16.37	149.41	-35.59	4.49	40.18	-22.49	2.61	25.10
17	155.34	126.61	140.98	16.37	157.35	-35.77	7.48	43.25	-22.79	2.18	24.97
	191.60	162.89	177.25	21.85	199.10	-39.89	18.82	51.11	-22.89	0.86	23.75
16	199.54	170.84	185.19	21.85	207.04	-36.53	14.37	49.20	-22.82	0.88	23.80

NIVEL	CARGA VERTICAL.					MOMENTOS EXTREMOS.					
	CARGA VERTICAL			SISMO MARCO E	TOTAL C.V.	MOMENTO EJE E			MOMENTO EJE 7		
	MARCO 7	MARCO E	PROMEDIO			C.V.	SISMO	TOTAL	C.V.	0.3 x 5y	TOTAL
	58.65	30.18	44.52	2.41	46.93	-36.95	9.58	46.91	-40.60	4.82	45.42
19	66.79	38.13	52.46	2.41	54.87	-23.30	6.80	30.10	-34.98	0.88	35.86
	103.10	74.43	88.77	4.88	93.65	-22.50	2.99	25.49	-34.64	6.20	40.84
18	111.04	82.38	96.71	4.88	101.59	-23.22	1.26	24.48	-36.07	6.00	42.07
	147.40	118.67	133.04	7.38	140.42	-22.49	8.71	31.20	-35.09	1.35	37.04
17	155.34	126.61	140.98	7.38	148.36	-22.79	7.25	30.05	-35.77	2.24	38.01
	191.60	162.89	177.25	9.92	187.17	-22.89	2.87	25.78	-35.59	4.66	40.25
16	199.54	170.84	185.19	9.92	195.11	-22.82	3.27	26.09	-35.53	4.31	39.84

Además se convendrá en que el diseño se haga por tramos iguales - a 5 pisos como en el caso de losas; la tabla que se presenta corresponde al tramo superior.

En la tabla, siempre se sumó el efecto debido a sismo, ya que si bien es cierto que en algún momento ésta acción es favorable, también se suman sus efectos a los existentes, cuando actúa en el otro sentido.

El tramo se diseña para la condición más desfavorable de las que se presentan en todos los elementos. Por ejemplo, para la tabla mostrada, el diseño se haría bajo las cargas siguientes:



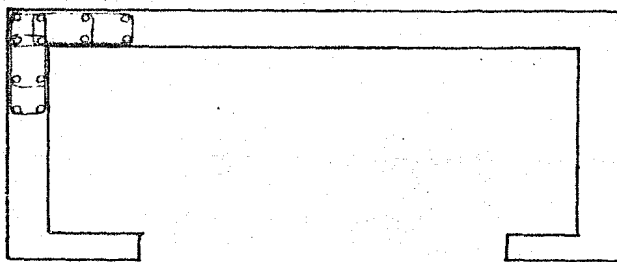
Se tomaron las acciones correspondientes a la mayor fuerza vertical. Aún cuando no hay mucha diferencia entre los momentos del nivel 16 y 19, los de este último son mayores, por lo que debe hacer se una revisión para ver si el diseño realizado resiste dichos momentos.

6. DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES TIPO:

Todo el proceso llevado a cabo hasta ahora, ha tenido por objeto la obtención de las acciones a que estarán sujetos los elementos, y de allí, los diagramas de momento y fuerza cortante necesarios-

para su diseño.

Se ha dirigido este estudio principalmente al diseño de traveses, losas y columnas, que son los miembros típicos en toda construcción. En este edificio en particular es importante también la función de los muros que forman los núcleos centrales, sin embargo no se tratan de manera particular. El análisis hecho hasta ahora nos da las cargas recibidas en cada nivel por los muros. En este caso, puede hacerse una tabla similar a las columnas. Para resistir las acciones, se hará que el muro trabaje como columna, como se muestra a continuación. El núcleo que forman los muros, proporciona rigidez a la estructura.



PLANTA

Al igual que en el caso de columnas, la cantidad de acero necesaria irá disminuyendo. Adicionalmente, se tiene la ventaja de poder ir disminuyendo la sección de la columna sin que ello se note externamente. Como puede apreciarse, se presentan concentraciones de esfuerzos en las esquinas que se arman como si fuesen columnas. En el resto del muro los esfuerzos son menores, y el acero requerido también.

Antes de pasar al diseño de los elementos, hay que hacer mención a los factores de seguridad. Hasta ahora no se habían tomado en cuenta, sin embargo es éste un paso sumamente importante. Hay que considerar factores de carga y factores de resistencia, tratados -

en los artículos 220 y 221 del Reglamento de Construcciones del -- D.F.

Por factor de carga se entiende un incremento a las acciones consi-
deradas debido a la incertidumbre que existe en su estimación. Su-
valor varía dependiendo del tipo de estructura que se trate. Por -
ejemplo, para combinación de acciones permanentes y variables se -
toma F.C. = 1.4, excepto en estructuras donde se vayan a tener ---
grandes aglomeraciones de gente, en cuyo caso se tendrá F.C. = 1.5.
Debido a las características del edificio en estudio se tomará el-
primero de ellos para incrementar los diagramas debido a carga ver-
tical. En el segundo punto del Reglamento indica que "Para combina-
ciones que incluyan una acción accidental, además de las cargas---
permanentes y variables, se tomará F.C. = 1.1" . Adicionalmente se
indica que cuando la consideración de alguno de los factores ante-
riores sea favorable a la estructura, se tomará F.C. = 0.9.

El segundo gran grupo, correspondiente a factores de resistencia,-
se refiere a un coeficiente que reduce la resistencia teórica de -
las piezas debido principalmente a la incertidumbre que se tiene -
en la calidad de los materiales que se emplearán, en las hipótesis
hechas en los cálculos, en los controles de calidad, etc. El Regla-
mento especifica:

$$F.R. = 1.25 - 1.4 C_r \quad C_r = \text{Coeficiente de variación de la resistencia.}$$

Sin embargo, se toma de 0.9 para el caso de flexión y 0.85 para --
cortante.

Como ya se ha mencionado, éstos coeficientes serán aplicados a los
momentos correctivos de los diagramas de cada elemento estructural,
como se verá en los puntos siguientes correspondientes a diseño de
piezas tipo.

6.1 DISEÑO DE LOSAS Y TRABES:

Las losas de este proyecto como ya se sabe, son encasetonadas.

También se denominan losas planas aligeradas, y se caracterizan por apoyarse directamente sobre las columnas. En ocasiones se hacen ampliaciones en la zona de unión con las columnas, llamadas capiteles. Esto se debe a que por su característica, se produce una concentración de esfuerzos en dichas zonas.

Para poder iniciar el diseño de losas y trabes es necesario primero hacer referencia a dos puntos de las Normas Complementarias al Reglamento. Por una parte, el 4.3.6 e), sobre distribución de momentos, en losas planas. "Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla siguiente:

	FRANJAS COLUMNA	FRANJAS CENTRALES
MOMENTOS POSITIVOS	60	40
MOMENTOS NEGATIVOS	75	25

La otra disposición, 2,1.5.i), dice que la fracción de momento correspondiente a $1-\alpha$ es igual a:

$$1-\alpha = \frac{1}{1+0.67 \sqrt{(c_1+d)/(c_2+d)}}$$

donde en columnas rectangulares c_1 es la dimensión de la columna paralela al momento transmitido y c_2 la dimensión perpendicular a c_1 ; debe transmitirse por flexión en un ancho igual a $C_2 + 3h$ centrado con el eje de la columna, donde h es el espesor de la losa. Debe aplicarse aquel requisito para el cual resulte la mayor área de acero.

Para el caso en estudio, como las columnas son cuadradas queda:

$$1-\alpha = \frac{1}{1+0.67} = \underline{\underline{0.60}}$$

cantidad menor que los coeficientes de la tabla, por lo que en todo caso se emplearán ellos.

Resumiendo, el 75% del momento flexionante, será tomado por la ---

franja de la columna, y el resto por la central. Para la faja de columna, el 85% será tomado por la trabe perimetral, y el resto por las nervaduras de dicha zona.

Las fórmulas que da el reglamento para el diseño por flexión son:

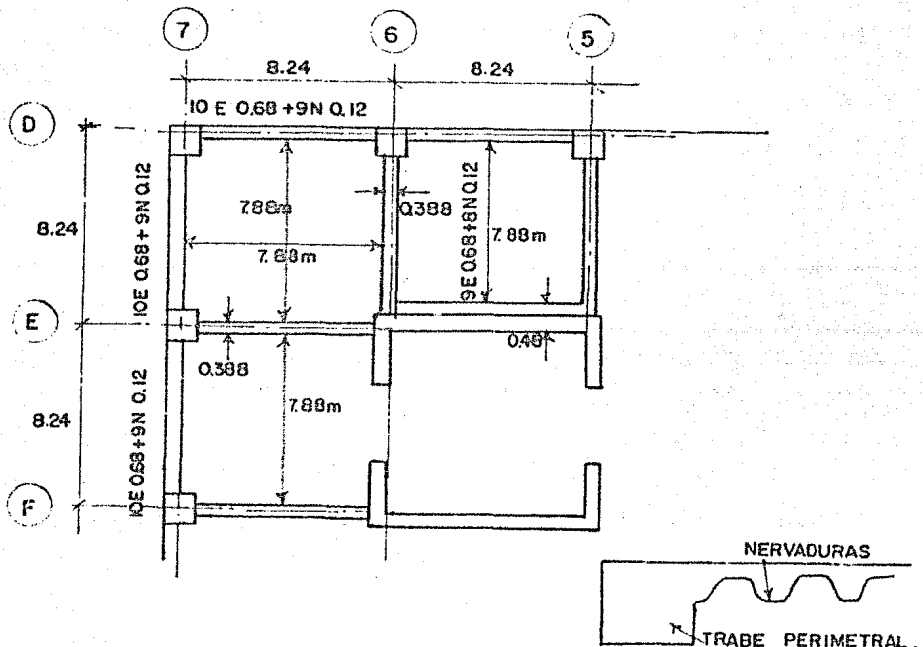
$$M_x = F_x b d^2 f_c \rho (1.059)$$

$$\rho = \frac{f_y}{f_c} P$$

$$P_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$P_{max} = \frac{4800}{6000 + f_y} \frac{f_c}{f_y}$$

Como se trata de una losa encasetonada, es necesario hacer primero una distribución de las nervaduras en los claros, que nos dará tanto el número de nervaduras que caen dentro de cada faja, como la dimensión de éstas en algunas zonas. Para esto se toma un ancho de nervadura igual a 12 cm. cantidad dada por las características de la cimbra con que se cuenta; (Figura # 2.12)



FIGURA#2.12

El momento de diseño será aquel que resulte mayor de multiplicar el correspondiente a carga vertical por 1.4, o el de carga vertical más sismo por 1.1 de acuerdo a las especificaciones explicadas.

Por lo tanto, para el diseño de la trabe perimetral se tendrá:

$$P_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = \underline{\underline{0.0024}}$$

$$P_{max} = \frac{4800}{6000 + f_y} \frac{f'_c}{f_y} = \frac{4800}{6000 + 4200} \frac{136}{4200} = \underline{\underline{0.0152}}$$

Habrá que calcular el momento resistente de las varillas para determinar la longitud del refuerzo por momento negativo en los apoyos y por momento positivo en el centro del claro de las piezas.

Para ello se emplea la fórmula siguiente:

$$M_{Rv} = F_R a_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

- Donde:
- M_{Rv} = Momento resistente del acero.
 - F_R = Factor de reducción de resistencia.
 - a_s = Área de acero de la varilla colocada.
 - f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.
 - d = Peralte efectivo de la pieza.
 - a = Profundidad del bloque de compresión del concreto.

La cantidad "a" puede determinarse mediante la siguiente relación:

$$a = p m d$$

- Donde:
- p = Porcentaje de acero.
 - $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$

La fórmula inicial quedaría:

$$M_{Ev} = F_E a_s \int_y \left(d - p \frac{f_y}{0.85 f_c} \frac{d}{2} \right)$$

$$M_{Ev} = F_E a_s \int_y \left(d - p d \frac{1}{2} \frac{4200}{0.85(200)} \right)$$

$$M_{Ev} = F_E a_s \int_y \left[d - p d (12.35) \right]$$

$$M_{Ev} = F_E a_s \int_y d (1 - 12.35 p)$$

Para el trato D-E se tendrá:

APOYO D =

$$\left. \begin{aligned} M_{cv} &= 56(1.4) = 78.40 \\ M_{cv+s} &= 84(1.1) = 92.40 \end{aligned} \right\} \therefore M_E = \underline{92.40 \text{ Ton.m}}$$

$$M_E = 92.40 (0.75)(0.85) = \underline{58.91 \text{ Ton.m}}$$

$$\frac{M_E}{F_E b d^2 f_c''} = q - 0.59 q^2 = \frac{58.91 \times 10^5}{0.9 (61)(82)^2 (136)} = 0.1173 \quad \therefore q = 0.1252$$

$$p = q \frac{f_c''}{f_y} = 0.1252 \frac{(136)}{4200} = 0.0041 < p_{max}$$

$$\therefore p = 0.0041 \quad A_s = p b d = \left[\underline{20.27 \text{ cm}^2} \right] \text{ (APOYO D)}$$

APOYO E :

$$\left. \begin{aligned} M_{cv} &= 20(1.4) = 28.00 \text{ Ton.m} \\ M_{cv+s} &= 44(1.1) = 48.40 \text{ Ton.m} \end{aligned} \right\} M_E = \underline{48.40 \text{ Ton.m}}$$

$$M_E = 48.40 (0.75)(0.85) = \underline{30.855 \text{ Ton.m}}$$

$$q - 0.59 q^2 = \frac{30.855 \times 10^5}{0.9 (61)(82)^2 (136)} = 0.0615 \quad \therefore q = 0.0635$$

$$p = q \frac{f_c''}{f_y} = 0.0635 \frac{(136)}{4200} = 0.0021 < p_{max}$$

$$p = 0.0021 \quad A_s = p b d = \left[\underline{12.00 \text{ cm}^2} \right] \text{ (APOYO E)}$$

PARA EL MOMENTO POSITIVO:

$$\left. \begin{aligned} M_{cu} &= 22(1.4) = 30.8 \text{ Ton}\cdot\text{m} \\ M_{cu+s} &= 28(1.1) = 30.8 \text{ Ton}\cdot\text{m} \end{aligned} \right\} M_B = 30.8 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_B = 30.8(0.75)(0.85) = 19.635 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$q - 0.5q^2 = \frac{19.635 \times 10^5}{0.9(61)(82)^2(136)} = 0.0391 \quad \therefore q = 0.0399$$

$$P = q \frac{f_c}{f_y} = 0.0399 \frac{(136)}{4200} = 0.0013 < P_{min}$$

$$\therefore P = 0.0024 \quad A_s = pbd = \boxed{12 \text{ cm}^2}$$

PARA EL TRAMO B-F DE NAUSEA SIMILAR:

APoyo E:

$$\left. \begin{aligned} M_{cu} &= 38(1.4) = 53.2 \text{ Ton}\cdot\text{m} \\ M_{cu+s} &= 65(1.1) = 71.5 \text{ Ton}\cdot\text{m} \end{aligned} \right\} M_B = 7150 \times 0.75 \times 0.85 = 45.581 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$q - 0.5q^2 = \frac{45.581 \times 10^5}{0.9(61)(82)^2(136)} = 0.0908 \quad \therefore q = 0.0953$$

$$P = q \frac{f_c}{f_y} = 0.0953 \frac{(136)}{4200} = 0.0031 > P_{min}$$

$$A_s = pbd = \boxed{15.44 \text{ cm}^2}$$

MOMENTO POSITIVO:

$$\left. \begin{aligned} M_{cu} &= 21(1.4) = 29.4 \text{ Ton}\cdot\text{m} \\ M_{cu+s} &= 24(1.1) = 26.4 \text{ Ton}\cdot\text{m} \end{aligned} \right\} M_B = 29.4(0.75)(0.85) = 18.743 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$q - 0.5q^2 = \frac{18.743 \times 10^5}{0.9(61)(82)^2(136)} = 0.0373 \quad \therefore q = 0.0381$$

$$P = 0.0381 \frac{(136)}{4200} = 0.0012 < P_{min} \quad \therefore P = 0.0024$$

$$A_s = pbd = \boxed{12.00 \text{ cm}^2}$$

Los refuerzos tanto por momento positivo como negativo, se colocan de tal manera que se cumpla con la cantidad de acero que se requiere tanto en los apoyos como en el centro del claro, ya que el que corre por toda la pieza no es suficiente en estas zonas. Se cortan donde ya no se requieren, a partir del diagrama de momentos y del momento resistente de las varillas que corren longitudinalmente.

Lo que se hace primero es elegir el diámetro y número de las varillas corridas, calculándose su momento resistente, con cuyo valor se traza una paralela a la línea que se haya empleado para corregir el diagrama isostático. Donde dicha paralela corte al isostático indica el punto a partir del cual se requiere refuerzo. Si se toma como ejemplo alguno de los apoyos, el refuerzo irá desde él hasta dicho punto, prolongándose una distancia correspondiente a la longitud de alclaje de la varilla en cuestión.

El diseño de las nervaduras es igual al de la trabe, únicamente que se divide el área de acero resultante entre el número de nervaduras que entran en la faja considerada.

Tomando los momentos anotados en el cálculo anterior; entre los ejes D y E tendremos:

-APOYO D:

$$M_r = 92.40 \text{ Ton.m} \quad M_r = 92.40 (0.75)(0.15) = 10.395 \text{ T m}$$

Dentro de la faja de columna (L/4) entran dos nervaduras, por lo tanto el momento para cada una de ellas será:

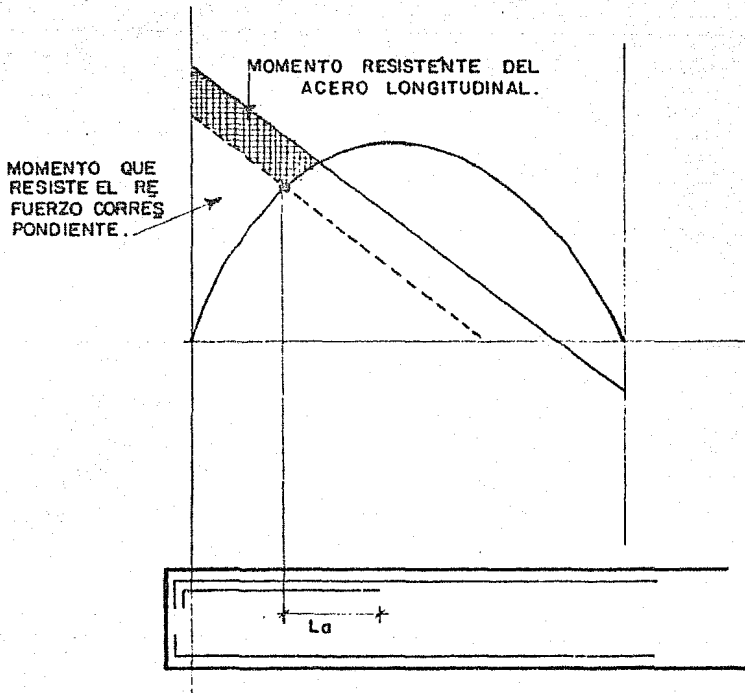
$$M_r = \frac{10.395}{2} = 5.1975 \text{ Ton. m.}$$

$$q = 0.5q^2 = \frac{5.1975 \times 10^5}{0.9 (12) (32)^2 (136)} = 0.3456 \quad q = 0.4442$$

$$p = \frac{0.4442 (136)}{4200} = 0.0144$$

$$A_{s(-)} = \underline{\underline{5.52}} \text{ cm}^2$$

POR NERVADURA



- MOMENTO POSITIVO:

$$M_r = 30.8 \text{ Ton. m} \quad M_r = 30.8 (0.75) (0.15) = 3.465 \text{ Ton.m}$$

$$M_r = \frac{3.465}{2} = 1.7325 \text{ Ton. m}$$

$$q - 0.5 q^2 = \frac{1.7325 \times 10^5}{(0.9) (12) (32)^2 (136)} = 0.1152 \quad q = 0.1227$$

$$p = 0.1227 \frac{(136)}{4200} = 0.0040 \quad A_s (+) = 0.0040 (12)(32) = \underline{1.54 \text{ cm}^2}$$

Entre los ejes E y F tendremos:

APOYO E:

$$M_r = 71.50 \text{ Ton. m} \quad M_r = 7150 (0.75) (0.15) = 8.0438 \text{ Ton. m}$$

$$M_r = \frac{8.0438}{2} = 4.0219 \text{ Ton. m}$$

$$q - 0.5q^2 = \frac{4.0219 \times 10^5}{(0.9) (12) (32)^2 (136)} = 0.2674 \quad q = 0.3180$$

$$p = 0.3180 \frac{(136)}{4200} = 0.0103 \quad A_s (-) = \underline{3.95 \text{ cm}^2}$$

- MOMENTO POSITIVO:

$$M_r = 29.40 (0.75) (0.15) = 3.3075 \text{ t.m} \quad M_r = \frac{3.3075}{2} = 1.6538 \text{ T.m}$$

$$q - 0.5q^2 = \frac{1.6538 \times 10^5}{(0.9) (12) (32)^2 (136)} = 0.11 \quad q = 0.1168$$

$$p = 0.1168 \frac{(136)}{4200} = 0.0038 \quad A_s (+) = \underline{1.45 \text{ cm}^2}$$

Para las nervaduras de la franja central (L/2), habrá que dividir

el momento correspondiente entre 6 nervaduras.

En el tramo D-E:

- APOYO D:

$$M = 92.40 \text{ ton. m} \quad Mr = 92.40 (0.25) = 23.10 \quad Mr = \frac{23.10}{6} = 3.85 \text{ T. m}$$

$$q - 0.5q^2 = \frac{3.85 \times 10^5}{0.9(12)(32)^2(136)} = 0.2560 \quad q = 0.3014$$

$$p = \frac{0.3014(136)}{4200} = 0.0098 \quad A_{s(-)} = \underline{\underline{3.75 \text{ cm}^2}}$$

MOMENTO POSITIVO

$$M = 30.8 \text{ T. m} \quad Mr = 30.8 (0.25) = 7.70 \quad Mr = \frac{7.70}{6} = 1.28 \text{ ton. m}$$

$$q - 0.5q^2 = \frac{1.28 \times 10^5}{0.9(12)(32)^2(136)} = 0.0851 \quad q = 0.0891$$

$$p = \frac{0.0891(136)}{4200} = 0.0029 \quad A_{s(+)} = \underline{\underline{1.11 \text{ cm}^2}}$$

Entre los ejes E y F:

APOYO E:

$$M = 71.50 \text{ T. m} \quad Mr = 71.50(0.25) = 17.875 \quad Mr = \frac{17.875}{6} = 2.98 \text{ T. m}$$

$$q - 0.5q^2 = \frac{2.98 \times 10^5}{0.9(12)(32)^2(136)} = 0.1981 \quad q = 0.2230$$

$$p = \frac{0.2230(136)}{4200} = 0.0072 \quad A_{s(-)} = \underline{\underline{2.77 \text{ cm}^2}}$$

MOMENTO POSITIVO

$$M = 29.40 \text{ t. m} \quad Mr = 29.40 (0.25) = 7.35 \quad Mr = \frac{7.35}{6} = 1.225 \text{ Ton. m}$$

$$q - 0.5q^2 = \frac{1.225 \times 10^5}{0.9(12)(32)^2(136)} = 0.0814 \quad q = 0.0851$$

$$P = 0.0851 \frac{(136)}{4200} = 0.0028$$

$$A_s (+) = \underline{\underline{1.06}} \text{ cm}^2$$

Podemos decir que no hay una línea dentro del diagrama de momentos que sea única para el diseño. Siempre se tomará aquella que dé resultados más desfavorables para la zona que se esté diseñando. Esto se hace, como ya se explicó, porque dichas líneas corresponden a correcciones debidas a sismo actuando en diferentes direcciones, por lo que la pieza debe ser diseñada lógicamente para resistirlo, sea cual sea su dirección de acción.

Para el diseño por fuerza cortante se sigue un procedimiento similar. Hay que partir del diagrama de la Figura # 2.11, donde se encuentran las fuerzas tomando en cuenta el efecto sísmico. Como en el caso de momentos, hay que repartir las fuerzas en franjas centrales y de columna de acuerdo a los mismos porcentajes. Por ejemplo, para la trabe perimetral se multiplicaría la fuerza cortante por 0.75 al tratarse de franja de columna, y por 0.85 para trabe perimetral. En este caso, para el apoyo D se tendría:

$$\left. \begin{aligned} V_{cv} &= 33.04 \times 1.4 = 46.26 \text{ Ton.} \\ V_{cv+s} &= 39.80 \times 1.1 = 43.78 \text{ Ton.} \end{aligned} \right\} V = 46.26 \text{ Ton.}$$

$$V_{FC} = 46.26 \times 0.75 \times 0.85 = 29.49 \text{ Ton.}$$

Ahora hace falta calcular la fuerza que resiste el concreto para ver si se requiere refuerzo vertical. Esto se hace a partir de lo establecido en el R.C.D.F. (Punto 2.1.5 a):

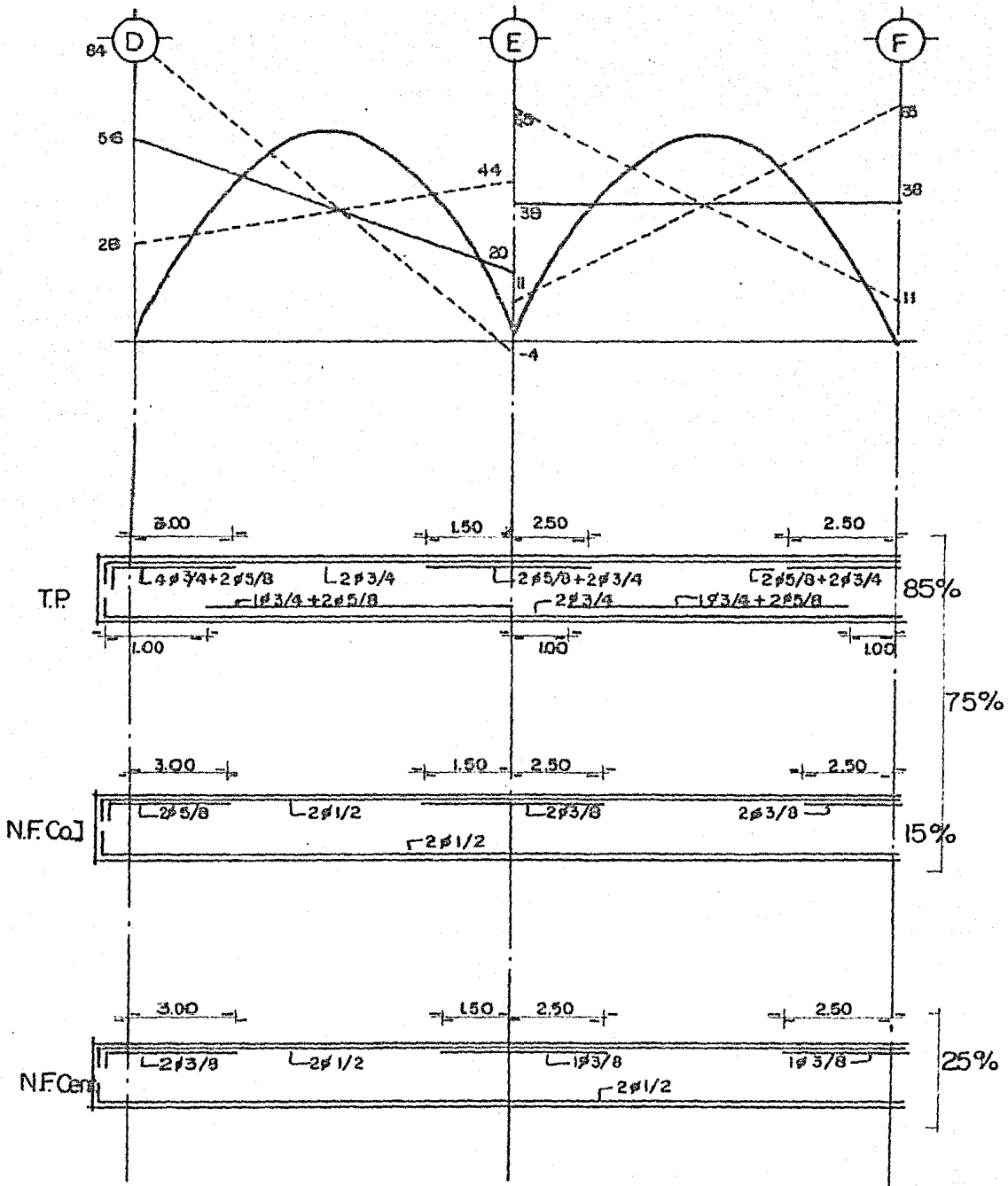
$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f'_c} \quad \text{para } P \leq 0.01$$

$$V_{CR} = 0.8(61) (82) (0.2 + 30(0.0041)) \sqrt{200(0.8)} = 16,349 \text{ Kg.}$$

Por lo tanto es necesario refuerzo por tensión diagonal.

La separación de estribos se calcula mediante la relación siguiente:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (A_c \cdot \Phi + A_s \cdot \Phi)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

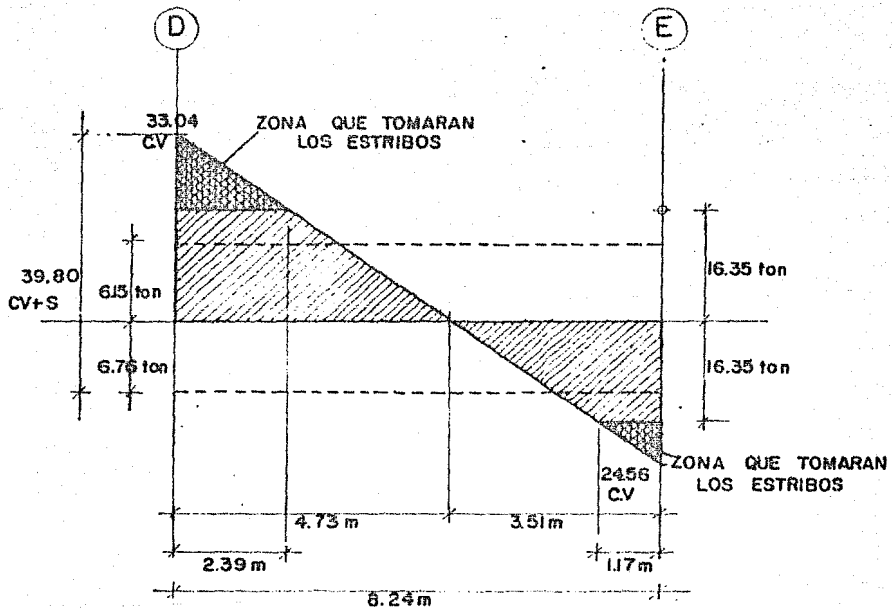


Considerando estribos de $\phi 3/8''$ de dos ramas se tendrá:

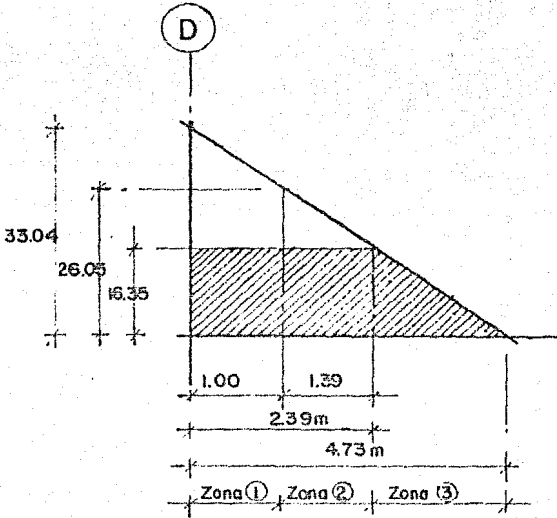
$$s = \frac{0.8(1.42)(4200)(82)(1)}{29,490 - 16,349} = 29.77 \text{ cm}$$

$$\frac{Fr}{3.5b} = \frac{0.8(1.42)(4200)}{3.5(61)} = 22.35 \text{ cm} \approx \underline{22 \text{ cm}}$$

Sin embargo, no se requieren estribos a esa separación a todo lo largo de la pieza, ya que la fuerza cortante va disminuyendo. Es conveniente hacer un detalle de la Figura # 2.11 para comprenderlo:



En la zona donde $V_u > V_{CR}$ se colocarán estribos. Esta zona puede dividirse en dos o más, en cada una de las cuales la separación del refuerzo será diferente. Podría tomarse un primer tramo de 1.00 m a partir del apoyo, y luego otro de 1.39 m hasta donde el concreto puede tomar el cortante, y se colocarán estribos a la separación máxima.



- ① ZONA TOMADA POR LA PRIMERA SERIE DE ESTRIBOS .
- ② ZONA TOMADA POR LA SEGUNDA SERIE DE ESTRIBOS .
- ③ ZONA OCUPADA POR ESTRIBOS A LA MAXIMA SEPARACION.

Para la zona 2, la separación sería:

$$V_u = 26.05 \times 1.4 \times 0.75 \times 0.85 = 23.25 \text{ Ton}$$

$$s = \frac{0.8(1.42)(4.200)(82)(1)}{23.250 - 16.349} = 56 \text{ cm}$$

$$\frac{F_R A_v f_y}{3.5b} = \boxed{\underline{\underline{22 \text{ cm}}}}$$

Se tendrán que colocar los estribos a la misma separación que en la zona 1.

Para la zona 3, donde no se requieren estribos, se colocarán a la máxima separación. Ella se obtiene de las restricciones siguientes:

$$\text{SI } V_{ce} < V_u \leq 1.5 F_e b d \sqrt{f_c} \quad \text{ENTONCES } s \leq 0.5d$$

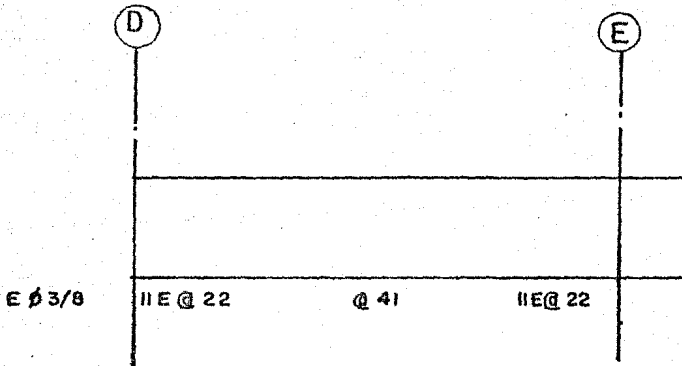
SUSTITUYENDO:

$$1.5 F_e b d \sqrt{f_c} = 1.5 (0.8) (41) (92) \sqrt{200 (0.3)} = \underline{73,925 \text{ Kg}}$$

$$\text{POR LO TANTO } V_u = 73,250 < 73,925 \quad \text{ENTONCES}$$

$$s = 0.5d = 0.5 (41) = \boxed{20.5 \text{ cm}}$$

QUEDANDO ÚNICAMENTE LA SEPARACIÓN DE ESTADOS DE LA FORMA SIGUIENTE:



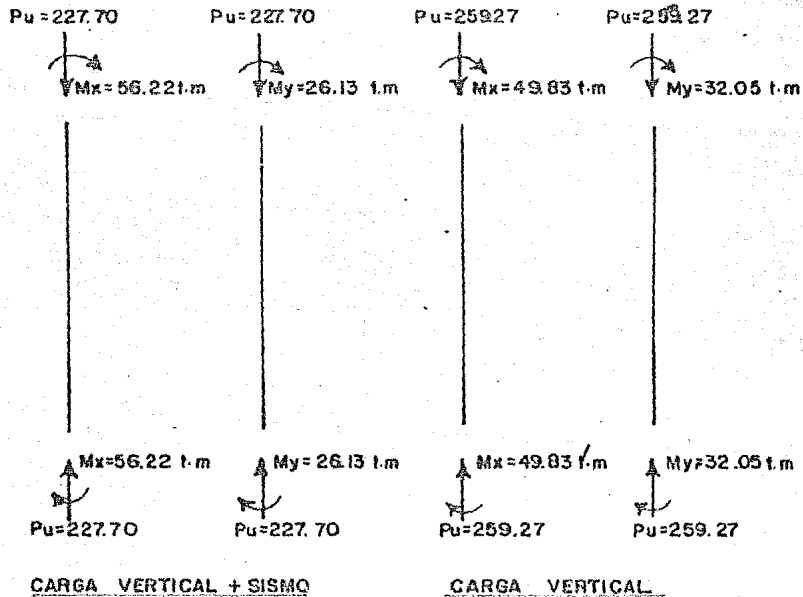
Habiendo hecho el análisis completo de la estructura, y el diseño de traveses y losas, notamos que esta última parte es sencilla y que lo realmente complicado es lo referente a la primera parte.

6.2 DISEÑO DE COLUMNAS:

Ya se ha visto que a partir de la tabla de columnas, resultado de todos los análisis efectuados, se encuentran las acciones a que estará sometida una columna, con lo que se diseñará.

De manera semejante a las traveses y losas, a las columnas deberá a-

plicarse los factores de carga correspondientes empleándose para el diseño aquellas cantidades que resulten más desfavorables. Aplicando 1.4 para carga vertical y 1,1 para carga vertical y sismo, se obtienen los resultados siguientes:

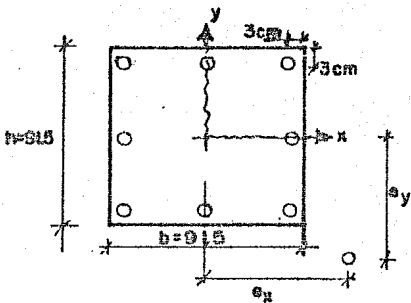


Puesto que no se aprecia claramente el caso más desfavorable, el diseño se hará para ambos, tomando la mayor área de acero; también se podría diseñar para un caso y revisar para el otro.

El diseño se hará de acuerdo a lo especificado en el R.C.D.F.

Se hará como columna corta ya que haciendo el análisis correspondiente se encuentra que los efectos de esbeltez no son importantes en éste caso, dada la sección de la pieza y altura de entrepiso.

Tendremos lo siguiente, a partir de la publicación 428 de las Normas Complementarias.



$$d = 0.085$$

$$b = 0.15$$

$$R_x = \frac{M_x}{b}$$

$$R_y = \frac{M_y}{h}$$

a) PARA CARGA VERTICAL + SISMO.

$$\alpha_x = \frac{M_y}{P} = \frac{26.13}{233.70} = 0.11$$

$$\alpha_y = \frac{M_x}{P} = \frac{56.27}{227.70} = 0.25$$

$$\frac{\alpha_x}{L} < \frac{\alpha_y}{h}$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.11}{0.15} = 0.44$$

DE ENUNCIADA LA GRÁFICA
PARA $\frac{R_x}{R_y} = 0.50$

De la gráfica # 41 de la publicación # 428:

$$R_y = \frac{M_{uy}}{F_y L h^2 j^2 c} = \frac{26.13 \times 10^5}{0.57 (0.15)^2 (136)} = \underline{\underline{0.02}}$$

$$K = \frac{P_0}{F_y L h j^2 c} = \frac{227.70 \times 10^3}{0.57 (0.15)^2 (136)} = \underline{\underline{0.71}}$$

$$\text{DE GRÁFICA } \underline{\underline{\gamma = 0.2}}$$

b) CARGA VERTICAL:

$$\left. \begin{aligned} e_x &= \frac{M_y}{P} = \frac{32.05}{251.27} = 0.12 \\ e_y &= \frac{M_x}{P} = \frac{41.83}{251.27} = 0.17 \end{aligned} \right\} \frac{e_x}{b} < \frac{e_y}{h}$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.12}{0.17} = \underline{\underline{0.63}}$$

∴ HAY QUE
USAR DOLAR 4728
0.2 ≤ 1.0

De la gráfica # 41 tendremos:

$$R_y = \frac{M_{uy}}{F_y b h^2 f_c} = \frac{32.05 \times 10^5}{0.75 (91.5)^3 (136)} = \underline{\underline{0.04}}$$

$$k = \frac{P_u}{F_y b h f_c} = \frac{251.27 \times 10^3}{0.75 (91.5)^2 (136)} = \underline{\underline{0.20}}$$

Tanto en esta gráfica como en la # 48 se observa el mismo valor:

$$q = \underline{\underline{0.2}}$$

De acuerdo a lo anterior, el área de acero será igual para ambos --
casos, quedando:

$$A_s = \frac{b h^2 q}{f_y} = \frac{0.2 (91.5)^2 (136)}{4200} = 54.22 \text{ cm}^2$$

$$54.22 \text{ cm}^2 \rightarrow \boxed{12 \phi 1"}$$

C A P I T U L O I I I

C I M E N T A C I O N

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

Toda construcción de cierta importancia requiere de un estudio cuidadoso del subsuelo donde se cimentará. Solo de esta forma pueden conocerse las características particulares del lugar, lo cual permitirá hacer un análisis sobre bases sólidas, del tipo de cimentación más adecuada.

Una obra como la del ejemplo transmite cargas importantes al subsuelo, adquiriendo estos estudios mayor relevancia. Por lo anterior, es clara la necesidad de llevar a cabo un programa de exploración adecuado, del que pueda obtenerse la información que se requiere.

Cada obra presenta características particulares y problemas, cuyas soluciones deben estudiarse primeramente en base a los datos proporcionados por la exploración. En este caso particular tuvo que prestarse especial atención a la colindancia oeste, donde hay un edificio de 16 niveles. El resto del terrero no tiene construcciones adyacentes de ningún tipo.

Como se mencionó al principio de este trabajo, el proyecto contempla 4 sótanos destinados a estacionamiento de automoviles, lo que implica una profundidad bajo el nivel de banquetta, de 14 m. aproximadamente.

Los estudios del subsuelo tendrán como fin en primera instancia, conocer la estratigrafía del lugar, y a partir de las muestras tomadas determinar las propiedades de cada estrato en particular, y su com--

portamiento como una unidad. Con los datos anteriores puede tenerse una idea precisa del comportamiento del suelo bajo las nuevas condiciones de carga, que permitirá hacer un balance de las posibles soluciones de cimentación.

Deberá prestarse atención a la interacción suelo-estructura, tan importante en obras de esta magnitud.

2. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS:

En principio, este estudio se basa totalmente en la veracidad de los datos proporcionados durante la etapa de muestreo.

Pueden distinguirse dos grandes fases dentro de este estudio:

1).- Etapa de muestreo.

2).- Realización de pruebas de laboratorio.

El programa de exploración está estrechamente ligado a la importancia del proyecto. En el caso que se estudia, se hicieron cinco sondeos y dos pozos a cielo abierto, cuya ubicación fue tal que pudiera trazarse un perfil aproximado del subsuelo a lo largo y ancho del terreno.

En la figura siguiente se muestra la ubicación de sondeos y pozos.

(figura # 3.1)

Los estudios geológicos hechos en esta parte de la ciudad indican la presencia de suelos de origen piroclástico es decir formados por materiales lanzados al aire durante erupciones volcánicas. En este caso se expulsaron cenizas, que al depositarse dieron lugar a tobas volcánicas.

De acuerdo al RCDF, el terreno se encuentra en la zona I, correspondiente a suelos compresibles con espesor $H < 3m$ (terreno firme) (ver figura #3.2). Esto es de gran utilidad ya que da una idea aproximada del tipo de suelo que se encontrará, y en base a ello, diseñar adecuadamente el programa de exploración.

A continuación se tratará cada una de las dos fases mencionadas al principio, mostrando los resultados obtenidos.

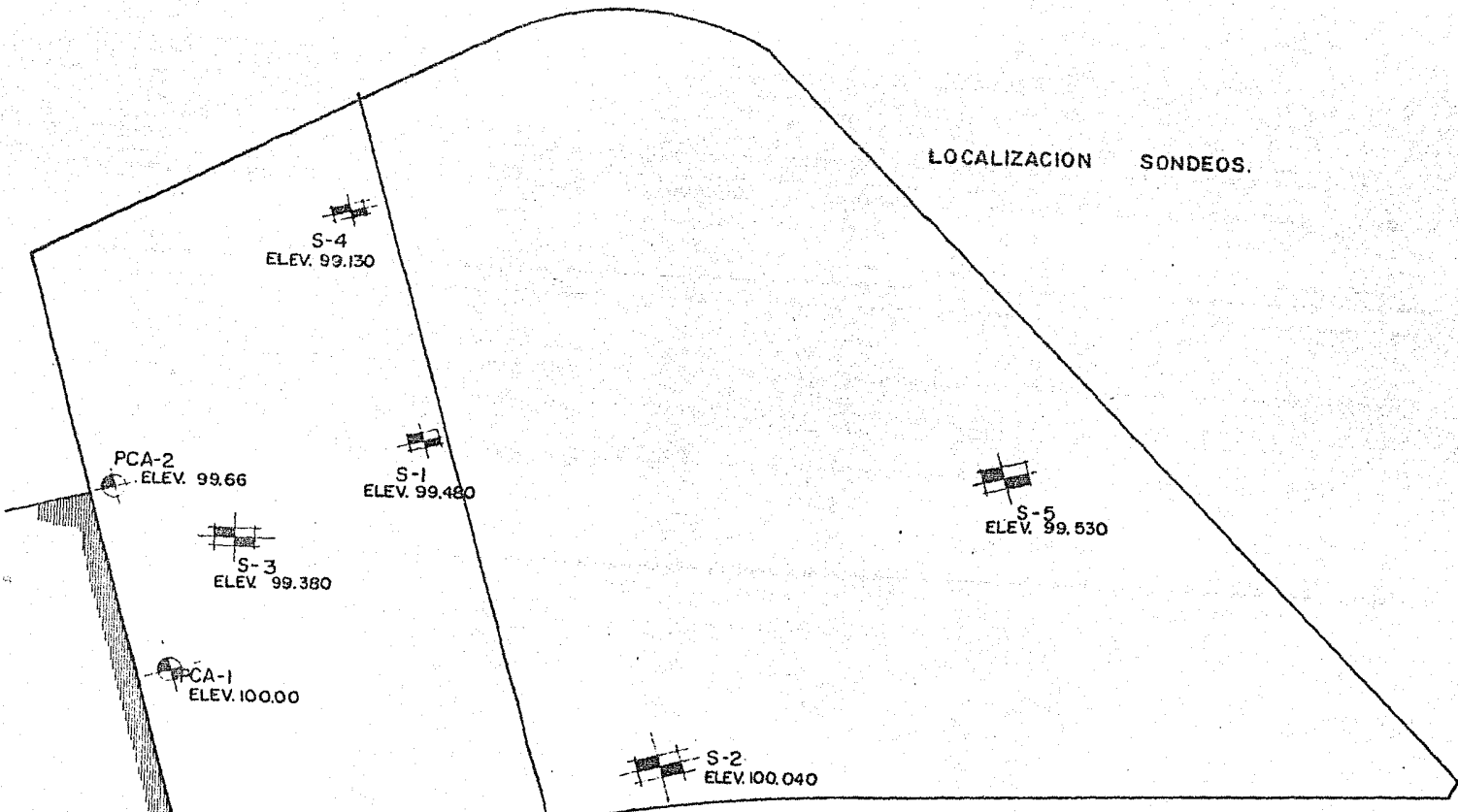


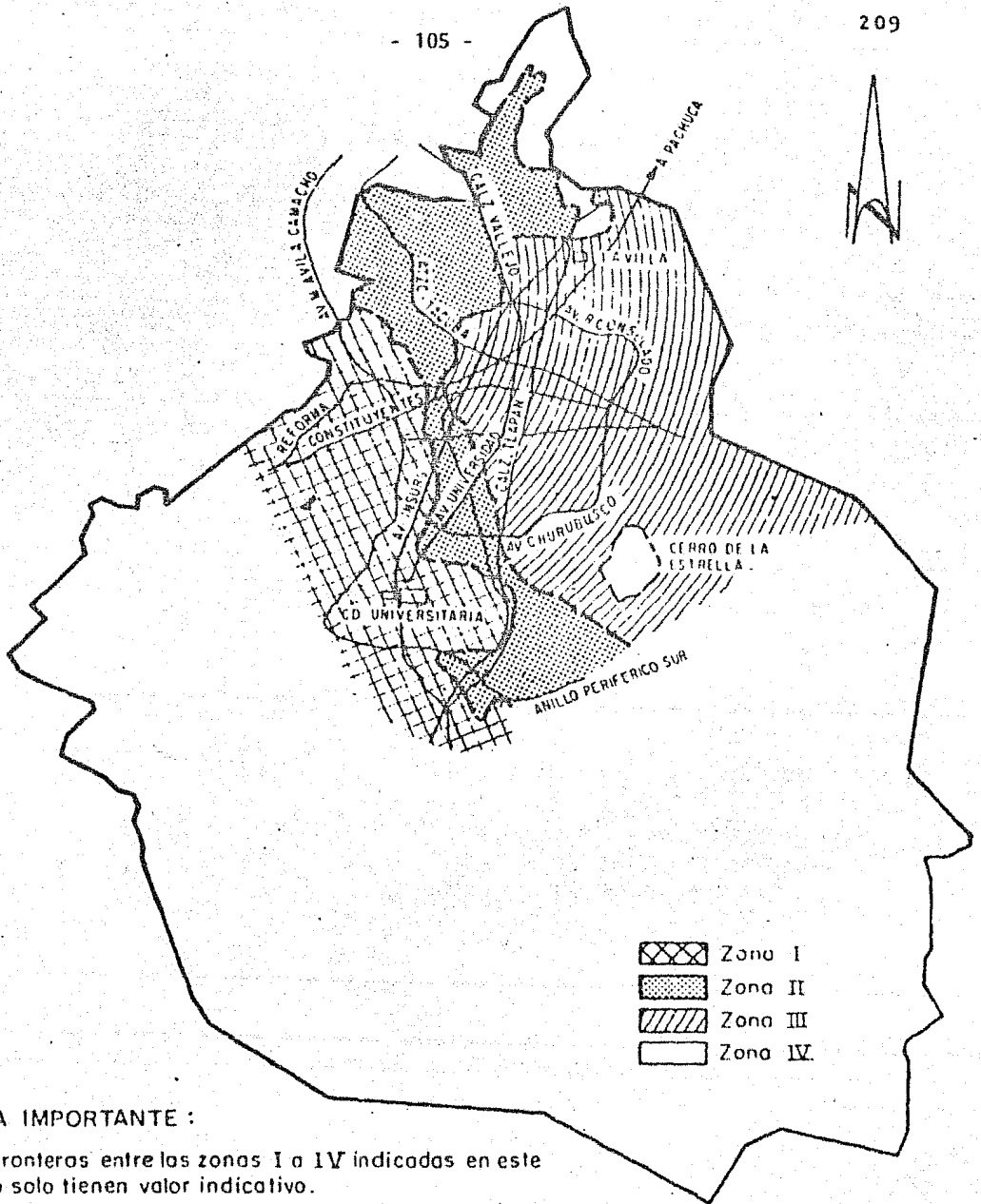


FIGURA # 3.1

 POZO A CIELO ABIERTO.
 SONDEO DE EXPLORACION.



NOTA IMPORTANTE :

Las fronteras entre las zonas I a IV indicadas en este plano solo tienen valor indicativo.

La zona en la que se localiza un predio dado, será determinada a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo.

Zonificación del Distrito Federal en cuanto a tipos de subsuelo

FIGURA #3.2.

2.1 CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS

Las características estratigráficas pueden determinarse a través de diferentes métodos. En nuestro caso se emplearon tres: penetración-standard, muestreo con tubos de pared delgada, y pozos a cielo ---- abierto.

Posiblemente el muestreo por penetración standard sea el más empleado en nuestro país. De él se obtienen muestras alteradas del suelo. Además, da información útil de la compacidad de los diferentes estratos.

Mediante los tubos de pared delgada se obtienen muestra inalteradas. Cuando los suelos son duros, estos tubos no son capaces de penetrar, empleándose un barril Denison. Este cuenta con una serie de dientes en la punta, y dentro lleva un tubo Shelby. Al girar el barril se va atacando el terreno, y la muestra la toma el tubo interior, que no gira.

El segundo procedimiento resulta más caro que el primero, por lo que se optó por hacer cuatro sondeos por el método de penetración, y uno de ellos, en el centro de las líneas que unen los otros, mediante tubos de pared delgada, que sirven como comprobación de los resultados obtenidos en los otros casos.

Los pozos a cielo abierto se hicieron en la colindancia oeste.

Esto se hizo por una parte para la obtención de muestras inalteradas y por otra, para examinar la profundidad de desplante y tipo de cimentación del edificio adyacente.

Como puede notarse, es importante definir lo que se pretende del programa de exploración, para elegir los métodos a utilizar de la forma más adecuada.

Con las muestras alteradas se hacen pruebas como granulometría, clasificación en húmedo y reclasificación en seco principalmente. Las inalteradas sirven para hacer pruebas de compresibilidad y resistencia.

Los resultados se presentan en tablas con columnas en las que se indica el tipo de suelo, profundidad, número de golpes (en caso de penetración standard), contenido de agua, resistencia a la compresión simple y presión efectiva.

La figura #3.3. corresponde al resultado del sondeo #2 de muestras alteradas. Puede decirse que ésta tabla resume algunos de los resultados hallados en el laboratorio. Por una parte, se indica el tipo de suelo de acuerdo al SUCS. Para hacer ésta clasificación, se necesita un análisis granulométrico y un análisis de los finos que contiene el suelo, a partir del límite líquido y del plástico. El contenido de agua, definido como la relación entre el peso del agua y el de la fase sólida de una muestra, se presenta en otra columna. Este dato es útil para tener idea del tipo de suelo.

Los suelos arenosos tendrán un contenido de agua menor, ya que al ser mayores los espacios entre las partículas, se facilita el paso del agua. Para suelos formados principalmente por finos, ocurre lo contrario.

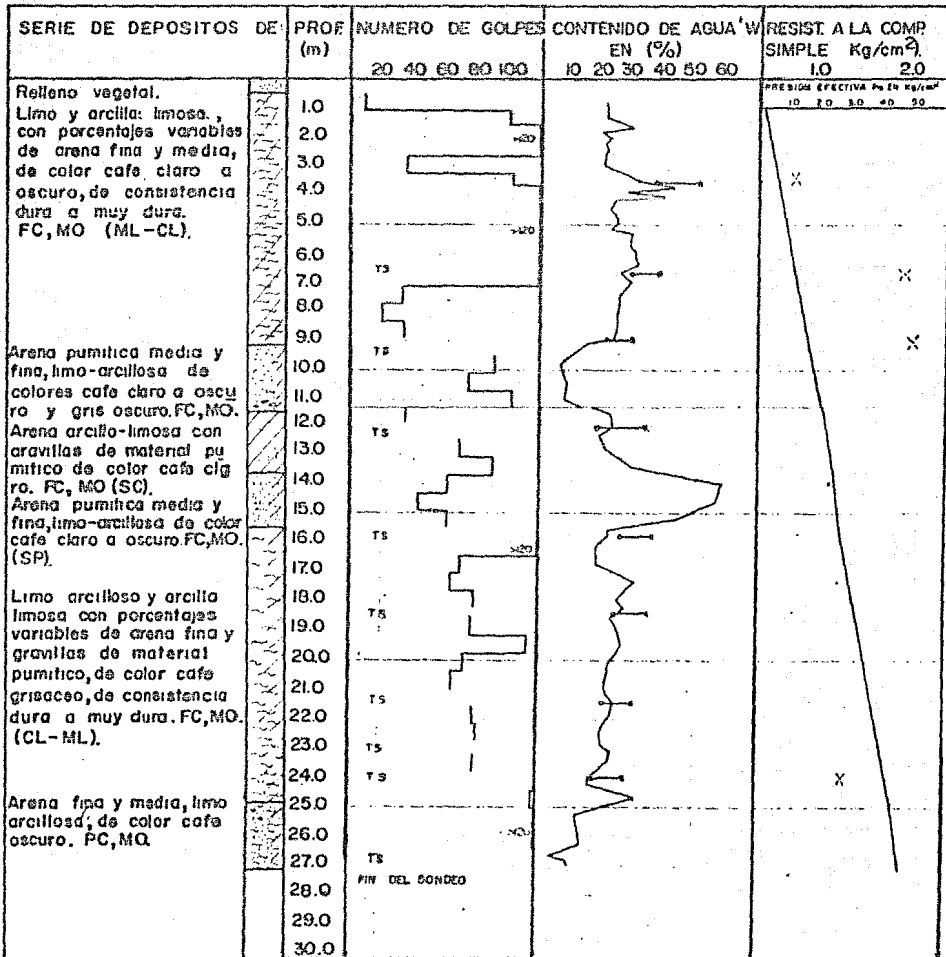
La presión efectiva, en la última columna, se obtiene a partir del peso volumétrico de cada uno de los estratos. Indica la presión a que está sujeto el suelo a diferentes profundidades.

Los sondeos se llevaron a profundidad variable: uno a 50 m. y el resto hasta 25 m.

De manera general se puede observar que las características del suelo son bastante uniformes y corresponden a las que el reglamento de Construcciones del D.F. define como zona I.

Los sondeos muestran una capa de relleno vegetal en todo el predio, con un espesor promedio de 0.70 m.. A continuación se encontró un estrato de 9 m. de espesor formado por limos arcillosos y arcillas limosas con porcentajes variables de arena fina, de color café que varía de tono claro a oscuro, con algún contenido de materia orgánica.

SONDEO DE EXPLORACION
S-2
ELEVACION DEL BROCAL 100.040 m.



NOMENCLATURA:

SIMBOLOS:

- NAS=NIVEL DE AGUAS SUPERFICIALES.
- ≡≡=PRUEBA DE GRANULOMETRIA.
- x- LIMITE LIQUIDO.
- o= LIMITE PLASTICO.
- MO = MATERIA ORGANICA.
- FC = FUERTEMENTE CARBONATADA.
- N = NUMERO DE GOLPES. APLICADOS AL MUESTREAR CON TUBO LISO.
- T₃ = PRUEBA TRIAXIAL.
- I_p = INDICE DE PLASTICIDAD.
- S = ESTADO SUELTO.
- SC = ESTADO SEMI-COMPACTO.

- C=ESTADO COMPACTO.
- MC=ESTADO MUY COMPACTO.
- φ = ANGULO DE FRICCION INTERNA.
- c=COHESION EN kg/cm²
- q_u=RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE EN kg/cm². (X)
- S_g=DENSIDAD DE SOLIDOS.
- V_{part}= PESO VOLUMETRICO NATURAL (ton/m³).
- w_L=OQUEZAD EN EDO. NATURAL.
- BD = BARRIL DENISON. BARRIL DE DIAMANTE.
- AT= AVANCE CON TRICONICA.
- TS= TUBO SHELBY.

- RELENOS
- GRAVAS Y BOLEOS (G)
- ARENA (S)
- LIMO (F)
- ARCILLA (F)

FIGURA #3.3

Su resistencia a la penetración es de 120 golpes aproximadamente, - aunque hay algunos sub-estratos donde llega a bajar a 15 golpes. El contenido natural de agua es de 25% en promedio. Este estrato, -- fuertemente carbonatado, corresponde al llamado tepetate.

A continuación, y hasta los 11.50 m. de profundidad se encuentra un estrato de arena pumítica con contenido de limos. Su resistencia - es de 80 golpes en promedio y su contenido de agua del 10% aproximadamente.

Luego se encuentran dos estratos de arenas limo-arcillosas y ----- arcillo-limosas que llega hasta los 15 m. de profundidad. El promedio de golpes fue de 70, y hay un aumento notable en el contenido - de agua, que llega hasta un 60%.

Finalmente y hasta los 25 m., se encuentra un limo arcilloso y --- arcilla limosa con porcentajes variables de arena fina. El número de golpes es errático, con un promedio de 60. El contenido de agua es del 20%.

Dentro de la columna correspondiente a contenidos de agua, se colocaron los valores del límite líquido y plástico. En ninguno de los casos el contenido natural de agua sobre pasa el límite líquido, no tándose una cierta tendencia hacia el plástico. En aquellos casos en que el contenido de agua es menor que el límite plástico se observó un mayor número de golpes.

A partir de las muestras inalteradas se puede conocer el peso volumétrico de cada estrato, calculándose las presiones a que está sujeto el suelo a diferentes profundidades.

2.2 PRUEBAS DE LABORATORIO:

Es lógico pensar que después de haber obtenido las muestras en campo deben hacerse una serie de pruebas en el laboratorio, que muestren - las principales características de cada tipo de suelo.

Como se dijo antes, lo primero sería hacer una clasificación de las muestras, en estado húmedo, y comprobar los resultados mediante una

reclasificación en seco. Esto da una idea bastante clara del tipo de partículas gruesas de un suelo.

Sin embargo, debe hacerse una clasificación de acuerdo a un patrón definido, como lo es la tabla del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Para ello se necesita hacer un análisis granulométrico. Aunque a simple vista podrían distinguirse arenas de gravas, éste estudio nos dará la cantidad de cada una que contenga la muestra. Las gravas quedarán retenidas en la malla No. 4 mientras que las arenas la pasan, quedándose en la No. 200. Si más de la mitad en peso son arenas, el suelo será arenoso, mientras que en caso contrario se tratará de gravas.

El material que pasa la malla No. 200 se considera fino.

Puede notarse que el análisis granulométrico es el primer paso para la clasificación de un suelo en laboratorio.

Para la clasificación de finos es necesario encontrar el límite líquido y el límite plástico. Para la determinación del primero se emplea la copa de Casagrande. Se coloca una muestra del suelo en dicha copa, y se le hace una ranura de dimensiones especificadas y se van dando golpes a una velocidad establecida. Cuando se cierra para 25 golpes en la copa de Casagrande, su contenido de agua definirá el límite líquido.

El límite plástico se encuentra haciendo rollitos con la muestra; cuando el tener un diámetro de 3 mm. se desmorone, el contenido de agua será el límite buscado.

Llevando los valores de dichos límites a la carta de plasticidad, se conocerá el tipo de finos de que se trata.

El contenido de agua, tanto del suelo en su estado natural, como para la determinación del límite líquido y plástico, se obtiene pesando una muestra, y volviéndola a pesar después de haberse secado al horno.

El peso del agua será la diferencia entre ambas cantidades.

$$W_w = W_m - W_s$$

W_m = peso de la muestra.

W_s = peso seco.

quedando finalmente el contenido de agua:

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Los resultados de los ensayos anteriores, se muestran en cada uno de los perfiles.

Además de lo anterior, se realizan una serie de pruebas para la determinación de algunas propiedades mecánicas. Fueron dos las que se hicieron en este caso: Resistencia a la compresión simple y pruebas de compresión triaxial.

2.2.1. PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE:

Las muestras se sometieron a pruebas de compresión simple con un ciclo de histéresis. La prueba se lleva a cabo aplicando una fuerza axial a la probeta labrada del suelo. Esta prueba se emplea como una medida de la deformabilidad. Por ello se realiza con un ciclo de histéresis. Esto significa que al hacer la prueba se tiene un proceso de carga, luego uno de descarga donde se miden las deformaciones permanentes que la fuerza aplicada produjo, y finalmente otra etapa de carga hasta la falla. Esto permite establecer una relación entre deformación elástica y plástica, que es de interés en el estudio de asentamientos.

Las graficas siguientes muestran los resultados de una prueba de éste tipo (figuras# 3.4. y 3.5.). En ellas puede apreciarse una resistencia a la compresión variable con la profundidad. La primera gráfica, corresponde a un estrato formado por una arena limosa, que tuvo un contenido de agua 60% y una resistencia de 6.8 T/m² que aumenta con la profundidad. Por otra parte, la segunda gráfica muestra una resistencia de 35.6 Ton/M². La gran diferencia puede deberse a las condiciones particulares de cada estrato y a su ubicación en el predio. Hay que hacer notar que en aquella donde la resistencia fue mayor, el número de golpes en la prueba de penetración aumentó rápidamente con respecto a los que se requirieron en -

SONDEO : S-1 Roloclen
MUESTRA : 13-11
PROFUNDIDAD: 14.20-14.47m

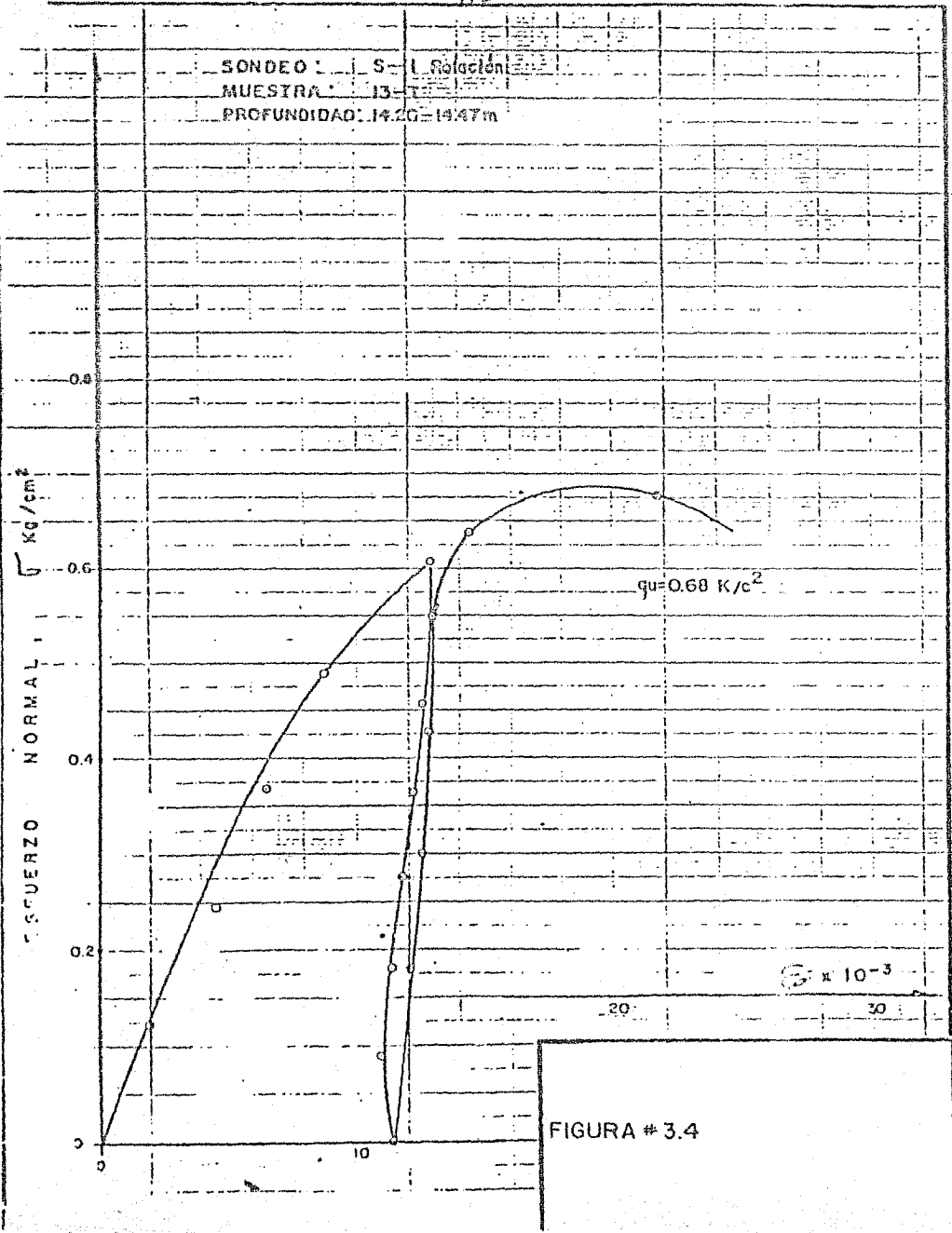


FIGURA # 3.4

SONDEO S-2
MUESTRA 43 II
PROFUNDIDAD 15.66 m

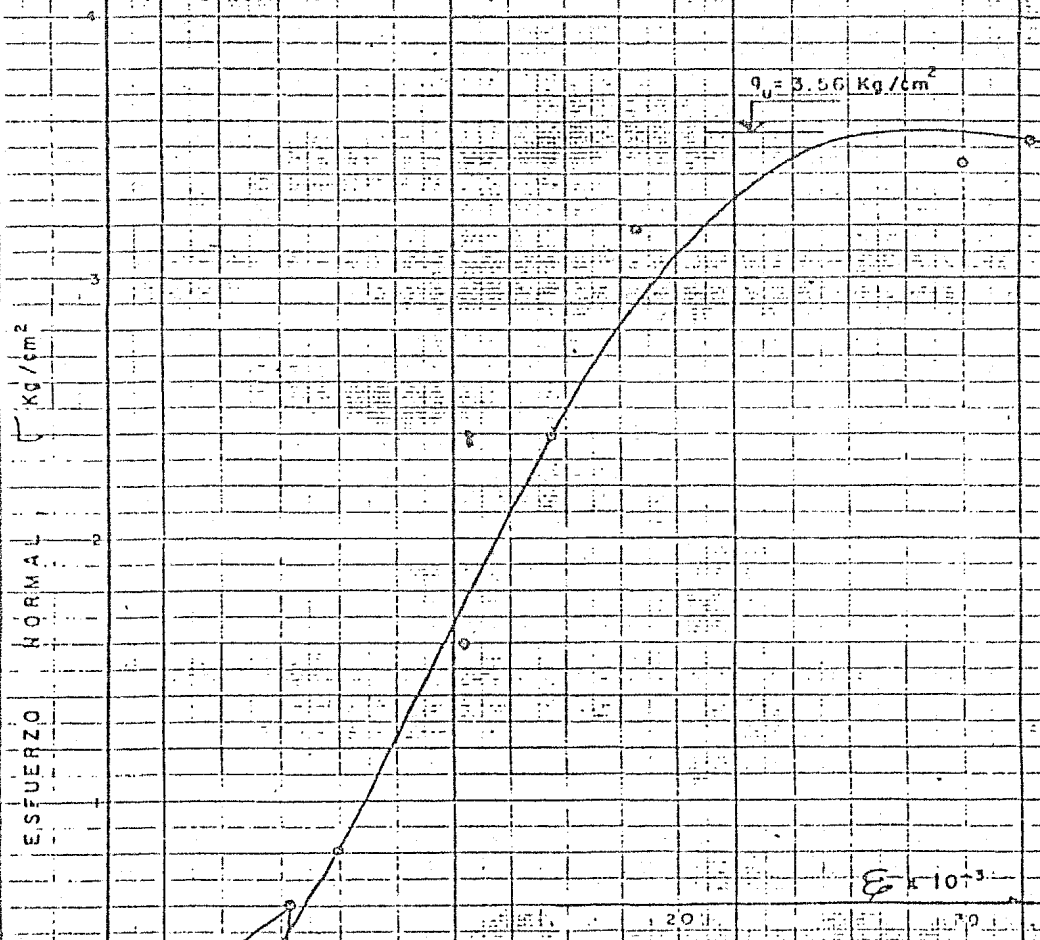


FIGURA # 3.5

el estrato superior.

2.2.2. PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL:

A diferencia de las pruebas de compresión simple, con las de compresión triaxial se aplica también una presión de confinamiento.

Este tipo de pruebas son las más utilizadas para obtener las características de esfuerzo deformación de un suelo, así como su resistencia.

Hay mucha variación dentro de esta prueba, dependiendo de las características que quieran simularse.

En el caso en estudio, se consideró que una prueba consolidada drenada era la más conveniente. Es una prueba lenta que simula convenientemente el proceso de carga a que estará sujeto el suelo. Durante la etapa constructiva, las cargas se aplican gradualmente a medida que se van realizando los trabajos. Además, la naturaleza misma de los distintos estratos permite que drenen. Es decir, es un proceso de carga lento donde la presión en el agua no interviene.

En esta prueba, primero se aplica un esfuerzo lateral, dejando la muestra el tiempo suficiente para que se produzca la consolidación. Con esto se logra que los esfuerzos exteriores actúen sobre la fase sólida de la muestra, es decir, que no intervenga la presión en el agua dentro de la resistencia del suelo. Después que se ha logrado la consolidación, se aplican lentamente cargas axiales hasta que la muestra llega a la falla. La prueba se realiza con diferentes muestras del mismo suelo, aplicando diferentes esfuerzos de confinamiento.

Con los resultados pueden obtenerse los valores de la cohesión, y ángulo de fricción interna. Los valores del esfuerzo menor y mayor, corresponden a los puntos donde los círculos cortan el eje horizontal. Trazando una línea que toque los círculos, se obtiene el valor de la cohesión como la ordenada de esa línea para esfuerzo normal igual a cero. El ángulo de fricción interna corresponde al ángulo -

que forma dicha línea con la horizontal (ver figura #3.6).

De la misma prueba se obtienen otros dos resultados importantes y necesarios para el cálculo de asentamientos: el módulo de deformación volumétrica unitaria, y la fracción de deformación diferida, - obteniéndose gráficas como las de las figuras #3.7 y 3.8.

A manera de resumen, y con objeto de ver los resultados que se han obtenido de forma más clara, se acostumbra hacer una tabla como la de la figura # 3.9 para el sondeo No. 1. Si se observan los resultados obtenidos para 14.47 m. que es aproximadamente la profundidad a la que estará la cimentación, se encuentra que el contenido de -- agua es de los más altos que se obtuvieron para todos los estratos (57.69%). De los límites de consistencia, necesarios para la clasificación de finos, se encontró que éstos estaban formados por limos y de ahí la clasificación SUCS de SM (arena limosa).

Los resultados de resistencia a la compresión simple y al esfuerzo cortante son los que se mostraron en figuras anteriores.

2.3 CAPACIDAD DE CARGA:

Hasta ahora se han obtenido las propiedades de los diferentes estratos. Sin embargo hay dos análisis que son indispensables, y para los que se requieren los datos anteriores: análisis de la capacidad de carga, y análisis de asentamientos.

La capacidad de carga se refiere a las fuerzas que el suelo será capaz de resistir, y que serán transmitidas a través de la cimentación. Se han desarrollado diferentes teorías, siendo la de Terzaghi para suelos cohesivo -friccionantes la más utilizada en la actualidad y dada por la siguiente expresión:

$$q_u = c + \sigma' \tan \phi + \frac{1}{2} \gamma' B^2$$

donde: q_u = capacidad de carga (T/m²)

q_{ad} = capacidad de carga admisible = $\frac{q_u}{FS}$

c = cohesión media del suelo a lo largo de las superficies potenciales de falla (T/m²)

POZO	MUESTRA PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	DENSIDAD DE SOLIDOS	PESO VOLUME- TRICO NATURAL	ESFUERZO PRIN- CIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES	
		NATURAL W _l	FINAL W _p					MENOR σ ₃	MAYOR σ ₁			
Nº	m.	%	%	%	%	g/cm ³	Ton/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²			
S-1	13-II	55.89	55.65	63.00	18.96			1.582	0.50	2.82	Limo arcilloso- de mediana plas- ticidad, con -- arena fina y me- dia, gris claro, con algunas gra- villas de mate- rial pumático. (MH).	σ _u = 0.68 Kg/cm ²
	14.47	55.89	55.65					1.582	1.00	3.84		
	a	55.89	55.65					1.582	1.50	4.86		
	14.74	55.89	55.65					1.582	2.00	5.88		

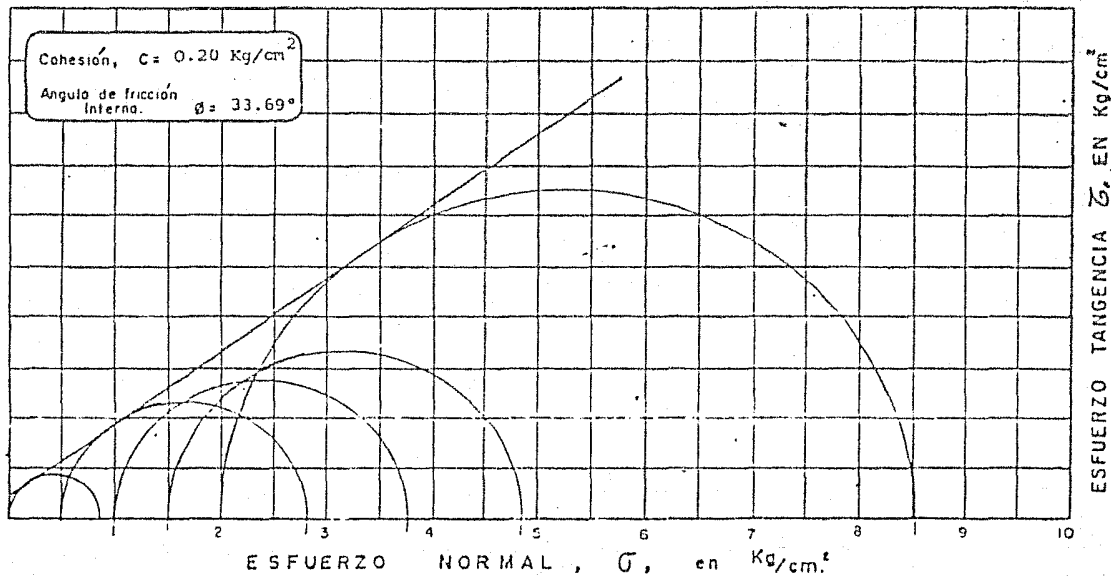
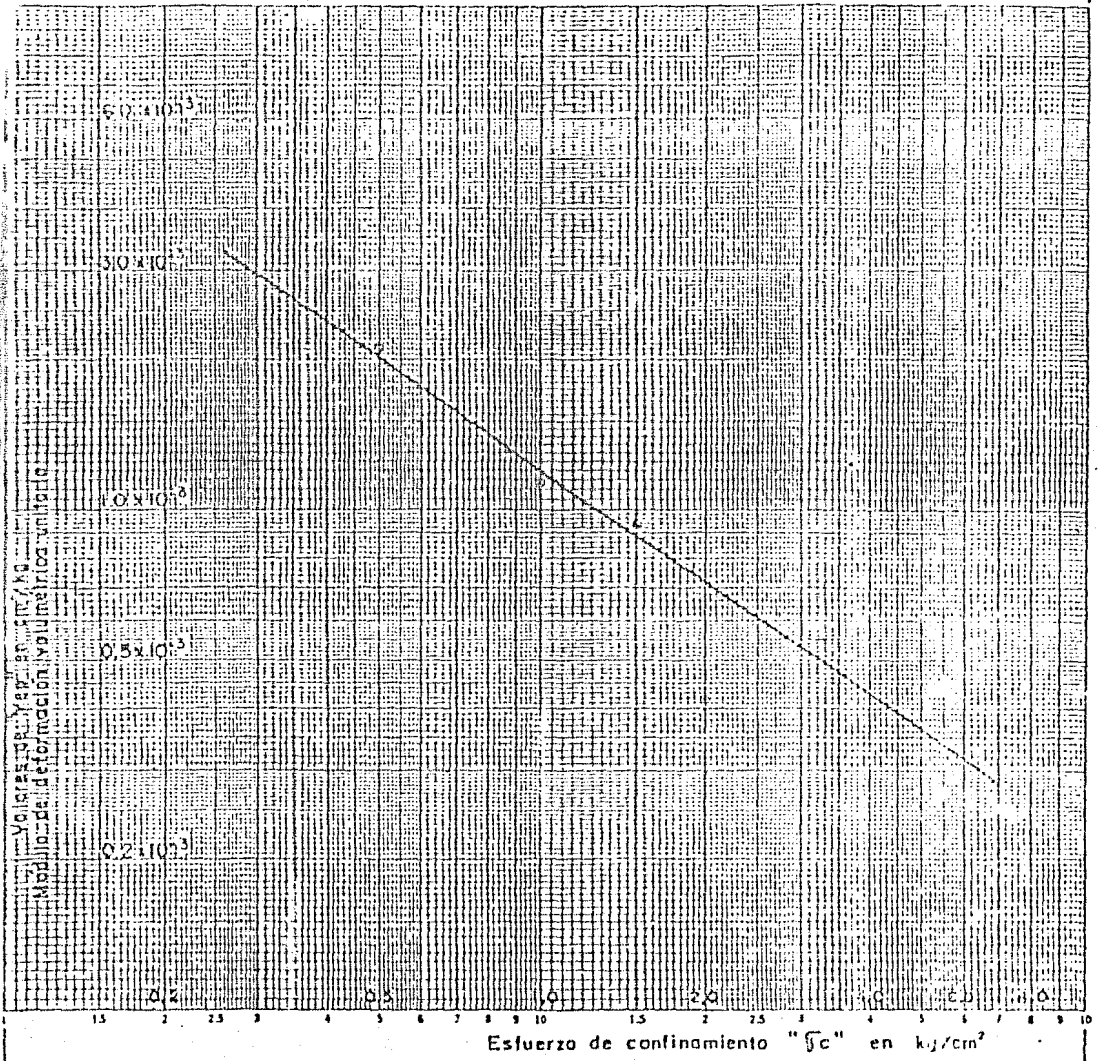
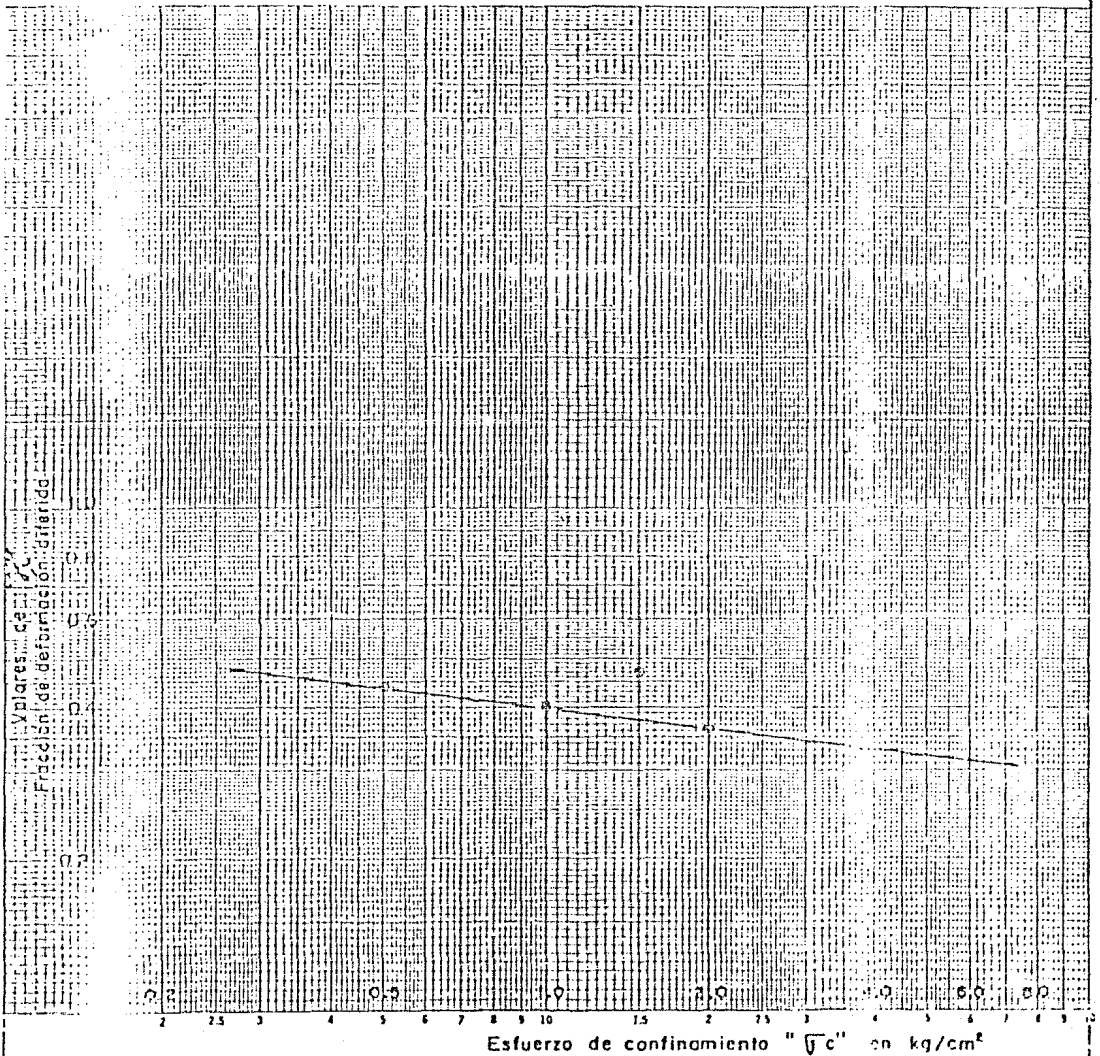


FIGURA # 36



SONDEO: S-1
MUESTRA: 13-II
PROFUNDIDAD: 14.47-14.74 m

FIGURA # 3.7



PROYECTO : S - I
ESTRADA : 13 - II
COTINGUO : 14.47 - 14.74 m

FIGURA # 3.8

PROFUNDIDAD (m).	CLASIFICACION		CONT. NAT. AGUA %	PESO VOL. NAT. 100/m ³	LIMITE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA			CANTIDAD DE SOLIDOS	RESIST. COMP. SIMPLE QU kg/cm ²	PARAM. RESIST. A ESP. CORT.	
	DESCRIPCION	SUCS.			L.L. %	L.P. %	I.P. %	GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %			CONDICION CORT.	RESISTEN- CIA kg/cm ²
5.25-5.65	LIMO ARCILLOSO	ML.	31.48	1.847	45.15	29.30	15.85	0.3	24.6	75.1	—	—	—	—
7.20-7.40	ARCILLA LIMOSA	CL	40.21	1.719	37.80	19.10	18.70	0.0	40.0	60.6	—	0.21	—	—
9.16-9.42	ARENA LIMO-ARCILLOSA	SC.	28.45	1.722	37.45	14.83	22.62	0.2	56.0	43.8	2.533	0.60	0.10	46
11.00-11.26	ARENA FINA Y MEDIA	—	14.99	1.931	NP	NP	NP	0.0	72.6	27.4	—	—	0.01	41.8
12.00-12.20	ARCILLA LIMOSA	CL	16.65	1.765	50.65	19.15	11.50	0.0	44.2	55.8	—	2.16	—	—
14.47-14.74	ARENA LIMOSA	SM	57.69	1.354	63.00	44.04	18.96	0.0	58.8	41.4	—	0.88	0.2	33.89
17.55-17.80	ARENA FINA Y MEDIA	SM	27.12	1.848	41.05	25.06	15.45	1.0	61.9	37.1	2.510	1.46	—	—
18.05-18.85	LIMO ARCILLOSO	ML	52.72	1.698	38.15	25.26	12.89	0.0	21.7	78.3	—	—	1.70	40.6
20.20-20.60	LIMO ARENOSO	ML	31.52	1.673	34.20	24.12	10.08	0.0	30.4	69.6	2.574	0.598	—	—
22.95-23.22	ARENA ARCILLOSA Y LIMOSA	SC	31.33	1.747	26.30	16.70	9.60	0.4	58.7	40.9	2.643	0.740	0.40	38.7
23.50-24.70	BOLEROS Y GRAVAS CON ARENA LIMOSA	—	21.50	—	NP	NP	NP	18.2	47.0	34.8	—	—	—	—

FIGURA # 3.9

γ = peso volumétrico medio del suelo sobre y bajo el nivel de desplante. (T/m³)

D_f = profundidad de desplante (m)

B = ancho del elemento de cimentación

N_c, N_q, N_{γ} = factores de capacidad de carga

La fórmula anterior es válida para cimientos poco profundos de longitud infinita. Cimientos poco profundos son aquellos cuyo ancho B es igual o mayor a la profundidad de desplante.

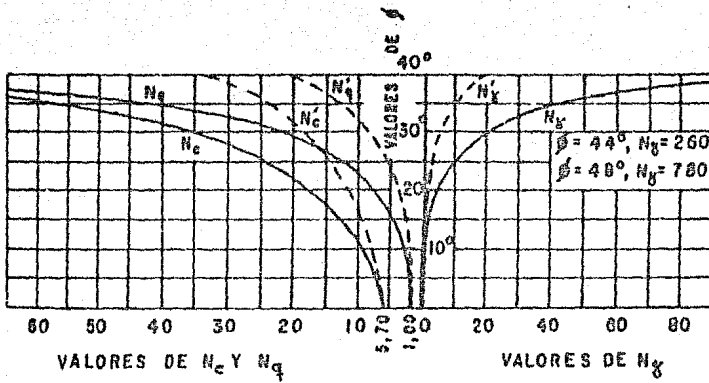
Los valores de los factores de capacidad de carga pueden obtenerse de gráficas como la que se muestra en la figura # 3.10. En ella se aprecian líneas continuas y punteadas que marcan un rango. Esto se debe a que al irse produciendo la penetración del cemento, va trabajando cada vez más parte de la superficie de falla. Se distinguen dos tipos de falla: general y local. La primera se tiene cuando interviene la totalidad de la superficie. En este caso, para grandes cargas se producen pequeñas deformaciones hasta un momento en que estas son grandes para pequeños incrementos de carga. La local tiene un comportamiento diferente ya que un incremento de carga causa deformaciones mayores que en el caso anterior, por lo que para fines prácticos se considera que se ha llegado a la falla aún cuando todavía no trabaje toda la superficie, es decir, en este caso lo que rige son las deformaciones.

En un suelo como el del ejemplo, cabría esperar una falla de tipo general dada su dureza.

De acuerdo a lo anterior, el valor a considerar correspondería a las líneas continuas.

El procedimiento que se sigue en la práctica es hacer los cálculos mediante la ecuación propuesta por Terzaghi para diferentes valores de la profundidad de desplante y anchos de cimiento.

Del resumen de resultado mostrados en la figura # 3.9, pueden tomarse los valores necesarios para hacer el cálculo de la capacidad de carga. Antes hay que hacer notar que rigurosamente habría que - - -



FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA APLICACION DE LA TEORIA DE TERZAGHI.

FIGURA # 3.10

tomar un valor promedio a los encontrados para el mismo estrato en los diferentes sondeos, sin embargo aqui se emplean los valores de dicha tabla a manera de ilustración.

Se considerará que el estrato sobre el cual se desplantará la cimentación es el comprendido entre los 14.47 m. y 14.74 m. del sondeo S-1, es decir, el 4° estrato. De acuerdo a lo anterior se tomarían los valores siguientes para el cálculo del 1° y 3er. terminos de la ecuación:

$$\gamma = 1.55 \text{ T/m}^3 \quad c = 2 \text{ T/m}^2 \quad \beta = 22.41^\circ$$

En cuanto al segundo termino de la ecuación, es necesario definir en forma general el tipo de cimentación, ya que de ello depende la profundidad de desplante a considerar. En la mayoría de los casos a esta altura el ingeniero ya tiene una idea del tipo de cimentación que se empleará. De esta forma, al momento de hacer estos estudios puede definirse una profundidad de desplante. En el caso de emplear zapatas dentro del cajon excavado, dicha profundidad será medida con respecto al fondo de la excavación, mientras que si se trata de una losa de cimentación será con respecto al nivel del terreno natural.

En ambos casos todo depende de si debe tomarse en cuenta la resistencia que presentan los estratos superiores a la penetración del cemento. En el último caso el segundo termino de la ecuación se convierte en una sumatoria formada por los pesos volumétricos multiplicando la profundidad de cada estrato, de la forma siguiente:

$$c \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i = \left[\frac{1.047}{2} (26) + \frac{1.372}{2} (26) + \dots + \dots \right]$$

Pueden definirse los siguientes valores a partir de la figura #3.10 para el correspondiente valor del angulo de fricción interna:

$$N_c = 47 \quad N_q = 32 \quad N_\gamma = 35$$

La capacidad de carga en el caso de una losa de cimentación sería:

$$q_u = 2T/M2(47) + (22.41 \text{ T/M}^2) (32) + 1/2(1.55 \text{ T/M}^3)(26m)(35)$$

$$q_u = 94 + 717.12 + 705.25 = \boxed{1516.37 \text{ T/m}^2}$$

Considerando un factor de seguridad igual a 3, se tendrá la siguiente

te capacidad de carga admisible:

$$q_{ad} = \frac{1516}{3} = \boxed{505 \text{ T/m}^2}$$

Para el caso de zapatas, se acostumbra hacer graficas como la de la figura #3.11 para diferentes anchos y profundidades de desplante. Más adelante se analizarán los resultados obtenidos en este punto - cuando se discuta el tipo de cimentación a utilizar.

En la figura #3.11 vemos que para una misma profundidad de desplante se hicieron cálculos para diferentes anchos de cimiento, repitiendo el proceso anterior para distintas profundidades.

La capacidad de carga admisible se obtuvo al considerar nuevamente un factor de seguridad de 3.

2.4 ANALISIS DE HUNDIMIENTOS:

Otro estudio que debe realizarse es el que se refiere al análisis - de hundimientos. Es muy importante ya que cuando se tienen alternativas factibles para la cimentación desde el punto de vista estructural , la utilización de algunas de ellas pueden arrojar hundimientos superiores a lo deseable, esto es, cantidades que pongan en peligro la estabilidad de la estructura en cuestión o adyacentes, y que causen daños a los servicios de agua y drenaje municipal principalmente.

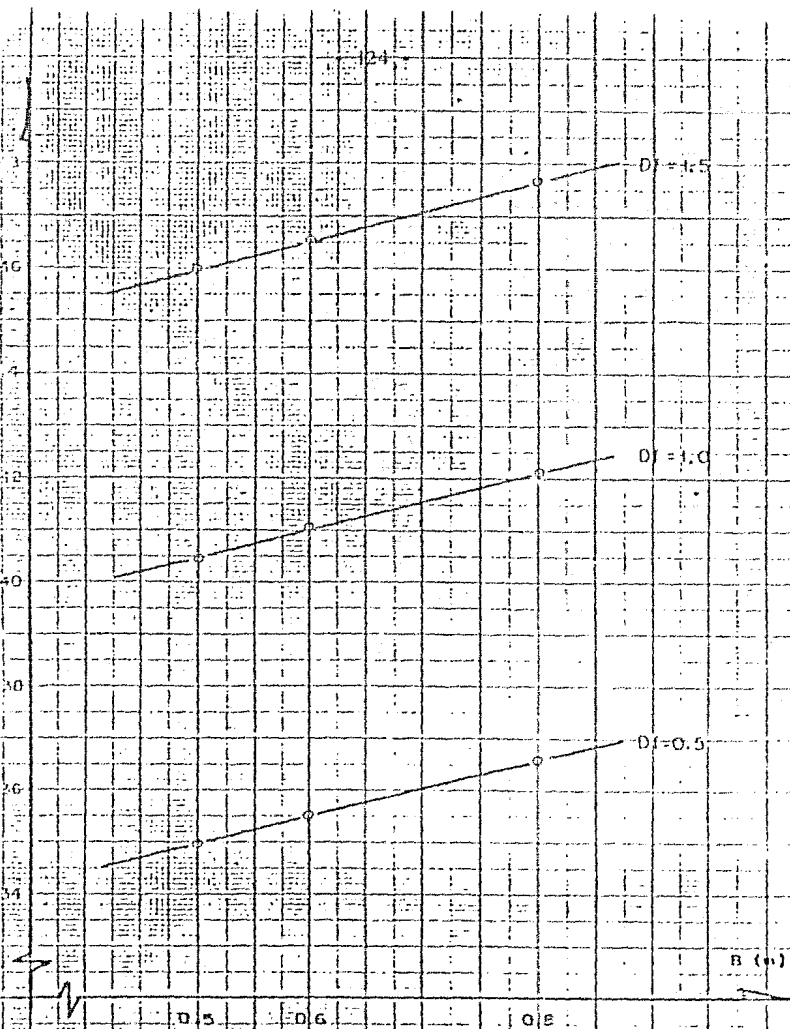
Se distinguen dos casos de cálculo de asentamientos. Por una parte el asentamiento total, y por otra el que se producirá con el tiempo. Pueden aplicarse dos métodos para hacer éste análisis. Por una parte el desarrollado por Terzaghi, basado en la variación de la relación de vacíos con la presión aplicada al suelo:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H \quad H = \text{ESPESOR DEL ESTRATO}$$

donde el valor e_0 se obtiene facilmente a partir de la curva de compresibilidad y del valor σ_0 de la presión inicial. Este procedimiento es aplicable para cada uno de los estratos, siendo el asentamiento total la suma de los asentamientos de cada uno de ellos.

El otro procedimiento es el propuesto por el Dr. Zeevaert, cuya ex-

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (Ton/m²)



D = Ancho de la cimentación (m).

Df = Profundidad de desplante desde el nivel de piso adyacente.

La capacidad de carga admisible calculada solo es aplicable a las cimentaciones que se apoyen sobre el estrato IV y tengan su superficie potencial de falla totalmente indicada en este estrato.

El hundimiento máximo probable que se presentara será del mismo orden de magnitud que el calculado para el estrato III (Fig. 109).

FIGURA # 3.11

presión es la siguiente:

$$\delta = \nu_c \eta_{ep} (1 + \beta) 24 \Delta \sigma_z$$

- donde:
- δ = hundimiento total probable (cm.)
 - ν_c = Relación entre el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria y el módulo de es fuerzo lineal.
 - η_{ep} = Módulo de deformación volumétrica unitaria (cm²/kg).
 - β = Fracción de deformación diferida.
 - $\Delta \sigma_z$ = Incremento de esfuerzo vertical (Kg/cm²)
 - 24 = Espesor del estrato en consideración (cm.)

El coeficiente ν_c se consideró de 0.25, valor correspondiente a -- estratos formados por arenas, suelos aluviales y sedimentos bien graduados, de baja y muy baja compresibilidad.

El módulo de deformación volumétrica unitaria, η_{ep} , y la fracción de deformación diferida β se muestran en las figuras #3.7 y 3.8, pa -- ra el estrato correspondiente. Estas gáficas se construyen para -- cada muestra, por lo que en el cálculo de asentamientos se emplea la obtenida para cada estrato.

La figura #3.7 se construye a partir de la siguiente relación:

$$\eta_{ep} = \frac{\Delta \epsilon_{ep}}{\Delta \sigma_z}$$

donde: $\Delta \epsilon_{ep}$ = incremento en la deformación elasto-plástica pro -- ducida por el incremento de esfuerzo vertical $\Delta \sigma_z$.

Los valores σ_z y las correspondientes deformaciones se toman de -- la prueba triaxial.

La figura # 3.8 muestra la fracción de la deformación diferida β -- definida como:

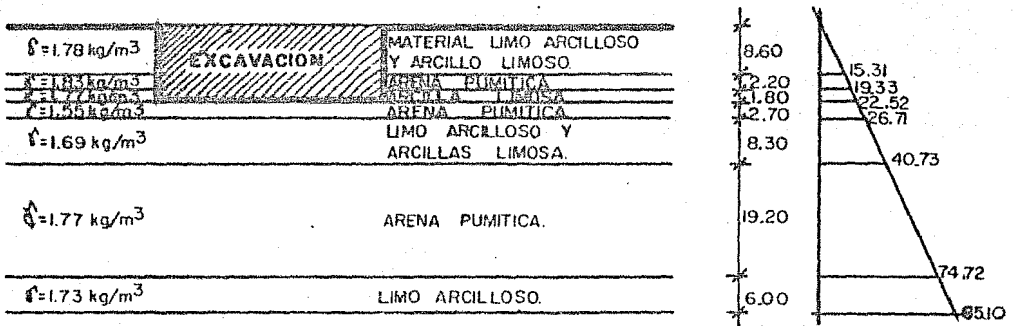
$$\beta = \frac{\Delta \epsilon_{vp}}{\Delta \epsilon_{ep}}$$

donde: $\Delta \epsilon_{vp}$ = deformación adicional visco-plástica despues -- de transcurrir el tiempo.

La deformación adicional visco-plástica se encuentra a partir de la prueba de compresión triaxial, midiendo la deformación producida en la muestra cuando ha pasado un cierto tiempo, antes de aplicar el siguiente incremento $\Delta\sigma_2$.

El valor $\Delta\sigma_2$ se toma como el incremento de presión en cada estrato como consecuencia de la aplicación de la carga.

De acuerdo al estudio realizado puede definirse la estratigrafía -- siguiente:



Si consideramos que la carga transmitida por la cimentación es de - 30 Tm/M², el incremento neto producido por la construcción será de:

$$\Delta p = 30 - 22.92 = 7.48 \text{ T/m}^2$$

Con la cantidad anterior se puede calcular el esfuerzo a cualquier profundidad, que en este caso se toma a la mitad de cada estrato, - que se empleará para calcular el asentamiento en cada uno. Este -- procedimiento puede observarse en la figura #3.12.

El asentamiento total calculado de 1.39 cm. se considera totalmente aceptable, sobre todo considerando la estructura que se trata.

2.5 CONCLUSIONES:

Por medio del estudio de mecánica de suelos pudieron conocerse las -

Nº	E S T R A T O	Z H cm	PROF. (MITAD ESTRATO E)	γ kg/cm ³	PRESION EFECTIVA (FINAL ESTE) kg/cm ²	Δp —	W_o —	V_r kg/cm ²	Mop kg/cm ²	μ —	δ cm
1	LIMO ARCILLOSO Y ARCILLA LIMOSA.	860	5.00	1.78	15.31	7.48	—	—	—	—	—
2	ARENA PUNITICA.	220	10.40	1.83	19.33	7.48	—	—	—	—	—
3	ARCILLA LIMOSA.	180	12.40	1.77	22.52	7.48	—	—	—	—	—
4	ARENA PUNITICA.	270	14.65	1.55	26.71	7.48	0.250	0.75	1.5×10^3	0.41	0.11
5	LIMO ARCILLOSO Y ARCILLA LIMOSA.	830	20.15	1.69	40.73	7.48	0.231	0.69	0.87×10^3	0.28	0.16
6	ARENA PUNITICA.	1920	33.90	1.77	74.72	7.48	0.130	0.39	3.35×10^3	0.42	0.69
7	LIMO ARCILLOSO	600	46.50	1.73	85.10	7.48	0.075	0.22	4.70×10^3	0.50	0.23
											1.39

FIGURA # 3.12

principales características del subsuelo.

De acuerdo al Reglamento de Construcción del D.F. el terrero se encuentra en la zona tipo I correspondiente a suelos de baja compresibilidad, que pudo comprobarse a través de los estudios anteriores.

Los perfiles estratigráficos nos muestran capas bien definidas que siguen un patrón. Encontramos estratos de arenas, limos y arcillas, que van bajando de suroeste a noreste, que se explica ya que el lugar se encuentra en la zona de Lomas.

Las pruebas de laboratorio efectuadas a los especímenes obtenidos mostraron las características de cada estrato, con lo que se hicieron los análisis de capacidad de carga y asentamientos. Estos estudios revelaron un terreno de condiciones optimas para la cimentación de un edificio de este tipo. Se cuenta con una capacidad de carga superior a las 30 Ton/m² con los factores de seguridad adecuados. Los hundimientos previstos también son completamente aceptables, comprobándose la idea que se tenía en principio a partir de la zonificación del Reglamento.

Con los resultados obtenidos pueden hacerse proposiciones para el tipo de cimentación, con bases prácticas firmes.

El análisis de la cimentación está estrechamente ligado a los resultados obtenidos. La interacción suelo-estructura es de suma importancia, por lo que deberán emplearse algunos coeficientes que representen las características principales del suelo, como se vera más adelante.

3.- TIPO DE CIMENTACION

Dadas las características del subsuelo halladas en los estudios anteriores, el tipo de cimentación será superficial. Por ésto se entiende de manera práctica, aquélla en la que el ancho B de la misma no es menor que la profundidad de desplante. Dentro de ésta clasificación se encuentran las zapatas aisladas y corridas, y las losas de

cimentación. Ya que las cargas en la zona de la torre son sumamente altas, se considera que una losa de cimentación es lo más conveniente. La carga que baja cada columna es sumamente grande, si consideramos que cada una de ellas tiene un área tributaria aproximada de 30 M², y son 21 losas mas las de estacionamiento, las que soportan.

El área de estacionamiento es diferente. Allí es más conveniente el empleo de zapatas ya que solo se trata de 4 niveles.

El muro perimetral será apoyado en zapatas corridas por las mismas razones.

En los puntos siguientes se hará la estimación de cargas, que permitirá comprender mejor el porqué de un tipo de cimentación como el elegido. Dentro de las losas de cimentación, pueden haber rígidas o flexibles, cuya diferencia se manifiesta en el tipo de esfuerzos que recibe del suelo, cuestión que tambien se comentará.

3.1 ESTIMACION DE CARGA:

Hasta ahora se ha considerado que la carga que será transmitida al suelo será de 30 Ton/M² considerando un poco más de 1 Ton/m² por cada losa. Sin embargo es necesario hacer un cálculo más aproximado con objeto de verificar las conclusiones a que se ha llegado, sobre todo en cuanto a capacidad de carga y análisis de hundimientos. El cálculo de la carga muerta es el siguiente:

LOSA (0.25 M ³ /m ²)	-----0.60 Ton/m ²
MORTERO	-----0.11 Ton/m ²
ACABADO PISO	-----0.01 Ton/m ²
PLAFOND	-----0.03 Ton/m ²
CARGA ADICIONAL (RCDF)	----- <u>0.04 Ton/m²</u>
T O T A L	--0.79 Ton/m ²

El RCDF especifica un mínimo para la carga viva de 250 Kg/m², que se tomará en este caso para el diseño de la cimentación pues es poco probable que actúe la totalidad de esta carga simultaneamente en

todos los pisos. Con ésto, la carga de diseño será de 1040Kg/m². La carga total que se transmitirá al suelo será la correspondiente a 21 losas, 4 de estacionamiento, más la cimentación, correspondiendo un valor de:

$$(21+4+1) \times 1.04 \text{ Ton/m}^2 = 27.04 \text{ Ton/m}^2$$

El área tributaria aproximada para cada columna es de 34 m², por lo que la carga aproximada que llega a la cimentación por columna es la siguiente:

$$27.04 \text{ Ton/m}^2 \times 34 \text{ m}^2 = 919.36 \text{ Ton.}$$

En la figura # 3.11, donde se muestra la capacidad de carga admisible puede verse que para el caso más desfavorable se tiene una capacidad superior a las 27 Ton/m² calculadas.

En el caso de los hundimientos ocurre lo mismo, puesto que los cálculos se hicieron para una carga de 30 Ton/m².

Por otra parte, la superficie que requeriría aproximadamente cada columna si consideramos que la capacidad de carga admisible es de 34 Ton/m² sería la siguiente:

$$\text{SUPERFICIE REQUERIDA} = \frac{920 \text{ Ton}}{34 \text{ Ton/m}^2} = 27.06 \text{ m}^2$$

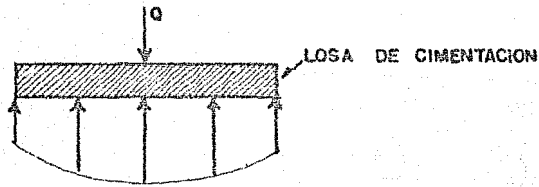
superficie que representa un cuadro mayor a 5 m. por lado por lo que se afirma la recomendación hecha en un principio, de hacer una losa de cimentación.

Desde el punto de vista teórico, se puede considerar que hay dos tipos de losas de cimentación: flexibles y rígidas.

Las primeras producen una presión de contacto de igual magnitud a la que soporta la losa. Esto produciría grandes deformaciones en el centro de la misma al haber mayor concentración de cargas. En este caso los esfuerzos podrían llegar a ser superiores a la resistencia del suelo, o bien se producirían deformaciones excesivas en la estructura.

Con una losa de tipo rígido se tienen los mismos asentamientos en toda el área. En un medio homogéneo y elástico la presión de contacto se incrementa en las orillas al ser forzosamente igual el hundimiento que en el centro. En el caso de arenas, que podría considerarse como el tipo general de suelo en ese terreno, el razonamiento

to no es el mismo ya que se va produciendo un incremento en la rigidez de los estratos conforme aumenta el confinamiento. Para que el asentamiento sea igual, deberá disminuir en el centro y aumentar en las orillas, incrementando con ello la rigidez en los extremos y -- disminuyendo la presión de contacto, quedando de la forma siguiente:



De acuerdo a lo anterior, con una losa de cimentación rígida en el tipo de suelo arenoso de la zona, se lograría una mejor distribución de esfuerzos. Por otra parte una losa rígida, al causar iguales hundimientos en toda su área evita concentración de esfuerzos en los elementos de la estructura, que habría en caso de presentarse asentamientos diferenciales. Esto es muy importante, ya que sin -- que esto ocurra, la estructura está sujeta a acciones de gran magnitud.

La rigidez de la cimentación debe ser tal que la diferencia de asentamientos entre dos puntos adyacentes sea razonable.

3.2. CONCLUSIONES:

Hasta aquí se ha descrito el procedimiento seguido para llegar finalmente a la elección del tipo de cimentación.

A partir de los resultados del estudio de mecánica de suelos se conocen sus características, que se contraponen con las requeridas de acuerdo a la estructura que se analiza. Se estudian diferentes opciones y se llega a una de las muchas posibles, que se considera la más conveniente.

Por otra parte, el conocimiento del subsuelo permitirá planear ade--

cuadramente el proceso constructivo para optimizar tanto tiempo como recursos. Hay que tener claro que todos los estudios realizados - dan una idea del futuro comportamiento del suelo, aunque comunmente se presentan condiciones que requieren un tratamiento especial. Tampoco hay que olvidar que el factor económico juega un papel muy importante en la elección de la cimentación.

Habiendo llegado a la conclusión de que una losa rígida es lo mejor, pueden manejarse a su vez varias opciones. La rigidez requerida - puede lograrse a través de diferentes opciones, cuya principal diferencia estriba en el costo y procedimiento constructivo, por lo que se analizarán en el capítulo correspondiente.

Una de las alternativas consiste en una losa de espesor relativamente bajo, con contratraves que la rigidizan. Otra opción es dando - la misma rigidez mediante una losa maciza de gran peralte.

Como puede apreciarse, la diferencia entre una y otra no se refiere a su comportamiento estructural.

Para tener una idea puede hacerse un cálculo aproximado del peralte que tendría la losa maciza. De acuerdo a las características de la estructura y las cargas, se considera que un momento de diseño de - 850 Ton.m. es razonable, en cuyo caso se tendría:

$$\frac{M}{bd^2} = F_k P f_y \left(1 - \frac{Pm}{2}\right) \quad m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{4200}{0.85(200)} = 24.71$$

$$P = 0.18 \frac{f_c}{f_y} = 0.18 \frac{(200)}{4200} = 0.0086$$

$$\frac{M}{bd^2} = 0.9(0.0086)(4200) \left(1 - \frac{(0.0086)(24.71)}{2}\right) = 29.05$$

PARA 1m DE ANCHO :

$$d = \sqrt{\frac{850 \times 10^5 \text{ Kg.cm}}{29.05 (100 \text{ cm})}} = \boxed{1.71 \text{ cm}}$$

Peralte que deberá revisarse cuando se tengan los resultados del análisis.

De la veracidad de lo hasta ahora obtenido dependerá en gran parte la seguridad de toda la estructura por lo que debe realizarse con todo cuidado y analizar los resultados.

4.- ANALISIS DE LA CIMENTACION

Ya conociendo el tipo de cimentación que se utilizará, las cargas que recibirá y las características del suelo, es posible hacer su análisis.

En éste momento es de suma importancia considerar la interacción --suelo-estructura, aunque ya se haya hecho al elegir el tipo de cimentación.

Los métodos empleados hasta ahora consisten en una idealización del suelo como un medio elástico, mediante resortes cuya constante es igual al módulo de reacción del terreno. Los resultados han sido satisfactorios a pesar del empleo de cantidades aproximadas para algunas constantes. Se han desarrollado métodos iterativos para obtener cantidades más precisas.

Entre estos destaca el desarrollado por el Dr. Zeevaert, que se comentará en el punto siguiente:

En el caso estudiado, se empleó el método tradicional con una pequeña variación que facilita la solución del problema mediante computadoras.

Lo importante es señalar que no debe considerarse el suelo y la estructura desligados. Hay una estrecha relación que debe tomarse en cuenta, cuya importancia se verá en el cálculo de los diagramas de momento y fuerza cortante.

Como se dijo en un principio, a esta altura se necesitan como dato las cargas actuantes. Pueden conocerse de forma aproximada haciendo un cálculo rápido como el efectuado en 3.1.

El análisis de carga vertical puede realizarse sin que se requiera otro previo. Con esto, pueden utilizarse las reacciones obtenidas en dicho estudio, como cargas en la cimentación. Además, hace falta considerar el incremento de las cargas como consecuencia de las fuerzas sísmicas. De acuerdo a esto, el proceso correcto que debe seguirse es analizar primero la estructura y pasar después a la --

cimentación.

4.1 PROCEDIMIENTOS DE CALCULO:

Los métodos seguidos para análisis de cimentaciones son variados, aunque su principio es el mismo. Como se ha dicho, se basan en la idealización del suelo mediante resorte. El problema que se presenta es la determinación de la constante de resorte, que se resuelve de diferentes formas dependiendo del método elegido.

El método Zeevaert, se trata de un método que por aproximaciones sucesivas llega a un valor más preciso de la constante de los resortes idealizados, y por consiguiente a un análisis estructural también más preciso.

El procedimiento consiste en dividir al subsuelo bajo la cimentación en una serie de estratos, y a partir del incremento de esfuerzo producido como consecuencia de la aplicación de las cargas se calculan los hundimientos en cada estrato mediante la fórmula siguiente:

$$\Delta \delta_{ji}^n = \alpha^n I_{ji}^n$$

donde: I_{ji}^n es el incremento de esfuerzo en el estrato n bajo el punto j , cuando se aplica una carga unitaria en i ,

$\Delta \delta_{ji}^n$ es la deformación producida en el estrato n bajo el punto j , cuando se aplica una carga unitaria en i .

α^n es un coeficiente de deformación volumétrica, particular para cada estrato, y que depende del esfuerzo y la deformación producida en un tiempo t .

De acuerdo a la fórmula anterior, para cada punto de todos los estratos es necesario calcular la influencia de las distintas cargas en el hundimiento, es decir se trata de una suma de los hundimientos en cada estrato como consecuencia de la influencia de todas las

cargas aplicadas.

Para el cálculo del incremento de esfuerzo I_{ji}^m , Zeevaert recomienda la siguiente expresión:

$$I_{ji}^m = \frac{1}{\pi} \left(\alpha_0 + \frac{1}{2} \Delta \alpha_0 \right) (\Delta \psi_1 - \Delta \psi_2)$$

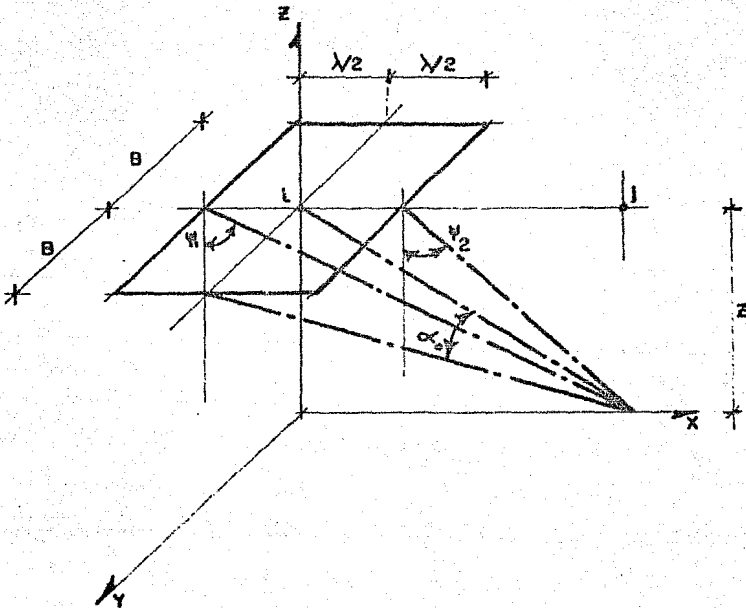
DONDE:

$$\psi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z}$$

$$\psi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z}$$

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}}$$

La notación empleada puede apreciarse en la figura siguiente:



El hundimiento total bajo j , debido a una carga en i , puede expresarse así:

$$\delta_{ji} = \sum_1^n \alpha^n I_{ji}^n$$

Ecuación que expresada en forma matricial da lugar a la Ecuación Matricial de Asentamientos:

$$|\delta_i| = |\Delta_{ji}| |q_i|$$

donde: q_i = esfuerzo en el terreno

El procedimiento iterativo consiste en hacer el análisis estructural de la cimentación apoyada sobre los resortes, con lo que se obtienen las fuerzas en los resortes. Con estas fuerzas pueden calcularse los esfuerzos q_i , y aplicando la ecuación matricial anterior calcular los asentamientos. Conociendo las fuerzas y los asentamientos, se verifica el valor de la constante K , terminando el proceso en caso de ser iguales a los empleados en el análisis estructural inicial. En caso contrario, hay que repetirlo, pero ahora con los nuevos valores de las constantes de los resortes.

Como puede apreciarse, se trata de un método más preciso, aunque es más laborioso.

Lo que se hace comunmente es el análisis estructural considerando la cimentación apoyada sobre resortes, con una constante igual a:

$$K = k_s B\lambda$$

donde: k_s = módulo de reacción del terreno
 $B\lambda$ = área de influencia del resorte

El módulo de reacción k_s se refiere al esfuerzo que hay que aplicar para que se produzca un hundimiento unitario:

$$k_s = \frac{q}{y}$$

q = presión actuante sobre el suelo,

y = deformación producida por q .

Esta cantidad debe obtenerse a partir del estudio de Mecánica de -- suelos.

Con objeto de simplificar el análisis estructural y poder aprovechar paquetes de computadora ya elaborados, se hace la siguiente modificación. Se definen columnas equivalentes a los resortes de constante k .

De acuerdo a la Ley de Hooke, para la columna se tendría:

$$\sigma = E \epsilon \quad \epsilon = \frac{\delta}{l} = \frac{F}{AE} \quad \text{PERO} \quad \epsilon = \frac{\delta}{l}$$

ENTONCES :

$$E = \frac{F l}{A \delta} \quad \text{DESPEJANDO :}$$

$$\delta = \frac{F l}{AE}$$

para el resorte sería lo siguiente:

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

Igualando ambas cantidades:

$$\frac{F l}{AE} = \frac{F}{k}$$

QUEDANDO

$$A = \frac{k l}{E} = \frac{k_s B l^3}{E}$$

que es la relación que da el área de las columnas ficticias, suponiendo el módulo de elasticidad E y la longitud de las mismas. Para que esto sea realmente aplicable, las columnas deberán tener un momento de inercia casi igual a cero, siendo en consecuencia la rigidez muy baja. La gran ventaja es que puede emplearse el mismo -- programa de la estructura para el análisis de la cimentación.

La ubicación de los resortes es totalmente arbitraria. Mientras mayor sea su número, los resultados serán más precisos. Se coloca uno en todo punto donde interese conocer algún elemento mecánico, --

por lo que en principio es lógico pensar que se tendrá uno bajo cada columna.

Como puede apreciarse, el error que puede tenerse en la aplicación de éste método se derivará principalmente de la incertidumbre asociada a la rigidez de los resortes, y a la independencia considerada entre ellos. A pesar de ello, se ha observado que los resultados son satisfactorios. Parte de ello es debido a que el error en los resultados, producto de variaciones en el valor de K, no son tan grandes como la variación misma.

En el ejemplo que se analiza, se empleó éste último procedimiento para el análisis de la cimentación.

4.2. IDEALIZACION DE LA CIMENTACION. ANALISIS.

La idealización es la que se muestra en la figura #3.13, donde se muestran los números de nudos y miembros empleados en el programa de computadora, así como las cargas transmitidas por las columnas. El método consiste en suponer a la cimentación apoyada sobre columnas de una rigidez baja, parecidas a resortes. Esto con el fin de emplear el mismo paquete que se usa para la estructura. Puede notarse que se colocaron las columnas ficticias a lo largo de cada eje una bajo cada columna y dos entre ejes, con objeto de obtener más puntos del diagrama de momentos. Además se tiene un mayor número en la zona de los núcleos de servicios dadas las grandes cargas que reciben.

Entre los datos con los que debe alimentarse al programa, se encuentran las características de las columnas simuladas. Para ello es necesario hacer una distribución de áreas en la cimentación, que se muestra en la figura # 3.14.

De acuerdo a la ecuación obtenida para el cálculo del área de las columnas en el punto anterior, eran necesarios además los datos siguientes:

$$\text{modulo de elasticidad} = E = 145,000 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{longitud de la pieza} = I = 500 \text{ cm.}$$

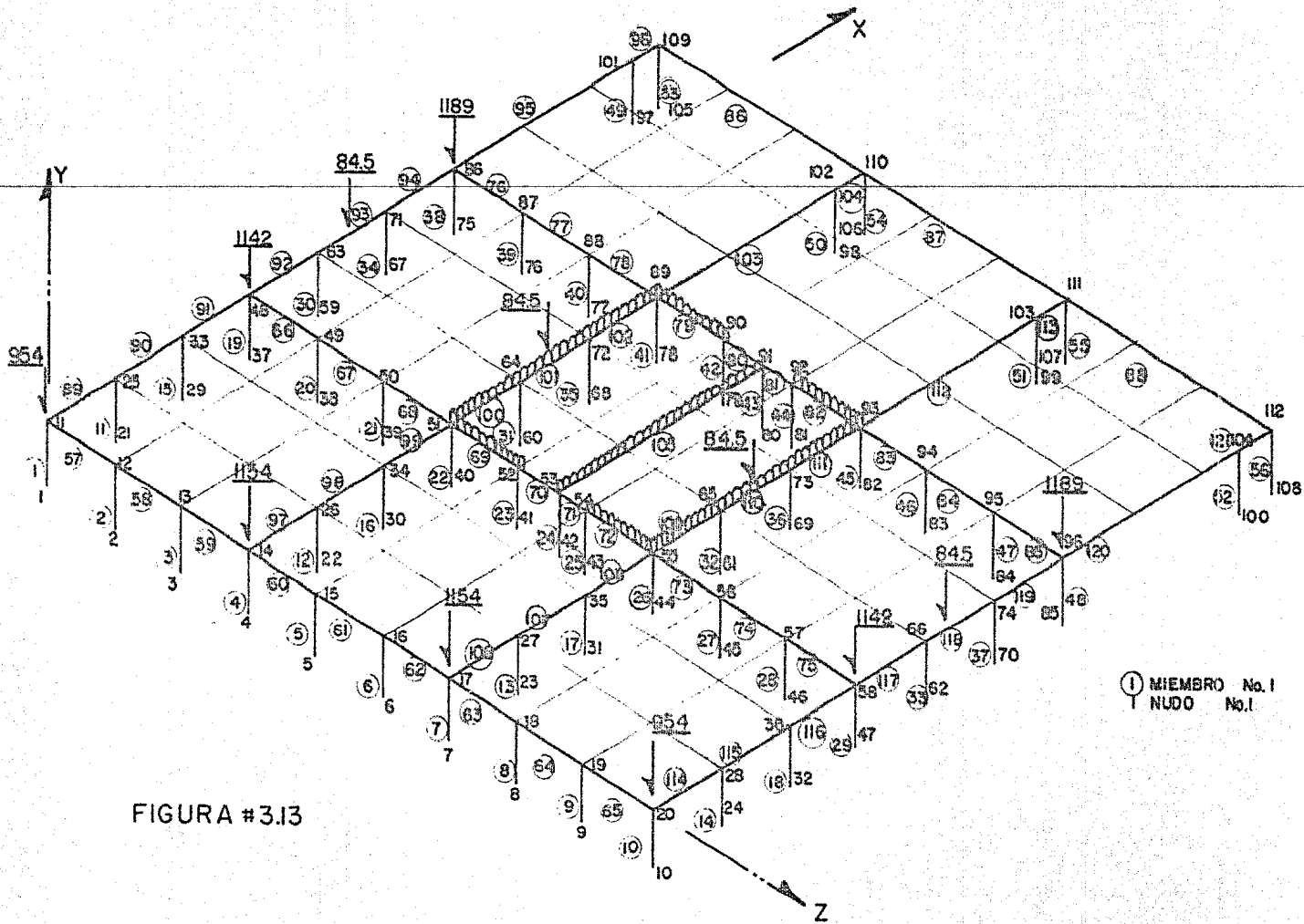
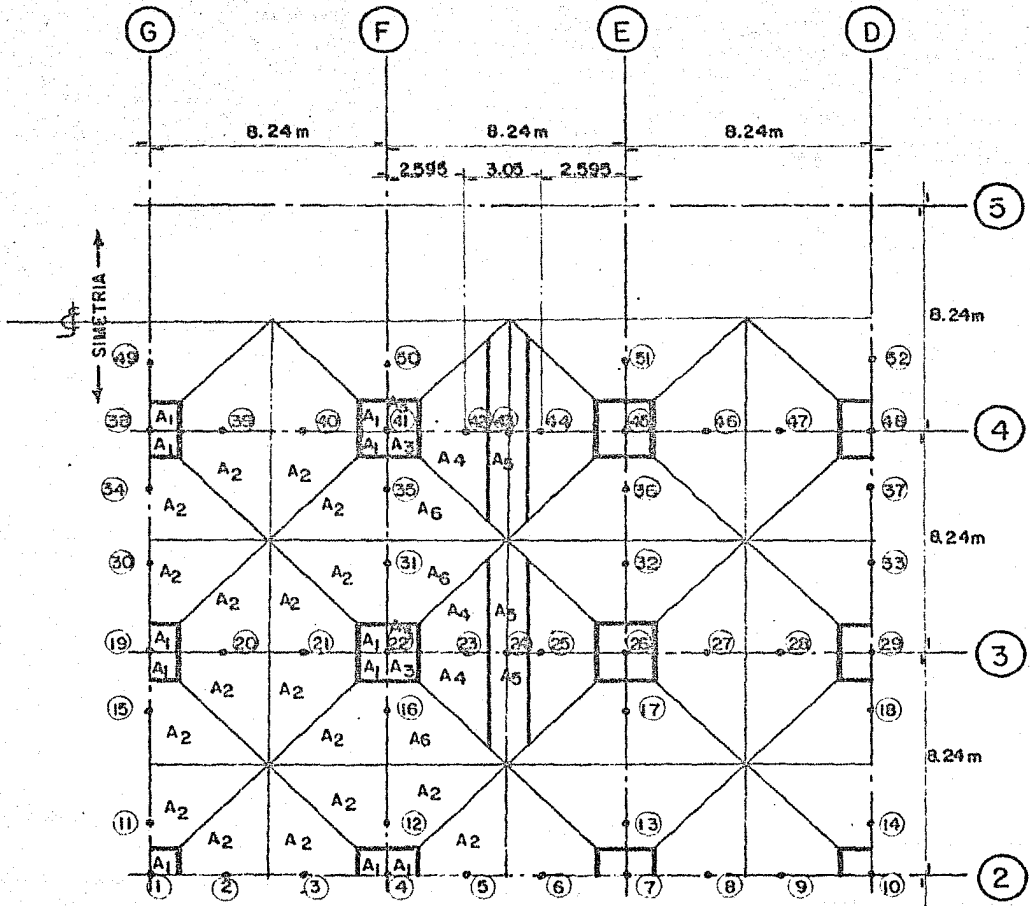


FIGURA #3.13

DISTRIBUCION DE AREAS EN LA CIMENTACION.



- A₁ = 1.69 m²
- A₂ = 7.54 m²
- A₃ = 1.72 m²
- A₄ = 4.88 m²
- A₅ = 6.02 m²
- A₆ = 7.37 m²

FIGURA #3.14

módulo de reacción del terreno = $K_s = 2,34 \text{ Kg/cm}^3$

El módulo de elasticidad es el correspondiente al concreto ya que así es como se han supuesto las columnas.

La longitud de la pieza es totalmente arbitraria.

El módulo de reacción del terreno debe obtenerse de los resultados del estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, generalmente no da este resultado ni la información necesaria para calcularlo, por lo que en este caso se recurrió al libro de Bowles (Ver referencias). Adicionalmente se propone un momento de inercia sumamente pequeño. Con los datos anteriores pueden calcularse las áreas de las columnas en una tabla como la siguiente:

ELEMENTO	AREA TRIBUTARIA (CM ²)	$\frac{ks \cdot l}{E}$	$\Delta = \Delta_T \frac{ks \cdot l}{E}$ (CM ²)
1, 10	18 900	0.0081	152.50
2, 3, 5, 6, 8, 9, 11, 14, 15, 18, 30, 33, 34, 37, 49, 52	104 400	0.0081	842.40
4, 7, 19, 29, 38, 48	37 800	0.0081	305.01
12, 13, 20, 21, 27, 28, 39, 40, 46, 47	150 800	0.0081	1216.80
22, 26, 41, 45	72 200	0.0081	582.58
23, 25, 42, 44	97 600	0.0081	787.53
24, 43	120 400	0.0081	971.50
31, 32, 35, 36, 46, 47, 50, 51	149 100	0.0081	1203.08

Los resultados de computadora obtenidos se muestran en las hojas siguientes. Estos deben ser analizados para detectar cualquier posible error. La forma de hacerlo es verificando el equilibrio de algunos de los nudos. A manera de ejemplo se toma el nudo número 96 como se muestra en la figura # 3.15.

Como puede verse, se cumple el equilibrio del nudo. En el caso de -

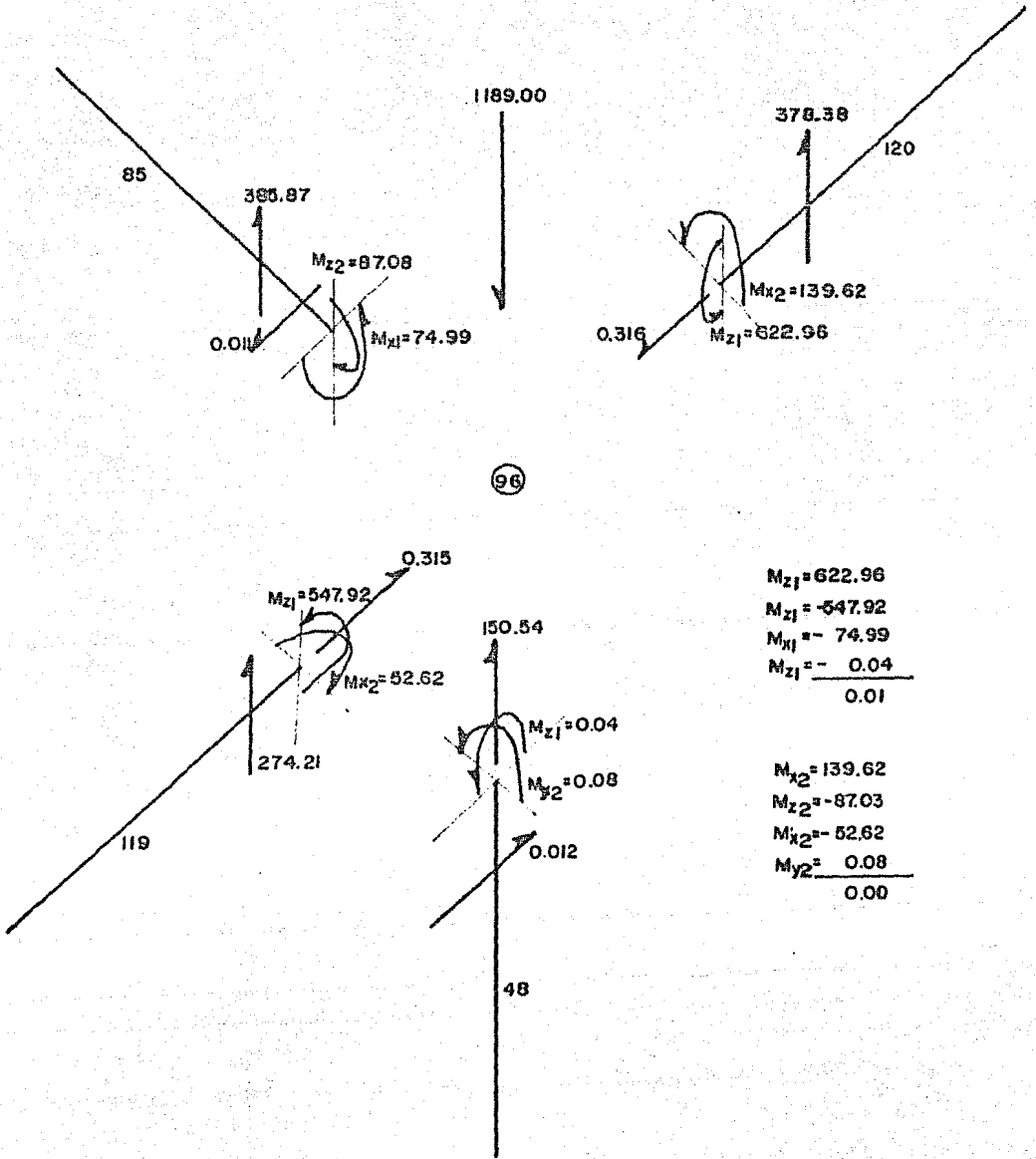


FIGURA # 3.15

STRUCTURE DIMENSIONS

*** 3A. ALTERNATIVA *** (3)

LOADING 1 CARGA VERTICAL

MEMBER FORCES

MEMB	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE Y	SHEAR FORCE Z	TORSION MOMENT	MOMENT Y	MOMENT Z
1	1	153.742	0.125	-0.127	-0.00	0.21	0.20
1	11	-153.742	-0.125	0.127	0.00	0.42	0.41
2	2	430.655	0.097	-0.102	-0.00	0.17	0.16
2	12	-430.655	-0.097	0.102	0.00	0.34	0.32
3	3	335.585	0.069	-0.035	-0.00	0.05	0.11
3	13	-335.585	-0.069	0.035	0.00	0.11	0.23
4	4	162.555	0.040	-0.013	-0.00	0.02	0.06
4	14	-162.555	-0.040	0.013	0.00	0.04	0.13
5	5	287.570	0.040	-0.015	0.00	0.02	0.06
5	15	-287.570	-0.040	0.015	-0.00	0.05	0.13
6	6	287.570	0.040	0.015	-0.00	-0.02	0.06
6	16	-287.570	-0.040	-0.015	0.00	-0.05	0.13
7	7	162.555	0.040	0.013	0.00	-0.02	0.06
7	17	-162.555	-0.040	-0.013	-0.00	-0.04	0.13
8	8	335.585	0.069	-0.035	0.00	-0.05	0.11
8	18	-335.585	-0.069	0.035	-0.00	-0.11	0.23
9	9	430.655	0.097	0.102	0.00	-0.17	0.16
9	19	-430.655	-0.097	-0.102	-0.00	-0.34	0.32
10	10	153.743	0.125	0.127	0.00	-0.21	0.20
10	20	-153.743	-0.125	-0.127	-0.00	-0.42	0.41
11	21	433.072	0.100	-0.100	-0.00	0.16	0.16
11	25	-433.072	-0.100	0.100	0.00	0.33	0.33
12	22	554.660	0.012	-0.006	0.00	0.01	0.02
12	26	-554.660	-0.012	0.006	-0.00	0.02	0.04
13	23	554.661	0.012	0.006	-0.00	-0.01	0.02
13	27	-554.661	-0.012	-0.006	0.00	-0.02	0.04
14	24	433.075	0.100	0.100	0.00	-0.16	0.16
14	28	-433.075	-0.100	-0.100	-0.00	-0.33	0.33
15	29	341.517	0.033	-0.072	0.00	0.12	0.05
15	32	-341.517	-0.033	0.072	-0.00	0.24	0.11
16	30	575.880	-0.022	0.000	0.00	-0.00	-0.03
16	34	-575.880	0.022	-0.000	-0.00	-0.00	-0.07
17	31	575.883	-0.022	-0.000	-0.00	0.00	-0.03
17	35	-575.883	0.022	0.000	0.00	0.00	-0.07

18	32	341.522	0.033	0.072	-0.00	-0.12	0.05
18	35	-341.522	-0.033	-0.072	0.00	-0.24	0.11
19	37	166.309	0.011	-0.044	-0.00	0.07	0.01
19	40	-166.309	-0.011	0.044	0.00	0.14	0.03
20	38	556.777	0.007	-0.016	-0.00	0.02	0.01
20	49	-556.777	-0.007	0.016	0.00	0.05	0.02
21	39	575.790	0.003	0.022	-0.00	-0.03	0.00
21	50	-575.790	-0.003	-0.022	0.00	-0.07	0.01
22	40	316.599	-0.000	0.007	-0.00	-0.01	-0.00
22	51	-316.599	0.000	-0.007	0.00	-0.02	-0.00
23	41	439.023	-0.000	0.006	-0.00	-0.01	-0.00
23	52	-439.023	0.000	-0.006	0.00	-0.02	-0.00
24	42	541.135	-0.000	0.000	-0.00	-0.00	-0.00
24	53	-541.135	0.000	-0.000	0.00	-0.00	-0.00
25	43	439.024	-0.000	-0.006	0.00	0.01	-0.00
25	54	-439.024	0.000	0.006	-0.00	0.02	-0.00
26	44	316.600	-0.000	-0.007	0.00	0.01	-0.00
26	55	-316.600	0.000	0.007	-0.00	0.02	-0.00
27	45	575.794	0.003	-0.022	0.00	0.03	0.00
27	56	-575.794	-0.003	0.022	-0.00	0.07	0.01
28	46	556.782	0.007	0.016	0.00	-0.02	0.01
28	57	-556.782	-0.007	-0.016	-0.00	-0.05	0.02
29	47	166.310	0.011	0.044	0.00	-0.07	0.01
29	58	-166.310	-0.011	-0.044	-0.00	-0.14	0.03
30	59	799.121	0.015	-0.038	-0.00	0.06	0.02
30	60	-799.121	-0.015	0.038	0.00	0.12	0.05
31	60	675.079	0.000	0.007	0.00	-0.01	0.00
31	64	-675.079	-0.000	-0.007	-0.00	-0.02	0.00
32	61	675.062	0.000	-0.007	-0.00	0.01	0.00
32	65	-675.062	-0.000	0.007	0.00	0.02	0.00
33	62	299.124	0.015	0.038	0.00	-0.06	0.02
33	66	-299.124	-0.015	-0.038	-0.00	-0.12	0.05
34	67	291.246	-0.001	-0.031	0.00	0.05	-0.00
34	71	-291.246	0.001	0.031	-0.00	0.10	-0.00
35	68	671.741	0.002	-0.007	-0.00	-0.01	0.00
35	72	-671.741	-0.002	0.007	0.00	-0.02	0.00
36	69	671.743	0.002	-0.007	-0.00	0.01	0.00
36	73	-671.743	-0.002	0.007	-0.00	0.02	0.00
37	70	291.247	-0.001	-0.031	-0.00	-0.05	-0.00
37	74	-291.247	0.001	0.031	0.00	-0.10	-0.00
38	75	150.542	0.012	-0.025	0.00	0.04	0.02
38	76	-150.542	-0.012	0.025	-0.00	0.08	0.04
39	76	532.463	0.009	-0.007	-0.00	0.01	0.01
39	77	-532.463	-0.009	0.007	0.00	0.02	0.03
40	77	564.931	0.006	0.024	-0.00	-0.04	0.01
40	78	-564.931	-0.006	-0.024	0.00	-0.08	0.02
41	78	311.674	0.003	0.007	-0.00	-0.01	0.00
41	79	-311.674	-0.003	-0.007	0.00	-0.02	0.01
42	79	433.004	0.003	0.007	0.00	-0.01	0.00
42	80	-433.004	-0.003	-0.007	-0.00	-0.02	0.01
43	80	533.964	0.002	0.000	-0.00	-0.00	0.00
43	81	-533.964	-0.002	-0.000	0.00	-0.00	0.00
44	81	433.004	0.003	-0.007	-0.00	0.01	0.00
44	82	-433.004	-0.003	0.007	0.00	0.02	0.01
45	82	311.674	0.003	-0.007	0.00	0.01	0.00

1185424

45	92	-311.674	-0.003	0.007	-0.00	0.02	0.01
46	93	-564.932	0.006	-0.024	0.00	0.04	0.01
46	94	-564.932	-0.006	0.024	-0.00	0.04	0.02
47	94	572.463	0.009	0.007	0.00	-0.01	0.01
47	95	-532.463	-0.009	-0.007	-0.00	-0.02	0.03
48	95	150.542	0.012	0.025	-0.00	-0.04	0.02
48	96	-150.542	-0.012	-0.025	0.00	-0.04	0.04
49	97	255.408	0.020	-0.008	0.00	0.01	0.03
49	101	-255.408	-0.020	0.008	-0.00	0.02	0.04
50	98	564.202	0.019	0.002	-0.00	-0.01	0.03
50	102	-564.202	-0.019	-0.002	0.00	-0.00	0.04
51	99	564.202	0.019	-0.002	0.00	0.00	0.03
51	103	-564.202	-0.019	0.002	-0.00	0.00	0.06
52	100	-255.408	0.020	0.008	-0.00	-0.01	0.03
52	104	-255.408	-0.020	-0.008	0.00	-0.02	0.06
52	105	122.964	0.000	0.000	0.00	0.00	0.01
53	109	-122.964	0.000	0.000	0.00	0.01	0.00
54	106	273.055	0.000	0.000	0.00	0.00	0.01
54	110	-273.055	0.000	-0.000	0.00	0.00	0.00
55	107	273.055	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
55	111	-273.055	0.000	-0.000	0.00	0.00	0.01
56	108	122.964	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
56	112	-122.964	0.000	-0.000	0.00	0.00	0.00
57	11	-0.202	-398.981	-0.072	236.66	0.09	-232.18
57	12	0.202	398.981	0.072	-236.66	0.10	-865.01
58	12	-0.305	31.677	0.025	236.03	-0.10	864.66
58	13	0.305	-31.677	-0.025	-236.33	0.03	-777.87
59	13	-0.340	368.264	0.094	236.10	-0.03	777.75
59	14	0.340	-368.264	-0.094	-236.10	-0.22	234.97
60	14	-0.316	-287.573	-0.040	0.13	0.07	-419.52
60	15	0.316	287.573	0.040	-0.13	0.03	-371.50
61	15	-0.331	0.001	-0.000	0.00	-0.03	371.25
61	16	0.331	-0.001	0.000	-0.00	0.03	-371.25
62	16	-0.316	287.573	0.040	-0.13	-0.03	371.30
62	17	0.316	-287.573	-0.040	0.13	-0.07	-419.51
63	17	-0.340	-368.267	-0.094	-236.11	0.22	-234.97
63	18	0.340	368.267	0.094	236.11	0.03	-777.76
64	18	-0.305	-31.675	-0.025	-236.34	-0.03	777.88
64	19	0.305	31.675	0.025	236.34	0.10	-864.67
65	19	-0.202	398.988	0.072	-236.66	-0.10	865.02
65	20	0.202	-398.988	-0.072	236.66	-0.09	232.19
66	48	-0.171	-370.707	0.042	113.94	-0.18	178.18
66	49	0.171	370.707	-0.042	-113.94	0.07	-1197.63
67	49	-0.188	186.073	0.049	113.91	-0.07	1197.59
67	50	0.188	-186.073	-0.049	-113.91	-0.06	-867.75
68	50	-0.165	761.872	0.053	113.90	0.06	687.83
68	51	0.165	-761.872	-0.053	-113.90	-0.21	1407.31
69	51	-0.192	540.849	0.002	-7.69	-0.00	-1225.55
69	52	0.192	-540.849	-0.002	7.69	-0.00	1103.20
70	52	-0.186	-201.791	0.001	-7.69	0.00	-1103.20
70	53	0.186	201.791	-0.001	7.69	-0.00	776.30
71	53	-0.186	-201.811	-0.001	7.69	0.00	-776.29
71	54	0.186	201.811	0.001	-7.69	-0.00	1103.22
72	54	-0.192	540.840	-0.002	7.69	0.00	-1103.24
72	55	0.192	-540.932	0.002	-7.69	0.00	1225.62

73	55	-0.165	-761.869	-0.053	-113.90	0.21	-1407.31
73	56	0.165	761.869	0.053	113.90	-0.06	-667.82
74	56	-0.188	-186.067	-0.049	-113.91	0.06	667.76
74	57	0.188	186.067	0.049	113.91	0.07	-1197.56
75	57	-0.171	-370.722	-0.042	-113.94	-0.07	1197.66
75	58	0.171	370.722	0.042	113.94	0.18	-176.17
76	85	-0.061	-385.872	0.011	74.98	-0.09	-67.08
76	87	0.061	385.872	-0.011	-74.98	0.06	-974.06
77	87	-0.068	-146.595	0.020	74.95	-0.06	974.03
77	88	0.068	146.595	-0.020	-74.95	0.00	-572.36
78	88	-0.044	-711.532	0.026	74.93	-0.00	572.46
78	89	0.044	711.532	-0.026	-74.93	-0.06	1364.25
79	89	-0.011	-551.497	-0.006	12.23	0.01	-1242.27
79	90	0.011	551.497	0.006	-12.23	0.00	1141.39
80	90	-0.004	-199.247	-0.002	12.22	-0.00	-1141.37
80	91	0.004	199.247	0.002	-12.22	0.00	618.59
81	91	-0.004	-199.256	0.002	-12.22	-0.00	-618.61
81	92	0.004	199.256	-0.002	12.22	0.00	1141.39
82	92	-0.011	-552.275	0.006	-12.24	-0.00	-1141.42
82	93	0.011	552.275	-0.006	12.24	-0.01	1242.29
83	93	-0.044	-711.532	0.026	-74.93	0.06	-1384.26
83	94	0.044	711.532	-0.026	74.93	0.00	-572.41
84	94	-0.068	-146.591	0.020	-74.95	-0.00	572.37
84	95	0.068	146.591	-0.020	74.95	0.00	-974.03
85	95	-0.061	-385.874	-0.011	-74.99	-0.06	974.06
85	96	0.061	385.874	0.011	74.99	0.09	67.07
86	109	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
86	110	0.000	-0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
87	110	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
87	111	0.000	-0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
88	111	0.000	-0.000	0.000	0.00	0.00	-0.00
88	112	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	-0.00
89	11	-0.198	-401.270	0.075	-231.75	-0.09	-237.07
89	25	0.198	401.270	-0.075	231.76	-0.11	-866.40
90	25	-0.299	-31.798	-0.025	-231.42	0.11	866.07
90	33	0.299	31.798	0.025	231.42	-0.04	-778.94
91	33	-0.332	-373.320	-0.097	-231.18	0.04	778.82
91	46	0.332	373.320	0.097	231.18	0.22	-247.80
92	48	-0.302	-231.653	0.029	-52.85	-0.03	-361.77
92	63	0.302	231.653	-0.029	52.85	-0.04	-275.26
93	63	-0.317	-67.458	-0.004	-52.73	0.04	-275.21
93	71	0.317	67.458	0.004	52.73	-0.02	-206.14
94	71	-0.315	-274.210	-0.039	-52.62	0.02	206.14
94	86	0.315	274.210	0.039	52.62	0.08	547.83
95	86	-0.316	-378.373	-0.002	-139.62	0.00	-622.95
95	101	0.316	378.373	0.002	139.62	0.00	-417.56
96	101	-0.337	-122.964	-0.011	-139.59	-0.00	417.49
96	100	0.337	122.964	0.011	139.59	0.01	-585.95
97	14	-0.175	-335.601	-0.037	-184.50	0.14	-235.63
97	26	0.175	335.601	0.037	184.50	-0.04	-1158.73
98	26	-0.188	-219.053	-0.043	-184.48	0.04	1158.68
98	34	0.188	219.053	0.043	184.48	0.07	-558.48
99	34	-0.165	-794.933	-0.042	-184.48	-0.07	558.55
99	51	0.165	794.933	0.042	184.48	0.19	1627.90
100	51	-0.214	-1330.457	-0.008	-2.77	0.01	-1505.90

0185422

100	64	0.214	-28.374	0.000	2.77	0.00	3374.20
101	64	-0.215	703.378	-0.000	-2.80	-0.00	-3374.20
101	72	0.215	678.538	0.000	2.80	0.00	3408.23
102	72	-0.217	-6.897	0.006	-2.82	-0.00	-3408.24
102	49	0.217	1308.954	-0.006	2.82	-0.01	1599.06
103	89	-0.254	-837.251	-0.017	139.03	0.06	-1536.37
103	102	0.254	837.251	0.017	-139.03	-0.02	-766.06
104	102	-0.273	-273.058	-0.015	139.02	0.02	766.00
104	110	0.273	273.058	0.015	-139.02	0.00	-1140.09
105	55	-0.003	137.555	0.000	0.00	-0.00	-15.38
105	91	0.003	135.352	-0.000	-0.00	-0.00	24.46
106	17	-0.175	-235.599	0.037	184.50	-0.14	235.83
106	27	0.175	335.599	-0.037	-184.50	0.04	-1158.73
107	27	-0.188	219.058	0.043	184.48	-0.04	1158.69
107	35	0.188	-219.058	-0.043	-184.48	-0.07	-558.47
108	35	-0.165	794.937	0.043	184.48	0.07	558.55
108	55	0.165	-794.937	-0.043	-184.48	-0.19	1627.52
109	55	-0.214	1330.458	0.008	2.77	-0.01	-1505.93
109	65	0.214	-28.305	-0.008	-2.77	-0.00	3374.23
110	65	-0.215	703.369	0.000	2.80	0.00	-3374.21
110	73	0.215	678.546	-0.000	-2.80	-0.00	3406.22
111	73	-0.217	-6.803	0.006	2.83	0.00	-3408.23
111	91	0.217	1308.954	-0.006	-2.83	0.01	1599.07
112	93	-0.254	-837.258	0.017	-139.03	-0.06	-1536.38
112	103	0.254	837.258	-0.017	139.03	0.02	-766.07
113	103	-0.273	-273.059	0.015	-139.02	-0.02	766.00
113	111	0.273	273.059	-0.015	139.02	-0.00	-1140.09
114	20	-0.198	-401.276	-0.075	231.76	0.09	-237.08
114	28	0.198	401.276	0.075	-231.76	0.11	-866.41
115	28	-0.299	31.804	0.025	231.43	-0.11	866.08
115	36	0.299	-31.804	-0.025	-231.43	0.04	-778.94
116	36	-0.332	373.329	0.097	231.19	-0.04	778.84
116	58	0.332	-373.329	-0.097	-231.19	-0.22	247.81
117	58	-0.302	-231.660	-0.029	52.86	0.03	-361.79
117	66	0.302	231.660	0.029	-52.86	0.04	-275.27
118	66	-0.317	67.463	0.008	52.73	-0.04	275.22
118	74	0.317	17.036	-0.008	-52.73	0.02	-206.13
119	74	-0.315	274.207	0.039	52.62	-0.02	206.14
119	96	0.315	-274.207	-0.039	-52.62	-0.08	547.92
120	96	-0.316	-378.377	0.003	139.62	-0.00	-622.96
120	104	0.316	378.377	-0.003	-139.62	-0.00	-417.57
121	104	-0.337	-122.968	0.011	139.59	0.00	417.50
121	112	0.337	122.968	-0.011	-139.59	-0.01	-585.97

APPLIED JOINT LOADS. FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	FORCE Z	MOMENT X	MOMENT Y	MOMENT Z
11	0.000	-953.993	0.000	-0.00	-0.00	0.00
12	0.000	0.003	-0.000	0.00	-0.00	0.00
13	-0.000	0.001	0.000	0.00	0.00	-0.00
14	0.000	-1153.995	-0.000	0.00	-0.00	-0.00
15	0.000	0.005	0.000	-0.00	-0.00	0.00

16	0.000	0.002	-0.000	-0.00	0.00	-0.00
17	0.000	-1153.996	-0.000	-0.00	0.00	-0.00
18	0.000	0.005	-0.000	-0.00	0.00	0.00
19	-0.000	0.005	-0.000	-0.00	0.00	-0.00
20	0.000	-954.007	0.000	-0.00	0.00	-0.00
25	-0.000	-0.003	-0.000	-0.00	-0.00	-0.00
26	-0.000	-0.005	0.000	0.00	0.00	-0.01
27	-0.000	-0.004	0.000	0.00	0.00	-0.00
28	-0.000	0.005	0.000	0.00	0.00	0.00
23	0.000	0.002	-0.000	-0.00	-0.00	-0.00
34	-0.000	-0.000	0.000	-0.00	-0.00	0.00
35	0.000	-0.005	-0.000	-0.00	-0.00	0.00
30	0.000	0.002	0.000	0.00	0.00	0.00
48	-0.000	-1141.990	0.000	-0.00	0.00	0.00
49	0.000	0.003	-0.000	-0.01	-0.00	0.00
50	0.000	0.004	0.000	-0.00	0.00	0.00
51	0.000	0.001	-0.000	-0.03	-0.00	-0.00
52	0.000	0.009	0.000	0.02	0.00	-0.00
53	0.000	0.022	0.000	-0.00	0.00	-0.00
54	0.000	0.004	0.000	-0.00	0.00	0.00
55	-0.000	-0.016	0.000	-0.03	-0.00	-0.01
56	0.000	0.007	-0.000	-0.01	0.00	0.00
57	0.000	0.007	0.000	-0.01	0.00	-0.00
58	-0.000	-1142.022	0.000	-0.00	0.00	0.00
63	-0.000	-0.009	-0.000	-0.00	-0.00	-0.00
64	-0.000	-0.005	0.000	0.00	0.00	0.00
65	-0.000	-0.017	0.000	0.00	0.00	0.01
66	0.000	-0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
71	0.000	0.004	0.000	0.00	0.00	-0.00
72	0.000	-0.011	-0.000	0.00	-0.00	0.00
73	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	-0.00
74	0.000	-0.003	0.000	0.00	0.00	0.00
86	0.000	-1188.997	0.000	0.00	0.00	0.00
87	0.000	0.004	0.000	0.00	0.00	0.00
88	-0.000	0.007	0.000	-0.01	0.00	-0.00
89	-0.000	-0.003	0.000	0.00	0.00	-0.00
90	0.000	0.025	0.000	0.00	0.00	0.00
91	-0.000	-0.107	0.000	-0.00	0.00	0.01
92	0.000	0.014	0.000	-0.00	-0.00	-0.00
93	-0.000	-0.014	0.000	-0.02	0.00	0.00
94	0.000	0.009	0.000	-0.00	0.00	0.00
95	0.000	0.001	-0.000	-0.01	0.00	0.00
96	-0.000	-1189.002	0.000	-0.00	0.00	-0.00
101	0.000	-0.000	-0.000	0.00	-0.00	-0.00
102	0.000	-0.009	0.000	0.00	0.00	0.00
103	0.000	-0.003	0.000	0.00	-0.00	-0.00
104	0.000	0.000	-0.000	0.00	0.00	0.00

0185420

REACTIONS, APPLIED LOADS - SUPPORT JOINTS -

JOINT	FORCE X	FORCE Y	FORCE Z	MOMENT X	MOMENT Y	MOMENT Z
1	-0.125	153.742	-0.127	-0.21	-0.00	0.20

2	-0.097	430.655	-0.102	-0.17	-0.00	0.16
3	-0.069	336.585	-0.035	-0.05	-0.00	0.11
4	-0.040	162.555	-0.012	-0.02	-0.00	0.06
5	-0.041	287.570	-0.015	-0.02	0.00	0.06
6	-0.040	287.570	0.015	0.02	-0.00	0.06
7	-0.040	162.555	0.013	0.02	0.00	0.06
8	-0.069	336.586	0.035	0.05	0.00	0.11
9	-0.097	430.658	0.102	0.17	0.00	0.16
10	-0.125	153.743	0.127	0.21	0.00	0.20
21	-0.100	433.072	-0.100	-0.16	-0.00	0.16
22	-0.017	554.660	-0.006	-0.01	0.00	0.02
23	-0.012	554.661	0.006	0.01	-0.00	0.02
24	-0.100	433.075	0.100	0.16	0.00	0.16
29	-0.033	341.519	-0.072	-0.12	0.00	0.05
30	0.022	575.880	0.000	0.00	0.00	-0.03
31	0.022	575.883	-0.000	-0.00	-0.00	-0.03
32	-0.033	341.522	0.072	0.12	-0.00	0.05
37	-0.011	166.309	-0.044	-0.07	-0.00	0.01
38	-0.007	556.777	-0.016	-0.02	-0.00	0.01
39	-0.003	575.790	0.022	0.03	-0.00	0.00
40	0.000	316.599	0.007	0.01	-0.00	-0.00
41	0.000	439.023	0.006	0.01	-0.00	-0.00
42	0.000	541.135	0.000	0.00	-0.00	-0.00
43	0.000	439.024	-0.006	-0.01	0.00	-0.00
44	0.000	316.600	-0.007	-0.01	0.00	-0.00
45	-0.003	575.794	-0.022	-0.03	0.00	0.00
46	-0.007	556.782	0.016	0.02	0.00	0.01
47	-0.011	166.310	0.044	0.07	0.00	0.01
59	-0.015	299.121	-0.038	-0.06	-0.00	0.02
60	-0.000	675.079	0.007	0.01	0.00	0.00
61	-0.000	675.082	-0.007	-0.01	-0.00	0.00
62	-0.015	299.124	0.038	0.06	0.00	0.02
67	0.001	291.246	-0.031	-0.05	0.00	-0.00
68	-0.002	671.741	0.007	0.01	-0.00	0.00
69	-0.002	671.743	-0.007	-0.01	0.00	0.00
70	0.001	291.247	0.031	0.05	-0.00	-0.00
75	-0.012	150.542	-0.025	-0.04	0.00	0.02
76	-0.009	532.463	-0.007	-0.01	-0.00	0.01
77	-0.006	564.931	0.024	0.04	-0.00	0.01
78	-0.003	311.674	0.007	0.01	-0.00	0.00
79	-0.003	423.004	0.007	0.01	0.00	0.00
80	-0.002	523.964	0.000	0.00	-0.00	0.00
81	-0.003	423.004	-0.007	-0.01	-0.00	0.00
82	-0.003	311.674	-0.007	-0.01	0.00	0.00
83	-0.006	564.932	-0.024	-0.04	0.00	0.01
84	-0.009	532.463	0.007	0.01	0.00	0.01
85	-0.012	150.542	0.025	0.04	-0.00	0.02
97	-0.020	255.408	-0.006	-0.01	0.00	0.03
98	-0.019	564.202	0.002	0.00	-0.00	0.02
99	-0.019	564.203	-0.002	-0.00	0.00	0.03
100	-0.020	255.408	0.006	0.01	-0.00	0.03
105	0.000	122.968	0.000	0.00	0.00	0.00
106	0.000	273.055	0.000	0.00	0.00	0.00
107	0.000	273.055	0.000	0.00	0.00	0.00
108	0.000	122.968	0.000	0.00	0.00	0.00

109	0.337	-0.003	0.011	139.59	0.01	-545.95
110	0.273	0.003	0.015	-139.02	0.00	-1140.09
111	0.273	0.002	-0.015	139.02	-0.00	-1140.09
112	0.337	0.001	-0.011	-139.59	-0.01	-545.97

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X DISPL	Y DISPL	Z DISPL	X-ROTAT	Y-ROTAT	Z-ROTAT
11	-0.0000	-0.0244	-0.0000	-0.0036	0.0000	0.0036
12	-0.0000	-0.0244	-0.0000	-0.0029	0.0000	0.0028
13	-0.0000	-0.0190	-0.0000	-0.0010	0.0000	0.0019
14	-0.0000	-0.0183	-0.0000	-0.0003	0.0000	0.0011
15	-0.0000	-0.0163	-0.0000	-0.0004	-0.0000	0.0011
16	-0.0000	-0.0163	0.0000	0.0004	0.0000	0.0011
17	-0.0000	-0.0183	0.0000	0.0003	-0.0000	0.0011
18	-0.0000	-0.0190	0.0000	0.0010	-0.0000	0.0019
19	-0.0000	-0.0244	0.0000	0.0029	-0.0000	0.0028
20	-0.0000	-0.0244	0.0000	0.0036	-0.0000	0.0036
25	-0.0000	-0.0245	-0.0000	-0.0028	0.0000	0.0028
26	-0.0000	-0.0157	-0.0000	-0.0001	-0.0000	0.0003
27	-0.0000	-0.0157	0.0000	0.0001	0.0000	0.0003
28	-0.0000	-0.0245	0.0000	0.0028	-0.0000	0.0028
33	-0.0000	-0.0193	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0009
34	-0.0000	-0.0165	-0.0000	0.0000	-0.0000	-0.0006
35	-0.0000	-0.0165	0.0000	-0.0000	0.0000	-0.0006
36	-0.0000	-0.0193	0.0000	0.0000	0.0000	0.0009
48	-0.0000	-0.0184	-0.0000	-0.0012	0.0000	0.0003
49	-0.0000	-0.0157	-0.0000	-0.0004	0.0000	0.0002
50	-0.0000	-0.0163	-0.0000	0.0006	0.0000	0.0000
51	-0.0000	-0.0187	-0.0000	0.0002	0.0000	-0.0000
52	-0.0000	-0.0192	-0.0000	0.0001	0.0000	-0.0000
53	-0.0000	-0.0192	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0003
54	-0.0000	-0.0192	0.0000	-0.0001	-0.0000	-0.0000
55	-0.0000	-0.0187	0.0000	-0.0002	-0.0000	-0.0000
56	-0.0000	-0.0163	0.0000	-0.0006	-0.0000	0.0000
57	-0.0000	-0.0157	0.0000	0.0004	-0.0000	0.0002
58	-0.0000	-0.0184	0.0000	0.0012	-0.0000	0.0002
63	-0.0000	-0.0169	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0004
64	-0.0000	-0.0193	0.0000	0.0002	-0.0000	0.0000
65	-0.0000	-0.0193	-0.0000	-0.0002	0.0000	0.0000
66	-0.0000	-0.0169	0.0000	0.0010	-0.0000	0.0004
71	-0.0000	-0.0165	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000
72	-0.0000	-0.0192	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000
73	-0.0000	-0.0192	-0.0000	-0.0002	-0.0000	0.0000
74	-0.0000	-0.0165	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0000
86	-0.0000	-0.0170	-0.0000	-0.0007	-0.0000	0.0003
87	-0.0000	-0.0150	-0.0000	-0.0002	0.0000	0.0002
88	-0.0000	-0.0160	-0.0000	0.0007	0.0000	0.0001
89	-0.0000	-0.0184	-0.0000	0.0002	0.0000	0.0001
90	-0.0000	-0.0189	-0.0000	0.0002	-0.0000	0.0000
91	-0.0000	-0.0189	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
92	-0.0000	-0.0189	0.0000	-0.0002	0.0000	0.0000

0185418

78	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
79	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
81	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
82	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
83	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
84	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
85	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
97	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
98	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
99	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
101	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
102	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
103	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
104	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
105	0.0000	-0.0139	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110	0.0000	-0.0156	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
111	0.0000	-0.0156	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
112	0.0000	-0.0139	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

0185416

una estructura en el espacio es un poco más complicado lo anterior, aunque en esencia es lo mismo que para el caso del plano. Solo -- hay que tomar en cuenta los ejes locales definidos en el programa - para analizar los resultados.

Al observar las cargas aplicadas, y la fuerza axial resultante en - las columnas supuestas, se nota que hay una distribución.

Las cantidades mayores se encuentran alrededor del núcleo central, lo que muestra su importancia desde el punto de vista estructural.

Los valores más grandes corresponden a las columnas 31,32,35 y 36 con 675 ton. para las dos primeras, y 671 ton. para las restantes.

Tomando en cuenta las áreas de influencia para cada una de ellas, - de la figura # 3.14, los esfuerzos a que estaría sujeto el suelo serían los siguientes:

COLUMNAS 31 y 32

$$\frac{675 \text{ Ton}}{14.91 \text{ m}^2} = 45.27 \text{ Ton/m}^2 \text{ =====}$$

COLUMNAS 35 y 36

$$\frac{671 \text{ Ton}}{14.91 \text{ m}^2} = 45.00 \text{ Ton/m}^2 \text{ =====}$$

Cantidades menores a la capacidad de carga admisible calculada para una losa de cimentación.

Otra cosa interesante es observar los desplazamientos verticales de los nudos. Esto es indicativo de alguna manera de los asentamientos que podrían presentarse en base a las cargas de diseño. En su mayoría las cantidades no son superiores a los 2 centímetros, y los - relativos menores aún por lo que pueden considerarse satisfactorios.

Es posible hacer esto ya que las columnas, que son las que sufren - el acortamiento, llevan implícitas las características del suelo.

Con los resultados de la computadora se trazan los diagramas de momento y fuerza cortante con los que se diseñará. Como ejemplo, se tomará el marco de los ejes 2 y 7 (figura #3.16 y 3.17).

La interpretación de los resultados puede ser un poco confusa, sobre todo en lo referente a los signos de los momentos. Hay que tomar en cuenta la posición de los ejes locales, y que los resultados corresponden a acción de nudo sobre barra. Por otra parte, los signos de los diagramas pueden verificarse a partir de las deformaciones producidas en los elementos verticales.

DIAGRAMA DE MOMENTOS.
EJES 2 y 7.

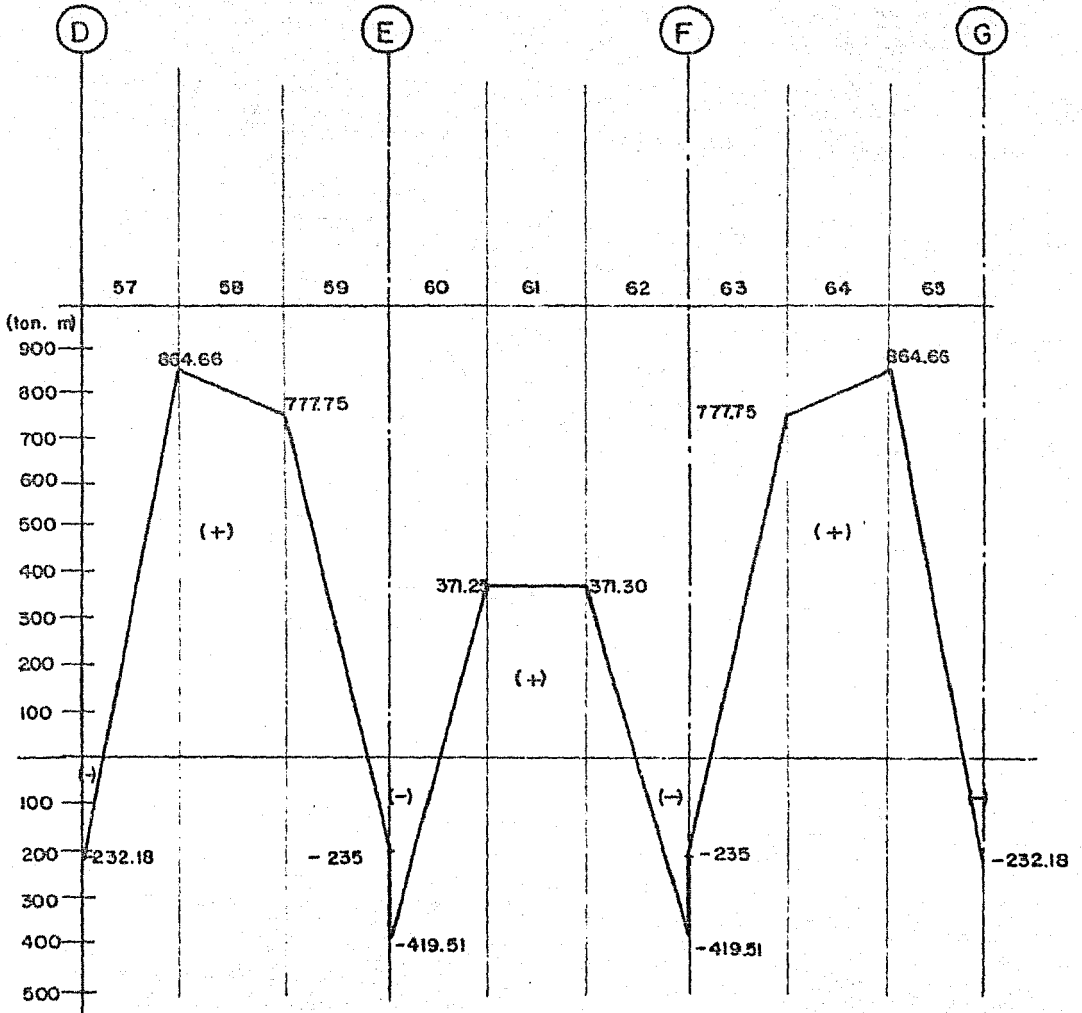


FIGURA #3.16

DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES.
EJES 2 y 7

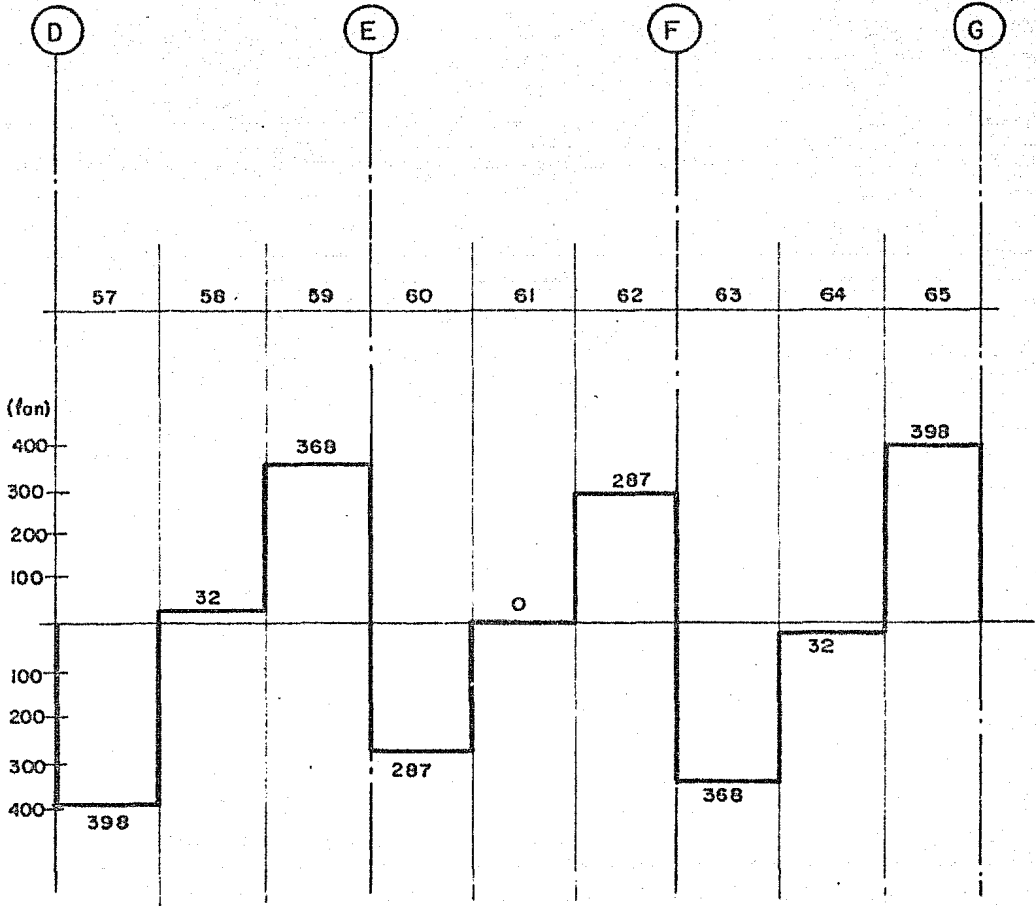


FIGURA #3.17

4.3 CARGAS DE DISEÑO:

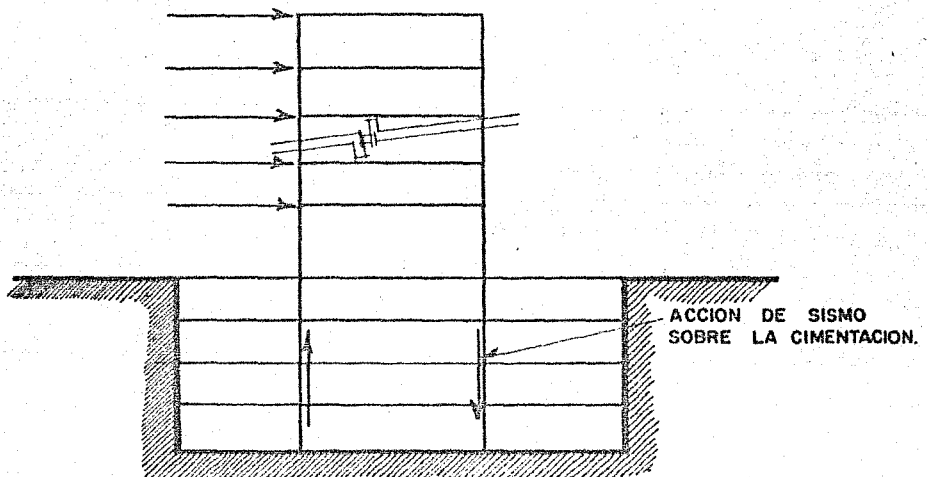
Este es un punto que se ha venido manejando de manera implícita en los anteriores, pero es necesario que se aclare bien el procedimiento seguido para la determinación de las cargas con que se analizó la cimentación.

Como se ha mencionado, la carga de diseño de la cimentación es menor que la empleada para la estructura. Esto es debido principalmente a una reducción en el valor correspondiente a la carga viva, por la poca probabilidad de que actúe ésta con una intensidad máxima en todos los pisos simultáneamente. El reglamento especifica una fórmula para su cálculo, que depende del área tributaria. Sin embargo, para una columna en la cimentación el área es tan grande, que debe recurrirse al mínimo recomendable de 250 Kg/m^2 .

De acuerdo a lo anterior, debe realizarse un análisis de carga vertical con las condiciones anteriores, totalmente independiente del que se requerirá para la estructura debido a dicha disminución en las cargas de diseño. Las reacciones en las columnas serán las empleadas como cargas para éste análisis.

Por otra parte, el efecto de sismo también debe considerarse.

Su efecto será transmitido a la cimentación como un incremento en las cargas en algunos elementos, y como una disminución en otros.



Los momentos producidos en la base de las columnas de planta baja van disminuyendo en magnitud al distribuirse a lo largo de los sótanos entre columnas y trabes, llegando a la cimentación tan pequeños que pueden despreciarse dadas las magnitudes de los momentos que allí se presentan. Esto ocurre debido a que se considera a la estructura empotrada en el primer sótano, ya que el resto encuentra restringido su movimiento, haciéndolo junto con el terreno.

Los factores de carga que estipula el Reglamento son los mismos que para el análisis de la estructura.

Para el diseño se emplearán aquellos momentos que resulten mayores de multiplicar los diagramas obtenidos por carga vertical por 1.4, o bien los calculados incluyendo el efecto de sismo por 1.1.

Puede seguirse también el criterio de aplicar los factores correspondientes a las fuerzas antes de hacer el análisis. En éste caso por facilidad se empleó este criterio.

El factor de resistencia de acuerdo al Reglamento es de 0.35, "para la capacidad de carga de la base de las zapatas de cualquier tipo en la zona I". Como ya se indicó, en éste caso la capacidad de carga admisible se tomó como la tercera parte de la calculada, que se encuentra dentro de lo especificado.

Resumiendo puede decirse que han de efectuarse dos análisis :

Uno por carga vertical, y otro por carga vertical más sismo.

Ambos deberán hacerse empleando las cargas propias para esta fase, que no son las mismas que para la estructura.

Con los diagramas obtenidos, puede iniciarse la fase de diseño de la cimentación.

4.4 RESULTADOS

Para el análisis de la cimentación se siguió una alternativa que sustituye a los clásicos resortes por columnas equivalentes, cuya área depende de las características del suelo.

La opción que se analizó fué la de una losa de peralte igual a 1.75m; espesor calculado suponiendo un momento de 850 TOn. m, y un porcentaje de acero igual a 0.0086, mayor que el mínimo y menor que el balanceado.

Los resultados de computación mostraron momentos superiores al anterior en algunos puntos, aunque puede decirse que es un valor medio. Las deformaciones obtenidas en las columnas fueron aceptables, por lo que puede considerarse que la rigidez de la losa es adecuada desde ese punto de vista.

Durante el diseño se verificará si dicho peralte es suficiente para resistir los momentos mayores sin que el porcentaje de acero que se emplee haga frágil a la cimentación.

Antes del análisis se aplicaron los factores de carga correspondientes, por lo que los momentos dibujados son los que se utilizarán para el diseño.

Por otra parte, se verificó que la capacidad de carga admisible del suelo era suficiente para soportar los esfuerzos a que estaría sujeto.

5. DISEÑO DE LA CIMENTACION

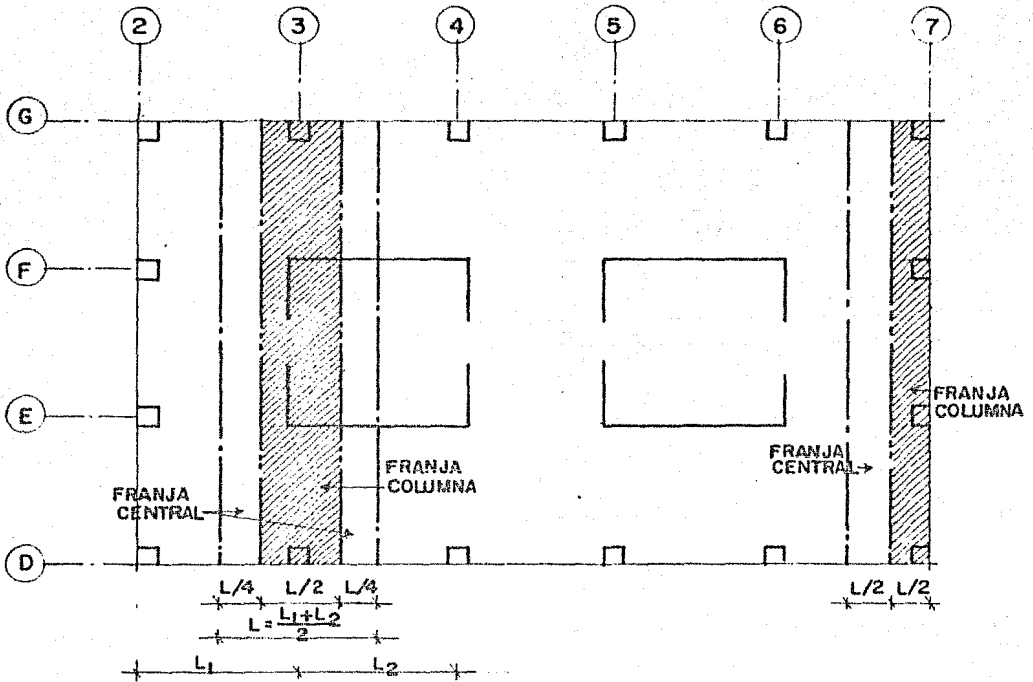
Los diagramas de momento y fuerza cortante, resultado final del proceso anterior, son requeridos para la etapa de diseño. Dichos diagramas corresponden a los elementos horizontales que unen las columnas, en la idealización de la figura # 3.13. De acuerdo al RCDF -- esos momentos deben distribuirse a lo largo de franjas paralelas, en la zona de columnas y centrales. El punto 4.3.6. e) de distribución de momentos en las franjas para losas planas, muestra la tabla siguiente:

	FRANJA COLUMNA	FRANJA CENTRAL.
MOMENTOS POSITIVOS	60	40
MOMENTOS NEGATIVOS	75	25

indicando además que "si el momento positivo es adyacente a una columna se distribuirá como si fuera negativo".

Las formulas que se emplearán para el diseño por flexión son las mismas que se utilizan en la estructura.

De acuerdo a lo anterior, puede hacerse la figura siguiente en la -- que se ilustra la distribución de las franjas para los ejes 7 y 3, -- considerados como típicos.



Se hará el diseño del eje 2 continuando con el ejemplo, y luego se comentará el procedimiento que se seguiría para otro eje, como el 3. Observando el diagrama de momentos del eje 2, se tiene que para el centro del claro entre D. y E, se empleará un momento igual a 865 - Ton.m. Se trata de un momento positivo, por lo que de acuerdo al - reglamento, se distribuirá un 60% a la franja de columna, y un 40% a la central.

El cálculo del área de acero en cada una de ellas es el siguiente:
FRANJA DE COLUMNA:

$$M = 865 \text{ ton.m}$$

$$\frac{M}{l} = \frac{865 \times 0.60}{2.06\text{m}} = 251.94 \text{ Ton.m/m}$$

$$q - 0.5 q^2 = \frac{M}{bd^2 F_g f_c} = \frac{252 \times 10^5 \text{ kg. cm/m}}{(100 \text{ cm}) (175 \text{ cm})^2 (0.9) (136)} = 0.0672$$

$$q^2 - 2q + 0.1345 = 0 \quad q = 0.0697$$

$$p = 0.697 \frac{(136)}{4200} = \underline{\underline{0.0023}}$$

$$A_s = \underline{\underline{39.47 \text{ cm}^2}}$$

FRANJA CENTRAL

$$M_r = 865 \text{ Ton.m} \quad \frac{M_r}{L} = \frac{865 \times 0.40}{2.06 \text{ m.}} = \underline{\underline{167.96}} \text{ Ton.m/m}$$

$$q - 0.5 q^2 = \frac{168 \times 10^5}{(100)(175)^2 (0.9)(136)} = 0.0448$$

$$q^2 - 2q + 0.0896 = 0 \quad q = 0.0459$$

$$P = 0.0459 \frac{(136)}{4200} = 0.0015$$

$$P_{mim} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = \underline{\underline{0.0023}}$$

$$P = P_{mim} = 0.0023$$

$$A_s = \underline{\underline{39.47 \text{ cm}^2}}$$

Como en el apoyo D se tiene momento negativo, la distribución del momento se hace de acuerdo a los porcentajes anotados en la misma tabla.

En éste caso, el diseño es el siguiente:

FRANJA DE COLUMNA

$$M_r = 232 \text{ ton.m} \quad \frac{M_r}{L} = \frac{232 \times 0.75}{2.06 \text{ m}} = 84.47 \text{ Ton.m/m}$$

Como el momento por distribuir es menor que los de los casos anteriores, el área de acero será la mínima:

$$A_s = \underline{\underline{39.47}} \text{ cm}^2$$

FRANJA CENTRAL

$$M_r = 232 \text{ ton.m} \quad \frac{M_r}{L} = \frac{232 \times 0.25}{2.06} = 28.16 \text{ ton.m/m}$$

Como sucede lo mismo que en el caso anterior:

$$A_s = \underline{\underline{39.47}} \text{ cm}^2$$

En el apoyo E se tiene un momento negativo de 420 ton.m, por lo que el diseño es el siguiente:

FRANJA DE COLUMNA

$$M = 420 \text{ ton.m} \quad \frac{M_r}{L} = \frac{420 \times 0.75}{2.06} = 45.02 \text{ ton.m/m}$$

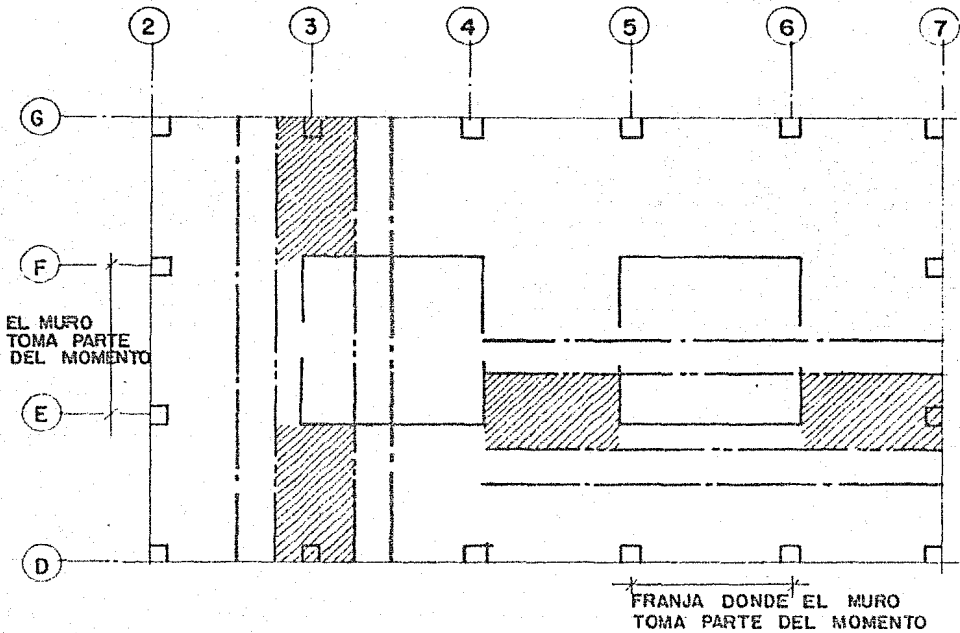
FRANJA CENTRAL:

$$M = 371 \text{ ton.m} \quad \frac{M_r}{L} = \frac{371 \times 0.25}{2.06} = 45.02 \text{ ton.m/m}$$

En ambos casos el momento es menor de 251 ton.m, por lo que el área de acero resulta igual al mínimo.

El procedimiento resulta sencillo en éste caso, que es similar al de los demás ejes. Solo debe considerarse que los muros contribuyen en la distribución de momento.

Para los ejes 3 y 6, se tendría lo siguiente:



Entre los ejes D y E, y F y G, el momento se distribuye de acuerdo a los porcentajes establecidos en el Reglamento para franjas centrales y de columna. En la zona comprendida entre los ejes D, E, se considera que el muro toma el 85% del 75% del momento correspondiente a la franja de columnas, mientras que para la central, se emplea el 25% restante.

Para los ejes E, y F, el caso es el mismo.

De acuerdo a lo anterior, el momento de diseño de la losa en la zona del muro se encontraría así, para la franja de columnas:

$$M = \frac{M_r}{L} \times 0.75 \times 0.15 \quad \text{siguiendo la misma notación de}$$

hojas anteriores.

Para la figura central quedaría:

$$M = \frac{M_r}{L} \times 0.25$$

Con lo anterior queda definido el criterio que debe seguirse para el

cálculo de la losa por momento flexionante. Por otra parte, es necesario revisar si se requiere refuerzo por cortante.

El punto 2.1.5. a) del RCDP establece que la fuerza cortante que toma el concreto, para una relación de claro a peralte total no menor que 5 es la siguiente:

$$\begin{aligned} \text{si } P < 0.01 & \quad V_{cr} = F_e b d (0.2 + 30p) \sqrt{f'_c} \\ \text{si } P \geq 0.01 & \quad V_{cr} = 0.5 F_r b d \sqrt{f'_c} \end{aligned}$$

Como en éste caso el peralte total h , paralelo a la fuerza cortante, es mayor que 1 m, la cantidad dada por las expresiones anteriores - deberá reducirse en un 20%.

Para el eje analizado, los porcentajes de acero P que se manejan -- son los mínimos, por lo tanto:

$$P = 0.0023 < 0.01$$

$$V_{cr} = 0.8(100)(175)(0.2 + 30(0.0023)) \sqrt{200(0.8)} = \underline{47,636} \text{ Kg/m}$$

Reduciendo la cantidad anterior un 20% de acuerdo al reglamento que da:

$$V_{cr} = \underline{38,109} \text{ Kg/m}$$

Del diagrama de cortantes y la cantidad anterior, se ve la necesidad de colocar estribos.

La fuerza cortante se distribuye de la misma manera que se hizo para momento, y con ella se calcula la separación de los estribos, de acuerdo a la fórmula dada en 2.1.5. b) del reglamento:

$$s = \frac{F_r A_v f_y d (A_n \phi + A_o \phi)}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{F_r A_v f_y}{3.5b}$$

Cumpliendo las siguientes restricciones:

$$V_{cr} \leq V_u \leq 1.5 F_r b d \sqrt{f'_c} \quad \longrightarrow \quad s \leq 0.5d$$

$$V_u > 1.5 F_r b d \sqrt{f'_c} \quad \longrightarrow \quad s \leq 0.25d$$

$$V_u \leq 2.5 F_r b d \sqrt{f'_c}$$

El procedimiento que se sigue en éstos casos, es encontrar la distribución de los estribos para toda la losa, en un mismo sentido y revisar si dicha cantidad es adecuada en la dirección perpendicular.

Por facilidad se acostumbra hacer éste análisis una vez que se ha hecho la distribución del acero longitudinal.

5.1. DISTRIBUCION DEL ACERO:

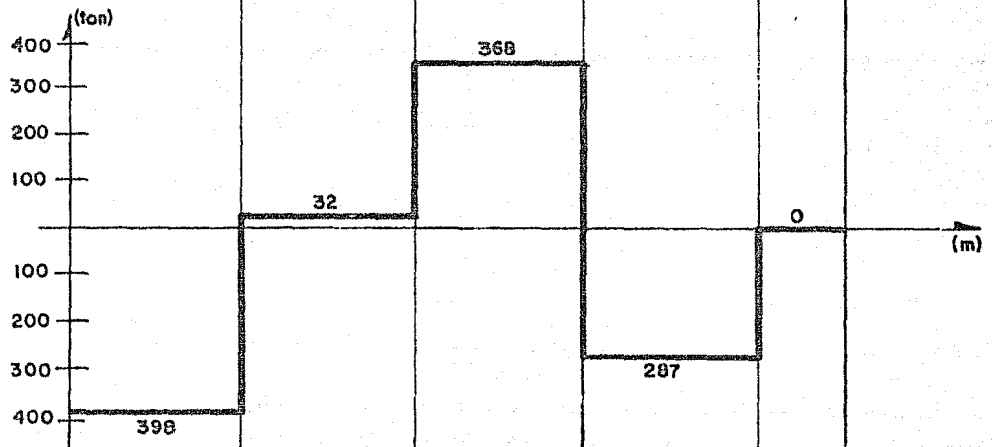
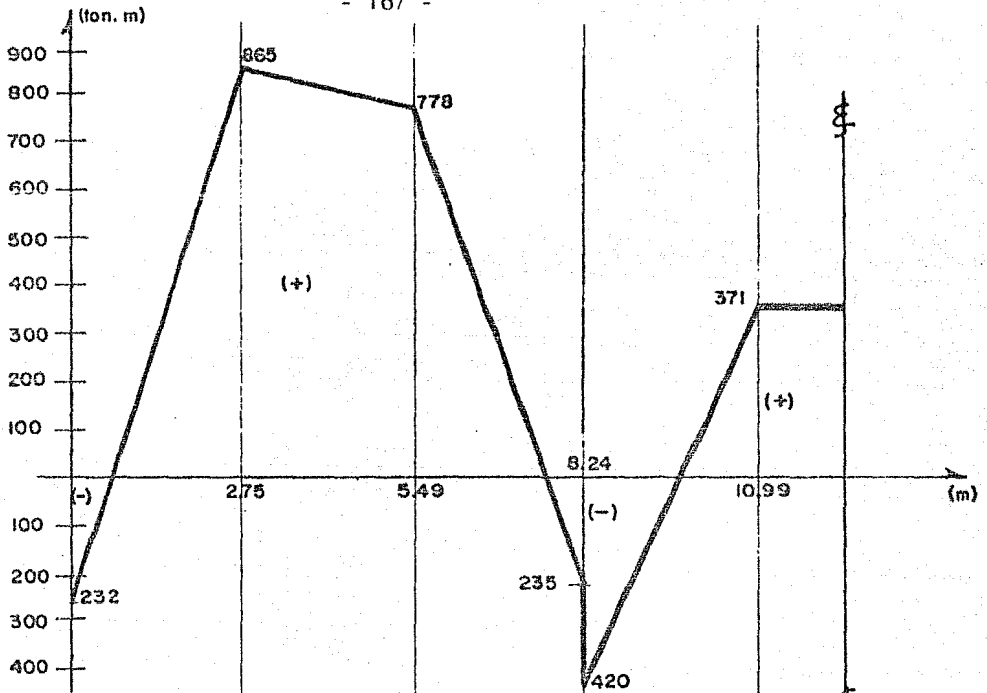
Hasta aquí se ha calculado las áreas de acero necesarias para cada una de las franjas de los ejes 2 y 7, y se explicó el procedimiento que se seguiría para los demás casos.

Lo que resta es la elección de un diámetro adecuado, y de acuerdo a él, distribuir el acero en la losa. Con esto puede hacerse el diseño por cortante. En losas y trabes lo que se hace generalmente es una revisión por cortante, mientras que aquí dada la magnitud de las cargas y a pesar de la magnitud de la sección, es necesario un diseño completo.

Debe tomarse en cuenta lo especificado en el reglamento, en cuanto a recubrimientos y separación entre barras individuales. En 3.4 del RCDF dice: "El recubrimiento libre de toda barra no será menor de 1.0 cm. ni menor que su diámetro", y en 3.6 se especifica: "La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra, ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado".

De acuerdo a lo anterior y partiendo del diagrama de momentos y áreas de acero obtenidas, se hace la distribución del acero.

Como ya se ha mencionado, para el diseño por cortante es conveniente conocer la distribución del acero longitudinal. En éste caso, lo más conveniente es que los estribos tengan una abertura de 20cm. ya que esa es la separación que se tiene en el lecho superior, como se ve en la figura # 3.18.



D

E

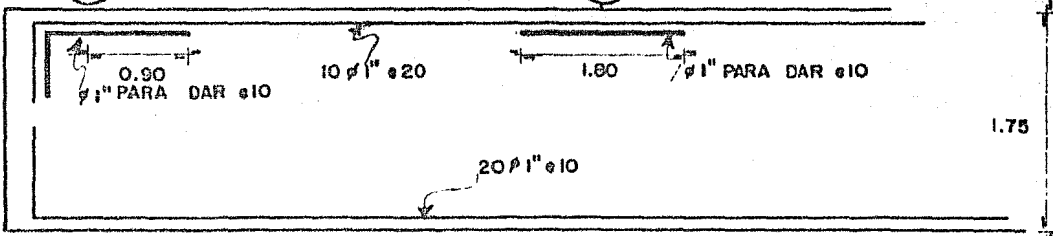
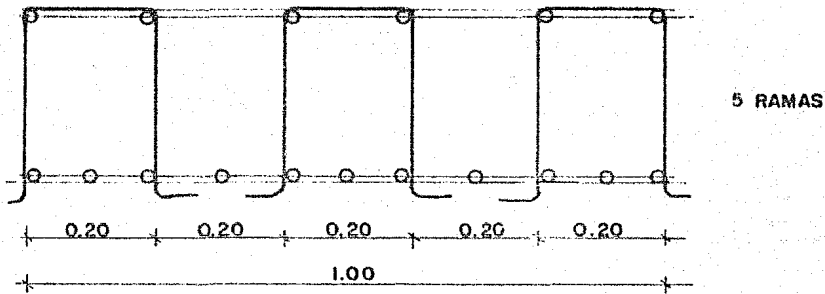
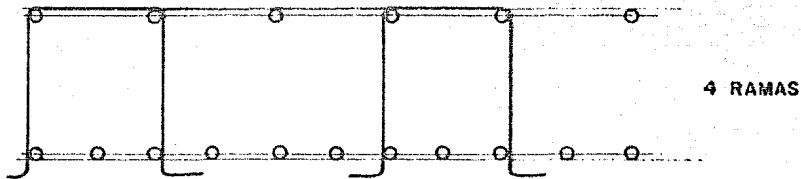


FIGURA #3.18



Otra opción sería la siguiente:



El empleo de una u otra alternativa dependerá de la cantidad de acero necesario.

Para el tramo D-E se tendría lo siguiente:

FRANJA DE COLUMNA:

$$V_u = \frac{398 \text{ Ton}}{2.06 \text{ m.}} \times 0.75 = 145 \text{ Ton/m} \quad \text{con 4 ramas:}$$

$$\phi 5/8'' \rightarrow A_s = 7.92 \text{ cm.}^2$$

$$S = \frac{0.8(7.92)(4200)(175)(1)}{145,000 - 38,000} = 43 \text{ cm}$$

$$\frac{Fr Av}{3.5b} = \frac{0.8(7.92)(4200)}{3.5(100)} = 76 \text{ cm.}$$

∴ 5/8'' C 40 cm
4 ramas

FRANJA CENTRAL:

$$V_u = \frac{398 \text{ Ton}}{2.06 \text{ m}} \times 0.25 = 48 \text{ Ton/m}$$

$$S = \frac{0.8(7.92)(4200)(175)}{48\,000 - 38\,000} = 465 \text{ cm}$$

Ø 5/8" C 80 cm
4 ramas

Para el apoyo E se tendrá lo siguiente:

FRANJA DE COLUMNA:

$$Vu = \frac{368 \text{ Ton}}{2.06 \text{ m}} \times 0.75 = 134 \text{ Ton/m}$$

$$S = \frac{0.8(7.92)(4200)(175)}{134,000 - 38,000} = 49 \text{ cm}$$

Ø 5/8" C 50
4 ramas

FRANJA CENTRAL:

$$Vu = \frac{368 \text{ Ton}}{2.06 \text{ m}} \times 0.25 = 45 \text{ Ton/m}$$

Ø 5/8" C 80 cm
4 ramas

Para la primera parte del tramo E-F;

FRANJA DE COLUMNA:

$$Vu = \frac{287 \text{ Ton}}{2.06 \text{ m}} \times 0.75 = \underline{\underline{105}} \text{ Ton/m}$$

$$S = \frac{0.8(7.92)(4200)(175)}{105,000 - 38,000} = 70 \text{ cm}$$

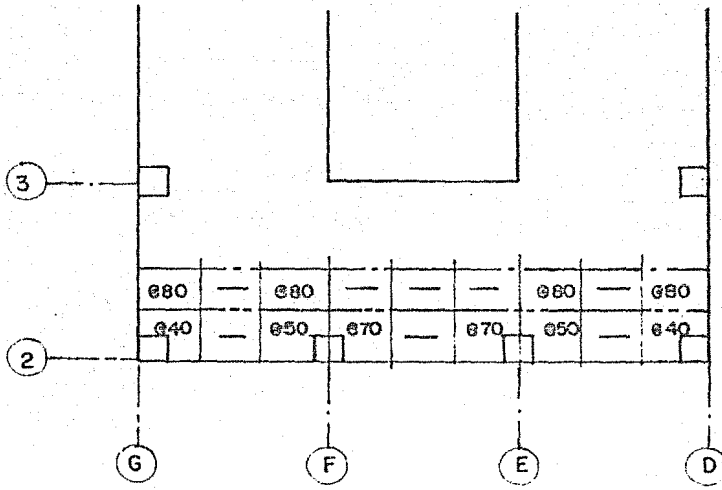
Ø 5/8" C 70 cm
4 ramas

FRANJA CENTRAL:

$$Vu = \frac{287 \text{ Ton}}{2.06 \text{ m}} \times 0.25 = \underline{\underline{35}} \text{ Ton/m} < V_{c2}$$

∴ no se requieren estribos.

De acuerdo a lo anterior, la distribución sería la siguiente:
según el análisis hecho en el sentido del eje 2.



Lo que restaría, sería una revisión por cortante, a partir de los -
diagramas de los ejes perpendiculares para la misma zona.

6. COMENTARIOS:

En este capítulo se describió el procedimiento y criterios seguidos para llegar al diseño de la cimentación.

Puede considerarse que está compuesto de dos grupos principales: Uno formado por el estudio de mecánica de suelos, y otro por el análisis y diseño de la cimentación. Entre ambos existe una ligamente importante que no se ha desarrollado por completo.

La primera parte del capítulo se refiere a los estudios realizados con objeto de conocer las características físicas y mecánicas del subsuelo, a partir de un programa de muestreo acorde a las necesidades del caso.

La segunda parte se inicia con el análisis de la cimentación.

Esta etapa es sumamente importante ya que requiere de mucho criterio para la idealización de la cimentación, y para hacer la ligamente adecuada entre suelo y estructura partiendo de los resultados del estudio de suelos. Debe tenerse un conocimiento preciso del funcionamiento de la estructura, con objeto de transmitir a la cimentación las cargas adecuadas.

La etapa final de diseño no es más que la culminación de las anteriores. Se llega a la distribución del acero, tomando en cuenta momento flexionante y cortante.

Es importante hacer notar que el tipo de cimentación elegido no es el único. Existen otras opciones que se tomaron en cuenta pero se desecharon por causas diversas. El procedimiento de análisis y diseño es totalmente similar, y su trabajo estructural también. La única diferencia estriba en costo y tiempo de ejecución.

Este capítulo es sumamente delicado. La estabilidad de la estructura depende en gran parte de la veracidad de los resultados obtenidos y suposiciones hechas. Hay que tener en cuenta la incertidumbre asociada al estudio de suelos. Las características en el sitio del muestreo pueden ser diferentes a las del resto del terreno, y aún cuando se hacen varios sondeos, no se tiene la completa seguridad de lo que vaya a encon-

trarse durante los trabajos, aunque si una idea clara de las condi
ciones que imperan, suficiente para analizar la cimentación.
Se aplican factores de seguridad en cada etapa para preveer lo an-
terior.

CAPITULO IV

INSTALACIONES

1. INTRODUCCION

En el diseño y construcción de todo edificio se distinguen tres áreas principales: estructura, instalaciones y acabados.

La estructura da a la construcción sus características de resistencia a las acciones a que estará sometida durante su vida útil. Además, la estructura requiere de una serie de adaptaciones y servicios con objeto de satisfacer las necesidades de los usuarios. Esto se logra mediante una serie de instalaciones y acabados que se refieren al aspecto estético de la construcción. Con ellos se definen los espacios dependiendo de las necesidades de los usuarios, buscando lograr un espacio funcional para el trabajo. Es importante el diseño estructural, debiéndose revisar algunos elementos, como muros, ventanas, uniones de muros con estructura, para que su comportamiento sea adecuado.

Por su parte, las instalaciones proporcionan el medio ambiente -- apropiado para el hombre. Podría considerarse que instalaciones y acabados se complementan con el fin de lograr un espacio confortable al usuario.

Los principales tipos de instalaciones son: hidráulica, sanitaria, eléctrica y de aire acondicionado.

El diseño de instalaciones, sobre todo en construcciones de cierta importancia, requiere de un especialista en la materia. Sin embargo el ingeniero civil, como responsable de la obra en conjunto, debe tener los conocimientos necesarios para poder supervisar los trabajos, y detectar la existencia de algún error. Este será el -

enfoque que se dará en el presente capítulo.

INSTALACION HIDRAULICA

2. INSTALACION HIDRAULICA:

Se refiere a la serie de conductos requeridos para llevar el agua desde la toma municipal hasta el punto donde se requiera, ya sea para uso directo o alimentación de otro tipo de instalaciones. A su vez, incluye las instalaciones electromecánicas necesarias para su funcionamiento.

Puede considerarse que se requiere una alimentación para sanitarios, instalación contra incendio, y de aire acondicionado. Por ser el caso más típico y general, en éste capítulo se tratará únicamente el primer caso. El procedimiento que se sigue en las dos restantes es similar.

El tipo de instalación dependerá de las características del edificio en cuestión. En el caso de edificios altos se sigue un procedimiento particular con objeto de que el agua sea distribuida de la mejor forma posible.

Como ya se sabe, el edificio cuenta con dos núcleos, uno de los cuales aloja los servicios. Dentro de éste hay ductos por lo que correrán las tuberías que alimentarán a cada uno de los pisos.

El agua proveniente de la toma municipal se almacenará en una cisterna, cuya capacidad quedará definida por el volúmen requerido para uso general, más una reserva para caso de incendio. La distribución se logrará mediante una serie de equipos que se detallarán más adelante.

De acuerdo a lo anterior, la instalación hidráulica está constituida en principio por un almacenamiento cuya finalidad es absorber las fluctuaciones en el consumo, contando con la cantidad suficiente de líquido en todo momento. Requiere de un sistema de distribución que se inicia con un cuarto de máquinas necesario para que el agua circule por el sistema. Este sistema estará formado -

por conductos principales que correrán a todo lo alto del edificio, de los que se derivarán los secundarios, que llevarán el agua hasta los muebles.

2.1 CARACTERISTICAS GENERALES:

Como se ha dicho, puede haber distintos sistemas de distribución dependiendo básicamente de la altura del edificio. Cuando no son muy altos y albergan a pocos usuarios, pueden instalarse sistemas de distribución directa o por gravedad.

El primer caso ocurre cuando la presión con que llega el agua de la red municipal es suficiente para alimentar uno o varios tinacos colocados en la parte superior del edificio, de donde se distribuye directamente por gravedad. En caso de que la presión no sea suficiente se puede colocar una cisterna, y mediante un equipo de bombeo llevar el agua hasta tinacos o directamente a los muebles. El reglamento general de instalaciones establece que no se puede tener conexión directamente de la línea municipal, sino que se requiere de un tanque o tinaco siempre.

Para edificios altos, considerados como aquellos en los que la presión debida a la altura del tinaco en el mueble más bajo supera los 3 kg/cm² de presión, o sea 30 m. de altura, se presentan graves problemas con cualquiera de los sistemas anteriores. En estos casos, se divide el edificio en franjas horizontales que incluyen un cierto número de pisos, y cada una es alimentada por un sistema independiente. Se emplea una cisterna y bombas con un equipo hidroneumático. A la salida del cuarto de máquinas, cada circuito va a una presión diferente, dependiendo de la zona que alimenta. Se tendrán circuitos de alta presión, que irán a los pisos superiores, y otras de baja presión para los inferiores. Lo que se logra de esta forma es uniformar la presión en todos los niveles sin que la estructura tenga que soportar el peso de un tanque elevado.

El funcionamiento detallado del sistema se verá en puntos posteriores.

Otro procedimiento sería mediante una sola línea de alta presión que distribuyera el agua a todo el edificio, colocando válvulas aliviadoras de presión en cada nivel para que ésta no sea superior a lo normal. Sin embargo, el costo de las válvulas aliviadoras es muy alto.

El hecho de dividir el sistema en varias partes independientes representa ventajas económicas desde el punto de vista del usuario. En caso de haber alguna falla en la línea de conducción, no es todo el edificio el que carecería del servicio mientras se repara el desperfecto. También se logra un mejor funcionamiento al no estar sujetos los accesorios de los niveles bajos a grandes presiones permanentemente.

Por todo lo anterior, el sistema hidráulico del edificio en estudio se instaló dividiéndolo en 3 franjas, como se verá más adelante.

2.2 PROCEDIMIENTO DE CALCULO:

El proceso de cálculo empieza por buscar la información básica, es decir, los datos de proyecto. En base al uso que se dará al edificio puede conocerse aproximadamente el número de usuarios y muebles sanitarios que se requerirán en cada planta.

Puede recurrirse al Reglamento de Construcciones del D.F., que para edificios de comercios y oficinas establece lo siguiente, en el artículo 140:

"Por los primeros cuatrocientos metros cuadrados o fracción de la superficie construida, se instalarán un excusado, un mingitorio y un lavabo para hombres, y por los primeros trescientos metros cuadrados o fracción, un excusado y un lavabo para mujeres. Por cada mil metros cuadrados o fracción excedentes de ésta superficie, se instalarán dos mingitorios, un excusado y un lavabo para hombres, y dos excusados y un lavabo para mujeres" .

En el ejemplo estudiado, cada piso cuenta con un núcleo de servicios, que incluye dos baños, uno para hombres y otro para mujeres, con el siguiente número de muebles:

	EXCUSADO	LAVABO	MINGITORIO
MUJERES	3	2	-
HOMBRES	1	2	2

Independientemente de lo anterior, se dejarán preparaciones en cada planta para la instalación de un lavabo y excusado, en caso de requerirlo el usuario.

Con lo anterior se cubre una cantidad mayor a la especificada en el Reglamento.

Por otra parte, es necesario conocer el número aproximado de usuarios. Con una superficie útil por planta de 830 m², el total considerando 20 plantas será de 16,600 m². Para un promedio de 10m²/persona se tendrá:

Población probable por piso = 83 personas

Población total probable = 1660 personas

El Reglamento de Ingeniería Sanitaria recomienda un aprovisionamiento de agua potable a razón de 150 lt./hab./día, con lo que puede calcularse la capacidad de la cisterna:

Volúmen de la cisterna = 1660 x 150 = 250 M³.

Volúmen que como ya se ha dicho, se tomará de la red municipal, y al que habrá que agregar la cantidad correspondiente a reserva para caso de incendio.

2.2.1 CALCULO HIDRAULICO POR PLANTA;

El diseño se inicia conociendo el número de muebles que se tendrán por planta. A partir de ello se calcula la cantidad de agua necesaria, considerando que no todos los muebles estarán en servicio simultáneamente. Esto es importante porque servirá para determinar los diámetros de las tuberías, la presión a que se trabajará, y por lo tanto la capacidad de las bombas y equipo hidroneumático.

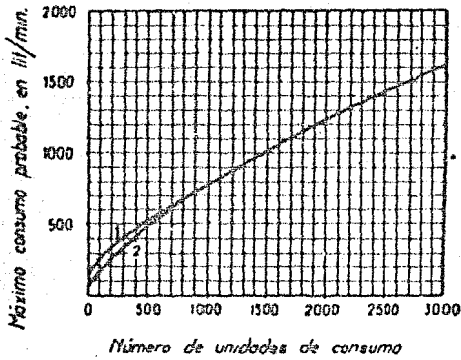
Los diámetros de las alimentaciones a cada mueble son conocidas. El consumo de cada mueble se ha asociado a la llamada "unidad de consumo", equivalente a 25 lt/min. Esta unidad será la empleada para calcular el gasto por planta.

En la tabla siguiente se hace el cálculo anterior mostrando el número de muebles y sus unidades correspondientes, llegando al total por planta. A su vez, se anotan los diámetros de las alimentaciones y la presión a la salida de los muebles recomendada en cada caso. De acuerdo a ella se requerirán un total de 94 UM por planta.

	U.M.	MUEBLES/PISO	TOTAL U.M.	DIAMETRO ALIM. (m.m.)	PRESION (Kg/cm ²)
EXCUSADO	10	6	60	32	1.20
LAVABO	2	6	12	13	0.73
MINGITORIO	10	2	20	19	1.09
ASEO	3	1	2	13	0.73
			94		

Sin embargo, no resulta lógico pensar que la totalidad de los muebles trabajen simultáneamente cosa que podría ocurrir en caso de que fueran pocos. Se han elaborado gráficas para determinar el --

máximo consumo probable a partir del número de unidades mueble. Este criterio es aplicable tanto para el cálculo del gasto por planta como para el total, ya que de la misma forma es poco probable que trabajen todos los muebles en todas las plantas simultáneamente. Ver figura # 4.1.



CURVA 1 - INSTALACIONES EN QUE PREDOMINAN LAS VALVULAS DE DESCARGA.
CURVA 2 - INSTALACIONES EN QUE PREDOMINAN LOS TANQUES DE DESCARGA.

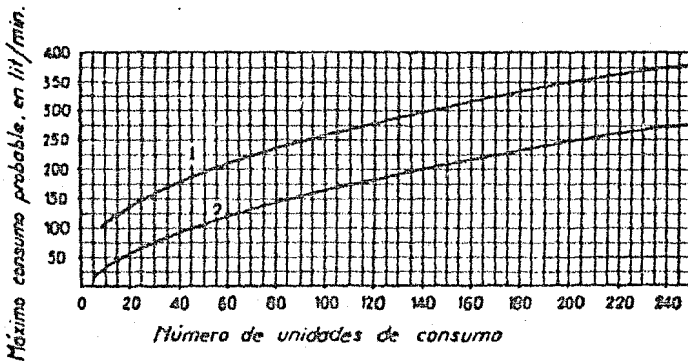


FIGURA # 4.1

De acuerdo a ellas, el máximo consumo probable por planta es de ~ 250 lt/min.

Para un total de 94 muebles se obtiene $94 \times 23 = 2162$ UM. lo que equivale a un consumo probable de 1300 lt/min. Los gastos anteriores serán necesarios más adelante para el diseño de las tuberías de alimentación, tanto generales como para cada planta.

La revisión del diámetro de las tuberías se hace mediante la ecuación:

$$A = \frac{Q}{V}$$

A = Area de la tubería.

Q = Gasto calculado.

V = Velocidad del agua.

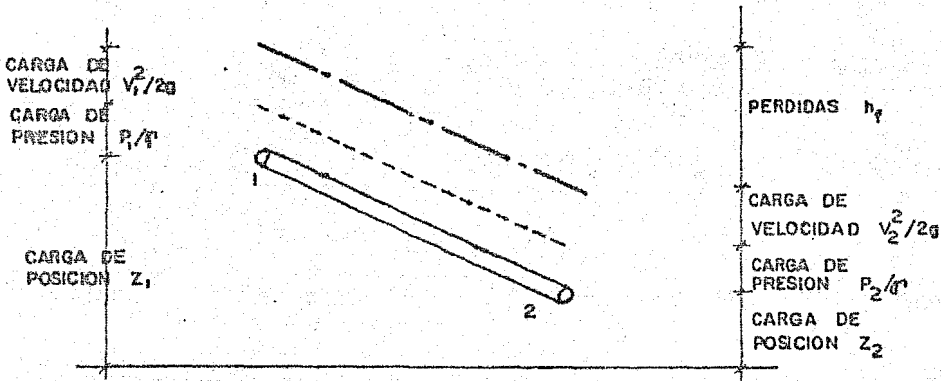
La velocidad es una cantidad que puede fijarse de tal manera que el diámetro obtenido sea el más económico. Generalmente esta cantidad se encuentra alrededor de 3 m/seg.

Como se ha visto, se requiere una cierta presión a la salida de cada mueble. Sin embargo, a lo largo del recorrido se producen -- pérdidas de carga como consecuencia del rozamiento entre el líquido y las paredes de la tubería, que deberán calcularse.

2.2.2.EVALUACION DE PERDIDAS:

La evaluación de pérdidas es fundamental para el diseño del sistema. Las pérdidas pueden dividirse en dos grandes grupos: por fricción y locales. Las primeras se producen como consecuencia de la resistencia a la circulación del fluido. Las segundas son ocasionadas principalmente por cambios de dirección Y por el diseño de los accesorios de descarga como llaves, válvulas, mezcladoras, -- etc.

El diagrama siguiente muestra la energía de dos puntos de un tubo por el que circula un líquido.



De acuerdo a lo anterior, la carga total en el punto uno es la siguiente:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2g}$$

En el punto dos se tiene:

$$Z_2 + \frac{P_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2g}$$

De acuerdo al teorema de conservación de la energía, esta debe ser igual en los dos puntos, por lo que debe sumarse un término h_f -- que representa la pérdida de carga entre ambos puntos.

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

Dentro del total, las pérdidas por fricción son las más importantes. Se han desarrollado muchas ecuaciones para su cálculo. La de Darcy-Weisbach es la que para este caso nos ayuda más:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

f = Factor de fricción.

L = Longitud de la tubería.

D = Diámetro de la tubería.

V = Velocidad del líquido.

Se han realizado muchos estudios con objeto de encontrar relaciones

para el cálculo del coeficiente de fricción, que dependen principalmente del número de Reynolds o sea del tipo de flujo. Por ello es común la determinación de dicho coeficiente a partir del diagrama universal de Moody, que se muestra en la figura # 4.2. Puesto que el régimen en que se encontrará el fluido es turbulento, la rugosidad relativa es el dato necesario para encontrar f .

$$\text{rugosidad relativa} = \frac{E}{D}$$

dónde $E = 0.0015$ mm para tuberías de cobre.

$D =$ diámetro de la tubería en mm.

Como puede comprenderse de acuerdo a lo anterior, el proceso de cálculo se transforma en una revisión a partir de diámetros supuestos. Para facilitar los cálculos se acostumbra poner las pérdidas por fricción en función del gasto, longitud y diámetro, de la forma siguiente:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

como $Q = VA$ $\Rightarrow V = \frac{Q}{A}$, SUSTITUYENDO:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{A^2} \frac{1}{2g} \quad \text{PERO} \quad A = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{ENTONCES:}$$

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{\frac{\pi^2 D^4}{16}} \frac{1}{2g} = f \frac{L}{D^5} Q^2 \frac{16}{\pi^2 2g}$$

FINALMENTE:

$$h_f = f \frac{L}{D^5} Q^2 0.0826.$$

DONDE:

- h_f = pérdidas por fricción, en mm.
- f = coeficiente de fricción.
- L = longitud de la tubería en m.
- D = diámetro de la tubería en m.
- Q = gasto en m³/seg.

Las pérdidas menores, pueden ser causadas por diversos factores:

- a) Reducción de la sección transversal de la tubería. Se presenta en el caso de una sucesión de tuberías que, al ir distribuyendo el líquido durante su recorrido, conducen cada vez menos, requiriéndose la reducción para aumentar la velocidad.
- b) Aumento de la sección transversal de la tubería que se traduce en una disminución de la velocidad del fluido.
- c) Obstrucciones originadas principalmente por válvulas que forzosamente se requieren en la red.
- d) Cambios de dirección.

Generalmente las pérdidas menores representan un porcentaje pequeño en comparación con las pérdidas por fricción.

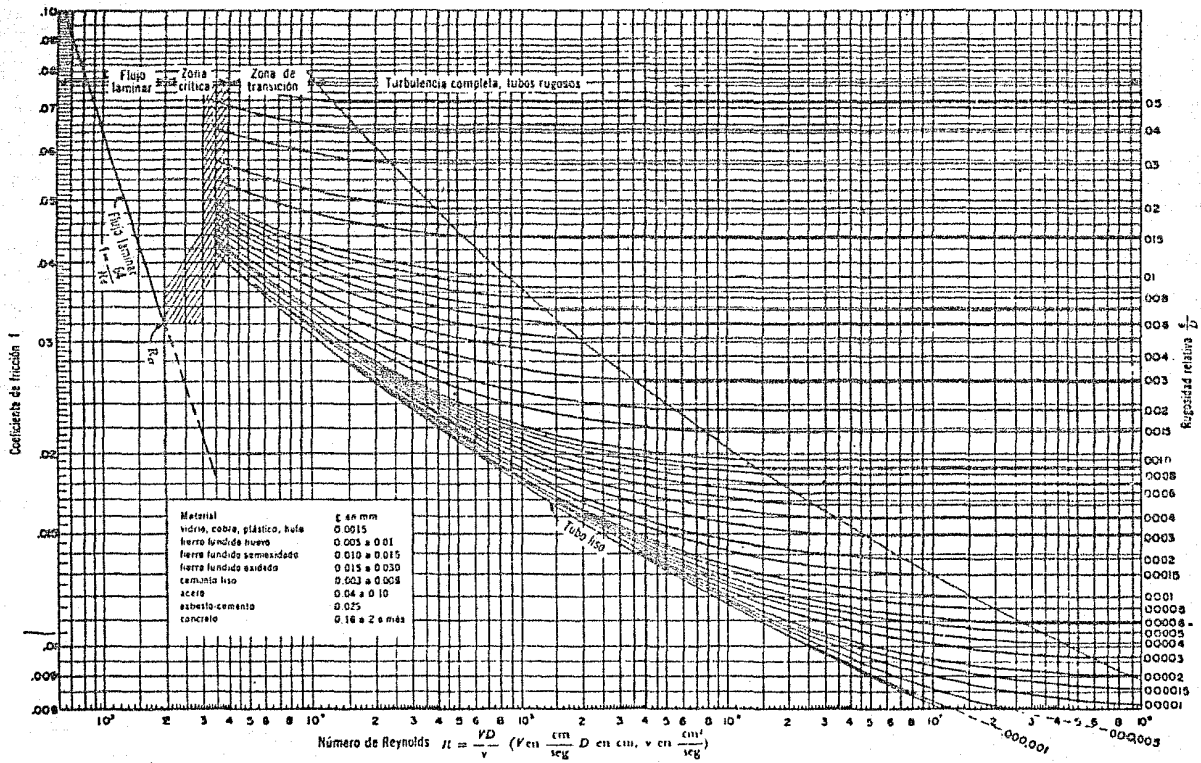


FIGURA #4.2

En la instalación de un edificio alto pueden notarse dos casos diferentes. Por una parte los ramales que van de las tuberías verticales a los muebles, en los que predominan las pérdidas menores debido a que en tramos pequeños se concentran gran cantidad de válvulas, cambios de sección y de dirección. Por otra parte las tuberías verticales, cuya longitud es relativamente grande, y que no cuenta con tantos codos ni válvulas, restringiéndose las pérdidas menores a los cambios de sección, que no se efectúan constantemente, y siendo mayores por lo tanto las pérdidas por fricción. La magnitud de las pérdidas locales se expresa como una fracción de la carga de velocidad, aguas abajo de la zona donde se produjeron.

Se emplea la fórmula siguiente:

donde:
$$h = K \frac{V^2}{2g}$$

h = pérdida de energía en m.

K = coeficiente adimensional que depende del tipo de pérdida.

V^2 = carga de velocidad, aguas abajo de la zona de alteración del flujo en m.

En un edificio, las pérdidas locales pueden reducirse a tres principales: por cambio de dirección, por una disminución en la sección, y por la existencia de válvulas y accesorios.

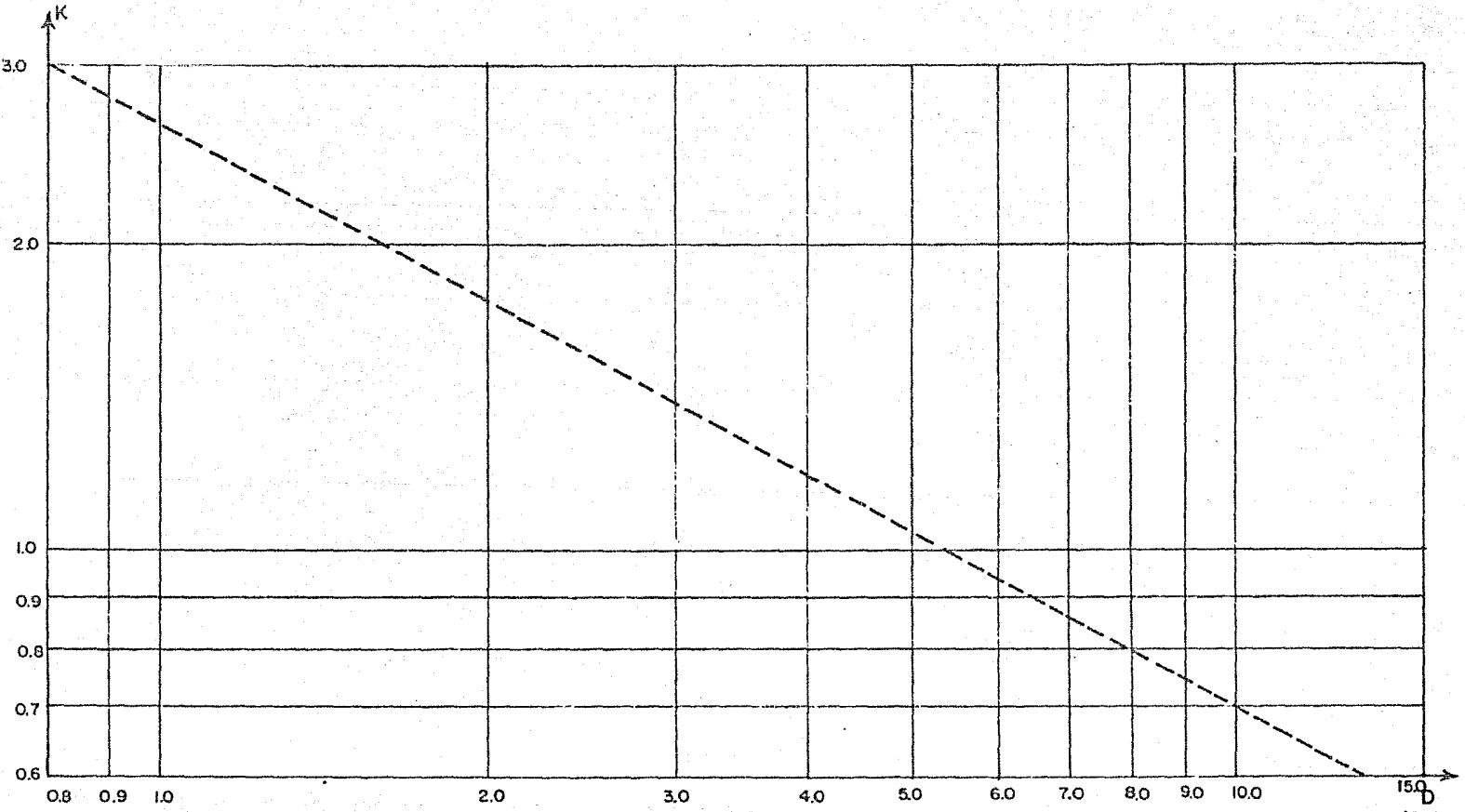
Cualquiera que sea el caso, es necesario conocer el coeficiente K ya mencionado, para lo que se suelen emplear gráficas.

Las figuras # 4.3, 4.4 y 4.5 muestran las gráficas que se requieren en cada caso.

En su mayoría, este tipo de gráficas se obtienen de manera empírica.

2.2.3 ESQUEMA DE LA INSTALACION:

Ya se ha hecho una descripción general del sistema indicando su --



COEFICIENTE DE PERDIDA PARA CODO ROSCADO.
REGULAR A 90°.

FIGURA #43

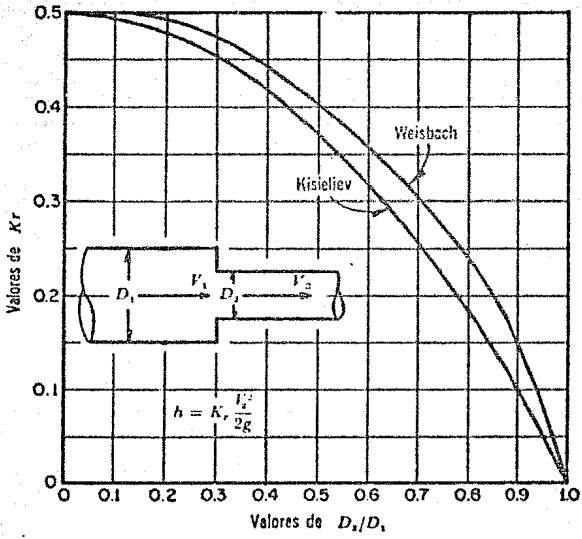
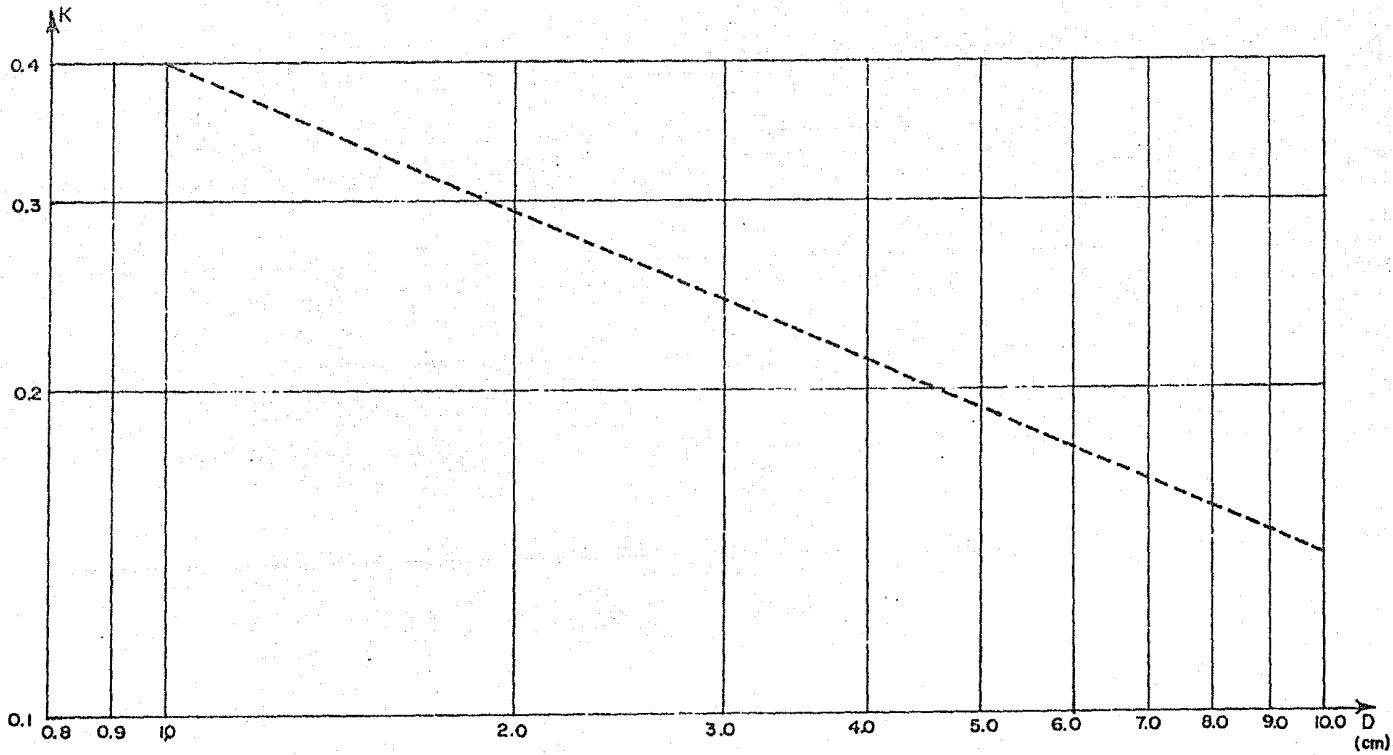


FIGURA # 4.4

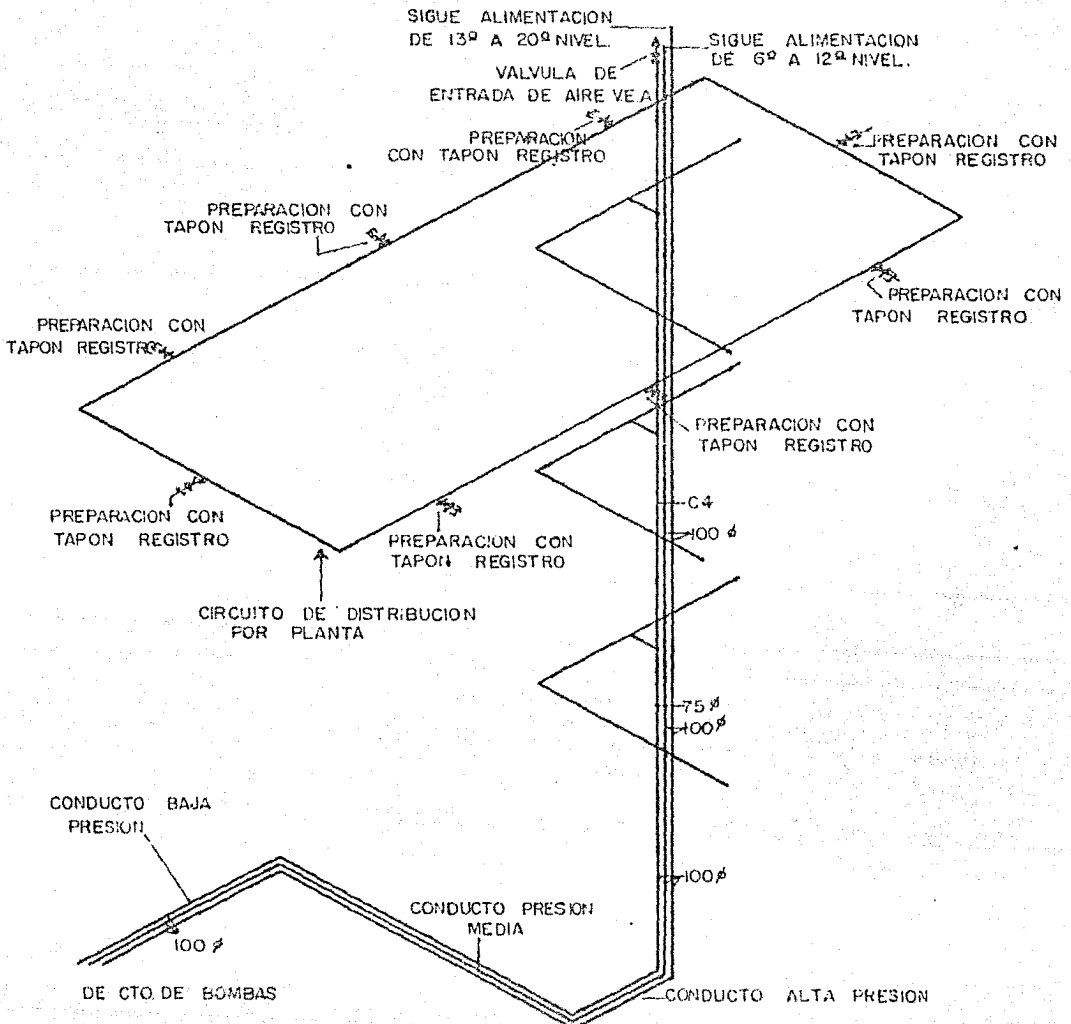


COEFICIENTE DE PERDIDA PARA VALVULAS DE COMPUERTA ABIERTAS.
UNION ROSCADA.

FIGURA #45

funcionamiento de acuerdo a las características que se requieren para la distribución en un edificio alto. De esta forma se proporciona el agua en cada nivel desde donde se conduce a los muebles. Conociendo esto, lo único que se requiere es el diseño en sí de la instalación, es decir, el dimensionamiento de las tuberías y la capacidad del equipo.

La figura # 4.6 siguiente muestra la manera general, como se propone la instalación:



ISOMETRICO INSTALACION GENERAL.
FIGURA # 4.6

Como puede verse, del cuarto de máquinas salen 3 líneas: de baja, media y alta presión. Cada una de ellas alimenta una zona del edificio. La primera, de baja presión, distribuye agua a los sótanos y los primeros 5 niveles de la torre. La segunda, de presión media alimenta del 6o. al 12o. pisos. La última se emplea para los pisos superiores del 13 al 22.

Al final de cada una de las columnas se cuenta con una válvula de entrada de aire.

En cada piso se ha previsto un circuito perimetral, donde se dejarán 8 preparaciones para la instalación de más muebles sanitarios en caso de requerirlo el usuario.

Es conveniente que el diseño de la instalación se vaya haciendo de arriba hacia abajo, con objeto de ir sumando los gastos que deberán circular por los ramales.

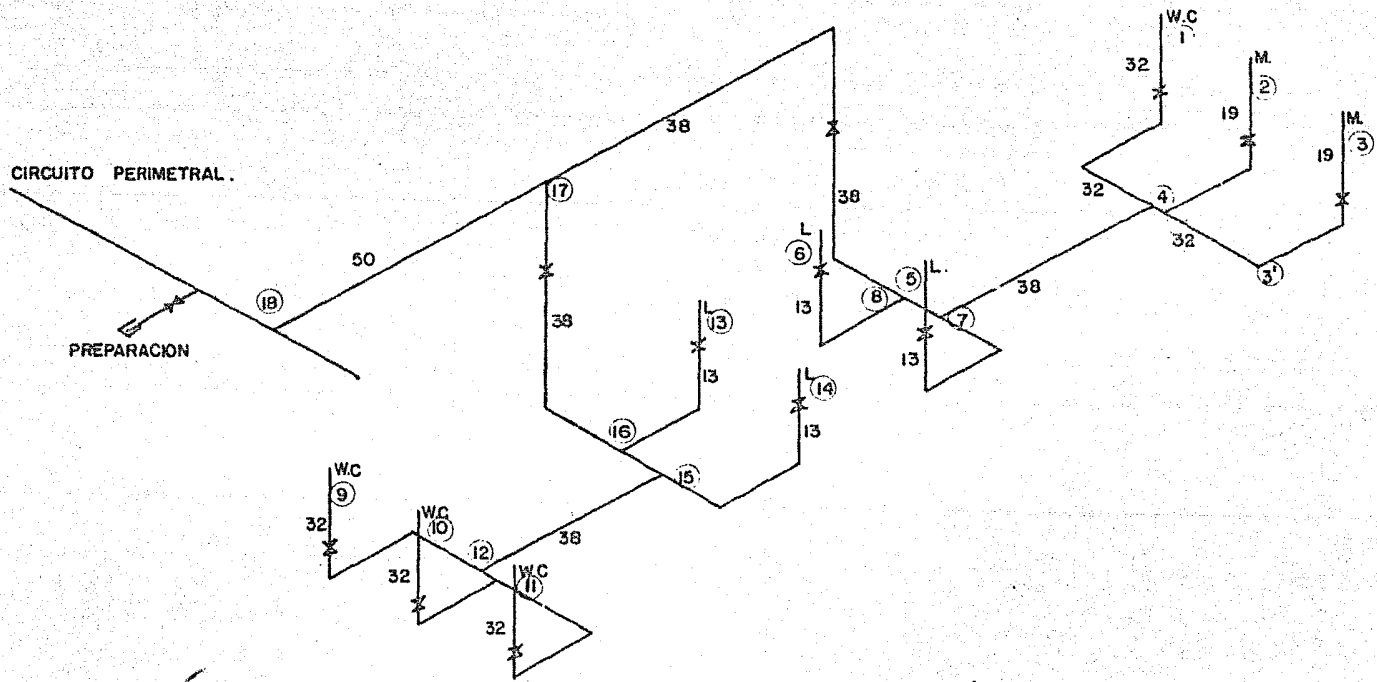
Es necesario conocer la distribución en cada uno de los baños. El esquema se muestra en la figura # 4.7. En ella aparecen los diámetros de la tubería en cada tramo. Esto es porque el procedimiento de cálculo corresponde a una revisión de los diámetros propuestos, eligiéndose aquellos para los que se considera mejor su funcionamiento hidráulico.

Antes de cada mueble se colocó una llave de paso para aislarlo en caso de descompostura, sin interrumpir el servicio en los demás, cosa que ocasionaría molestias. Otra llave aísla cualquiera de los dos sanitarios en caso de requerirse una reparación en la línea -- que alimenta los muebles.

De esta manera se tiene una idea más clara de la forma en que se distribuirá el agua.

Lo que falta es explicar como está pensado el cuarto de máquinas que se ilustra en la figura # 4.8.

En cada una de las cisternas hay una toma a cierta distancia del fondo con objeto de dejar siempre un volúmen para caso de incendio. El agua se absorbe por medio de una línea conectada a tres bombas.



ISOMETRICO SANITARIOS.

FIGURA # 4.7

Dentro del tanque hidroneumático se encuentra agua, y un control del volumen de aire.

Un compresor inyecta aire a la parte superior del tanque para mantener su volumen. Cuando la presión interior baja hasta un nivel definido, empiezan a funcionar las bombas. De esta manera, cuando el agua sale de él, lo hace a la mayor presión que se requiere en el sistema.

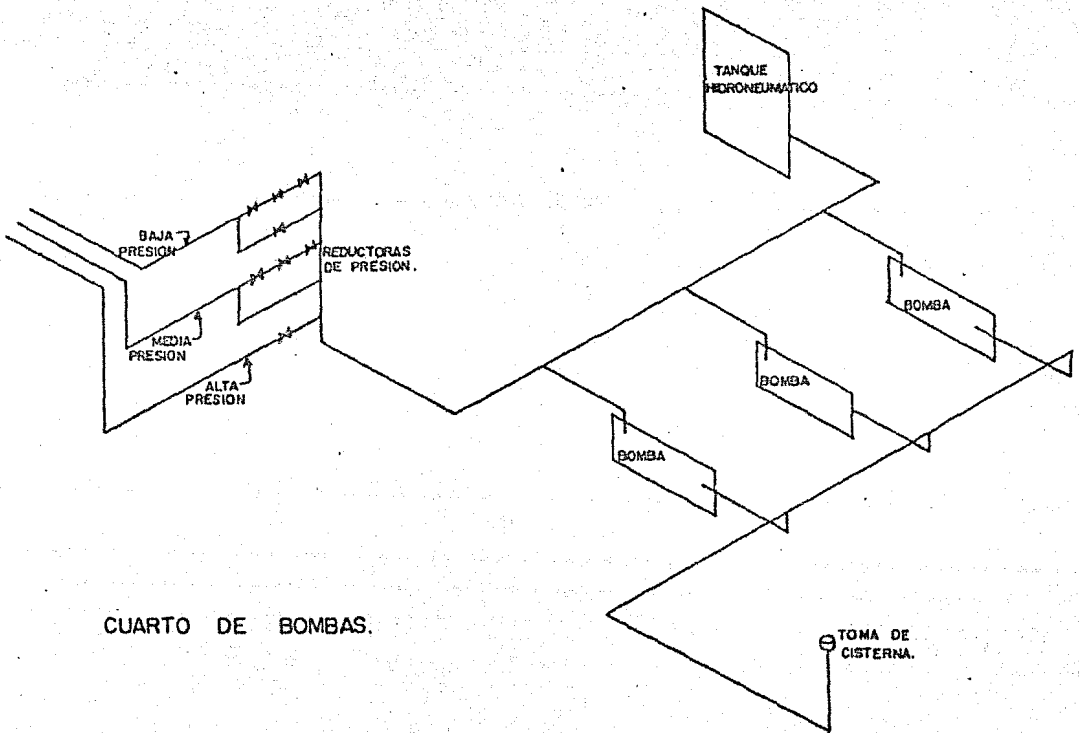


FIGURA #48

Sin embargo, se ha mencionado que hay tres líneas funcionando a diferente presión, Ello se logra por medio de válvulas reductoras. Aquí es conveniente hacer la aclaración que no es ésta la totalidad de agua requerida en el edificio. Además, se cuenta con una línea independiente para el sistema contra incendio, que es alimentada con equipo propio. El sistema contra incendio cuenta con una sola línea con la presión suficiente para que el agua llegue a la parte más alta del edificio. Tiene dos bombas, una electrónica y otra de combustión interna como reserva, que toman el agua de la parte inferior de la cisterna.

Siempre hay un volumen que se deja como reserva para incendio. El Reglamento de construcciones especifica que en edificios con una altura mayor de 15.00 m deberá haber una cisterna cuyo volumen se obtendrá dando 5 lt. por cada metro cuadrado construido. De esta forma, el volumen requerido contra incendio será:

$$\text{VOLUMEN} = 34,638 \text{ m}^2 \times 5 \text{ lt/m}^2 = 173,190 \text{ lt.}$$

$$\text{VOLUMEN} = \underline{\underline{174 \text{ m}^3}}$$

Para la distribución del agua debe haber en cada piso gabinetes con salidas contra incendio dotadas con conexiones para mangueras en número tal que cada una cubra un área de 30 m de radio.

La máxima presión permitida a la salida de las mangueras es de -- 4.2 kg/cm².

El sistema está formado entonces por un cuarto de máquinas con -- dos bombas, de donde sale una línea única que recorre todo el edificio. Esta tiene ramificaciones en los estacionamientos que terminan en gabinetes cuya ubicación está dada por las restricciones del reglamento. En cada planta hay una salida con su gabinete y manguera. Otro sistema que se emplea en ocasiones es mediante rociadoras. Consiste en una serie de ramificaciones que cubren toda el área de la oficina, donde se van dejando salidas que cuen--

tan con detectores de calor, humo, etc., que permiten la salida de agua en caso de detectarse alguna condición anormal.

El cálculo de esta instalación es similar al de la hidráulica. Cada salida requiere un gasto determinado y una presión no mayor de 4.2 kg/cm², con lo que pueden acumularse gastos y presiones por la red hasta llegar al cuarto de máquinas. En algunos pisos se requerirán válvulas aliviadoras de presión para no exceder la cantidad especificada.

Por otra parte, hay un sistema de aire acondicionado que también maneja un volumen de agua.

Se ha considerado que para fines de ilustración es suficiente con explicar el funcionamiento de alimentación a los servicios, que es totalmente parecido al que se tiene para el sistema contra incendio y de aire acondicionado.

2.2.4. DISEÑO DEL SISTEMA:

En el punto anterior se mostró el funcionamiento de la instalación en su totalidad. Se parte siempre de las necesidades que se van a tener, llegando finalmente a la forma de la red que habrá de diseñarse. Se mencionó que la fase de diseño corresponde principalmente a una revisión de los diámetros propuestos.

El diseño debe empezar por el punto más alejado de la red, que en este caso pueden considerarse como los muebles sanitarios. El diámetro de sus alimentaciones es siempre el mismo.

A medida que se avanza en la red, aumenta el gasto que debe conducir la tubería, y su diámetro. En esta etapa se irá revisando que la velocidad y las pérdidas en cada tramo sean aceptables.

La velocidad aumentará a medida que el diámetro se reduzca, pero al mismo tiempo se incrementan las pérdidas. Lo ideal sería que fuera lo más pequeño posible, que se lograría lógicamente, aumentando el diámetro. Sin embargo, a la entrada de los muebles la velocidad deberá estar alrededor de 5 m/seg e ir disminuyendo a medida que crecen los diámetros hasta quedar alrededor de 3 m/seg.

RAMAL	DIAM. PROP. (mm)	AREA TUBO (cm ²)	TOTAL U.M.	GASTO (lit./min)	GASTO PROBAS (lit./min)	VELOCID. (m/seg)	LONGIT. (m)	COEFIC. FRICCION F	PERDIDA FRICCION hf	PERDIDAS MENORES					TOTAL PERDIDA (m)	PRESO A LA SALIDA (m)	PRESO FINAL SALIDA (m)
										CARGA VELOCID. (m/seg)	K REDUCC.	K VALVULA	K CODO	TOTAL PERDIDA MENORES			
1-4	32	8.04	10	250	250	5.18	2.10	0.0105	0.94	1.37	0.30	0.20	1.30x2	4.23	5.19	12.0	13.16
2-4	19	2.84	5	125	125	7.34	1.30	0.0110	2.07	2.75	—	0.27	1.60x1	5.14	7.21	10.9	12.55
3-3'	19	2.84	5	125	125	7.34	1.30	0.0110	2.07	2.75	—	0.27	1.60x1	5.14	7.21	10.9	10.90
3'-4	32	8.04	5	125	125	7.34	0.80	0.0105	0.09	2.75	0.30	—	1.30x1	4.40	4.49	—	—
4-7	38	11.34	20	500	138	2.03	3.00	0.0100	0.17	0.21	0.15	—	—	0.03	0.20	—	—
5-7	13	1.33	2	50	50	6.27	2.30	0.0120	4.26	2.00	—	0.35	2.00x2	8.70	12.96	7.3	11.83
7-8	38	11.34	22	550	142	2.09	0.50	0.0100	0.03	0.22	0.42	—	1.20	0.36	0.39	—	—
6-8	13	1.33	2	50	50	6.27	1.30	0.0120	2.41	2.00	—	0.35	2.00x2	8.70	11.11	7.3	12.83
8-17	38	11.34	24	600	150	2.21	5.80	0.0100	0.42	0.26	0.42	0.20	1.20x2	0.76	1.18	—	—
9-12	32	8.04	10	250	250	5.18	2.10	0.0105	0.94	1.37	—	0.20	1.30x2	3.84	4.78	12.00	13.08
10-12	32	8.04	10	250	250	5.18	1.30	0.0105	0.58	1.37	—	0.20	1.30x1	2.06	2.64	12.0	13.63
11-12	32	8.04	10	250	250	5.18	2.10	0.0105	0.94	1.37	—	0.20	1.30x2	3.84	4.78	12.0	13.08
12-15	32	8.04	30	750	153	3.21	3.00	0.0105	0.52	0.53	0.15	—	—	0.08	0.60	—	—
14-15	13	1.33	2	50	50	6.27	2.30	0.0120	4.26	2.00	0.42	0.35	2.00x2	9.54	13.80	7.3	11.75
15-16	32	8.04	32	800	160	3.32	0.50	0.0105	0.09	0.56	0.42	—	1.20x1	0.91	1.00	—	—
13-16	13	1.33	2	50	50	6.27	1.30	0.0120	2.41	2.00	0.42	0.35	2.00x1	5.54	7.95	7.3	12.75
16-17	38	11.34	34	850	172	2.53	4.50	0.0100	0.39	0.33	0.20	0.20	1.20x2	0.92	1.31	—	—
17-18	50	19.63	58	1450	200	1.70	3.50	0.0095	0.10	0.15	0.20	0.17	—	0.06	0.16	—	—

FIGURA #4.9

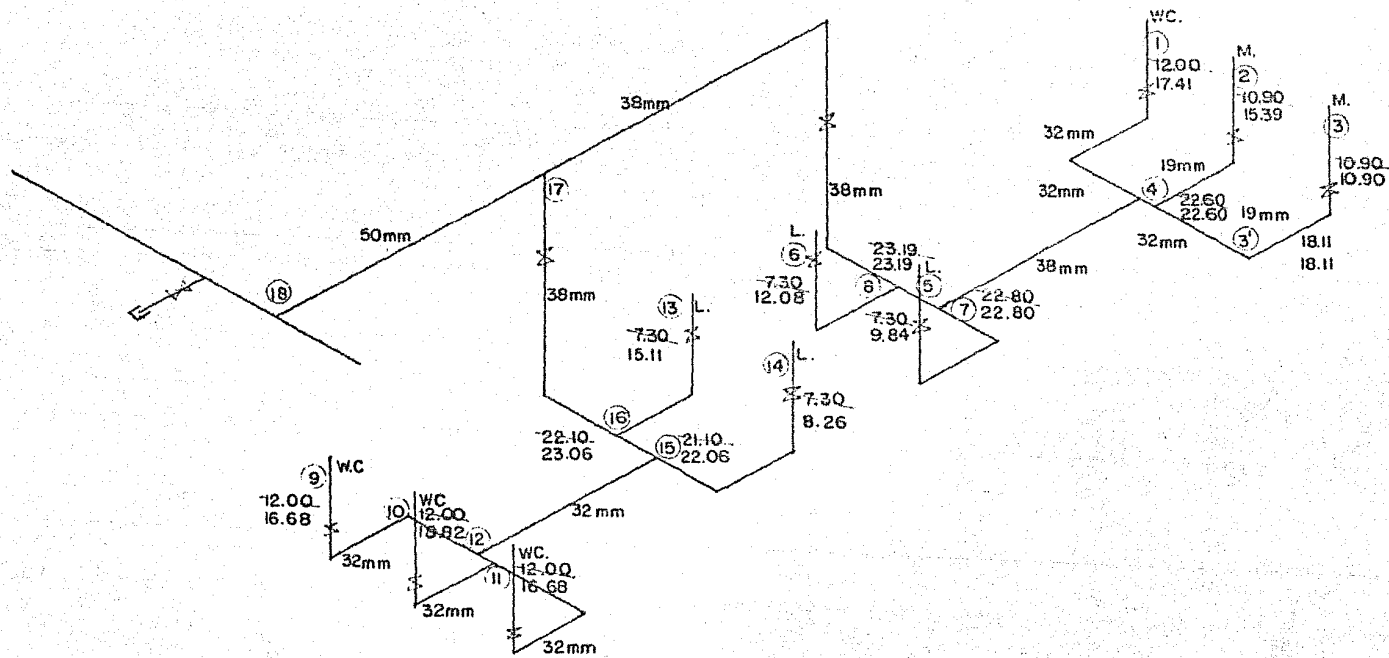


FIGURA # 4.10

Las pérdidas menores se encuentran a partir de los coeficientes anotados para cada tipo de pérdida, obtenidos de las figuras # -- 4.3 a 4.5. Con lo anterior puede conocerse el total. Este dato es muy útil ya que permite el cálculo de la presión en cada nudo, y finalmente la que debe haber a la salida del equipo hidroneumático. La figura # 4.10 muestra dicho procedimiento. En principio se anotan las presiones requeridas a la salida de cada mueble, y se le suman las pérdidas obtenidas en cada ramal, hasta llegar a un nudo. En los nudos se necesitará una presión igual a la mayor obtenida de los ramales que en él coinciden.

De esta forma se calcula la presión a la entrada de cada núcleo sanitario o de cada planta. Es necesario hacer un ajuste de las presiones en los nudos y a la salida de los muebles, recorriendo la red en sentido contrario. La presión en cada nudo se encuentra como la presión en el anterior, menos las pérdidas en el ramal. Es necesario analizar los resultados obtenidos con objeto de hacer las modificaciones necesarias a los diámetros supuestos. Las velocidades calculadas para los ramales de piso se encuentran alrededor de los 5 m/seg., por lo que pueden considerarse aceptables. Los demás están alrededor de 3 m/seg como se esperaba.

En cuanto a las pérdidas por fricción, no pueden considerarse altas. Sobresalen aquellas de los ramales de los lavabos. Sin embargo, no puede pensarse en alguna modificación por estar fijo tanto el diámetro como el gasto por conducir.

Al hacer el cálculo de las presiones se encuentran cosas interesantes. Por una parte, en cada núcleo sanitario se requiere una presión de 2.4 kg/cm². Por otra parte, la presión obtenida a la salida de los muebles es mayor a la requerida. Como puede verse en la tabla de cálculo, las pérdidas menores tienen una mayor influencia en esta red, por lo que hacer cambios de diámetro para bajar las pérdidas no solucionarían nada. La que parece mejor opción es regular la presión por medio de las llaves de paso instaladas para cada mueble. Como los cálculos se hicieron teniéndolas

totalmente abiertas, al ir las cerrando, se incrementan las pérdidas y se reduce el gasto, obteniendo entonces la presión de salida.

Este procedimiento de cálculo ha tratado de simplificarse, para lo que se han elaborado una serie de nomogramas de fácil uso. En ellas, a partir del gasto y una velocidad que generalmente es de 3 m/seg., se obtienen directamente el diámetro de la tubería, y las pérdidas asociadas. La figura # 4.11 muestra un nomograma para tuberías de cobre. Esta forma de calcular una red es mucho más simple, aunque requiere también de una revisión posterior para verificar principalmente que la magnitud de las pérdidas menores no afecte los cálculos.

Hay que recordar que además de los sanitarios, la red en cada planta cuenta con un circuito de alimentación a las preparaciones cuyo cálculo se omite, ya que se considera igual al presentado aquí.

Se mostrará el procedimiento de diseño de las tuberías verticales tomando en cuenta únicamente el servicio de sanitarios. Como ejemplo se tendrá la línea de alimentación a la parte superior del edificio, es decir la de alta presión. Los cálculos se muestran en la figura # 4.12.

Se van suponiendo diámetros de tal manera que la velocidad sea baja, lo que ayudará a alargar la vida de la instalación. Como consecuencia de esto, las pérdidas serán menores, y la diferencia de presiones entre las distintas plantas se deberá principalmente a la altura que debe vencerse.

Este es un gran paso puesto que además de conocer las dimensiones de las tuberías de alimentación general, se calculó la presión teórica que debe dar el sistema a la salida del cuarto de máquinas, de 11.08 kg/cm².

Esta cantidad se incrementa en un 10% por las imperfecciones de la instalación y los problemas que se presentan en la etapa de montaje, que aumentan de forma incuantificable las pérdidas.

De acuerdo a ello, la presión requerida a la salida del equipo hidroneumático será:

$$\text{presión} = 11.08 \text{ kg/cm}^2 \times 1.10 = 12.19 \text{ kg/cm}^2$$

Hay que hacer notar que pudieron haberse elegido unos diámetros menores, con lo que se hubieran obtenido velocidades aproximadamente de 2.5 m/seg. Sin embargo, el criterio que debe regir en estos casos es el referente a la magnitud de las pérdidas. La idea de haber dividido el edificio en tres zonas, es con objeto de que la presión en cada piso sea lo más uniforme posible. Con los diá-

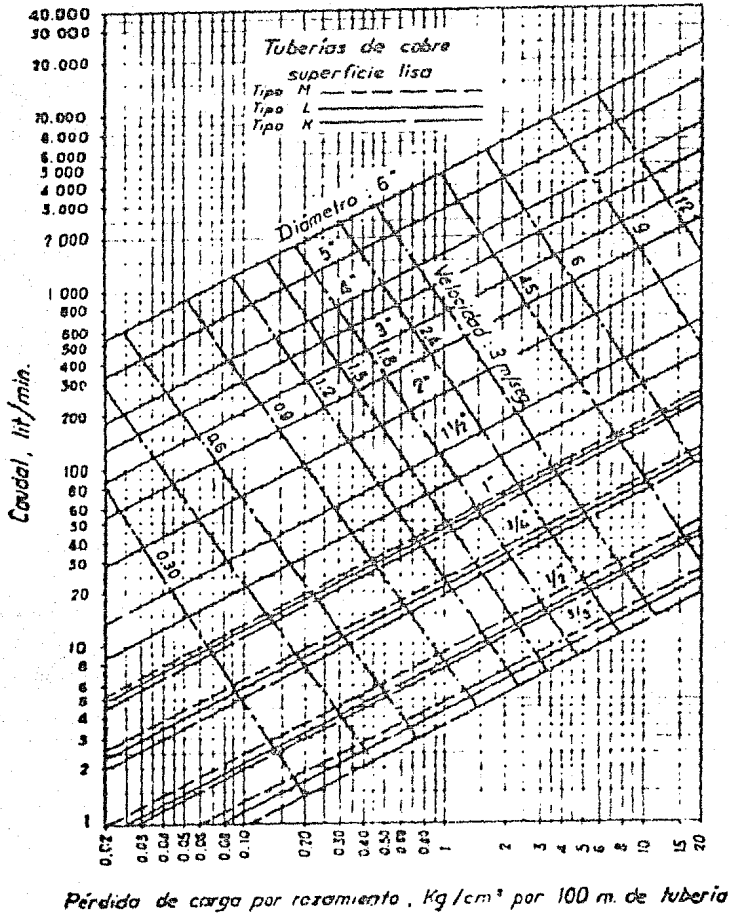


FIGURA # 4. II

RAMAL (PISO)	DIAMETRO PROPUESTO (mm)	AREA TUBO (cm ²)	TOTAL UM	GASTO (lt/min)	GASTO PROBAB.	VELOCIDAD (m /seg)	LONGITUD (m)	COEF. FRICCION f	PERDIDA FRICCION h _f	PERDIDAS MENORES				TOTAL PERDIDA (m)	INCR. PRESION ALTURA (m)	PRESION (m)
										v ² /2g	k REDUC.	k CODO	TOTAL PERDIDA			
20-19	64	32.17	94	2350	250	1.30	3.66	0.0175	0.09	0.09	—	—	—	0.09	3.66	24.37 28.12
19-18	75	44.18	188	4700	345	1.30	3.66	0.0165	0.07	0.09	0.13	—	0.01	0.08	3.66	31.86
18-17	75	44.18	282	7050	400	1.51	3.66	0.0165	0.09	0.12	—	—	—	0.09	3.66	35.61
17-16	100	78.54	376	9400	450	0.96	3.66	0.0160	0.03	0.05	0.22	—	0.01	0.04	3.66	39.31
16-15	100	78.54	470	11750	500	1.06	3.66	0.0160	0.03	0.06	—	—	—	0.03	3.66	43.00
15-14	100	78.54	564	14100	550	1.17	3.66	0.0160	0.04	0.07	—	—	—	0.04	3.66	46.70
14-13	100	78.54	658	16450	600	1.27	3.66	0.0160	0.05	0.08	—	—	—	0.05	3.66	50.41
13-12	100	78.54	752	18800	650	1.38	3.66	0.0160	0.06	0.10	—	—	—	0.06	3.66	54.13
12-sotg. no.	100	78.54	752	18800	650	1.38	85.00	0.0160	1.32	0.10	—	4x0.80	0.32	1.64	55.00	110.77
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
															11.08	

kg/cm²

FIGURA #4.12

metros propuestos, la diferencia de presiones a la entrada de los sanitarios entre los pisos 13 y 20 es de 29.76 m. ó 2.98 kg/cm², - mientras que si los diámetros fueran iguales al inmediato infe---rior propuesto, dicha diferencia sería del orden de 31.96 m ó ---3.20 kg/cm². Mientras menor sea dicha cantidad, será más fácil ab sorberla por medio de válvulas. De acuerdo a lo hasta ahora des-- crito, lo que falta es el dimensionamiento del equipo necesario. Dada la configuración del sistema bombas-tanque hidroneumático- y las tuberías que los unen, será necesario que las bombas sean - capaces de proporcionar la misma presión que el tanque. Conociendo la relación:

$$75 \frac{\text{kg.m}}{\text{seg.}} = 1 \text{ H.P.}$$

y la fórmula para cálculo de potencias de bombas.

donde:

γ = peso específico del agua (kg/m³)

Q = gasto, en m³/seg.

H = presión que deberá adquirir el - agua, en m.

η = eficiencia de la bomba.

$$P = \frac{\gamma Q H}{\eta}$$

puede calcularse la capacidad que deberá tener una sola bomba de - la forma siguiente.

Para cada núcleo sanitario se requieren 94 U.M. en caso de que ---funcionaran todos los muebles. Considerando 23 plantas el gasto to tal sería:

$$\text{Gasto total} = 23 \times 94 \text{ U.M.} = 2.162 \text{ U.M.}$$

De la figura # 4.1 para cálculo del máximo consumo probable se en- cuentra que para todo el edificio éste es de 1300 lt/min.

Para el gasto anterior y la presión requerida de 12.19 kg/cm² se - encuentra:

$$\text{Potencia} = \frac{(1000 \text{ kg/m}^3) (1300 \text{ lt/min}) (121.9\text{m})}{0.85} =$$

$$\text{Potencia} = \frac{(1000 \text{ kg/m}^3) (0.0217 \text{ M}^3 \text{ (seg)}) (121.9\text{m})}{0.85} = 3107.25 \frac{\text{kgm}}{\text{seg.}}$$

$$\text{Potencia} = 3107.25 \frac{\text{kg.m}}{\text{seg.}} = \frac{3107.25}{75} = 41.43 \text{ H.P.}$$

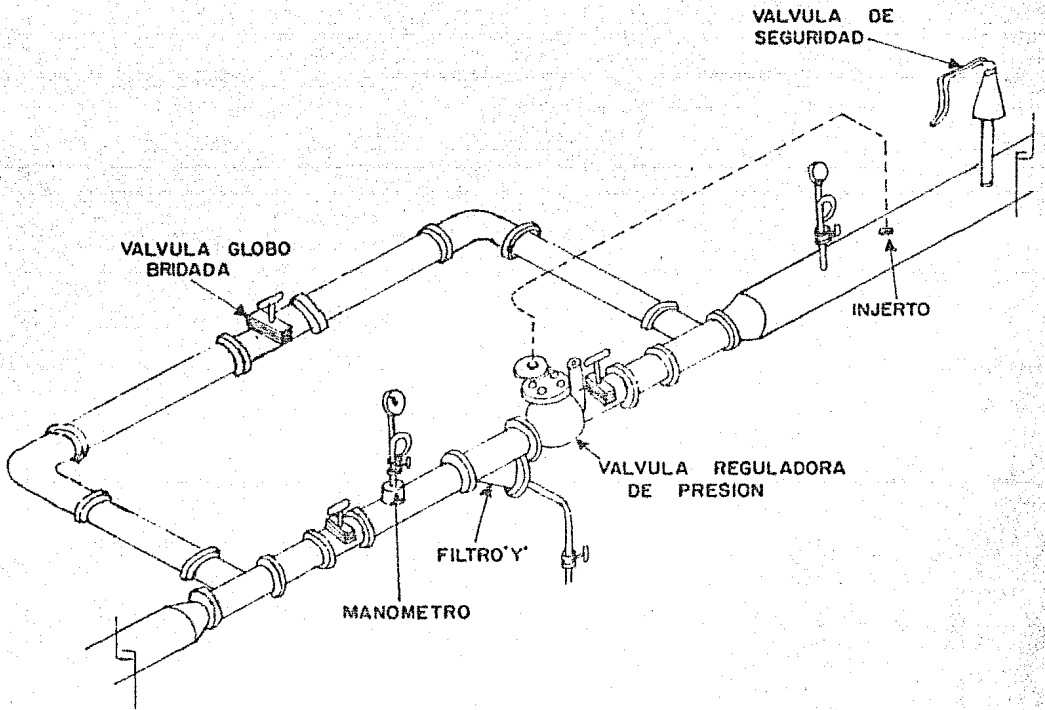
Lo que indica que una bomba de 50 H.P., sería suficiente para la alimentación del sistema, a través del tanque hidroneumático. Sin embargo, no es conveniente desde ningún punto de vista que sólo se trabaje con una máquina, pues en caso de falla se interrumpe totalmente el servicio. En edificios altos, donde hay una gran concentración de personas debe evitarse, y de ser posible asegurar el suministro en todo momento.

Tomando en cuenta esto, se instaló una bomba de 20 H.P. para trabajar normalmente y 2 de 30 H.P. cada una, que van funcionando en forma alternada.

Las bombas tomarán agua de la cisterna inyectándola al sistema a través del tanque hidroneumático. Este cuenta con un sistema interior que mantiene un volumen de aire constante. A su vez, el tanque sirve para almacenar un pequeño volumen, que hará que las bombas no estén trabajando continuamente.

El agua sale del tanque hidroneumático a una presión de 12.19 kg/cm², que fué la calculada para la línea de alta presión. Sin embargo, la requerida para las otras dos líneas lógicamente debe ser menor puesto que el agua no tiene que elevarse tanto. De esta forma se tienen tres líneas con presiones diferentes. Para esto han de instalarse válvulas que disminuyan la presión hasta el nivel requerido, que se calcula de misma forma que para la línea de alta presión, comenzando en el último piso que por este medio sea alimentado. Estos accesorios se denominan válvulas reductoras de presión. Entonces, deberán colocarse después del hidroneumático, dentro del

cuarto de bombas. La figura siguiente ilustra un detalle de esta válvula.



Tiene un paso y tres válvulas cuya finalidad es poder controlar el flujo de agua, pudiendo aislar la reductora en algún momento para reparaciones. Adicionalmente se tienen dos manómetros para verificar las presiones antes y después de dicha válvula.

Con este sistema se asegura que cada una de las líneas se encuentre a la presión requerida.

2.3 CONCLUSIONES:

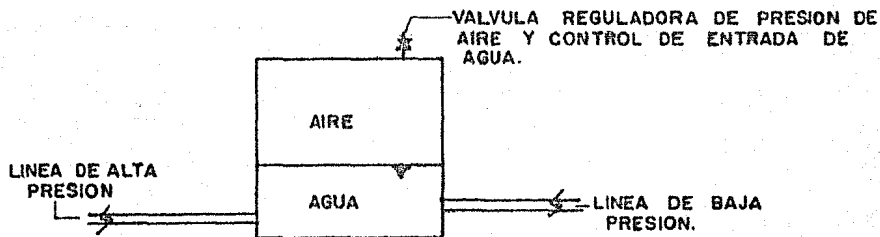
Con respecto a la instalación hidráulica es conveniente hacer varias observaciones a manera de resumen.

En principio hay que tener un conocimiento profundo del proyecto -

con objeto de hacer correctamente las estimaciones de los gastos hidráulicos requeridos. Estas cantidades incluirán tanto la cantidad requerida para fines de limpieza y sanitarios, como para alimentación a otras instalaciones en caso de requerirlo.

Sabiendo las necesidades del proyecto, se hace un esquema de la red. Esta fase es la más importante. Requiere de experiencia en el funcionamiento de estas instalaciones para que la alternativa propuesta sea la mejor, tanto desde el punto de vista económico como de operación.

En el ejemplo en cuestión, pudo haberse pensado en una línea única de alimentación general controlando la presión en cada piso. En este caso se tendrían pequeños tanques hidroneumáticos en cada nivel (sin compresor ni bomba), que regulan por presión de aire la presión de salida del agua.



Colocar válvulas reguladoras de presión en cada planta como las -- mostradas en el punto anterior resulta antieconómico dado el alto costo de cada unidad.

Desde el punto de vista de funcionamiento no es conveniente tener una sola línea, como ya se ha explicado, por lo que la mejor solución parece ser la elegida en este caso.

La etapa final de diseño corresponde básicamente a una revisión de

los diámetros propuestos. Es necesario ir cuidando la velocidad en los ramales. Cuando es muy alta, produce un desgaste rápido en los conductos. Por otra parte, las pérdidas deben evaluarse para que la presión requerida a la entrada no sea excesiva. Como ya se mencionó, los procedimientos de cálculo se han simplificado notablemente mediante el uso de nomogramas, aunque debe conocerse el proceso básico de cálculo y fundamentos teóricos.

INSTALACION SANITARIA

3. INSTALACION SANITARIA. INTRODUCCION:

Se ha visto la necesidad, como complemento indispensable en cualquier construcción, de contar con una serie de instalaciones que doten a un espacio de los requerimientos mínimos para su utilización.

En principio se trató la instalación hidráulica, dada su importancia por la necesidad de agua tanto para consumo, como para limpieza y aseo personal.

Sin embargo, el empleo de agua ocasiona un volumen de desecho que debe ser recolectado y desalojado de manera eficiente. Esta es la función de la instalación sanitaria.

Las aguas servidas se toman de cada mueble y son llevadas por una serie de conductos hasta la red de alcantarillado municipal.

Parte importante de la instalación es lo referente a la ventilación que se da a los muebles para que los malos olores sean llevados fuera del edificio, y evitar así un problema muy común en instalaciones antiguas.

Esta instalación incluye todo lo necesario para recolectar y desalojar las aguas pluviales, tanto en azoteas como plazas, donde debe darse la pendiente necesaria para conducir el agua de lluvia a conductos y finalmente al alcantarillado.

3.1 CARACTERISTICAS GENERALES:

La instalación sanitaria se encarga de la fase final del ciclo -- de utilización de agua. Así como la hidráulica se encarga de distribuir la, ésta la recolecta y desecha de la forma más rápida posible.

Como en todas las instalaciones, la forma de la red dependerá de los requerimientos derivados del proyecto arquitectónico.

Algunas veces los edificios altos acostumbran dividirse en franjas, generalmente las mismas que para la hidráulica empleando un colector descendente para cada una. Esto se hace con objeto de -- que la tubería vertical en la parte inferior del edificio, no sea de un diámetro muy grande.

El proyecto debe proveer ductos para alojar los colectores que en éste edificio se localizan en los extremos de los núcleos, tanto de servicios como de elevadores, con la ventaja de poder cubrir -- fácilmente toda el área de la torre, y estar en los extremos de -- los baños de cada piso.

Es lógico pensar que habrán de dejarse una serie de preparaciones alrededor de los núcleos, de forma similar a las dejadas en la -- instalación hidráulica.

3.1.1 ELEMENTOS QUE FORMAN LA INSTALACION:

Con objeto de comprender mejor la forma en que trabaja la instalación, es conveniente recorrerla desde la red de alcantarillado -- hasta los muebles sanitarios, explicando los elementos que la integran.

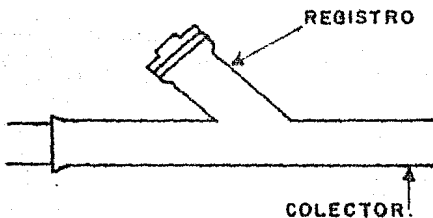
a) ACOMETIDA. Es la canalización encargada de unir la red interior del edificio con la de alcantarillado municipal. Es del -- mismo diámetro del colector horizontal del edificio, y su pendiente debe ser aproximadamente del 2%.

b) COLECTOR. Es el conducto al que desembocan todas las líneas descendentes. Se encuentra inmediatamente antes de la acometida.

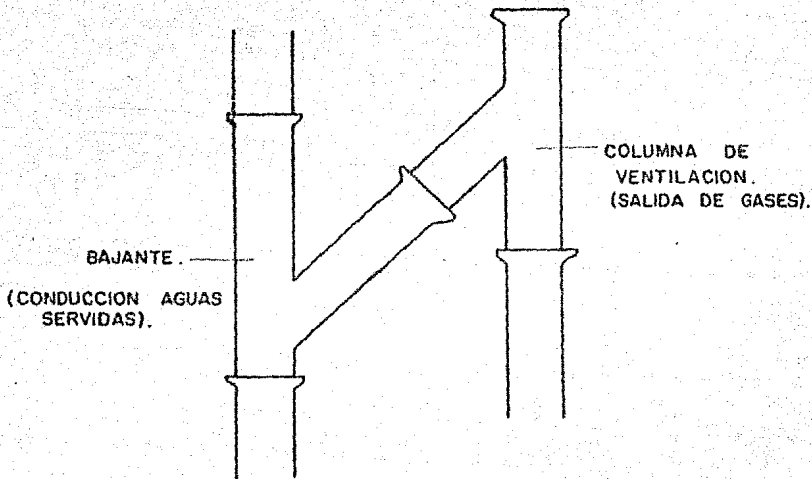
Generalmente se coloca un sifón general entre uno y otro con -- objeto de presentar un sello hidráulico que no permita el paso de gases del alcantarillado municipal a la red interior.

Cuando se encuentra saturada la red municipal, puede haber un flujo hacia el interior del edificio, principalmente en época de lluvias, por lo que suele colocarse una válvula de retención.

Deben dejarse registros con objeto de tener fácil acceso a esta línea en caso de presentarse alguna obstrucción. Se colocan generalmente en los extremos de la tubería cuando hay quiebres a distancias no mayores de 15 m., y en la parte inferior de cada línea vertical. Su pendiente debe ser aproximadamente del 2%.



- c) **BAJADAS.** Conducen las aguas servidas recolectadas de los muebles en cada nivel, al colector general. Debe tratarse que no tengan cambios de dirección, siendo recomendable que sean rectos. La unión al colector se hace por medio de codos a 45°. Está unido a una columna de ventilación con objeto de dar salida a los gases sin que causen problemas a los usuarios, y para que la presión de trabajo a la descarga sea la presión atmosférica, que es lo más recomendable para el buen funcionamiento de la red.



El material empleado en las bajadas suele ser de fierro fundido, aunque también puede emplearse acero galvanizado, principalmente en los destinados a conducción de aguas pluviales. Para las columnas de ventilación pueden usarse los mismos materiales, sin embargo por razones de economía y rapidez de instalación, se emplean tuberías de plástico, básicamente PVC.

d) RAMALES DE LOS APARATOS. Se encuentran entre los muebles sanitarios y las bajadas. Su pendiente es alrededor del 2%.

Hay limitaciones en cuanto a la longitud de éstos ramales, que dependen de su diámetro y pendiente. Por ello es conveniente --- que las bajadas se encuentren lo más cerca posible de los baños, que en el caso de edificios van unos sobre otros.

De los aparatos salen ramales para ventilación, que se conectan a la columna correspondiente.

Finalmente se llega a los distintos aparatos, que cuentan con un si fón que al causar un sello hidráulico no permite el paso de gases - de la instalación al baño.

A manera de resumen puede decirse que las aguas servidas de cada mueble son conducidas por los ramales hasta las bajadas. Un colector se encarga de tomar las aguas servidas de las bajas y la conduce, pasando por la acometida hasta la red municipal. Se deben -- preveer dispositivos para limpieza y mantenimiento de las líneas.

3.2 PROCEDIMIENTO DE CALCULO:

De manera similar al caso de la instalación hidráulica, el cálculo se hace a partir del número de unidades de descarga para cada mueble:

APARATO	(UDS. DE DESCARGA)	
	PRIVADO	PUBLICO
EXCUSADO	6	10
LAVABO	1	2
MINGITORIO	-	10

Esta instalación se caracteriza porque los conductos no trabajan a presión, o sea, su funcionamiento es por gravedad. La pendiente de la tubería debe ser de un 2%. Lo que se pretende con ello es que - la velocidad del agua no sea tan baja como para que puedan produ-- cirse estancamientos, ni tan alta que pueda causar daños a la instalación.

En cuanto a las bajadas, se ha encontrado que el agua alcanza gran parte de la máxima velocidad rápidamente, habiendo pequeños incrementos después. Esto hace que no se limite la altura de las bajadas, quedando restringida sólomente por sobrecargas locales, generalmente a la altura de cada piso. Es por esto que se han definido los intervalos de entronque, que son las secciones en que se divide un bajada, generalmente de 2.50 m., estando limitado en cada -

uno de ellos el número de muebles que descargan.

En este caso, se colocaron dos bajadas para los baños, uno para el sanitario de hombres y otro para el de mujeres, y en forma paralela los conductos de ventilación. Adicionalmente la instalación cuenta con 7 bajadas, para desalojo de aguas pluviales, y a las que están conectadas las preparaciones dejadas en cada piso. Puede considerarse que básicamente estas últimas son bajadas de aguas pluviales puesto que la utilización de las preparaciones dependerá de la necesidad particular de cada planta, siendo muy poco probable que en todos los pisos se emplee la misma.

Su capacidad se calcula a partir del área de zotea en la que tienen influencia tomando en cuenta la precipitación pluvial del lugar donde se encuentra el edificio y en éste caso particular habría que sumar el volumen correspondiente a la posible contribución de las preparaciones mencionadas.

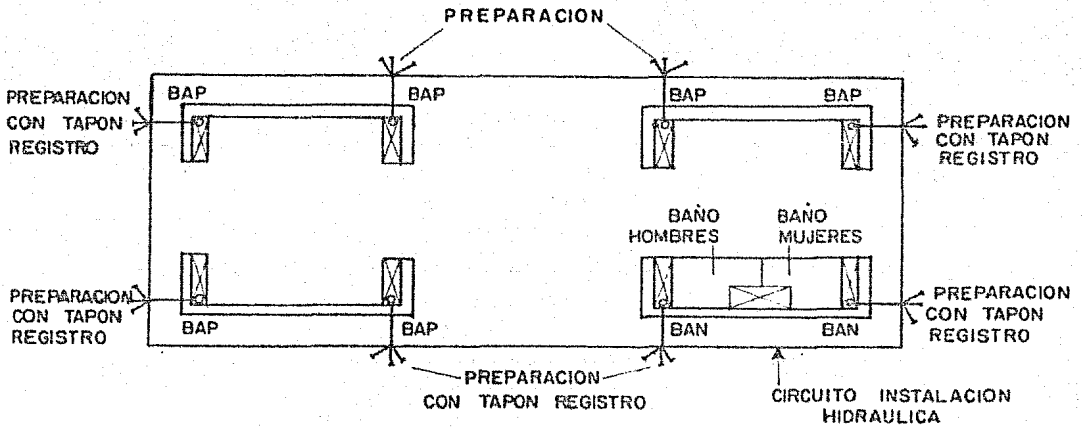
En los puntos siguientes se hará un esquema de la instalación, haciendo los cálculos correspondientes.

3.2.1 DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA.

El cálculo de la instalación sanitaria como las demás, debe empezarse por su punto más lejano. Se van concentrando los ramales en conductos de mayor capacidad al irse acumulando los gastos, hasta llegar al colector, acometida y alcantarillado municipal.

De ésta forma el cálculo debe empezarse por los sanitarios.

La distribución de los sanitarios y la localización de bajadas se muestra en la figura siguiente:



El sistema en el sanitario de hombres incluirá un excusado, dos mingitorios y una de las preparaciones.

Al de mujeres estarán conectados 3 excusados, cuatro lavabos y tres coladeras.

La figura # 4.13 muestra los isométricos para cada uno de los casos anteriores. En ellos se anotan los diámetros de las tuberías resultado de los cálculos siguientes.

Como el dimensionamiento se hace a partir de las unidades de descarga por conducir, se han elaborado una serie de tablas tanto para ramales, como para bajadas y tuberías de ventilación, que se muestran en la figura # 4.14

La tabla siguiente, empleada para el cálculo de la red, muestra los datos necesarios para recurrir a las tablas correspondientes.

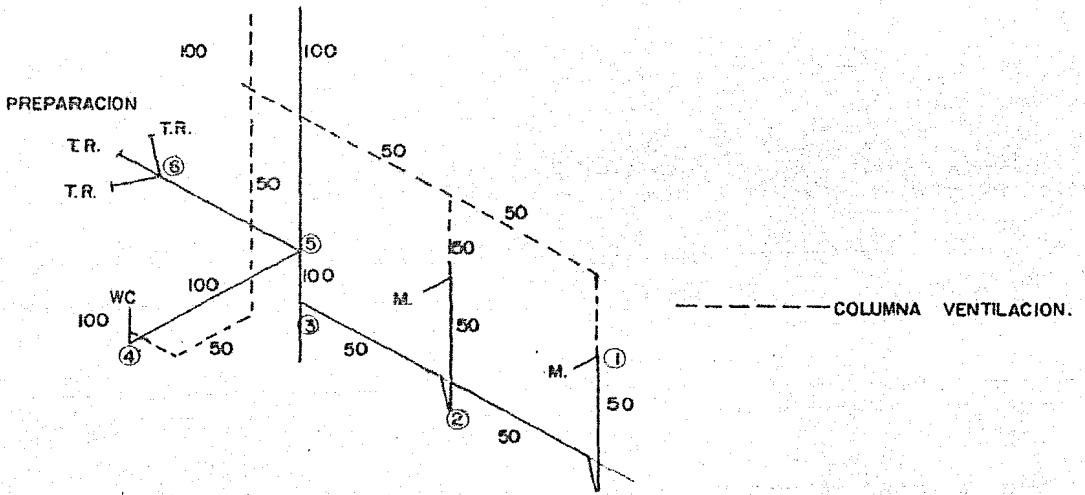
RAMAL	TOTAL ACUM. U.D.	% PEND. RAMALES	DIAMETRO (in)	DIAMETRO (mm)
1-2	10	2%	2	50
2-3	20	2%	3	75
4-5	10	2%	3	75
6-5	12	2%	3	75

SANITARIO HOMBRES

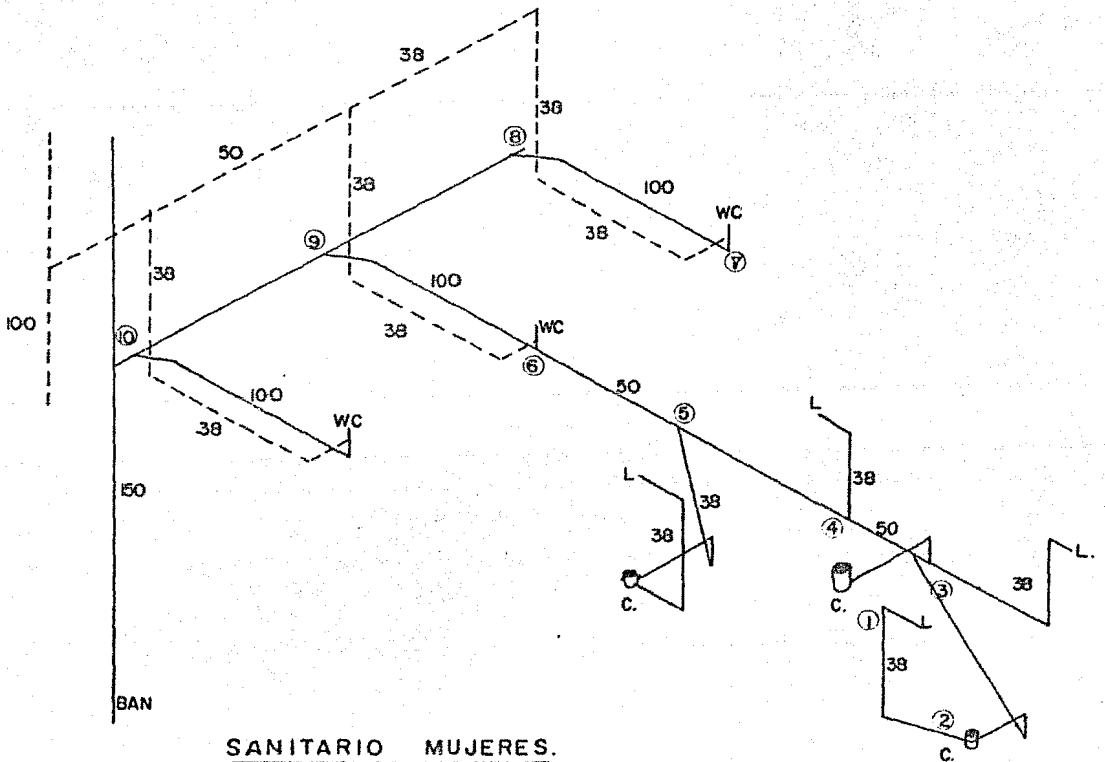
1-2	2	2	1 1/2	38
2-3	4	2	2	50
3-4	8	2	3	75
4-5	10	2	3	75
5-6	14	2	3	75
7-8	10	2	3	75
6-9	22	2	4	100
8-9	10	2	3	75
9-10	34	2	4	100

SANITARIO
MUJERES

Para el cálculo de las bajadas han de tomarse en cuenta los intervalos de entronque, donde cada entronque se refiere a la distancia que hay entre dos puntos consecutivos de aportación a la bajada.



SANITARIO HOMBRES.



SANITARIO MUJERES.

FIGURA # 413

Número de unidades de descarga por bajante

Edificios de muchos pisos

Diámetro (pulgadas)	Intervalos de entronque										Número de unidades de descarga por bajante
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1 1/4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2
1 1/2	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	8
2	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	24
3	32	16	13	12	11	10	10	10	9	9	80
4	240	120	100	90	84	80	77	75	73	72	600
5	540	270	225	202	189	180	173	168	165	162	1500
6	960	480	400	360	336	320	308	300	293	288	2800
8	1800	900	750	675	630	600	578	562	550	540	5400
10	2700	1350	1125	1012	945	900	868	844	825	810	8000
12	4200	2100	1750	1575	1475	1400	1350	1312	1283	1260	14000

Diámetro y longitud de las tuberías de ventilación

Diámetro del bajante (pulgadas)	Número de unidades que descargan en el bajante	Diámetro de la tubería de ventilación, en pulgadas									
		1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5	6	8	
		Longitud máxima en metros									
1 1/4	2	22.85									
1 1/2	8	21.35	45.70								
2	24	8.50	21.35	91.40							
3	40		6.10	24.40	79.25	198.10					
3	80		5.50	22.85	73.15	182.90					
4	310			9.15	28.95	73.15	305				
4	620			6.70	21.35	54.85	230				
5	750				8.50	21.35	97.50	305			
5	1500				6.10	15.25	73.15	230			
6	1440					6.10	28.95	73.15	305		
6	2880					5.50	21.35	55	230		
8	3100						9.15	24.40	105	335	
8	6200						7.60	18.30	76	240	

Capacidades de los ramales

Diámetro del tubo (pulgadas)	Ramales de aparato con la pendiente mínima o con mayor pendiente	Número máximo de unidades de descarga			
		Ramales que van del pie de los bajantes al colector			
		Pendiente 1/4 por 100	Pendiente 1 por 100	Pendiente 2 por 100	Pendiente 4 por 100
1 1/4	1			2	2
1 1/2	3			5	7
2	6			21	26
3, cocinas	32		36	42	50
3, aseos	20		24	27	36
4	160		180	216	250
5	360	360	400	480	560
6	600	600	660	790	940
8	1200	1400	1600	1920	2240
10	1800	2400	2700	3240	3780
12	2800	3600	4200	5040	6000

FIGURA #414

Esto significa que a medida que se avanza se tendrán más intervalos. Al pasar de 10, las unidades de descarga que puede conducir cada diámetro de bajante se mantiene constante.

Después de haber calculado los ramales de los sanitarios en cada planta, se conoce el número de unidades de descarga que aporta cada uno de ellos. Se va haciendo una revisión en cada nivel para ver si con la nueva aportación se sobrepasa la capacidad de la bajada, en cuyo caso habría que pasar al diámetro siguiente.

En cuanto a los diámetros de los ramales de ventilación, debe recurrirse a una recomendación según la cual ningún ramal de ventilación debe tener un diámetro inferior a la mitad del diámetro del colector servido por el primero. De esta forma se va diseñando el diámetro de estos ramales, de la bajada hacia los muebles. Para las bajadas de aguas pluviales, el cálculo se hace a partir del área por desaguar, y la precipitación pluvial media o máxima del lugar. En forma empírica se acostumbra dar una sección de 1 cm² por cada 2 m² de superficie. Esto puede obtenerse a partir de una distribución de áreas para cada bajada en función de las pendientes dadas.

Para fines de ilustración podría considerarse que las 7 bajadas con que se cuenta para éste fin, desalojan la misma cantidad de agua:

$$\text{area colectada} = \frac{1068 \text{ m}^2}{(2 \text{ m}^2) (7 \text{ bajadas})} = 76 \text{ cm}^2$$

Si se considera que se ha dado 1 cm² por cada 9 lt/min. el número de unidades de descarga será:

$$\text{No. Unidades descarga} = \frac{76 \text{ cm}^2 \times 9}{25} = 28 \text{ U.D.}$$

Como además están conectadas las preparaciones a estas bajadas habrá que considerar 12 unidades más por cada planta en la que se emplee.

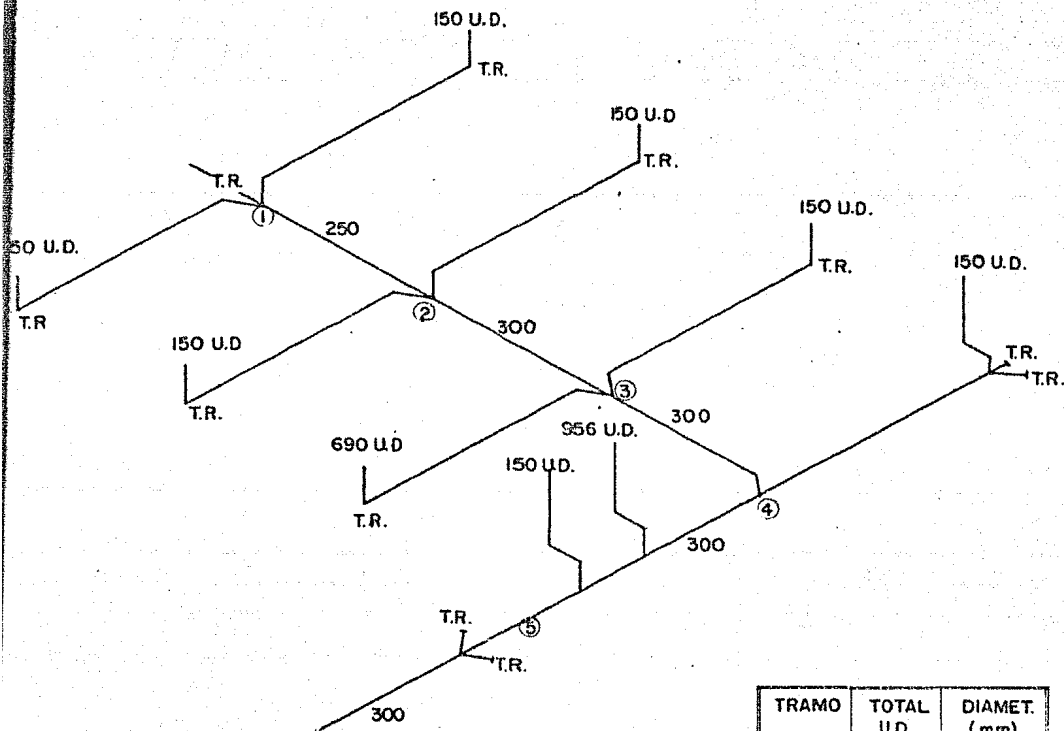
Pensando que el 50% de dichas preparaciones se utilizarán:

$$\text{Parcial} = 12 \text{ U.D.} \times 20 \text{ plantas} \times 0.50 = 120 \text{ U.D.}$$

Sumando los correspondientes de agua pluvial, se tiene un total aproximado de 150 U.D., por lo que se empleará una tubería de ϕ 6" ó ϕ 150 mm.

La figura # 4.15 muestra el colector, y los colectores que lo alimentan con las unidades de descarga con que contribuye cada uno.

Se hizo el cálculo del colector considerando un 2% de pendiente.



TRAMO	TOTAL U.D.	DIAMET. (mm)
1-2	300	150
2-3	600	150
3-4	1440	200
4-5	2696	250

FIGURA # 4.15

3.3 CONCLUSIONES:

Podría considerarse que el proceso de diseño de ésta instalación es un tanto empírico. Se han empleado tablas básicamente para la obtención de los diámetros de ramales, bajadas y colector. Dichas tablas se basan principalmente en las unidades de descarga de cada mueble, que no son más que una medida arbitraria del gasto.

El esquema de red con el que se trabajó constituye la parte central del proyecto de la instalación en éste edificio.

La red cuenta con una coladera perimetral que origina una serie de ramales con objeto de eliminar el agua que escurre por la fachadas, y que no cause problemas en la plaza.

Otra parte muy importante que ha de tomarse en cuenta es la probable necesidad de desalojo de aguas que lleguen a los sótanos. Es necesario porque la alcantarilla se encuentra aproximadamente al nivel del 1er. sótano, quedando los demás por debajo. Esto implica que en un momento dado se requerirá de un sistema de eliminación por bombeo. Se ha previsto un cárcamo en la parte más baja, adyacente a la sala de máquinas y cisterna, donde se recolectarán las aguas y mediante un sistema de bombeo, serán conducidas al colector general. Además, las plazas deben ser dotadas de una serie de coladeras para evitar fuertes escurrimientos en caso de lluvia, y para una rápida eliminación de aguas en caso de limpieza.

Muchas veces se piensa en la instalación sanitaria como la encargada de disponer únicamente de las aguas sanitarias, pero como se ha visto su función es mucho más completa, y cuya finalidad es a fin de cuentas proporcionar el mejor servicio posible a los usuarios. Para ésto debe tenerse un conocimiento preciso del proyecto, detectando posibles puntos de acumulación indeseable de agua, y ver la forma de darle salida adecuadamente.

Podría pensarse en presentar esta parte empezando desde la descarga de los muebles y terminar en la red de alcantarillado municipal en lugar de empezar por la red municipal.

Es importante mencionar la posibilidad de descarga por bombeo y --

porque no afecta la columna de agua servida en los codos del final de la tubería

INSTALACION ELECTRICA

4. INSTALACION ELECTRICA. INTRODUCCION.

Puede considerarse que esta instalación es la más importante. De ella depende casi la totalidad del funcionamiento del edificio. Para su trabajo, las otras instalaciones requieren electricidad. Por otra parte, el hombre necesita niveles de iluminación adecuados como un requisito indispensable, cualquiera que sea su tarea, y una serie de preparaciones para el funcionamiento de sus aparatos de trabajo.

Es así como se ha supuesto indispensable en esta instalación, como en la mayor parte de los proyectos de cierta importancia, contar con una planta de emergencia que supla en cualquier momento la falta de energía.

El proyecto prevee un módulo especial que alojará la subestación y planta de emergencia requerida.

La corriente eléctrica deberá ser suministrada con la potencia necesaria para lo que se requiere un conocimiento preciso de la carga total de la instalación.

El propósito de la instalación eléctrica debe empezar por el cálculo preciso de la carga total de la instalación, con objeto de definir las características del suministro de energía, del equipo y de las protecciones necesarias. El cálculo antes mencionado deberá comprender lo siguiente:

Carga del Sistema de Iluminación

Carga del Sistema de Fuerza

Por lo tanto el proyecto de la instalación debe empezar desde el cálculo de los niveles de iluminación requeridos y la distribución de lámparas de acuerdo al proyecto arquitectónico. Además, la dis-

tribución de contactos dependiendo de las necesidades de los usuarios, la carga necesaria para los motores de los elevadores, majejadoras de aire, aire acondicionado, etc., datos que serán proporcionados por los fabricantes.

En los puntos siguientes se tratará de hacer una descripción de la instalación. Se mostrará el procedimiento seguido para el diseño del sistema de iluminación y contactos, y se explicará la forma de determinar la carga total requerida.

4.1 CARACTERISTICAS GENERALES:

La C.F.E., será la encargada del suministro de energía eléctrica. Lo hará al voltaje que se le solicite, llevándola hasta el punto de recepción dentro del edificio. Esto es, la acometida es instalada por la C.F.E., llegando al medidor de entrada y después al interruptor, cuya función es poder conectar o desconectar la totalidad de la instalación en un momento dado. Puede considerarse además como un dispositivo de seguridad contra sobrecargas en la línea de alimentación o acometida.

Dependiendo del voltaje se requerirá de un transformador que haga posible la utilización de la energía al voltaje necesario. El suministro puede ser a 23,000 V, a 13,800V o bien a 440/220, dependiendo de las necesidades y características de la instalación.

Antes del transformador se encuentran los contadores o medidores, de los que se hablará más adelante.

La instalación anterior es lo que constituye una subestación transformadora, a partir de la cual se inicia la distribución.

Inmediatamente después se encuentra el tablero general. Consiste en un mueble con una serie de interruptores, cada uno de los cuales controla un circuito. De manera similar que a la entrada, esto constituye una protección. Los circuitos generales se irán formando de la manera más conveniente, tratando que cada uno de ellos agrupe a otra serie de circuitos de características similares.

De este cuadro salen una serie de ductos que llevan la corriente por conductores, cuya sección transversal dependerá de la cantidad de energía que por ellos circule, a tableros locales que a su vez controlan una serie de circuitos. De estos tableros salen cables de menor sección que pueden llegar o no a otro tablero.

En esta forma se vá ramificando el sistema de distribución. Se van colocando tableros con interruptores cuya ventaja es poder controlar una zona sin que se afecte el suministro a las demás. Podría pensarse en una analogía entre esto y las válvulas colocadas en la instalación hidráulica en los sanitarios.

Como ya se ha mencionado, en algunas ocasiones se requiere una planta de emergencia. Esto es básicamente cuando no puede permitirse una interrupción del suministro en algunos circuitos.

La planta se encuentra conectada después del medidor, antes del tablero general, pero unicamente a los circuitos de interés.

Para la ubicación de centros receptores y de transformación, se requieren sitios bien protegidos, no permitiendo el acceso a cualquier persona.

4.2 DESCRIPCION DE LA INSTALACION:

En principio es necesario conocer las necesidades que habrán de satisfacerse.

El consumo de energía en el edificio podría dividirse en dos grupos: Para servicios propios, y para independientes. Los primeros incluyen aquellos servicios requeridos para el funcionamiento general del edificio, sin poder ser atribuidos a un usuario en particular, como podrían ser los elevadores, instalación hidráulica, alumbrado en la zona de estacionamientos y exterior en plazas, renovación de aire en estacionamientos y oficinas. Los servicios independientes serán aquellos que dependerán exclusivamente del usuario en cada planta. Comprenden el alumbrado de oficinas y energía para contactos. De esta forma cada planta integra un circuito.

Como es lógico pensar, el consumo correspondiente a servicios independientes será pagado directamente por el usuario, por lo que cada uno contará con un medidor particular. Para los servicios -- propios habrá un medidor general.

En éste caso se tiene dos tipos de suministros, uno a 23,000 V y el otro a 125 V. Esto es porque la corriente requerida en las oficinas será para alumbrado y contactos, por lo que deberá ser a -- 125 V. (servicios independientes). Para servicios propios y dado el gran número de plantas por suministrar, no puede pensarse en -- hacerlo por medio de una sola línea a baja tensión.

Hay una acometida a 23000 V que llega a una subestación receptora cuyas funciones ya se han numerado. De ella salen tres líneas que llegan a tres distintas subestaciones transformadoras donde el voltaje pasa a 440 V. La primera de ellas, localizada en la parte superior del edificio, alimenta una serie de circuitos controlados -- por el tablero general No. 1.

Entre ellos se encuentra el alumbrado de baños, vestíbulos y escaleras, de la mitad superior del edificio. Además, alimenta a todos los aparatos localizados en la sala de máquinas.

Otra línea vá a la subestación transformadora No. 2, de la que sale una línea a 440 V que vá al cuadro general No. 2, encargado del control de los circuitos que se encuentran en la mitad inferior de la torre, sótanos y máquinas como bombas del sistema hidráulico. -- En este caso se cuenta con dos plantas de emergencia, una de las -- cuales está conectada a este tablero, para alimentar circuitos importantes en caso de una falla en el suministro, como lo son el -- alumbrado en estacionamientos y extracción de aire, sistema hidráu lico y los ventiladores de entrada y salida de aire a todo el edificio.

La tercera línea se emplea exclusivamente para los elevadores. Los controla el tablero general No. 3, que a través del tablero general de emergencia No. 2, y la segunda planta de emergencia, dará -- servicio a dos elevadores cuando se interrumpa el suministro.

La razón de que haya una línea especial para elevadores es que sus motores paran y arrancan continuamente, consumiendo alrededor de 7 veces más energía que cuando operan normalmente, lo que produciría bajas de voltaje.

Como se dijo, a la salida de los tableros generales 1 y 2, las líneas están a 440 V. Para el aprovechamiento de la energía, deberá ser transformada a 220/125V. por medio de transformadores localizados en los ductos para instalaciones cada tres plantas y con lo -- que a cada una llega la corriente al voltaje requerido.

De acuerdo a esto podría resumirse el funcionamiento de la instalación según la figura # 4.16 (servicios propios del edificio).

En cuanto a los servicios independientes cada empresa propietaria de un espacio, hará un contrato independiente con la C.F.E.

Contará con un medidor y un interruptor dentro del cuarto de la -- C.F.E., es decir, que toda su área será controlado por un circuito a 125 V, que es suficiente como se verá con cálculos posteriores, -- para las necesidades de alumbrado y contactos.

4.3 PROCEDIMIENTO DE CALCULO:

Puede considerarse que el procedimiento de cálculo se inicia haciendo una estimación de la carga eléctrica prevista. Por una parte, deben conocerse las características básicas de las instalaciones que empleen energía eléctrica con objeto de conocer el consumo de cada motor, el número de ellos que estará funcionando, etc. En principio puede pensarse en dos instalaciones que caen en este grupo: la de elevadores, y la de aire acondicionado. Los datos correspondientes a la primera son proporcionados por el fabricante en base a los requerimientos específicos del proyecto, como velocidad, número de -- personas, etc. La de aire acondicionado constituye un proyecto en sí, cuyo objeto será determinar el número y distribución de manejadoras de aire que el edificio requiere.

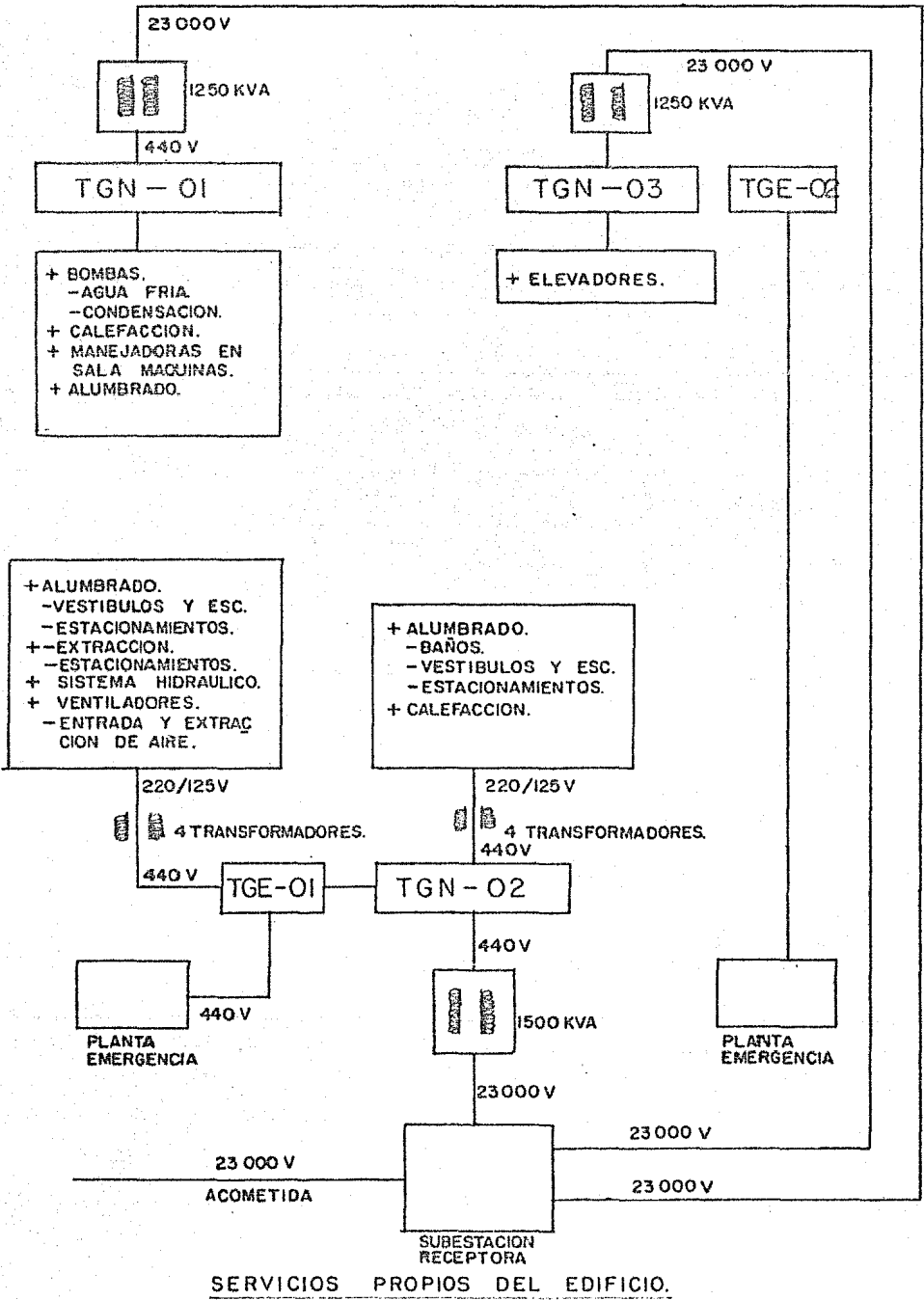


FIGURA #4.16

Por otra parte debe cuantificarse la carga requerida para alumbrado y contactos en cada planta. El número y disposición de las lámparas se obtiene a partir de sus características propias y las del lugar, Comprenden tanto la forma del local, como una serie de coeficientes que toman en cuenta el mantenimiento, absorción de luz en la luminaria, y absorción de luz en la superficie del lugar.

Además, habrá que conocer el nivel de iluminación requerido, que estará en función del uso que se dé a cada local.

En puntos siguientes se ilustrará el cálculo del alumbrado.

En cuanto a los contactos, se empleará un sistema formado por cajas y ductos que abarcan la totalidad del área disponible, que cuentan con salidas cada 0.61 m. susceptibles de alojar un contacto. Esto tiene la ventaja de dar versatilidad a la instalación.

Como no se cuenta con un proyecto arquitectónico para cada planta se eligen arbitrariamente los contactos que podrían utilizarse.

Hay que tomar en cuenta que la distribución de proyecto podría cambiar en un momento dado, tanto para iluminación como contactos pero lo importante es que la carga requerida en dado caso, no sea mayor a la supuesta en proyecto.

Los circuitos serán formados de acuerdo a las necesidades del usuario, es decir, podría ser conveniente que cada zona de trabajo o donde se desempeñen labores similares y simultáneas, fueran controladas por un circuito.

Cuando un circuito abarca varias zonas, y en alguna de ellas no se está trabajando, se consume energía en forma innecesaria.

Al no contar con un proyecto de distribución de áreas, los circuitos se forman abarcando áreas reducidas.

Hay proyectos en los que la totalidad de los aparatos no se encuentran funcionando simultáneamente. En estos casos se hace un cuadro donde para las distintas horas del día se muestra la demanda estimada. Con esto pueden diseñarse las líneas generales, que es donde adquiere mayor importancia el hecho comentado.

4.3.1 REQUERIMIENTOS PARA ILUMINACION:

La finalidad del alumbrado es hacer posible el proceso visual del hombre. La luz se refleja en los objetos a distintas longitudes de onda, lo que dá lugar a los colores. Esto ocurre bajo diferentes intensidades de iluminación, pero el proceso de la visión solo será correcto cuando no se produzca cansancio o cuando no tenga que forzarse. Para ello, el nivel de iluminación deberá ser adecuado. Sin embargo, no es éste el único parámetro que ha de tomarse en cuenta. Las características de las superficies sobre las que incide la luz pueden contribuir al propósito buscado. Cuando son brillantes, pulidos, etc., pueden causar reflejos indeseables. Los colores mates y claros pueden influir en la obtención de un área bien iluminada. Generalmente se buscará que la luz de las lámparas por instalar sea lo más parecido a la luz diurna. Además deberán tomarse en cuenta características como la uniformidad, difusión y deslumbramiento. Se habla de una falta de uniformidad cuando la iluminación en algún punto de un área es inferior al promedio. Va a depender de los coeficientes de reflexión de los materiales de muros, pisos, techos, muebles, etc.

Se consiguen buenos resultados espaciando las lámparas correctamente y colocando difusores.

La difusión será mejor a medida que sea mayor el número de rayos que inciden en un punto, desde distintas direcciones. De ésta forma se eliminarán sombras.

Cuando la intensidad de la luz de un objeto, es superior a la del entorno en que nos encontramos, ya sea directa o indirectamente puede afectar nuestra visión, produciéndose un deslumbramiento.

Pueden llegar a producirse daños en la vista de las personas que pasen parte de su tiempo bajo condiciones inadecuadas de iluminación, por lo que es recomendable tomar en cuenta los efectos anteriores. Estudios han mostrado que con una iluminación correcta se incrementa el rendimiento de los trabajadores, por lo que es conve

niente adoptar el sistema de alumbrado adecuado a las características particulares de cada proyecto.

4.3.1.1 INTENSIDAD Y NIVELES DE ILUMINACION:

En principio sería conveniente definir las unidades que se manejan en alumbrado.

La unidad fundamental en la "candela" o bujía, definida como la se senta va parte de la intensidad luminosa por centímetro cuadrado y en dirección normal, que sale de un orificio practicado en la pared de un cuerpo negro que se encuentra a la temperatura de fusión del platino.

Cuando se coloca un foco luminoso de una candela dentro de una esfera hueca de radio igual a 1 m., la intensidad de luz en cualquier parte de ésta será igual a un "lux" .

Al flujo luminoso que ilumina con un lux un área de 1 m², se le llama "lumen" .

La unidad empleada para determinar la iluminación en un determinado espacio, en el lux. Se han hecho estudios para definir los niveles de iluminación adecuados para toda una gama de actividades y se han elaborado tablas como la de la figura # 4.17. De acuerdo a ella, el nivel requerido para despachos de trabajo prolongado en oficinas, se encuentra entre 400 y 600 lux.

Esto constituye un primer paso, aunque lo realmente interesante -- consiste en lograr dicho nivel mediante la correcta elección del tipo de luminaria a utilizar. Esto no es una tarea sencilla dada la gran variedad existente en el mercado. Para cada una, el fabricante define su curva fotométrica. Estas son representaciones gráficas de la intensidad producida por una fuente en diferentes direcciones. Son de gran utilidad al conocer la forma del haz luminoso, que es básico para tomar una decisión. Habrá casos en que se necesite que el haz se concentre en una zona determinada, mientras que en otros será mejor mientras más se extienda el haz, como en el alumbrado de calles.

Iluminaciones recomendadas para interiores públicos y comerciales

A, B, C: iluminaciones suplementarias. Suelen obtenerse, pero no siempre, por medio de focos adecuados. Pueden repartirse en tres grupos de acuerdo con las dificultades que exija la visibilidad. Estos grupos son:

CLASE A: 700 a 1500 lux o más. Necesaria cuando se requiere observar: 1. detalles extremadamente finos; 2. materiales de muy escaso contraste; 3. durante un tiempo prolongado.

CLASE B: 300 a 700 lux. Necesaria cuando se requiere observar: 1. detalles finos; 2. materiales de contraste medio, y 3. tiempo de observación no muy prolongado.

CLASE C: 150 a 300 lux. Necesaria cuando se han de examinar: 1. detalles no muy finos; 2. materiales de contraste ordinario, y 3. observación intermitente.

	Lux		Lux
Bancos		Galerías de arte	
vestibulo	200	general	100
cajas y oficinas	B 500	sobre los cuadros	A 500
Bibliotecas		Garajes	
lectura	300-400	coches parados	20
depósito	100	id. en marcha	100
Casas para oficinas		reparación, lavado	B 500
secretaría, contaduría	400	Hangares de aviación	
máquinas de contabilidad	B 400	depósito de aviones	100
sala de conferencias	200	reparaciones	C 500
despacho, trabajo eventual	300-400	Hospitales	
id., trabajo prolongado	C 400-600	pasillos	50
vestibulo	200	laboratorios	300
pasillos	50-80	vestibulo, recepción	100
recepción	200	sala de operaciones	200
Clubs, asociaciones		mesa de operaciones	A 300
salas de conversación y de		Hoteles	
lectura	200	vestibulo	200
salas de conferencias	100	comedor	50-100
Clubs nocturnos y bares	50-100	cocina	200-400
Cuarteles de bomberos		habitaciones	150-300
al sonar la alarma	100	pasillos	50-100
en espera	20	sala de lectura	300
Escuelas		Iglesias	
auditorios	100	templo	100
aulas, salas de estudio	400	escuela dominical	200
pasillos, escaleras	50	pulpito	200
salas de dibujo	500-750	Museos	
gimnasio	200-500	general	100
laboratorios, alumbrado ge-		exposición especial	B 500
neral	300	Oficinas de correos	
id., trabajos delicados de		vestibulo	200
laboratorio	C 500	cartería	500
id., trabajos manuales	B 400	depósitos	100
salas de lectura	200	oficinas privadas	300-400
exhibiciones especiales	B 300	pasillos	50
biblioteca, oficinas	300-500	Oficinas de teléfonos	
salas de costura	B 600	sala de operadores	100-500
Espacios para servicios		cabinas	200
pasillos	50	galerías de cables	50
ascensores	100	Peluquerías y salones belleza	B 500
vestibulos	50	Restaurantes y cafés	
escaleras	100	comedores	100
almacenes	50	mostradores	B 500
cuartos de aseo	150-300	Salas de conferencias	100
Estudios profesionales		Salas de dibujo	500-750
salas de espera	200	Salas de exposición	300
consultorios	300	Salones de baile	50-200
oficinas generales	300-500	foyer	100
sillones de dentista	2000	vestibulo	200
Servicios de transportes		Viviendas	
coches	300	general	50-100
correo	300-400	lectura	200
furgones, consigna	50	lectura prolongada	400
servicios urbanos	300	costura	500
salas de espera, pasajes	C 200-300	cocina	200-500
andenes	200-300	lavadero	500
Teatros y cines			
sala (entre actos)	50		

FIGURA #4.17

La figura # 4.18 muestra la forma en que se presentan las características de cada tipo de lámpara, y los factores necesarios para el diseño. Como puede verse aparece la curva fotométrica correspondiente. Se ha considerado que las lámparas fluorescentes son las más adecuadas en éstos casos.

Con ellas se logra una difusión aceptable, considerando que se trata de áreas de trabajo. Para el caso de corredores o vestíbulos el criterio sería otro. En ellos se requiere un nivel de iluminación inferior y no una difusión muy grande. Se obtendrían buenos resultados con lámparas de tipo incandescentes.

Por otra parte, en la figura # 4.18 han de elegirse factores de reflexión para piso, techo y paredes. Como en este caso las lámparas estarán al mismo nivel del plafón, se considera un 80% para el techo. Hay ocasiones en que las lámparas están suspendidas, o bien se trata de un sistema de iluminación indirecta o semiindirecta en los que es sumamente importante el material y color de los techos para la consideración de un factor adecuado. Para las paredes podría considerarse un 50%. Generalmente se eligen colores claros, principalmente el blanco, para los muros divisorios en oficinas. Para piso se tomó un 30%.

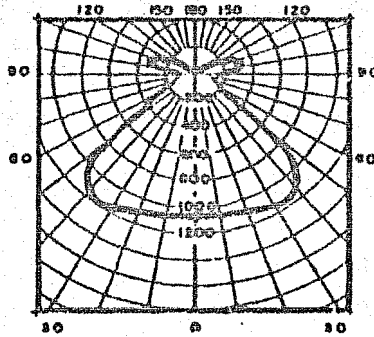
El coeficiente de utilización se refiere al porcentaje de potencia luminosa que se aprovecha al llegar a la superficie de trabajo. El complemento de dicha cantidad no se utiliza al ser absorbido por los elementos que constituyen el local. Para encontrarlo, que es lo que se persigue con éstas tablas, se necesitan las características del local en cuanto a dimensiones se refiere.

Puede emplearse la relación siguiente:

$$\text{INDICE DEL LOCAL} = \frac{\text{ANCHO X LONGITUD}}{\text{ALTURA SOBRE AREA DE TRABAJO. X (ANCHO + LONGITUD)}}$$

Se han elaborado tablas para éste fin, como las mostradas en la figura # 4.19. En ellas, dependiendo de la altura de suspensión de la

CURVA DE DISTRIBUCION



P I S O	80 %		10 %		10 %		
	80 %		50 %		50 %		
T E C H O	80 %		50 %		50 %		
P A R E D E S	80 %	80 %	50 %	50 %	50 %	50 %	
INDICE	R C R	COEFICIENTE DE UTILIZACION					
J	0.8	.31	.27	.30	.25	.20	.26
I	0.8	.33	.34	.37	.33	.36	.33
H	1.0	.44	.50	.42	.30	.40	.37
G	1.25	.49	.44	.40	.42	.44	.41
F	1.5	.52	.47	.40	.43	.47	.44
E	2.0	.57	.53	.52	.49	.50	.48
D	2.5	.61	.59	.56	.52	.54	.51
C	3.0	.63	.59	.56	.54	.54	.52
B	4.0	.66	.63	.59	.59	.56	.54
A	6.0	.69	.65	.60	.59	.57	.53

TIPO DE ILUMINACION: DIRECTA.

DISTRIBUCION FOTOMETRICA PARA DOS LAMPARAS FLUORESCENTES
DE 40 WATTS, CW, rs, 5300 LUMENES.

FIGURA #4.18

Índices de local

Alturas de techo (m)

Para luz indirecta y semidirecta	2,70	3,00	3,50	4,00	5,00	6,00	7,50	9,00	11	
	a 3,00	a 3,50	a 4,00	a 5,00	a 6,00	a 7,50	a 9,00	a 11	a 15	

Alturas de suspensión sobre el suelo (m)

Para luz directa y semidirecta	2,10	2,40	2,70	3,00	3,50	4,00	5,00	6,00	7,50	9,00	11
	a 2,40	a 2,70	a 3,00	a 3,50	a 4,00	a 5,00	a 6,00	a 7,50	a 9,00	a 11	a 15

Ancho (m)	Largo (m)	Índice del local										
		H	I	J	J							
2,50 a 2,70	2,40-3	H	I	J	J							
	3-4,20	H	I	J	J							
	4,20-6	G	H	J	J	J						
	6-9	G	H	J	J	J	J					
	9-12,60	F	F	J	J	J	J	J				
> 12,60	E	F	J	J	J	J	J					
2,70 a 3,30	3-4,20	G	H	J	J							
	4,20-6	G	H	J	J	J						
	6-9	F	G	J	J	J	J					
	9-12,60	F	G	J	J	J	J	J				
	12,60-18	E	F	J	J	J	J	J				
> 18	E	F	J	J	J	J	J					
3,30 a 3,90	3-4,20	G	H	J	J							
	4,20-6	F	G	J	J	J						
	6-9	F	G	J	J	J	J					
	9-12,60	E	F	J	J	J	J	J				
	12,60-18	E	F	J	J	J	J	J				
> 18	E	F	J	J	J	J	J					
3,90 a 4,80	4,20-6	F	G	H	H	I	J	J				
	6-9	E	F	H	H	I	J	J				
	9-12,60	E	F	H	H	I	J	J	J			
	12,60-18	E	F	H	H	I	J	J	J	J		
	18-27	D	E	H	H	I	J	J	J	J		
> 27	D	E	H	H	I	J	J	J	J			
4,80 a 5,70	4,20-6	E	F	G	H	I	J	J				
	6-9	E	F	G	H	I	J	J				
	9-12,60	D	E	G	H	I	J	J	J			
	12,60-18	D	E	G	H	I	J	J	J	J		
	18-33	D	E	G	H	I	J	J	J	J	J	
> 33	C	D	E	F	G	H	I	J	J	J	J	
5,70 a 6,60	6-9	D	E	F	G	H	I	J	J	J	J	
	9-12,60	D	E	F	G	H	I	J	J	J	J	
	12,60-18	D	E	F	G	H	I	J	J	J	J	
	18-27	C	D	E	F	G	H	I	J	J	J	J
	27-42	C	D	E	F	G	H	I	J	J	J	J
> 42	C	D	E	F	G	H	I	J	J	J	J	

FIGURA # 4.19

Índices de local (continuación)

Alturas de techo (m)

Para luz indirecta y semiindirecta	2,70 a 3,00	3,00 a 3,50	3,50 a 4,00	4,00 a 5,00	5,00 a 6,00	6,00 a 7,50	7,50 a 9,00	9,00 a 11	11 a 15		
------------------------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-----------------	---------------	--	--

Alturas de suspensión sobre el suelo (m)

Para luz directa y semidirecta	2,10 a 2,40	2,40 a 2,70	2,70 a 3,00	3,00 a 3,50	3,50 a 4,00	4,00 a 5,00	5,00 a 6,00	6,00 a 7,50	7,50 a 9,00	9,00 a 11	11 a 15
--------------------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-------------------	-----------------	---------------

Ancho (m)	Largo (m)	Índice del local										
6,60 a 8,10	6-9	D	E	E	F	G	H	I	J	J		
	9-12,60	C	D	D	F	F	G	I	J	J		
	12,6-18	C	D	D	F	F	G	I	J	J		
	18-27	C	D	D	F	F	G	I	J	J	J	J
	27-42	C	C	D	E	E	F	F	H	H	I	I
8,10 a 10,20	> 42	C	C	D	E	E	F	F	H	H	I	I
	9-12,60	C	D	D	F	F	G	H	I	J	J	J
	12,6-18	C	D	D	F	F	G	H	I	J	J	J
	18-27	B	C	C	D	D	E	E	F	F	H	H
	27-42	B	C	C	D	D	E	E	F	F	H	H
10,20 a 12,00	42-54	B	C	C	D	D	E	E	F	F	H	H
	> 54	B	C	C	D	D	E	E	F	F	H	H
	9-12,60	B	C	D	E	F	F	H	I	J	J	J
	12,6-18	B	C	D	E	F	F	H	I	J	J	J
	18-27	A	C	C	C	C	C	C	H	H	H	H
12,00 a 13,50	27-42	A	B	C	C	C	C	C	H	H	H	H
	42-60	A	B	C	C	C	C	C	H	H	H	H
	> 60	A	B	C	C	C	C	C	H	H	H	H
	12,6-18	A	B	C	E	F	G	H	I	J	J	J
	18-27	A	B	C	D	D	D	D	F	F	H	H
13,50 a 16,50	27-42	A	B	C	D	D	D	D	F	F	H	H
	42-60	A	B	C	D	D	D	D	F	F	H	H
	> 60	A	B	C	D	D	D	D	F	F	H	H
	18-27	A	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
	27-42	A	A	B	C	C	C	C	F	F	H	H
16,50 a 20,50	42-60	A	A	B	C	C	C	C	F	F	H	H
	> 60	A	A	B	C	C	C	C	F	F	H	H
	18-27	A	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
	27-42	A	A	B	B	C	D	E	F	F	H	H
	42-60	A	A	B	B	C	C	C	F	F	H	H
20,50 a 27,00	> 60	A	A	B	B	C	C	C	F	F	H	H
	18-27	A	A	A	A	B	C	D	E	F	G	I
	27-42	A	A	A	A	B	B	C	D	E	F	H
	42-60	A	A	A	A	B	B	C	D	E	F	H
	> 60	A	A	A	A	B	B	C	D	E	F	H

FIGURA # 4.19

lámpara sobre el suelo, y el ancho y largo del local, se obtiene - el índice correspondiente. Con éste puede conocerse el coeficiente de utilización que será necesario en el diseño de alumbrado, como se verá más adelante.

Aclarando un poco el proceso anterior, podría decirse que el diseño del alumbrado se inicia mediante la elección de un tipo de lámpara a partir de sus características y las necesidades en un espacio determinado. Para facilitar la decisión, se cuenta con una curva fotométrica para cada lámpara. Además, es necesario encontrar - su coeficiente de utilización, que está en función de los factores de reflexión en piso, techo y paredes, y del índice del local para lo que se cuenta con tablas.

4.3.12 DISEÑO DEL ALUMBRADO.

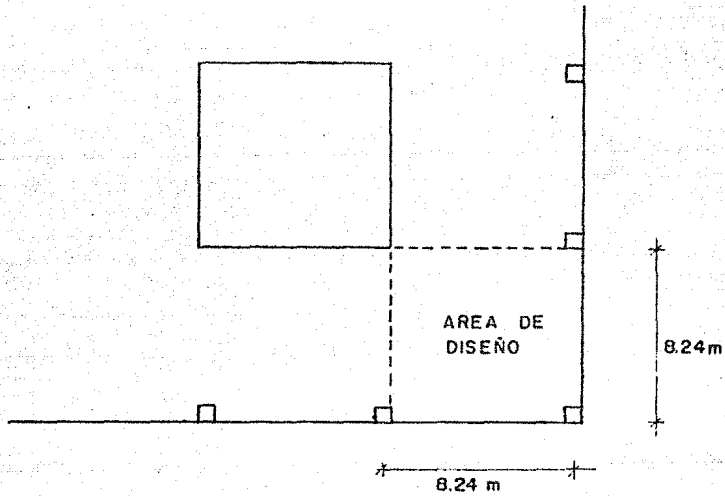
El diseño se hace a partir de los resultados obtenidos hasta ahora. Se había encontrado, de la figura # 4.17, que el nivel de iluminación requerido en éste caso estaría entre 400 y 600 lux. Para fines de cálculo se tomarán 400 lux.

Se emplearán los datos fotométricos de la figura # 4.18.

Como ya se ha dicho, éstas lámparas son las empleadas en la mayoría de los casos como éste, donde se requiere una buena difusión. Los difusores son acrílicos colocados en la parte inferior de la lámpara, a través de los cuales debe pasar la luz. Están formados por pequeños prismas que reflejan y refractan la luz que en ellos incide. Con ello se logran buenos resultados ya que en éste proceso no se producen pérdidas de luz, y se eliminan brillos y deslumbramientos indeseables.

Se considerará un factor de conservación igual a 0.70.

Como no se tiene la distribución de áreas en las oficinas, se van a suponer las áreas de acuerdo a la figura siguiente:



De acuerdo a ella y considerando una altura de 2.54m., recurriendo a la figura # 4.19, se obtiene un índice de local igual a D.

De la figura # 4.18, para factores de reflexión de 30% en pisos, - 80% en techos y 50% en paredes se encuentra un coeficiente de utilización igual a 61%.

El número total de lúmenes necesarios se calcula mediante la fórmula siguiente:

$$\text{TOTAL LUMENES} = \frac{\text{LUX X SUPERFICIE}}{\text{COEF. UTILIZACION X FACTOR CONSERVACION.}}$$

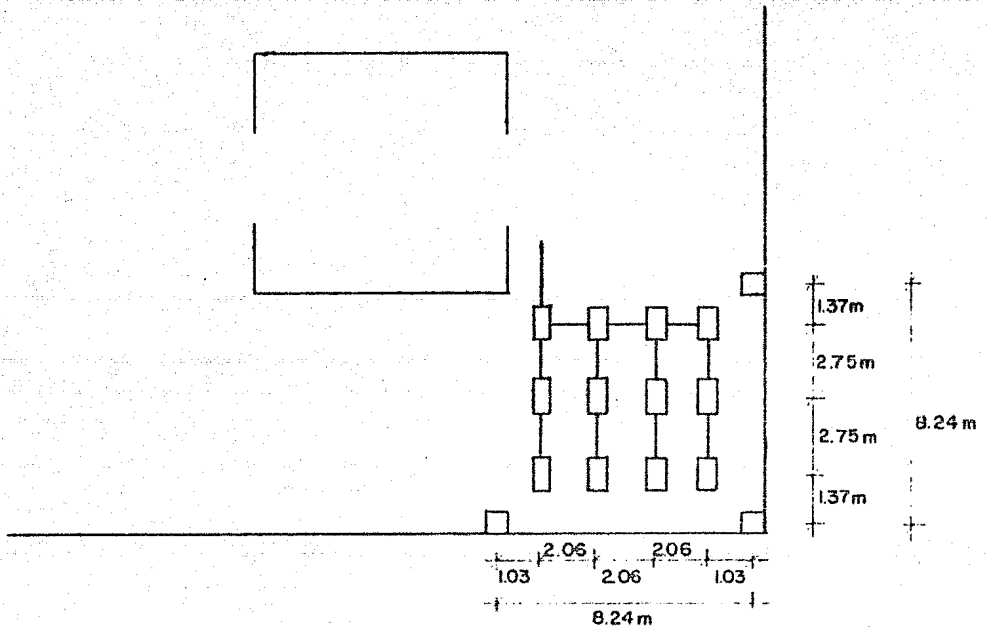
$$\text{TOTAL LUMENES} = \frac{400 \times (8.24 \times 8.24)}{0.61 \times 0.70} = 63\ 604$$

Si se sabe, de acuerdo a los datos proporcionados por el fabricante que cada unidad formada por dos lámparas de 40 watts produce -- 5300 lúmenes, el número de unidades requeridas será:

$$\# \text{ UNIDADES} = \frac{63.604}{5300} = 12 \text{ PIEZAS.}$$

Con lo que puede suponerse una distribución en el área.

Hay que considerar que el espaciamiento máximo en este caso particular es de 1.3 veces la altura de montaje, que no se rebasa dada la cantidad de lámparas de 40 W necesarias para lograr el nivel de iluminación marcado.



En esta figura se muestra la distribución final de las lámparas - y su tipo, para obtener 400 luxes.

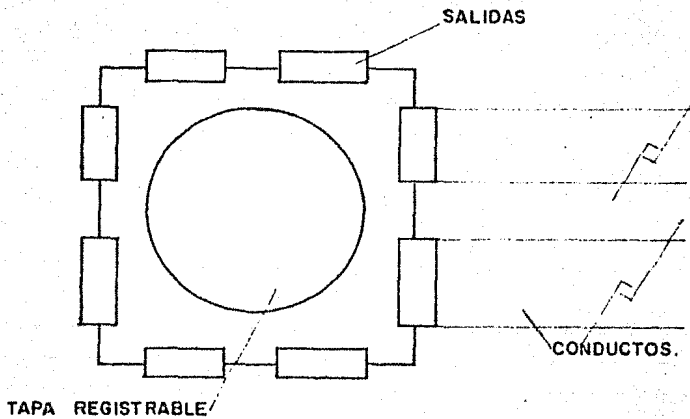
4.3.2. NECESIDADES PARA CONTACTOS:

Ya se ha mencionado que el sistema empleado en este caso es interesante por la versatilidad que dá a la instalación.

Esto adquiere mayor importancia al no contarse con la distribución y uso de espacios.

Para empezar se hará una breve descripción del sistema.

En esencia está formado por una serie de ductos y cajas. Estas últimas son de la forma siguiente:



La tapa superior queda a nivel del piso y es registrable. Se colocan en cada cambio de dirección de los ductos, a los que se unen mediante ocho salidas, dos en cada cara. Generalmente corren dos ductos paralelos, uno empleado para contactos, y el otro para la instalación telefónica.

Hay que hacer notar que son totalmente independientes incluso dentro de las cajas.

Los ductos cuentan con tapones a manera de registros cada 0.61m. aproximadamente, de cada uno los cuales podría salir un contacto. Sin embargo lo que se hace es dejar la instalación sin salidas, hasta conocer las necesidades del usuario.

De esta forma, para fines de diseño lo que se acostumbra es definir en forma arbitraria una densidad. Puede hacerse de dos formas principalmente. La primera es suponer que se empleará un contacto a distancias determinadas, o bien diseñar para un promedio de 30-watts/m², que es un índice obtenido de instalaciones similares a la que se estudia.

Esto es necesario para el diseño de la línea que alimentará cada planta, puesto que como se ha dicho, el alambrado para contactos se hace una vez conocidos los requerimientos en cada espacio particular.

4.3.3 ESTIMACION DE LA CARGA. DISEÑO DE LA INSTALACION:

Para diseñar toda la instalación debe hacerse una estimación de la carga en cada planta, incluyendo la última donde se encontrarán los motores, sótanos, cuarto de bombas, etc. Sin embargo, para fines de ejemplo solo se considerará la carga requerida para alumbrado y contactos, que constituye en si el sistema para servicios independientes dependiendo directamente del usuario, que contará con un medidor propio.

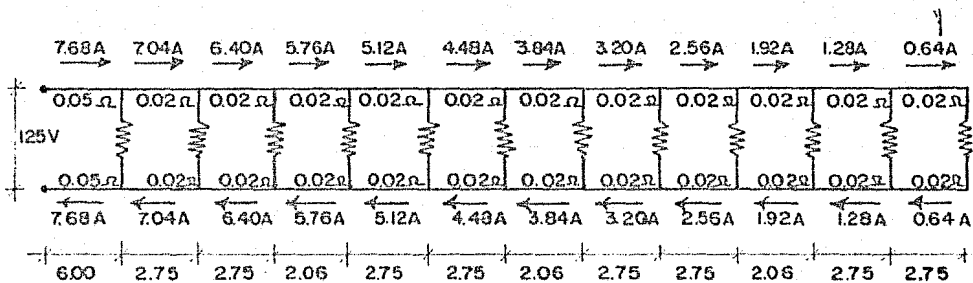
En cada planta habrá un tablero que controlará los distintos circuitos. Estos deberán formarse lógicamente de acuerdo a las necesidades. Puede pensarse que para alumbrado habrá varios con obje-

to de no desperdiciar energía en caso de que no se trabaje en toda la oficina. En el caso de contactos no es necesario, pudiendo ser un solo circuito. Deberá haber otros para baños y vestíbulos, y finalmente uno para los motores de las manejadoras de aire.

De ésta manera es posible hacer un esquema por planta, donde aparezcan los circuitos formados.

En 4.3.1.2 se encontró la distribución de las lámparas para dar el nivel luminoso requerido, y se formó uno de los circuitos de alumbrado.

Está representado en el diagrama siguiente, con las intensidades de corriente correspondientes:



Los cálculos correspondientes son los siguientes:

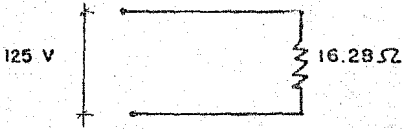
Cada lámpara requerirá:

$$I = \frac{P}{V} = \frac{80 \text{ W}}{125 \text{ V}} = \underline{\underline{0.64 \text{ A}}}$$

su resistencia será:

$$R = \frac{V}{I} = \frac{125 \text{ V}}{0.64 \text{ A}} = \underline{\underline{195.31 \Omega}}$$

Simplificando la instalación quedaría así:



De acuerdo al cálculo siguiente:

$$R = \frac{1}{12 \times \frac{1}{175.31}} = \underline{\underline{16.28 \Omega}}$$

con una intensidad de corriente:

$$I = \frac{V}{R} = \frac{125 \text{ V}}{16.28 \Omega} = \underline{\underline{7.68 \text{ A}}}$$

La figura # 4.20 se emplea para encontrar el diámetro del conductor requerido de acuerdo a la intensidad de corriente. Para 1 a 3 conductores en un tubo, se observa que la menor intensidad es de 15 A para el calibre # 14. Por ello se podría emplear dicho calibre para todo el circuito. Sin embargo, hay que calcular la caída de potencial a lo largo del circuito, no debiendo ser mayor de un 3%.

CAPACIDAD DE CORRIENTE EN AMPERES, SEGUN LA TEMPERATURA DE
 OPERACION DEL CONDUCTOR, EN CABLES UNIPOLARES *f.c. 16*
 CON AISLAMIENTO TERMOPLASTICO.

CAL. AWG MCM.	60°C (1) TW		75°C (2) THW		90°C (3) THW	
	COND. AL AIRE	1 ó 3 COND. EN TUBO	1 AL AIRE	1-3 TUBO	1 AL AIRE	1-3 TUBO
14	2 0	1 5	2 0	1 5	3 0	2 5
12	2 5	2 0	2 5	2 0	4 0	3 0
10	4 0	3 0	4 0	3 0	5 5	4 5
8	5 5	4 0	5 5	4 5	7 0	5 5
6	8 0	5 5	9 5	6 5	1 0 0	7 0
4	1 0 5	7 0	1 2 5	8 5	1 3 5	9 0
2	1 4 0	9 5	1 7 0	1 1 5	1 8 0	1 2 0
1/0	1 9 5	1 2 5	2 3 0	1 5 0	2 4 5	1 6 5
2/0	2 2 5	1 4 5	2 6 5	1 7 5	2 8 5	1 9 5
3/0	2 6 0	1 6 5	3 1 0	2 0 0	3 3 0	2 1 0
4/0	3 0 0	1 9 5	3 6 0	2 3 0	3 8 5	2 3 5
250	3 4 0	2 1 5	4 0 5	2 5 5	4 2 5	2 4 5
300	3 7 5	2 4 0	4 4 5	2 8 5	4 8 0	3 0 5
350	4 2 0	2 6 0	5 0 5	3 1 0	5 3 0	3 2 5
400	4 5 5	2 8 0	5 4 5	3 3 5	5 7 5	3 5 0
500	5 1 5	3 2 0	6 2 0	3 8 0	6 6 0	4 0 5
600	5 7 5	3 5 5	6 9 0	4 2 0	7 4 0	4 5 5
750	6 5 5	4 0 0	7 8 5	4 7 5	8 4 5	5 0 0
1000	7 8 0	4 5 5	9 3 5	5 4 5	1 0 0 0	5 8 5
1250	8 9 0	4 9 5	1 0 6 5	5 9 0	1 1 3 0	6 4 5
1500	9 8 0	5 2 0	1 1 7 5	6 2 5	1 2 6 0	7 0 0

FACTORES DE CORRECCION PARA TEMPERATURAS AMBIENTE MAYORES DE 30°C	LUGAR HUMEDO				LUGAR SECO	
	40°C	45°C	50°C	40°C	45°C	50°C
40°C	0.82	0.82	0.82	0.88	—	0.90
45°C	0.71	0.71	0.71	0.62	—	0.65
50°C	0.58	0.58	0.58	0.75	—	0.80

FIGURA # 4.20

Las resistencias en cada tramo serán:

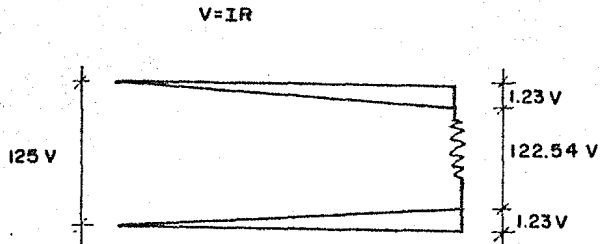
$$R = \frac{2.525}{1000} \times 6.00 \text{ m} \times \frac{3.78 \text{ ft}}{\text{m}} = \underline{\underline{0.05 \Omega}}$$

$$R = \frac{2.525}{1000} \times 2.75 \text{ m} \times \frac{3.78 \text{ ft}}{\text{m}} = \underline{\underline{0.02 \Omega}}$$

$$R = \frac{2.525}{1000} \times 2.06 \text{ m} \times \frac{3.78 \text{ ft}}{\text{m}} = \underline{\underline{0.02 \Omega}}$$

cantidades que aparecen en el diagrama inicial.

La caída de potencial en la última lámpara se calcula en cada tramo a partir de la corriente que por él circula, mediante la relación:



Por lo tanto, la regulación o caída de potencial será:

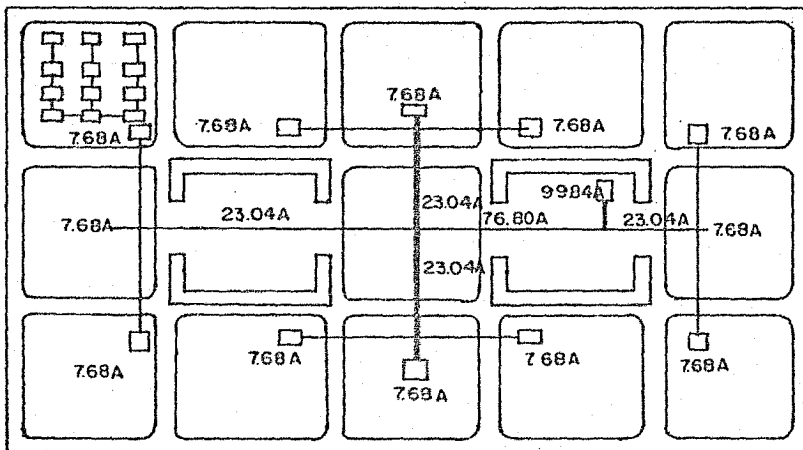
$$\text{REGULACION} = \frac{125 - 122.54}{125} = 1.97\% < 3\%$$

Es decir, que por regulación no habría problema en usar un conductor calibre 14. Generalmente en la práctica se desprecia este efecto para longitudes menores de 50 m.

Se acostumbra, para alimentación de lámparas y contactos el calibre 12 aún cuando tiene una mayor capacidad. Esto es porque el 14 es muy delgado y debido al calentamiento puede dañarse rápidamente el recubrimiento.

De esta forma ha quedado diseñado el circuito.

Ahora es conveniente hacer un diagrama en planta, donde se muestren el resto de los circuitos y las intensidades que circulan por los conductores.



Se consideró que todos los circuitos de alumbrado serían iguales - y por facilidad se omitieron los cálculos correspondientes a alumbrado de vestíbulos y sanitarios, ya que el proceso es el mismo -- que se ha seguido hasta ahora.

De acuerdo a lo anterior, en cuanto a alumbrado se refiere, la intensidad de corriente requerida es de 99.84 A.

En cuanto a contactos, se ha calculado que habrá del orden de 200- en cada planta. Esta cantidad dá una densidad cercana a los 30 --- watts/m² que se mencionaron con anterioridad. Cada contacto requiere 125 watts.

$$\text{POTENCIA} = 200 \text{ CONTACTOS} \times 125 \text{ V} = 25000 \text{ watts.}$$

$$I = \frac{P}{V} = \frac{25000 \text{ w}}{125 \text{ v}} = 200 \text{ A}$$

La intensidad total por planta, será:

$$I_{\text{planta}} = 200.00 \text{ A} + 99.84 \text{ A} = 300 \text{ A}$$

Es decir, que con un cable 500 (Tabla # 4.20) podría formarse el - circuito que vá del interruptor general a cada planta, a 125 v.

Sin embargo, acostumbra dejarse un margen de seguridad por lo que - en este caso se instalaría del No. 600.

De esta forma se ha establecido la carga requerida por planta, y - el diámetro de los conductores. Hace falta calcular el diámetro de los conductos que los alojarán. El Código Nacional Eléctrico fija - un 40% de factor de relleno, es decir, el área factible de ser ocu - pada por los conductores. Para facilidad se han elaborado tablas - como la de la figura # 4.21. De acuerdo a ella, conociendo los diá - metros de los conductores puede hacerse un esquema final del siste - ma de distribución en cada planta, que se muestra en la figura # - 4.22.

Esta figura representa el fin del diseño del sistema para cada plan - ta. Además, se conoce la intensidad de corriente y el calibre del -

conductor que irá del tablero de cada planta hasta el medidor e interruptor en el cuarto de la C.F.E.

Esto es lo que constituye el sistema de servicios independientes. Para los servicios propios, el cálculo es totalmente parecido. Se hace una estimación de cargas viéndose en cada tramo el voltaje requerido y el más conveniente económicamente. Cuando se llega al transformador habrá que calcular su capacidad. Para ello se emplea la relación siguiente:

$$1 \text{ Kw} = 0.85 \text{ KVA.}$$

Dónde se conoce la carga necesaria en Kw, y se dará la potencia del transformador en KVA.

Es decir, que el cálculo para servicios propios e independientes es similar, con la diferencia de la complejidad del sistema en el caso de los propios, debido principalmente a su magnitud.

TABLA DE LAS PROPIEDADES DE LOS CONDUCTORES DE COBRE.

NÚMERO DE LOS CONDUCTORES QUE PUEDEN COLOCARSE EN UN TUBO "CONDUIT" DE ACERO CON EL FACTOR DE RELLENAMIENTO DE 40% ESTABLECIDO POR EL CÓDIGO NACIONAL ELÉCTRICO.

LIBRE LAMBRE A. W. G.	1/2	3/4	1"	1 1/4	1 1/2	2"	2 1/2	3"	4"	5"	6"	CAPACIDAD EN AMPS.	AREA COND. EN mm ²		CALIBRE A.W.G. No.	
	13mm	19mm	25mm	31mm	38mm	50mm	63mm	76mm	100mm	125mm	150mm		S/FORRO	C/FORRO		
20	37	66	108									3	0.52	2.04	20	
18	13	24	40									7	0.83	5.66	18	
16	11	19	31	55								11	1.31	7.03	16	
14	9	15	25	43	60							15	2.08	8.71	14	
12	7	12	20	35	47							20	3.31	11.09	12	
10	5	9	15	26	36	60						30	5.27	14.45	10	
8		5	8	14	20	33						40	8.37	26.53	8	
6			4	7	10	16	23	36				55	13.31	52.85	6	
4				5	7	12	17	27	46			70	21.15	70.14	4	
-2				4	5	9	13	20	34			95	33.64	95.04	2	
1/0					3	5	8	12	21	33		125	53.49	152.73	1/0	
2/0						4	5	7	18	28	41	145	67.43	179.45	2/0	
3/0						4	5	7	15	24	35	165	85.05	212.16	3/0	
4/0							4	7	13	20	29	195	107.24	251.10	4/0	
250MCM								3	6	10	16	23	215	126.73	314.69	250MCM
300MCM								3	5	9	14	20	240	152.02	360.12	300MCM
350MCM								3	4	8	12	18	260	177.38	405.93	350MCM
400MCM								4	7	11	16	280	202.72	449.68	400MCM	
500MCM								5	6	9	13	320	253.40	536.60	500MCM	
	193	341	554	967	1316	2168	3090	4762	8207	12952	18641	AREA	TUBO	EN	MM ²	
	77	136	221	387	526	867	1236	1904	3283	5162	7456	AREA	40%	RELLENO	MM ²	

FIGURA #421

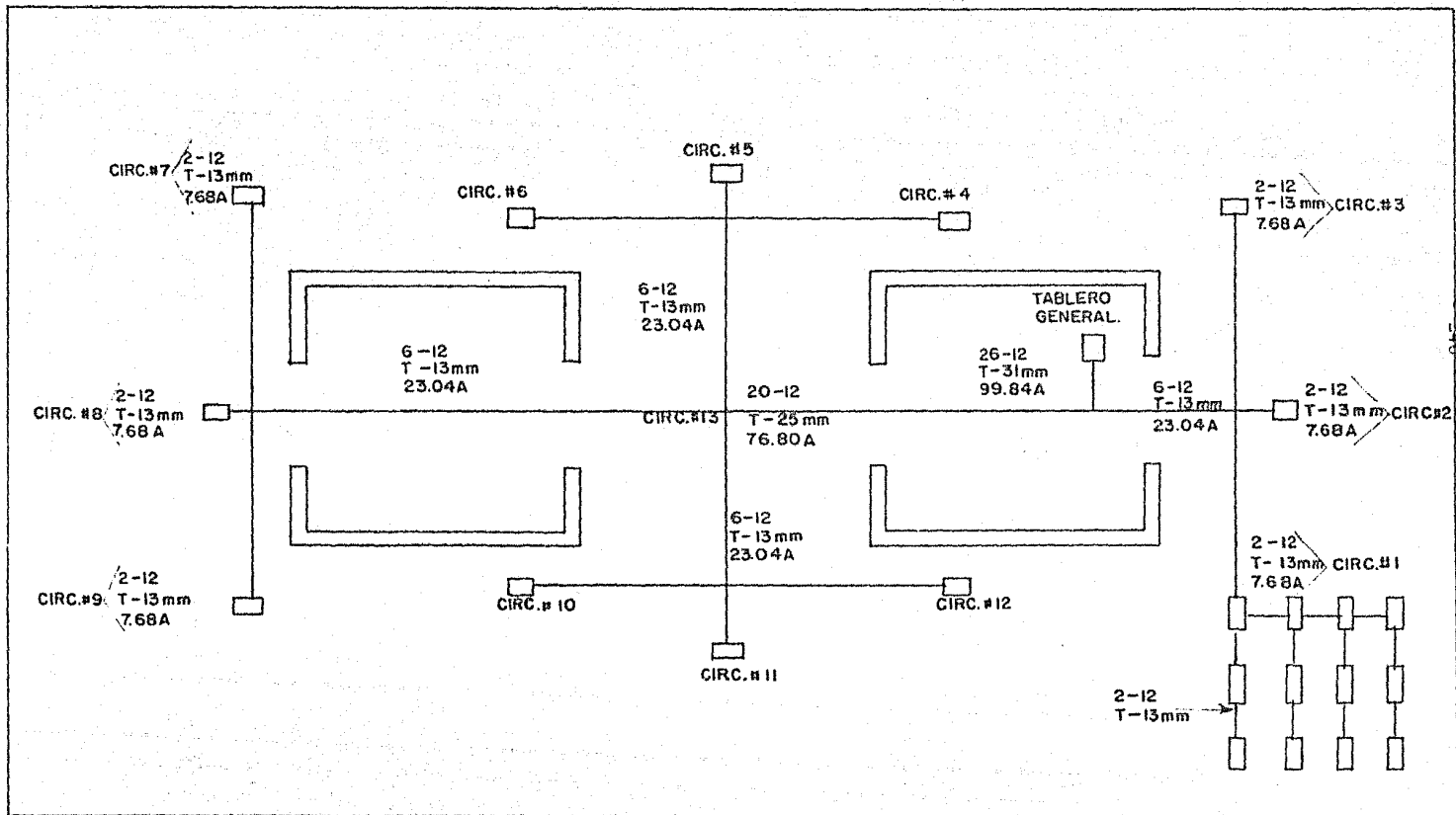


FIGURA #4.22

4.4. CONCLUSIONES:

Como ya se dijo, se considera a la instalación eléctrica como una de las más importantes.

Se ilustró el procedimiento de cálculo para cada planta, desde la distribución de lámparas para alcanzar niveles de iluminación correctos.

El aspecto económico influye de manera importante sobre todo cuando se requiere una instalación de ésta magnitud. Al pensarse en el sistema pueden manejarse distintas opciones. Sin embargo debe buscarse en primer lugar que funcione correctamente, sobre todo en relación con el resto de instalaciones que de ésta dependen. En caso de un trabajo inadecuado puede acortarse notablemente la vida de todo el equipo.

En el ejemplo mostrado puede mencionarse la instalación del tercer transformador. Originalmente no se tenía previsto, y se observó que la carga requerida por los elevadores produciría bajas de intensidad en las líneas, que podría afectar a gran parte del equipo, formado principalmente por motores. Esto representó un aumento en el costo total de la instalación, aunque se logró un funcionamiento óptimo.

El cálculo de una instalación eléctrica es sumamente complejo y requiere conocimientos amplios en la materia. Lo que se ha mostrado aquí no son más que nociones elementales sobre el tema.

C A P I T U L O V

PROCESO CONSTRUCTIVO

1. INTRODUCCION:

La etapa constructiva representa la culminación de los estudios y proyectos tratados en los capítulos anteriores.

Son muchos los procedimientos de construcción que pueden seguirse por lo que debe hacerse una elección adecuada a las necesidades y características particulares de cada proyecto. Esto se verá reflejado tanto en costo como en tiempo.

Generalmente debe cumplirse con un plazo de ejecución, de ahí que podría pensarse que todo recae y se inicia con un programa de obras. De éste se conoce el tiempo de ejecución de las principales actividades del proceso constructivo.

Deben estudiarse bien las alternativas que se tienen para la ejecución de los trabajos, eligiendo aquella conveniente desde el punto de vista económico y de tiempo. Con esto se elaboran redes que darán lugar al programa definitivo.

En este caso se distingue el proceso de excavación dado el gran volumen que habrá de moverse.

Hay que considerar las precauciones que deben tomarse en la colindancia con el edificio de 16 niveles y analizar las recomendaciones del estudio de suelos.

Dentro de la etapa de construcción de la estructura, hay dos conceptos que adquieren gran importancia. Por una parte el cimbrado, del que dependerá totalmente el avance general, y por otra el colado, que de no efectuarse a tiempo, retrasará otras actividades. Es importante notar que el concreto habrá de elevarse a alturas superiores a los 80 m. en la etapa final.

Lo importante de ésta etapa es visualizar el proyecto en su conjunto, detectando los grandes problemas y dando soluciones apropiadas.

Otra cosa importante es estar consciente que éste no es un proceso estático. Frecuentemente se presentan situaciones inesperadas que obligan a que haya una dinámica para ir ajustando y corrigien

do programas y procedimientos. Esto es, debe haber un control estricto que evite o reduzca al mínimo esas situaciones que finalmente se traducen en pérdidas de tiempo y aumento en el costo.

Para las actividades básicas es conveniente estudiar un curso alternativo para seguirlo en caso necesario. Esto es importante tanto para elaborar el programa de obra, como para hacer un calendario de mantenimiento u otros servicios sin que se interrumpa el proceso de construcción. El suministro de materiales es importante -- desde dos puntos de vista.

En principio son indispensables en el proceso, debiéndose contar con ellos en el momento preciso. Por otra parte, el no adquirirlos oportunamente lleva asociado generalmente un aumento en el -- costo. Puede y debe hacerse, sobre todo en obras de gran magnitud, un programa de compras que se base en el de construcción. Por supuesto, esto tomará en cuenta la posible conveniencia de adquirir los materiales con mucha anticipación.

2. PROGRAMA GENERAL DE OBRA:

No puede pensarse actualmente en llevar a cabo una obra de cierta magnitud sin contar con un programa general. En el proceso de construcción intervienen actividades tan complejas y diversas que obligan a estudiar detenidamente el momento más oportuno para el inicio de cada una de ellas.

Como ya se mencionó, de éste programa se derivan muchos otros, como los de maquinaria, personal, materiales, recursos económicos, -- etc., cuya finalidad es hacer que en la obra se cuente oportunamente con los recursos necesarios y ver de antemano que lo que se -- prevee está dentro de la capacidad del constructor. Esto lleva lógicamente a un aprovechamiento óptimo de los recursos.

Se inicia con ello un proceso en el que se vá controlando la obra ejecutada, comparándola con lo programado. Lógicamente habrá diferencias que deberán estudiarse con mucho detenimiento.

En ocasiones se deben a situaciones imprevisibles que en muchos casos son independientes del proceso constructivo en sí. En la mayoría de los casos los retrasos son causados por deficiencias en la programación, una falta de control en el proceso o bien la elección de un procedimiento inadecuado. Por supuesto, esto trae consigo un incremento en el costo total de la obra.

Lo primero que debe hacerse es identificar las actividades relevantes. Normalmente para llevar un orden, dichas actividades se reúnen en grandes grupos de acuerdo a sus características y la etapa del proceso a la que pertenecen. Este desglose no debe ser excesivo, en cuyo caso no se lograría una simplificación del problema. Para cada actividad se requieren los volúmenes de obra a ejecutar. Se elabora una red en la que se refleja la secuencia de actividades y la ligazón existente entre unas y otras.

Este proceso no es sencillo. Requiere de cierta experiencia y un conocimiento claro del orden lógico en que deben ejecutarse los trabajos. En gran parte, la buena programación dependerá de las suposiciones hechas.

El otro factor decisivo será la duración asignada a cada actividad. Lo único conocido a ciencia cierta son los volúmenes de obra. Para conocer la duración hay que introducir el concepto de rendimiento. Este varía de una zona a otra, de una época a otra y depende del procedimiento constructivo que se siga. Su importancia es tal que deberán hacerse estudios para su determinación, recurriendo básicamente a experiencias anteriores.

Teniendo ya la red de actividades, y los tiempos de ejecución de cada una, obtenidos a partir de los volúmenes por ejecutar y los rendimientos, pueden emplearse distintos procedimientos para calcular la serie de actividades que no aceptan retraso, es decir, son críticas. Principalmente existen dos procedimientos: CPM (ruta crítica) y PERT. En la construcción se emplea el primero, que es un método determinista que define una duración específica para cada actividad. Su uso es sencillo. Por otra parte, el PERT es un método probabilís

tico, que define duraciones medias, optimistas y pesimistas, para cada actividad. En general solo se aplica en proyectos complejos - en los que hay trabajos desconocidos, cuya duración es imposible - de definir determinísticamente.

2.1 METODO DE LA RUTA CRITICA:

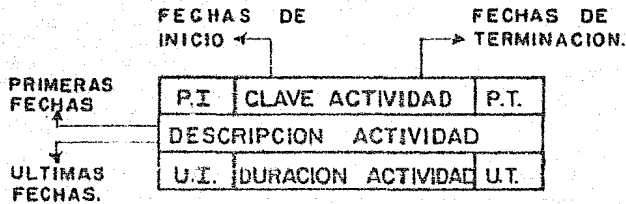
En su primera etapa es necesaria la construcción de la red de actividades ya mencionada. En su forma más simple es:



Los nudos representan actividades y las líneas la liga que hay entre ellas. Puede usarse otra notación donde las actividades están representadas por flechas. Sin embargo ésta notación requiere de actividades ficticias que complican notablemente la red.

Al hacer la red se supone que una actividad puede realizarse hasta que se hayan terminado las que le preceden. Por otra parte, que -- las actividades son independientes, relacionándose únicamente en cuanto a su secuencia de ejecución.

Con la red terminada, puede empezar la etapa de cálculo. Se acostumbra emplear la siguiente convención para cada nudo:



donde:

P.I. = Primera fecha de inicio.

P.T. = Primera fecha de terminación.

U.I. = Última fecha de inicio.

U.T. = Última fecha de terminación.

El cálculo de cada una de ellas puede resumirse como sigue:

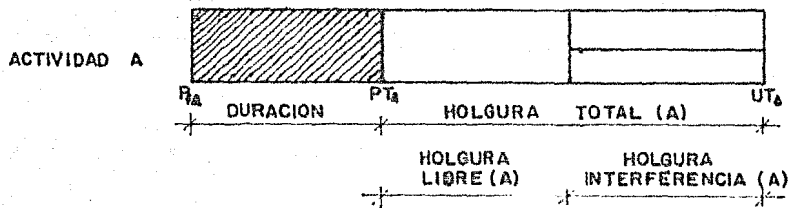
- a).- La primera fecha de inicio será la mayor de las primeras fechas de terminación de las actividades precedentes ligadas a ésta.
- b).- La primera fecha de terminación será la P.I. más la duración de la actividad.
- c).- La última fecha de terminación será la menor de las últimas fechas de inicio de las actividades subsecuentes ligadas a ésta.
- d).- La última fecha de inicio será la U.T. menos la duración de la actividad.

Con lo anterior surgen los conceptos de holgura. Son tres principalmente. Holgura total es el tiempo que puede retrasarse una actividad sin retrasar la fecha de terminación de la obra. Se calcula como la diferencia entre la primera y última fecha de terminación de la actividad. Holgura libre es el lapso que puede retrasarse una actividad sin afectar la P.I. de ninguna otra.

Holgura de interferencia es el tiempo que puede retrasarse la terminación de la obra aunque afectando los inicios de alguna otra actividad.

Aquellas actividades cuya holgura total sea igual a cero serán críticas.

Sin embargo, una red no es fácil de visualizar rápidamente, por lo que se acostumbra presentar los resultados mediante barras de Gantt. A cada actividad se asocia una barra de las características siguientes:

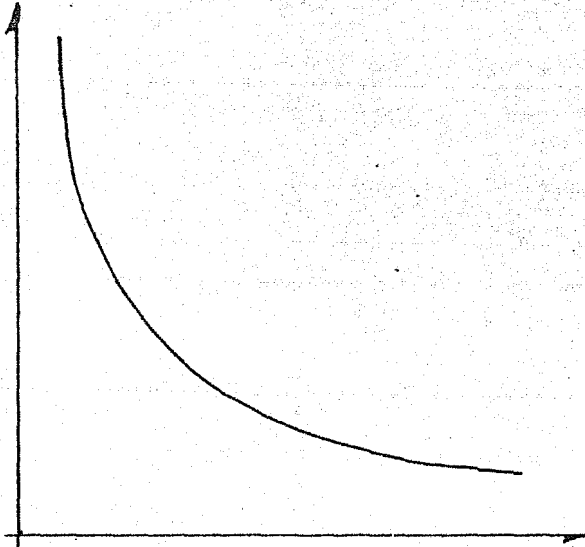


Además de distinguir fácilmente las actividades que deben realizarse simultáneamente, ésta presentación facilita el control de avance de los trabajos.

Es lógico pensar que el tiempo de duración de una actividad vá asociado a un costo. Puede ejecutarse en un tiempo menor, aunque habrá que asignar más recursos.

Hay veces en que por alguna causa debe comprimirse la red, es decir, reducir la duración del proyecto. Como ya se ha dicho, esto se logrará a un costo mayor. En estos casos se va modificando la red, acortando las actividades críticas, calculando el costo asociado a esta nueva alternativa. En la mayoría de las ocasiones esto hace que se vuelvan críticas actividades que no lo eran. Repitiendo el proceso puede construirse una curva que tendrá la forma siguiente:

COSTO



TIEMPO

Con ella se tomará la decisión en cuanto al tiempo de duración -- más conveniente.

Hay que hacer notar que a medida que disminuye el tiempo, habrá - un mayor número de personas dedicadas a algún trabajo, pudiendo - producirse un decremento en el rendimiento como consecuencia de - una disminución en la libertad de ejecución de la actividad.

Lo que si debe quedar claro es que en esta etapa se definen los - procedimientos constructivos que se seguirán. Para mayor facili- - dad, se irán exponiendo a lo largo de los puntos siguientes.

3. PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION:

Antes de poder analizar alternativas, es necesario conocer lo me- - jor posible las características del terreno y el procedimiento ge - - neral de construcción de la estructura.

El terreno es de forma irregular, de 3000 M2 aproximadamente. La- - excavación habrá de hacerse hasta los 14 m. en el área de la torre. Pueden distinguirse dos zonas en el perímetro del predio. Por una- - parte la colindancia oeste con un edificio de 16 niveles, donde -- - habrán de tomarse precauciones especiales. La otra es el resto del - - perímetro, donde no se presentan problemas para realizar la excava- - - ción.

Dada la profundidad a que habrá que llegarse y a las característi- - cas del terreno, el estudio de mecánica de suelos recomienda dejar - - un talud perimetral. Esto no afecta el primer estrato muy compacto, - - donde el corte podría realizarse vertical, protegiendo las paredes - - mediante una capa de mortero cuya finalidad es impedir la intempe- - - rización, que podría ocasionar desprendimientos.

De lo hasta ahora mencionado, se ve que se trata de un terreno re- - lativamente grande, donde pueden trabajar máquinas pesadas con bas- - tante libertad. Esto hace que el proceso de excavación se haga rá- - - pidamente. Habrá que tomar precauciones en la colindancia oeste, - - no bajando más allá del nivel de desplante de la cimentación de di

cho edificio, que es a base de zapatas apoyadas a 2m de la superficie aproximadamente.

Se ha considerado que debe darse prioridad a la excavación de la parte central con objeto de iniciar cuanto antes los trabajos de construcción de la losa de cimentación. Esta decisión implica una excavación a cielo abierto para la mayor parte del terreno. Frente a la colindancia oeste quedaría una berma de alrededor de 10 m. -- con su talud correspondiente. Esta zona se excavaría lentamente y con mucha precaución ya iniciados los trabajos en el resto del terreno.

Iniciar las actividades por la colindancia no pareció lo más apropiado ya que sería un proceso lento que interferiría con los trabajos en el área de la torre.

Comunmente han de analizarse las distintas alternativas mediante un estudio económico comparativo. En este caso particular no se -- llevó a cabo por no encontrarse otro camino que aparentemente presentara ventajas.

Lo que considero que tiene realmente importancia en este caso es -- la elección del equipo adecuado y lograr balancearlo. Esto tanto -- para la etapa de excavación a cielo abierto como en la colindancia oeste.

El volúmen de material que habrá de manejarse, el equipo empleado, los rendimientos y la disminución al máximo de las tareas de excavación manual, serán factores que determinarán el tiempo de ejecución y costo asociado.

3.1 EXCAVACION A CIELO ABIERTO:

Cuando se cuenta con facilidades, hacer la excavación a cielo abierto resulta mejor. Mientras no haya algún elemento que interfiera -- con la actividad, es el proceso con que se logra excavar mayores volúmenes a un menor costo.

La maquinaria que habrá de emplearse deberá elegirse a partir de --

sus características propias, del material que se manejará y del tiempo que durará la actividad.

En este caso el terreno es sumamente duro, principalmente en los estratos superiores, donde se requerirá un tractor con escarificador o desgarrador. Su capacidad estará dada por el volúmen que habrá de manejarse en un tiempo dado por el programa general de obra.

Siempre es conveniente idear las etapas de que constará el proceso para lo que son sumamente útiles diagramas.

Las figuras # 5.1 a 5.5 que se muestran en las hojas siguientes reflejan claramente el proceso a seguir, que se explica a continuación:

- 1).- Puede hacerse una excavación total del predio hasta el N-2.00 m, que es aproximadamente el desplante del edificio colindante. Por supuesto, tendrá que dejarse una rampa de entrada, que podría tener una pendiente del 6%. El volúmen aproximado de excavación en éste caso será de 6000 M³. Ver figura # 5.1.
- 2).- Se excava hasta el N-7.00 M., dejando una rampa para entrada y salida de camiones corriendo a lo largo de la colindancia oeste. De esta forma se aprovecha que los trabajos allí se iniciarán más adelante, y se protege dicha zona. Se mantiene una pendiente del 6%. El volúmen aproximado en ésta etapa es de 14.000 M³. Ver figura # 5.2.

Habiendo llegado a éste nivel, debe construirse un muro perimetral, apoyado directamente sobre el terreno. Posteriormente se colarán los tramos inferiores. El proceso se explicará en los puntos siguientes. De ésta forma se está protegiendo el perímetro de la excavación, y se avanza en el proceso de construcción del cajón de cimentación.

- 3).- Dejando una berma al N-7.00 m. en todo el resto del predio, lo demás se excava hasta el N-12.00 m. En este caso es necesario incrementar la pendiente de la rampa al 10%. El volúmen

extraído en este caso es alrededor de 9,000 M3. Ver figura --
5.3.

4). Se excava la zona que ocupará la losa de cimentación hasta el N-14.00 m. El resto del área se deja al N-12.00 m. que es --- aproximadamente al que se llegará. La excavación de la bermase va haciendo en tramos pequeños de manera alternada donde se va colando el tramo correspondiente al muro. Ver fig. # - 5.4. Volúmen aproximado de 4.000 m3.

5). En ésta etapa final se excava la rampa que se había dejado, - quedando únicamente en la zona de la colindancia. El volúmen- aproximado es de 1500 M3. Ver figura # 5.5.

En este caso es recomendable usar una retroexcavadora, ya que se irá retirando la única salida posible de la excavación para cualquier máquina.

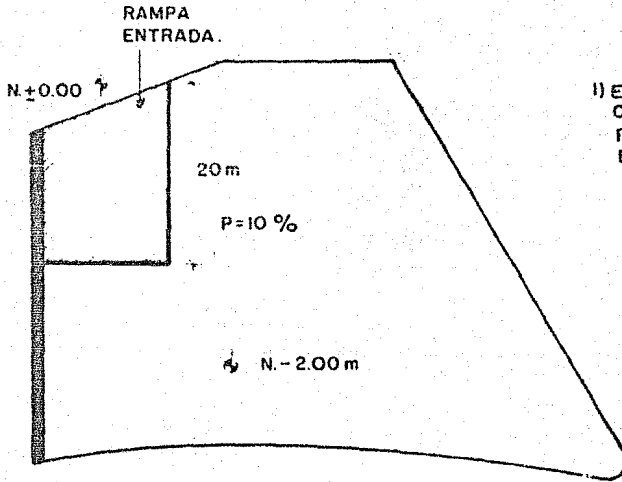
Habiendo definido el procedimiento a seguir, hay que encontrar -- las características del equipo y su número para cumplir con el -- programa general de obra.

En la figura 1.5 del primer capítulo se muestra el programa preli minar empleado para el análisis de factibilidad financiera.

Aún cuando el que se tiene a éstas alturas difiere en algunos casos, se tomará el tiempo allí establecido para la realización de la excavación. Se dan 5 meses para todo el predio. Puesto que se hará el cálculo dejando a un lado la excavación de la colindancia, se considerarán 4 meses para la ejecución del trabajo.

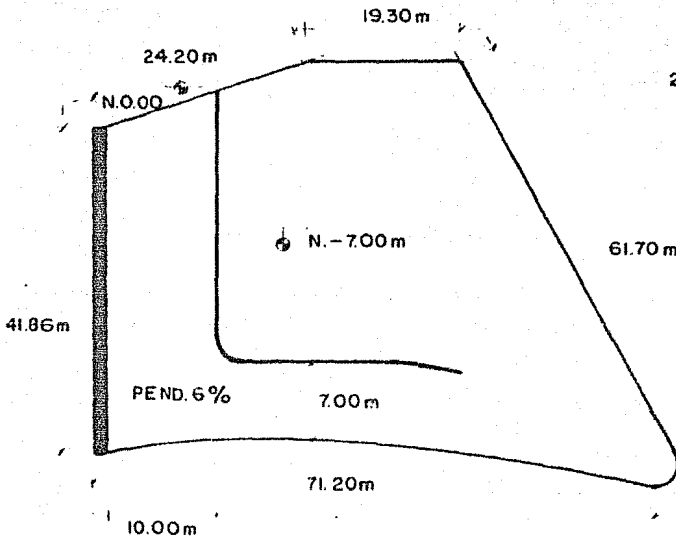
Dada la dureza de los estratos superiores, se requerirá un tractor con desgarrador. Los estratos inferiores no son tan duros, por lo que se considera que el mismo tractor puede aflojar el material - con la hoja, aunque sería más conveniente un cargador.

Para la carga de los camiones, se requerirá otro tipo de equipo. Puede pensarse en un cargador frontal va que puede considerarse -- que el material estará suelto, no requiriéndose gran poder de ata que. También podría emplearse una retroexcavadora, aunque se em- plea comunmente en aquellos sitios donde el frente de ataque se -



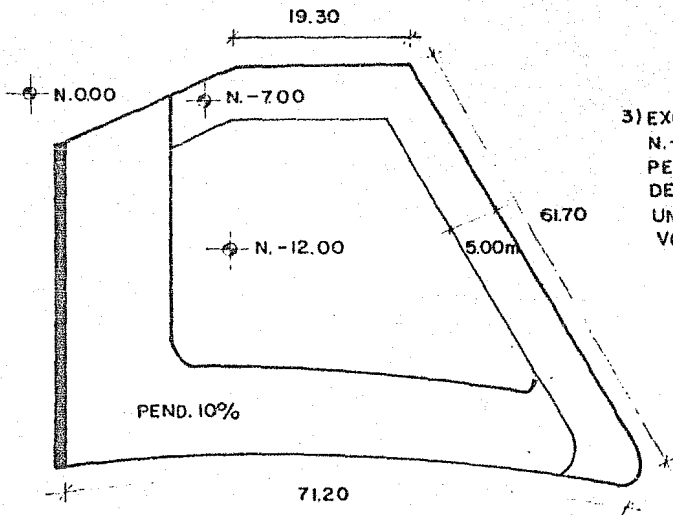
1) EXCAVACION TOTAL HASTA LA COTA $-2.00m$, NIVEL DE DESPLANTE DEL EDIFICIO COLINDANTE. VOLUMEN APROX. $6000m^3$.

FIGURA #5.1



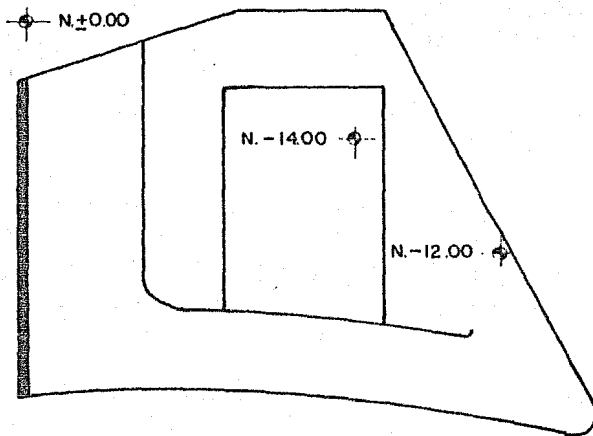
2) EXCAVACION ZONA CENTRAL HASTA $N. - 7.00m$, A PARTIR DE DONDE SE DEJARA EL TALUD EN TODO EL PERIMETRO. SE DEJA UNA RAMPA PARA ACCESO DE CAMIONES, CON UNA PENDIENTE DEL 6%. VOLUMEN APROX. $14000m^3$.

FIGURA #5.2



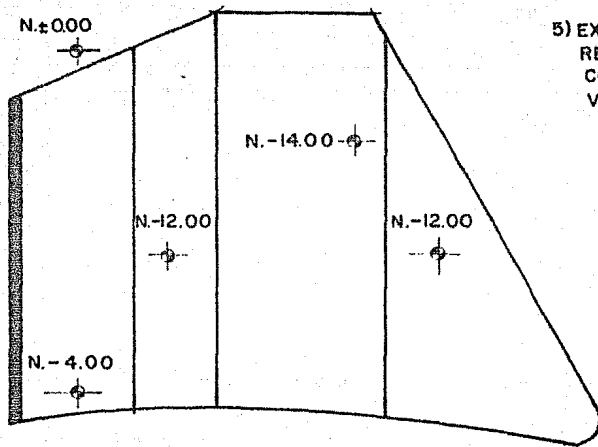
3) EXCAVACION CENTRAL HASTA N.-12.00 m DEJANDO BERMA PERIMETRAL Y TALUD, RAMPA DE ACCESO CAMIONES CON UNA PENDIENTE DEL 10%. VOLUMEN APROX. = 9000m³

FIGURA #5.3



4) EXCAVACION DEL AREA LOSA DE CIMENTACION HASTA N.-14.00m. SE EXCAVA BERMA Y TALUD EN FORMA ALTERNADA, COLANDO MURO PERIMETRAL. VOLUMEN APROX. = 4000 m³

FIGURA #5.4



5) EXCAVACION VOLUMEN
RESTANTE DEJANDO ZONA
COLINDANCIA.
VOLUMEN APROX.=1500 m³

FIGURA # 5.5

encuentra debajo del nivel del piso.

De ésta forma, se considerará el empleo de un tractor D-7 y un -- cargador sobre orugas. Los camiones entrarán al frente de ataque por la rampa de acceso.

Para etapas posteriores deberá pensarse en un cambio de equipo ya que las condiciones del material por extraer son totalmente diferentes. Al no ser tan compacto, todo el ciclo podría llevarlo a -- cabo un cargador. Sería conveniente que fuera sobre orugas, ya -- que se tendría una mayor fuerza tractiva y con ello poder de ataque, que si fuera sobre llantas.

Llegará un momento en que se requerirá de una retroexcavadora, so bre todo en la última etapa.

El factor climatológico deberá ser tomado en cuenta. Los trabajos se dificultan notablemente bajo la lluvia cuando se tienen llan-- tas. Es decir, habrá que tomar en cuenta las características del subsuelo, época del año en que se trabaja y tipo de obra, para e-- legir el equipo que mejor se adapte a las condiciones.

3.1.1 BALANCEO DEL EQUIPO:

En el proceso de excavación que se considera, pueden distinguirse varias fases: aflojar el material o excavar, acarrear, acomodar, -- cargar y acarrear el material fuera de la obra.

El tractor es un equipo empleado fundamentalmente para procesos -- de excavación, acarreo a distancias cortas y acomodo, dada su --- gran potencia y baja velocidad.

Puesto que el tractor ejecuta la primera parte del proceso, el es tudio deberá empezar por ver si la capacidad propuesta es compati ble con el tiempo de ejecución disponible. Después se verá cuan-- tos cargadores de una capacidad determinada serán necesarios para mover el volúmen acomodado por el tractor. Finalmente, el número de camiones necesarios para no interrumpir el trabajo del carga-- dor.

Se considera que ésta selección de equipo es apropiada para las dos primeras etapas del proceso de excavación descrito en el punto anterior, principalmente por la dureza del material.

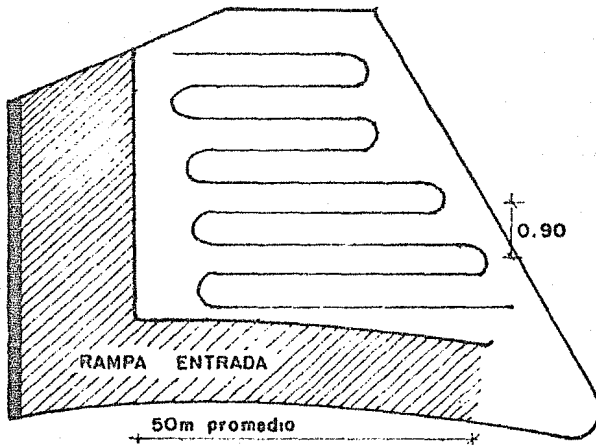
El volumen de excavación aproximado es de 20,000 m³.

Se tiene fácil acceso a un tractor D-7 con hoja topadora 7S y desgarrador.

Puesto que la máquina deberá desgarrar y acarrear el material, habrá que calcular la producción para ambas actividades.

a).- DESGARRE.

Deben definirse las características principales de esta fase. Para ello puede hacerse un diagrama que ilustre la forma en que realizará el trabajo.



La producción de una máquina puede calcularse mediante la siguiente relación:

$$P = \frac{\text{CAPACIDAD X EFICIENCIA}}{\text{TIEMPO DEL CICLO}}$$

el tiempo del ciclo está formado por tiempos variables y fijos. Los primeros son los que se hacen de ida y vuelta principalmente, y los fijos están formados por maniobras, acomodados, retroceso, esperas, etc.

El tiempo del ciclo es afectado por un coeficiente de velocidad media que es debido a que la máquina parte del reposo, -- llega a cierta velocidad y desacelera, es decir, no se tiene una velocidad uniforme. Este coeficiente dependerá de la longitud de acarreo, y de si la unidad parte del reposo, o va en movimiento y entra al camino. Son aplicables a cualquier máquina:

LONG. DE ACARREO (M)	UNIDAD PARTIENDO DEL PROCESO.		UNIDAD CUANDO ENTRA AL CAMINO	
0-117	0.25	- 0.50	0.50	- 0.70
117-229	0.35	- 0.60	0.60	- 0.75
229-458	0.50	- 0.65	0.70	- 0.80
458-764	0.60	- 0.70	0.75	- 0.80
764-1170	0.65	- 0.75	0.80	- 0.85
>1170	0.70	- 0.85	0.80	- 0.90

El tiempo del ciclo se calcula de la forma siguiente:

$$T_c = \frac{\text{DISTANCIA}}{\text{VELOCIDAD}} = \frac{50\text{m.}}{1500\text{m.}} + 0.25 = 2.25 \text{ min.}$$

60min.

Se consideró una velocidad de 1.5 km/h., velocidad media en trabajos como éste, por lo que no hay que afectar el resultado de ningún coeficiente. Por otra parte, los tiempos fijos se tomarán de 0.25 min., resultado derivado de la experiencia.

Se va a suponer que el desgarrador penetra en el terreno --- 0.60m. por lo que si la separación entre pasadas es de 0.90m. la capacidad será la siguiente:

$$C = (50\text{m}) (0.90\text{m}) (0.60\text{m}) = 27 \text{ m}^3 \text{ (PRODUCCION BANCO)}$$

Una eficiencia aceptable es de 50 min/h. Con ello la producción será:

$$P = \frac{\text{CAP} \times \text{EF}}{\# \text{ PAS.} \times T_c} = \frac{(27\text{m}^3) (50\text{min/h})}{(1 \text{ PASADA}) (2.25\text{MIN})} = 600\text{m}^3/\text{h}$$

Dicha cantidad hay que afectarla de un coeficiente de trabajo y uno de operación.

$$P_{\text{real}} = 600 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 0.6 \times 0.75 = 270 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (BANCO)}$$

b).- ACARREO DEL MATERIAL.

Las características de la hoja son las siguientes:

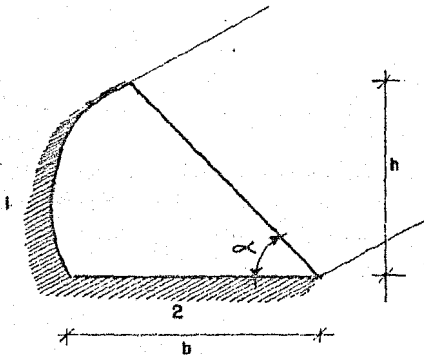
LONGITUD = 3.65 m.

ALTURA = 1.27 m.

Se considera un coeficiente de efectividad igual a 0.80 debido a que las diferentes pasadas se traslaparán con objeto de no dejar material en el proceso. Por lo tanto:

LONGITUD EFECTIVA DE LA HOJA = 3.65 m x 0.80 = 2.92 m.

En principio hay que calcular la capacidad de la hoja:



$$b = \frac{h}{\tan \alpha} = \frac{1.27}{\frac{1}{2}} = \underline{\underline{2.54 \text{ m}}}$$

$$V_0 \text{ cuchilla} = \frac{bh}{2} L$$

$$V_0 \text{ cuchilla} = \frac{(2.54 \text{ m})(1.27 \text{ m})}{2} (2.92 \text{ m}) = \boxed{4.71 \text{ m}^3} \text{ (SUELTOS)}$$

Para éste material se considerarán las siguientes características:

COEFICIENTE DE ABUNDAMIENTO	= 1.12
PESO VOLUMETRICO SUELTO	= 1425 kg/m ³
PESO VOLUMETRICO BANCO	= 1550 kg/m ³

tanto el tractor como el material que acarrea presentarán una resistencia al movimiento que habrá de vencerse.

$$\text{RESISTENCIA TOTAL} = R_{\text{Tractor}} + R_{\text{Carga}}$$

$$R_{\text{tractor}} = \text{Peso Tractor} (r+p) = (14,500 \text{ kg}) (0.04+0) = 580 \text{ kg.}$$

$$R_{\text{carga}} = \text{Peso carga} (r + p) = (4.71 \text{ m}^3) (1425 \text{ kg/m}^3) (1+0) = 6,712 \text{ kg.}$$

$$R_t = 580 + 6.712 = \underline{7,292} \text{ Kg}$$

La resistencia está en función del peso que la ocasiona, un factor de resistencia al rodamiento, y la influencia de la pendiente. En éste caso se consideró que el terreno se encuentra a nivel. El factor de resistencia al rodamiento depende de las características de la superficie por la que se circula.

TIPO DE CAMINO	COEFICIENTES DE RESISTENCIA AL RODAMIENTO	
	LLANTA	ORUGA
SUPERFICIE ESTABILIZADA	0.02	0
TIERRA FIRME (MANTENIM. REGULAR)	0.035	0
TIERRA CON RAICES (SIN MANTENIM)	0.05	0.02
TIERRA INESTABLE (SIN MANTENIM.)	0.075	0.04
ARENA Y GRAVAS SUELTAS	0.10	0.05
CAMINO LODOSO	0.15	0.07

En la resistencia de la carga dicho coeficiente es igual a 1-
puesto que se trata del mismo material del terreno.

La velocidad se calcula a partir de la resistencia total y de
las características de la máquina:

$$V = \frac{275 \text{ CV} \times E_f}{R_r} \quad \text{H.P.} \times 0.986 = \text{CV}$$

$$V = \frac{275 (180 \text{ H.P.}) (0.986) (0.80)}{7 \times 292 \text{ kg.}} = 5.35 \text{ km/h}$$

Aplicando un factor de velocidad media igual a 0.50.

$$V_{\text{m ida}} = (5.35 \text{ km/h}) (0.50) = 2.68 \text{ km/h} = 44.58 \text{ m/min.}$$

Para la velocidad de regreso, el fabricante recomienda no ex-
ceder la máxima velocidad en 2a.

$$V_{\text{regreso}} = 6.5 \text{ km/h} = 108.33 \text{ m/min.}$$

Con ello, el tiempo del ciclo será:

$$T_c = T_{\text{ida}} + T_{\text{regreso}} + T_{\text{fijos.}}$$

$$T_c = \frac{50 \text{ m}}{44.58 \text{ m/min}} + \frac{50 \text{ m}}{108.33 \text{ m/min}} + 0.25 = 1.83 \text{ min.}$$

Con lo que la producción será la siguiente, aplicando un coe-
ficiente de operación:

$$P = \frac{\text{CAP.} \times E_f \times \text{Cop.}}{T_c} = \frac{(4.71 \text{ m}^3) (50 \text{ min/h})}{1.83} (0.75) = 96.51 \text{ m}^3/\text{h} \quad (\text{SUELTOS})$$

Para calcular la producción mensual hay que considerar que el
proceso de desgarrar consume tiempo. La relación entre ambas -
producciones será:

$$\frac{P \text{ desgarre}}{P \text{ acarreo}} = \frac{270 \text{ m}^3/\text{h}}{\frac{96.51 \text{ M}^3/\text{h}}{1.12}} = 3.13$$

$\frac{3.13}{1 + 3.13} = 0.76$ Lo que significa que el 76% del tiempo el tractor estará acarreado.

La producción real mensual de la máquina será:

$$P = \frac{96.51 \text{ m}^3/\text{h}}{1.12} \times \frac{8 \text{ h}}{\text{día}} \times \frac{25 \text{ día}}{\text{mes}} \times 0.76 = 13,097 \text{ m}^3/\text{mes}$$

(BANCO)

Habiendo calculado lo anterior, el problema consiste en encontrar un cargador que pueda mover dicho volumen.

En este caso, para fines de ilustración se hará el estudio para un cargador JD755 de 110 H.P., con un cucharón de 2 yd³ de capacidad colmada y 1.67 yd³ al ras. Se tomará esta última.

La resistencia será la siguiente:

$$\text{PESO TOTAL} = 14,517 \text{ kg} + 1.67 \text{ yd}^3 \left(\frac{0.765 \text{ m}^3}{\text{yd}^3} \right) \left(\frac{1425 \text{ kg}}{\text{m}^3} \right) = 16,337.51 \text{ Kg}$$

$$R_t = \text{PESO TOTAL} (r+p) = 16,337.51 \text{ Kg} (0.04 + 0) = 653.50 \text{ kg.}$$

La velocidad se calcula de la forma siguiente:

$$V = \frac{275 \times C.V. \times E_f}{F} = \frac{275 (110 \text{ H.P.}) (0.986) \times 0.80}{653.50 \text{ Kg}} = 36.51 \text{ km/h}$$

La máxima velocidad dada por el fabricante es 10.50 km/h, que es la que se tomará para los cálculos. Afectándola de un coeficiente de velocidad media:

$$V = 10.5 \text{ km/h} \times 0.70 = 7.35 \text{ km/h} = 122.50 \text{ m/min.}$$

El tiempo de ciclo, considerando una distancia máxima de 20m. desde el camión hasta el sitio donde se encuentra el material:

$$T_c = T_{ida} + T_{carga} + T_{regreso} + T_{elevación} + T_{descarga} + T_{descenso} + T_{Fijos}$$

$$T_c = \frac{20m.}{122.50 \frac{m}{min.}} + 0.25 + \frac{20 m}{122.50m} + 0.10 + 0.02 + 0.05 + 0.25 = 1.00 \text{ min.}$$

Con lo que la producción será:

$$P = \frac{C_{op} \times E_f}{T_c} = \frac{1.28 \text{ m}^3 \times 50 \text{ min/h}}{1.00 \text{ min}} = 64 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (SUELTOS)}$$

afectando por un coeficiente de operación se tendrá la producción real suelta:

$$P = 64 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.75 = 48 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (SUELTOS)}$$

La producción mensual de esta máquina en banco es:

$$P = \frac{48 \text{ m}^3/\text{h}}{1.12} \times \frac{8 \text{ h}}{\text{dia}} \times \frac{25 \text{ dia}}{\text{mes}} = 8,571 \text{ m}^3/\text{mes} \text{ (BANCO)}$$

Comparando la producción de ésta máquina con la del tractor:

$$\frac{P \text{ tractor}}{P \text{ cargador}} = \frac{13,097 \text{ m}^3/\text{mes}}{8,571 \text{ m}^3/\text{mes}} = 1.53$$

Que representa el número de cargadores de éstas características que tendrán que emplearse para sacar la producción del tractor. Ante esto podrían adoptarse dos soluciones; tener solo un cargador trabajando 4 hrs. extra diarias, que traería como consecuencia que los camiones se quedarán el mismo tiempo. La otra sería contar con dos cargadores. El tiempo que no tuvieran material para cargar, podrían emplearlo ayudando en la excavación, sobre todo en el afine de las paredes, y en general en aquellos sitios donde se dificulta el trabajo del tractor.

Por supuesto hay otras soluciones, como sería el tener un segundo cargador de menor capacidad.

El proceso para calcular el número de camiones es similar al anterior. Se requiere conocer definitivamente la producción de los cargadores y el tiempo del ciclo de los camiones. Para que todos los camiones estén ocupados, su número multiplicado

por el tiempo de llenado debe ser igual al tiempo del ciclo de un camión.

Como se mencionó en un principio, habrá que ver el tipo de equipo más conveniente para las otras fases de la excavación y hacer un balanceo similar al mostrado .

Para estas dos etapas de la excavación se ha propuesto un equipo con producción mensual de 13,000 M³. Se considera adecuado ya que el volumen de 20000 m³ se movería en un tiempo cercano a los dos meses, que es la mitad del tiempo considerado en el programa general de obra, que contempla ----- 40000 M³. Los resultados obtenidos deben considerarse coherentes con el programa de obra.

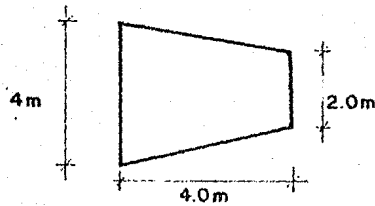
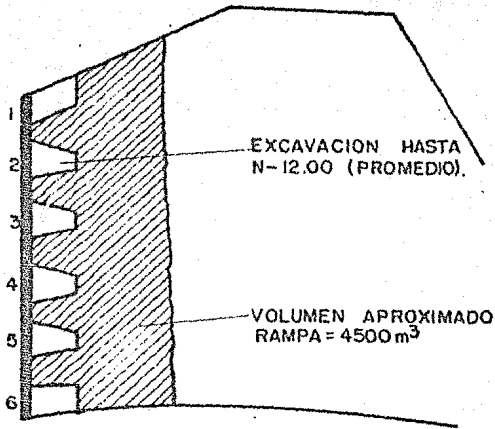
3.2 EXCAVACION DE LA ZONA DE COLINDANCIA.

En éste caso los trabajos son más difíciles. Por una parte no se puede pensar en excavar totalmente el volumen restante. Hay que hacerlo poco a poco dado el empuje producido por el edificio colindante y la posibilidad de que se presente una falla local. Por otra parte, el espacio se reduce notablemente por lo que los rendimientos tenderán a disminuir.

Se consideró que lo más conveniente era hacer una serie de contrafuertes en la colindancia, que una vez unidas al resto de la estructura, soportarían el empuje del edificio.

El proceso podría describirse de la forma siguiente:

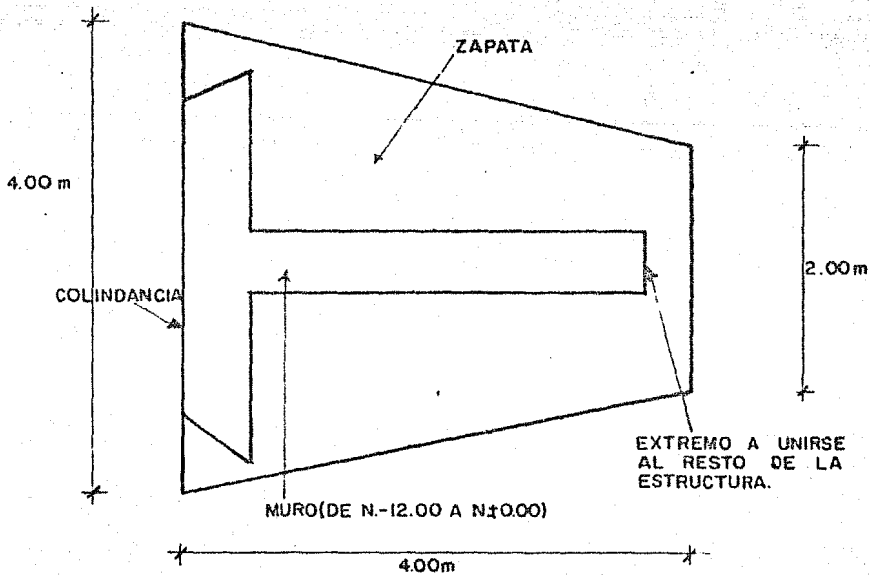
- 1) En principio habría que hacer la excavación correspondiente a los contrafuertes. Son 6 en total, localizados a lo largo de la colindancia. Se llegaría aproximadamente 50 cm. abajo del nivel del piso terminado del último estacionamiento, para poder alojar la zapata correspondiente.



DETALLE EXCAVACION EN PLANTA

Estas excavaciones deberán hacerse en forma alternada. Por ejemplo, la 3 y 5 simultáneamente, luego 2 y 4, y finalmente 1 y 6.

- 2) Con la excavación terminada se colaría la zapata del contrafuerte y enseguida los muros hasta llegar al nivel de banqueta.



Los muros deberían unirse al resto de la estructura conforme se avanzara en la excavación del volúmen restante.

De ésta forma, mediante un proceso constructivo relativamente rápido, se sustituye un volúmen de terreno natural por un elemento estructural que soporta los empujes del edificio colindante.

- 3) Con el contrafuerte totalmente terminado, puede colocarse una --trabe que lo una con la estructura. Habiendo hecho esto para dos

contrafuertes puede hacerse la losa entre uno y otro.

Es de ésta forma como se inicia el proceso de construcción de arriba hacia abajo conforme avanzan los trabajos de excavación. Cuando se llega al nivel siguiente, se cuela la losa junto con la trabe de liga entre muro y estructura.

La excavación de los contrafuertes es conveniente realizarla a mano. Por una parte el espacio no es muy amplio y la profundidad alrededor de 12 m. No puede permitirse que se pierda la sección de la excavación, es decir, hay que tratar de conservar verticales las paredes. No puede pensarse que el terreno alrededor de la excavación vaya a ser uniforme, lo que dificultaría el acceso de alguna máquina. Una retroexcavadora podría usarse hasta cierta profundidad y difícilmente se mantendría la geometría de la sección. A mayores profundidades no puede pensarse más que en un cucharón de almeja o similar, cuyo poder de ataque es sumamente reducido. Por todo ello, la excavación de los contrafuertes habrá de realizarse a mano.

Para el volúmen restante lo más conveniente es el empleo de un cargador sobre orugas ya que tiene buen poder de ataque y puede cargar los camiones. El espacio limitado impide el empleo de dos máquinas.

Al final puede dejarse una rampa de gran pendiente para dar salida al cargador o dejarlo para aflojar todo el material, sacándolo con una grúa. Ese volúmen tendrá que retirarse por medio de una retroexcavadora siempre que su brazo alcance el fondo de la excavación, o una grúa con cucharón de almeja.

Esta última etapa requiere un estudio cuidadoso del proceso y la elaboración de un programa donde se definirán los volúmenes que habrán de excavar en cada unidad de tiempo, a partir de lo cual podrá calcularse la capacidad del cargador y retroexcavadora o grúa.

Este procedimiento permite que se trabaje en la torre con total libertad, mientras se labora en la zona de colindancia a un ritmo intenso pero lento, cuidando que no se vaya a presen-

tar alguna falla en el suelo.

4. CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA:

Dentro del procedimiento de construcción de la estructura destacan tres partes: el muro perimetral, la cimentación y la estructura en sí. Cada uno de ellos se tratará en los puntos siguientes.

En cada caso se proponen alternativas cuyo objetivo es obtener mejores rendimientos, rapidez en la ejecución de los trabajos y economía.

El muro perimetral es sumamente interesante. Excavar a 12 m. de -- profundidad en la mayor parte del predio implica buscar un sistema para no desestabilizar las paredes. Muchas veces se emplean bermas y taludes a manera de contrafuertes mientras se hace la excavación en otro lugar y se coloca un elemento de retención que es apuntalado a alguna estructura cercana. En éste caso, seguir un procedi--- miento similar se complicaría, por lo que se pensó en un muro que resistiera el empuje del terreno sin necesidad de un apuntalamiento.

En cuanto a la cimentación, es importante el volúmen de acero y -- concreto que requiere.

En la estructura nos encontramos con que el proceso de címbrado resulta crítico en muchas ocasiones. Es una actividad en la que se - invierte mucho tiempo y limita las demás. Esto hace que traten de buscarse sistemas que agilicen el proceso y que aumenten el rendimiento de los trabajadores.

4.1 MURO PERIMETRAL:

De los croquis del terreno mostrados hasta ahora resulta obvio que el muro perimetral puede resultar crítico.

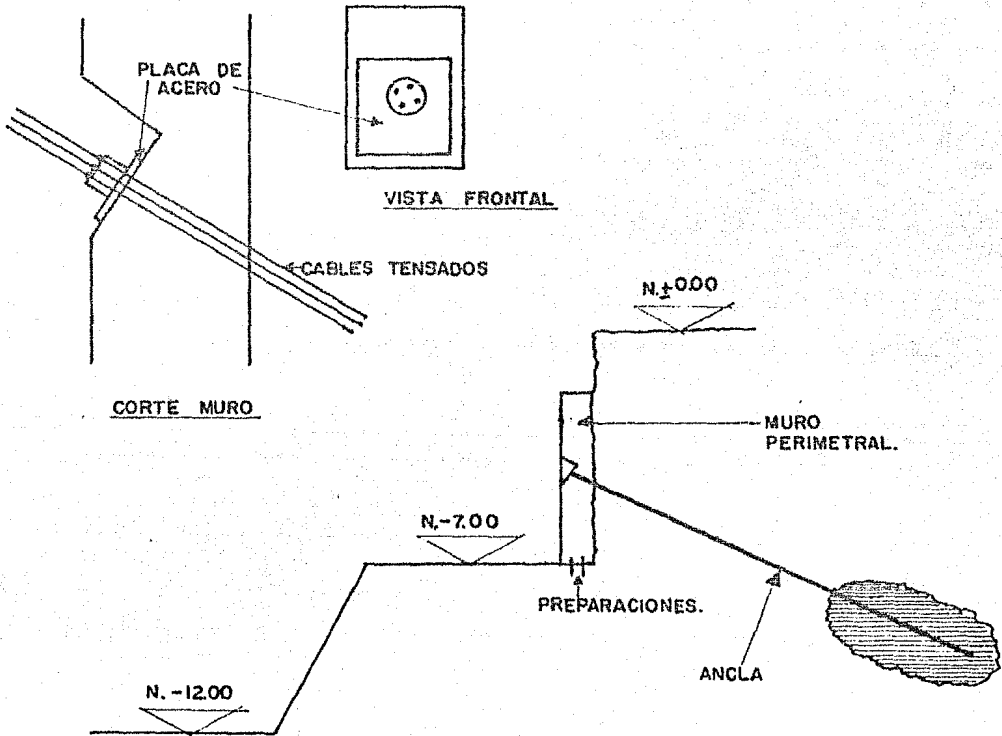
El procedimiento que se sigue normalmente es excavar tramos pequeños, colocar un elemento de retención o ademe que resista los empujes no por sí mismo, sino por la colocación de una serie de troque

les.

En otros casos cuando los suelos lo permiten, se cuela un muro millán, realizándose la excavación y troquelamiento poco a poco.

Puede considerarse que un procedimiento de éste tipo no era conveniente. Significaría terminar la excavación de la cimentación de la torre dejando un talud perimetral de retención. Empezar los trabajos de la estructura hasta que ésta llegara cerca de las paredes de la excavación, para posteriormente y por tramos, hacer la excavación, colocar el muro correspondiente y finalmente ligarlo a la estructura. Esto causa una baja en el rendimiento de la excavación principalmente, al limitarse el área de trabajo. Por otra parte, habría que esperar a que la estructura llegara a una distancia conveniente del muro, lo que prolongaría demasiado el proceso de excavación. Además tendría que hacerse la unión del muro y estructura también en tramos pequeños, que haría lento el proceso.

Lo más conveniente era encontrar un procedimiento que permitiera excavar la totalidad del volumen a cielo abierto (excepto la zona colindante) reteniendo el empuje de las paredes de la excavación sin esperar a que estuviera parte de la estructura. Por esta razón en la tercera fase del procedimiento de excavación se deja una berma de 5 m de ancho al N-7.00. A éste nivel se desplanta el muro perimetral en su primera fase, dejándose preparaciones para continuarlo hacia abajo. Lo realmente importante y que soluciona el problema del empuje es la colocación de una serie de anclas que hacen que el muro resista la presión precisamente sujetándose del suelo perpendicular a su plano, es decir de las paredes. La figura siguiente muestra el funcionamiento explicado:



Para la colocación de las anclas debe hacerse una perforación de - aproximadamente 4" de diámetro y longitud variable dependiendo de - la fuerza que toma cada una. Una vez terminada se introducen una - serie de cables de acero y una manguera en una camisa. Por ésta se inyecta una lechada de cemento a presión, dejándose que adquiera - resistencia durante una semana, después de la cual se tensan los - cables que quedan sujetos a una placa en el muro.

La tensión en las anclas es de 30 Ton., en el tramo superior del - muro, de 45 Ton. en el intermedio, y 75 Ton., en el inferior.

Estas cantidades se obtienen a partir de los empujes obtenidos, de rivados de los resultados del estudio de mecánica de suelos.

Ya finalizados los cálculos, se hace una revisión de la estabili--

dad del muro, de los anclajes, y del conjunto.

Después de tensadas las anclas, el muro resiste los empujes del terreno.

Este proceso se inicia cuando en alguna parte de la excavación se ha llegado al nivel requerido, y continúa mientras dura la tercera fase de la excavación. Para cuando ésta ha terminado, puede retirarse el talud en tramos cortos que no desestabilicen el terreno. Se cuela el muro y se prepara el ancla correspondiente a este segundo tramo inferior. Como puede notarse, es un proceso de construcción de la estructura que se lleva a cabo simultáneamente a la excavación sin interferir con ella, y que soluciona el problema de estabilidad de las paredes.

4.2 CIMENTACION:

La construcción de la cimentación resulta sumamente importante principalmente por lo volúmenes de materiales que deberán manejarse.

En el capítulo correspondiente a la cimentación se mencionó que había dos alternativas. Una mediante contratraves, y la otra una losa maciza de gran peralte. En ambos casos la rigidez era la misma. Se mencionó que desde el punto de vista estructural no hay preferencia por ninguna de ellas y que la elección dependía de consideraciones económicas y de procedimiento constructivo.

De manera simplista se nota que la alternativa de las contratraves requiere de un volumen menor de materiales. La cantidad de acero será similar en ambos casos, aunque el concreto será mucho menor. Sin embargo, se requerirá cimbra para las contratraves, que se elimina por completo con la losa maciza.

En cuanto a tiempo de ejecución puede considerarse que la losa maciza es más conveniente.

Para poder tomar una decisión es necesario hacer un análisis comparativo. Se calculará el costo de la alternativa de las contratraves considerando que en ésta deberá hacerse además una losa tapa con -- traves.

La figura # 5.6 muestra la alternativa propuesta, indicando los -
peraltes de las contratraves en cada caso, y las secciones consi-
deradas. En base a ella se obtienen los siguientes volúmenes de -
obra:

1. CIMBRA:

CONTRATRABES 24 Pzas x 2 caras x 7.32 m x 1.50 m = 527.04 m²
4 Pzas x 2 caras x 6.10 m x 1.50 m = 73.20 m²
2 Pzas x 2 caras x 7.32 m x 2.60 m = 76.13 m²
676.37 m²

TRABES DE LOSA 13 Pzas x 2 caras x 7.32 m x 0.30 m = 57.10 m²
13 Pzas x 1 fondo x 7.32 m x 0.30 m = 28.55 m²
85.65 m²

LOSA TAPA 13 Pzas x 7.32 m x 7.32 m = 696.57 m²
(- Fondo trabes) 28.55 m²
668.02 m²

2. CONCRETO:

CONTRATRABES 24 Pzas x 0.915 m x 1.50 m x 7.32 m = 241.12 m³
4 Pzas x 0.915 m x 1.50 m x 6.10 m = 33.49 m³
2 Pzas x 0.915 m x 2.60 m x 7.32 m = 34.83 m³
309.44 m³

TRABES DE LOSA: 13 Pzas x 0.30 m x 0.30 m x 7.32 m = 8.56 m³

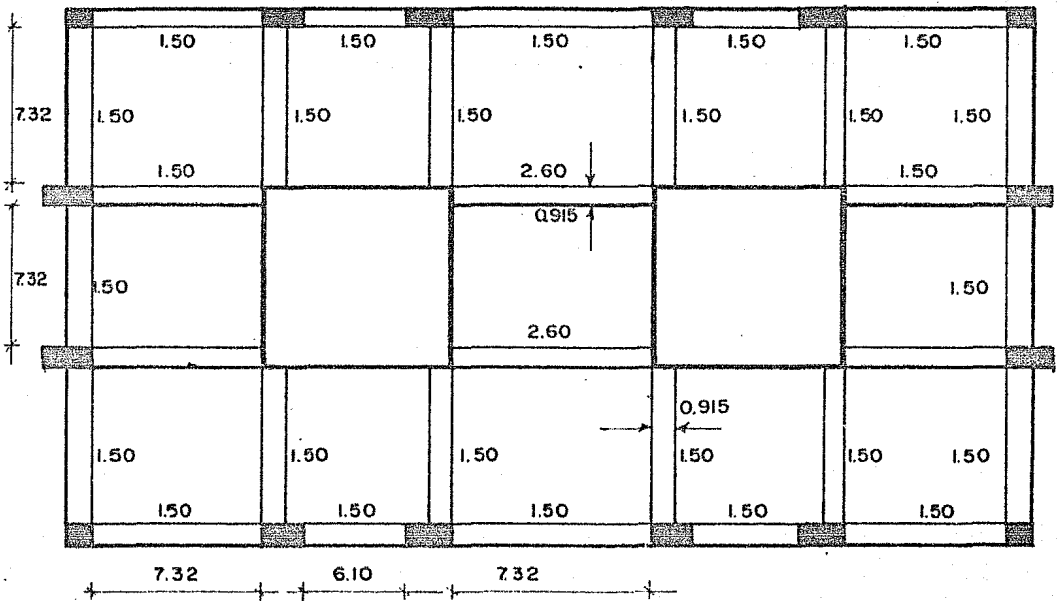
LOSA TAPA: 13 Pzas x 7.32 m x 7.32 m x 0.20 m = 139.31 m³
26 Pzas x 0.915 m x 7.32 m x 0.20 m = 34.83 m³
4 Pzas x 0.915 m x 6.10 m x 0.20 m = 4.47 m³
178.61 m³

LOSA FONDO 13 Pzas x 7.32 m x 7.32 m x 0.75 m = 522.43 m³
26 Pzas x 0.915 m x 7.32 m x 0.75 m = 130.61 m³
4 Pzas x 0.915 m x 6.10 m x 0.75 m = 16.74 m³
669.78 m³

3. ACERO:

TRABES DE LOSA 13 Pzas x 120 Kg/m³ x 8.56 m³ = 13,353.60 Kg.

LOSA TAPA 13 Pzas x 60 Kg/m³ x 178.61 M³ = 139,315.80 Kg.



SECCION CONTRATRABES = 0.915m x VARIABLE

FIGURA # 5.6

Cantidades con las cuales puede hacerse un presupuesto en base al costo directo de los conceptos anotados.

CONCEPTO	CANT.	U.	PRECIO UNITARIO			COSTO DIRECTO	
			MATERIAL	M.O.	EQUIPO		
1. CIMBRA							
CONTRATABES	676.37	m ²	160.83	227.97	—	388.70	262 905
TRABES DE LOSA	85.65	m ²				280.00	23 982
LOSA TAPA	668.02	m ²	126.04	182.62	—	308.66	206 191
							493 078
2. CONCRETO							
CONTRATABES	309.44	m ³	4060.95	139.04	—	4200.02	12 69 654
TRABES DE LOSA	8.86	m ³	4060.95	139.04	—	4200.02	35 952
LOSA TAPA	178.61	m ³	4060.95	139.04	—	4200.02	750 166
LOSA FONDO	669.78	m ³	4060.95	139.04	—	4200.02	2815 089
							4898 861
3. ACERO							
TRABES DE LOSA	13 354	kg				35.00	467 390
LOSA TAPA	139 316	kg				35.00	4 878 053
							5 343 443
TOTAL							10735 382

En el costo de la losa maciza solo intervendría el volúmen de concreto, pues se considera que la cantidad de acero en ambos casos es similar, y no se requiere cimbra. El cálculo es el siguiente:

$$\begin{aligned} \text{AREA LOSA} &= 893.03 \text{ m}^2 & \text{PERALTE} &= 1.75 \text{ m} \\ \text{VOLUMEN CONCRETO} &= 893.04 \text{ m}^2 \times 1.75 \text{ m} = 1562.82 \text{ m}^3 \\ \text{COSTO LOSA MACIZA} &= 1562.82 \times 4200.02 = 6'563,875.00 \end{aligned}$$

Lo que representa un ahorro de \$4'171,507,507.00

De acuerdo a ésto la losa maciza resulta más económica además de que el proceso de construcción se facilita.

Por todo lo anterior se consideró que hacer una losa maciza era lo más conveniente es éste caso.

4.3 SUPERESTRUCTURA:

En el proceso constructivo de la superestructura se distinguen --- tres grandes actividades: cimbrado, colocación de acero y colado. Cuando se habla de 12,000 m² de losa en estacionamientos y 21.000-m². en la torre aproximadamente, es lógico tratar de buscar procedimientos mediante los cuales se incremente el rendimiento en ---- cualquiera de las actividades anteriores.

El colado resulta importante si se considera por una parte el volúmen total de concreto que se manejará y la altura a que habrá de - elevarse a partir de cierto estado de avance de la obra. Existen - muchas alternativas para manejar el concreto. Normalmente en una - obra de edificación donde el factor determinante es la altura o la distancia, se emplean bombas, o grúas con bachas. Es conveniente con - tar con ambas opciones, teniéndose la segunda de ellas como apoyo - para caso de falla.

Dependiendo de la capacidad de las bombas se requerirá o no rebom - beo para los pisos superiores. Actualmente hay bombas que logran - elevar el concreto a alturas mayores a los 90 m. Requieren de tube - ría especial por las grandes presiones que se producen. Cuando se - trabaja bajo esas condiciones, son frecuentes los tapones en la tu

bería como consecuencia de la pérdida de lechada en la unión de cada tramo y el rozamiento, que reseca la mezcla. Por supuesto, en estos casos es necesario el uso de aditivos fluidizantes. Cuando se tiene un problema éste tipo, hay que localizar el tramo donde se produjo el tapón y limpiarlo, que puede llevarse mucho tiempo. Es por ello que debe contarse con un sistema de apoyo, sobre todo si hay elementos estructurales cuyo proceso de colado no puede interrumpirse. Se aprovecha el hecho que siempre existe una grúa en éste tipo de obras, para colar con bacha en caso necesario. No se emplea éste procedimiento siempre porque es muy lento dado el volumen que puede manejarse por ciclo, y las grandes distancias que generalmente hay entre la olla revolvedora y el sitio de colado.

Un sistema empleado en algunos casos es mediante una pluma o brazo que puede girar y extenderse colocando el concreto en el punto preciso, sin necesidad de estar haciendo cambios de tubería. Requiere lógicamente de una bomba en la parte inferior, por lo que puede considerarse que esto es un sistema de distribución una vez ha llegado el concreto a la planta donde se requiere. Las desventajas que se le pueden encontrar son por una parte la inversión que significa, y por otra, la necesidad de contar con gente capacitada para operarlo y mantenerlo.

Los procedimientos mencionados, bombeo y grúa con bacha para apoyo, son los que se emplean generalmente en obras de éste tipo. Por lo tanto, en cuanto a la etapa de colado no puede pensarse en una disminución notable en cuanto a rendimientos.

En lo referente a colocación de acero sucede algo similar. El procedimiento puede dividirse a su vez en habilitado y colocado. Pueden introducirse mejoras en el habilitado mediante el uso de maquinaria para cortado, doblado de varilla y para hacer estribos.

Pueden lograrse muy buenos resultados si a partir de un despiece del acero por planta, se fuera habilitando y colocando en su lugar correspondiente. Esto traería como consecuencia una disminución del desperdicio de acero y por lo tanto en el costo, aunque requiere de

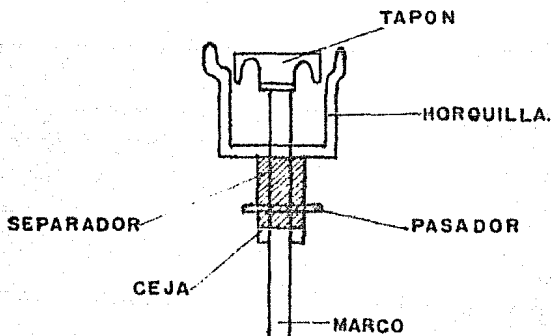
un orden y disciplina al que hay que acostumbrar al trabajador en nuestro país.

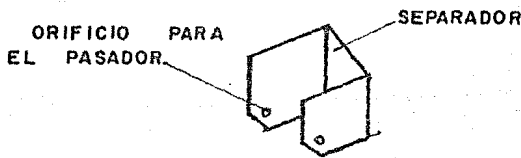
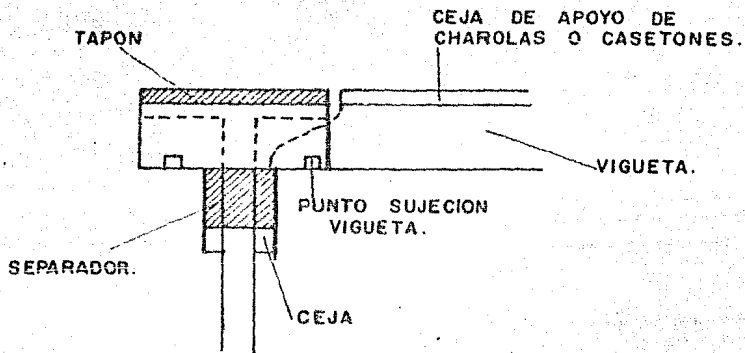
Finalmente queda la fase de cimbrado, donde puede lograrse un aumento notable en los rendimientos. De inmediato se piensa en los 33.000 m² de cimbra en losas.

Aún actualmente en algunas obras se emplea cimbra de madera para las losas. La introducción de cimbra metálica representó un avance notable, principalmente por su facilidad de colocación y el número de usos que puede dársele.

Se han desarrollado muchos tipos diferentes dentro de la rama metálica, por lo que deberá buscarse aquel que se adecúe mejor a los requerimientos del proyecto estructural. Puede pensarse en un mismo sistema cuando se tienen losas planas, y losas con trabes. Las primeras facilitan el cimbrado al disminuir los detalles, que es en los que se invierte gran cantidad de tiempo.

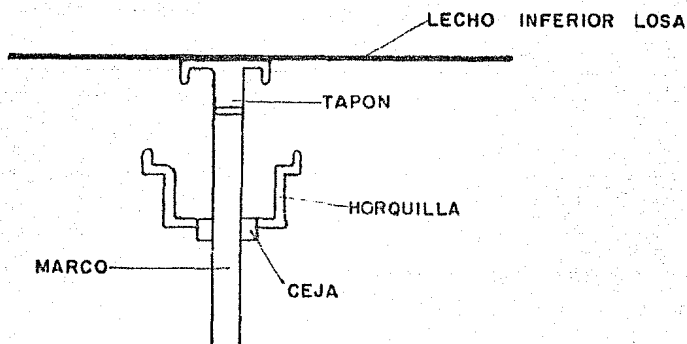
En el caso que se trata, como ya se ha visto, las losas son planas encasetonadas. Se encontró un sistema que permite un rendimiento promedio diario superior a los 30m² por pareja. Consiste en una serie de marcos metálicos unidos mediante crucetas. En su parte inferior tienen unos tornillos o bases regulables que permiten una fácil nivelación de la superficie terminada. La parte superior tiene un sistema que se ilustra a continuación.





En la parte final del marco se coloca una horquilla, que queda a una distancia fija del lecho bajo de la losa por medio de un separador que se apoya sobre unas cejas con que cuenta el marco. Este separador es una pieza que puede retirarse en cualquier momento, quitando el pasador que impide su salida. La horquilla tiene dos salientes en las que entrará una vigueta de cada lado, y sobre las que se apoyarán charolas y casetones en la ceja dejada para tal efecto. El marco remata en su parte superior con un tapón que queda en contacto con la losa. Lo importante de este sistema es que se puede retirar la cimbra de contacto al día siguiente del colado, dejando las torres como puntales. El procedimiento consiste en quitar los separadores de su lugar. Con ello baja la horquilla que sujetas las viguetas y charolas o casetones a su vez. Lo único que queda en

su misma posición son los tapones y los marcos. La gran ventaja es que puede retirarse toda la cimbra de contacto, excepto los marcos en sí, que quedarán a manera de puntales hasta que la losa haya adquirido la resistencia de diseño.



DESPUES DE RETIRAR
EL PASADOR Y EL
SEPARADOR.

Es decir, que además de obtenerse un buen rendimiento debido a su fácil armado, se requiere una menor cantidad de equipo al no tener que esperar a que el concreto adquiriera la resistencia necesaria para iniciar el proceso de descimbrado. Esto representa una disminución en el costo total de cimbrado. Esta selección de equipo lógicamente el resultado de un análisis económico donde se compara el costo de esta alternativa contra otra empleando marcos metálicos o

cimbra de madera. Adicionalmente habrá de compararse el rendimiento y por consiguiente la gran inversión que representa una obra de esta magnitud.

Para el cimbrado de muros y columnas podría buscarse también algún tipo de cimbra metálica. Actualmente está teniendo auge la cimbra formada por un marco metálico que funciona como bastidor para una hoja de madera. Son de fácil colocación y puede dárseles más usos que a la madera sola.

En caso de obras en las que los muros y columnas mantienen una misma sección podría justificarse económicamente el uso de una cimbra totalmente metálica. El costo de la inversión es relativamente alto ya que deben hacerse especiales para cada trabajo, aunque puede dársele muchos usos. Su instalación es relativamente rápida. -- Por su peso, debe usarse una grúa para acomodar los moldes. El problema es que los trabajadores de la construcción no están acostumbrados a trabajar de ésta forma, aunque ello no debe ser de ninguna manera una razón para desechar la alternativa. Con un poco de práctica y enseñanza, los carpinteros pueden aprender a aprovechar las ventajas que éstos tipos de cimbra ofrecen.

5. COMENTARIOS:

Todo lo escrito en éste capítulo no es más que una descripción sencilla de algunas de las consideraciones más importantes que han de hacerse en la fase de construcción.

En ésta etapa se realizan gran cantidad de estudios, principalmente económicos para la elección de opciones, en las que tiene mucha importancia la experiencia del constructor, pues no siempre aquello de menor costo es lo mejor ni debe considerarse como norma de selección.

Deben establecerse controles estrictos en todas las áreas. En principio todo va encaminado a cumplir con un programa general de obra, que no debe ser razón para descuidar la calidad de la construcción. Es indispensable un control de calidad de los materiales, que en --

obras de éste tipo se refiere principalmente a acero y concreto. - Un problema de resistencia puede tener repercusiones estructurales y ser motivo de retrasos.

Otro control necesario es de producción o avance. Su finalidad es detectar las desviaciones que se van produciendo respecto a lo plneado y tratar de encontrar las causas con objeto de tomar las medidas necesarias.

La fase constructiva siempre debe adelantarse a los hechos, tratando de evitar medidas correctivas. Sin embargo ésto es difícil, requiriéndose además de un conocimiento profundo del proyecto y una gran visión, una experiencia que solo dá el tiempo y el estudio.

REFERENCIAS

- Centro de Estudios Monetarios Latinoamericanos. Análisis Empresarial de Proyectos Industriales en Países de Desarrollo.
- Naciones Unidas. Pautas para la Evaluación de Proyectos.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
- Normas Complementarias al Reglamento de Construcciones. Publicaciones n°400, 401 y 428.
- Pablo Enríquez y Meza. STRESS. Análisis de Estructuras Mediante Computadoras.
- Bowles. Foundation Analysis and Desing.
- Apuntes de la Clase de Diseño Estructural.
- Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos. Tomos I y II.
- Zeevaert. Foundation Engineering for Dificult Subsoil Conditions.
- Gay, Fawcett, Meguinness, Stein. Instalaciones en los Edificios
- Gilberto Sotelo Avila. Hidráulica General. Vólumen I .
- Apuntes de Movimientos de Tierra .