



FOTO 6.3 ESCALERA DE EMERGENCIA DE LA UNIDAD DE NEFROLOGIA

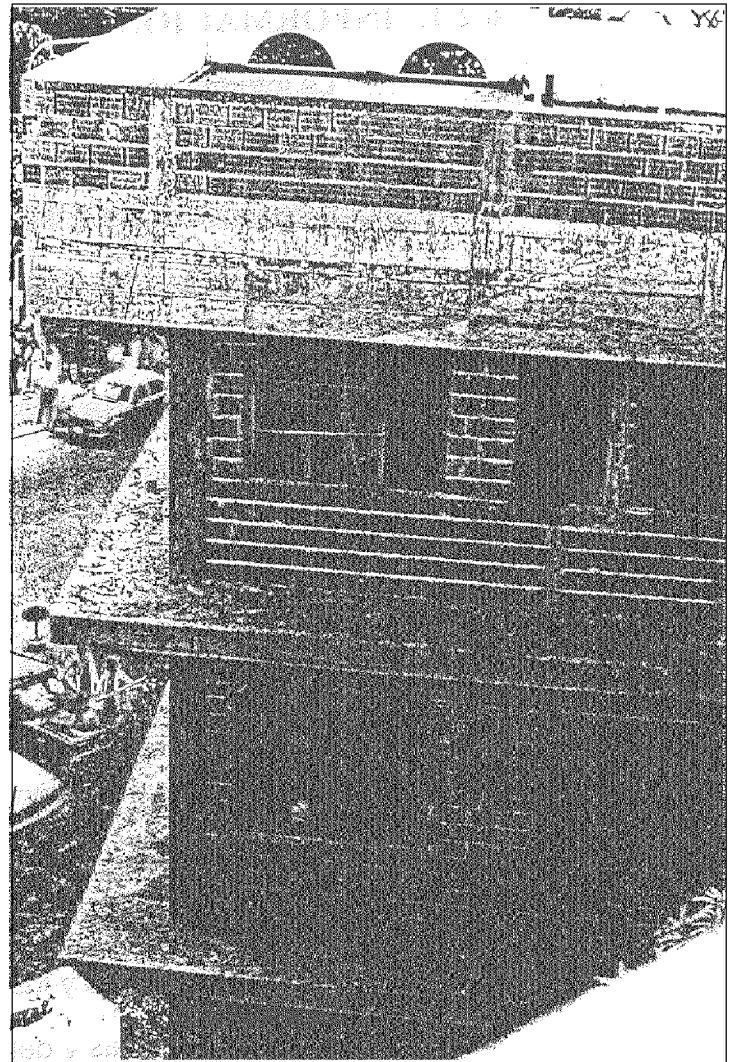


FOTO 6.4 DETALLE DEL TIPO DE TABIQUERIA EMPLEADA A LA UNIDAD DE NEFROLOGIA

6.2.2.- PESOS Y MASAS

De acuerdo a la información recopilada, la estimación de los pesos y masas del edificio Unidad de Nefrología es la siguiente:

NIVELES 1 Y 2

Losa reticular (e = 30 cm) armada en dos sentidos:

- * Separación entre nervios: 0,90 m
- * Ancho mínimo de nervios: 0,15 m
- * Espesor mínimo de loseta: 0,05 m
- * Altura total de losa: 0,30 m
- * Formaleta de: 0,90 m x 0,90 m x 0,25 m

CARGA MUERTA:

* Peso propio ($0,136 \text{ m}^3 \times 2.500 \text{ kg/m}^3$)	340 kg/m ²
* Piso + recubrimientos.. ..	110 kg/m ²
* Tabiquería	150 kg/m ²

$$CM = 600 \text{ kg/m}^2$$

CARGA VIVA:

* Sobrecarga mínima para hospital	300 kg/m ²
---	-----------------------

$$CV = 300 \text{ kg/m}^2$$

* Area de la planta (Nivel 1)	970 m ²
* Area de la planta (Nivel 2)	930 m ²

$$P_{N1} = (600 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 + 300 \text{ kg/m}^2 \times 0,25) 970 \text{ m}^2 = 654.750 \text{ kg}$$

$$P_{N2} = (600 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 + 300 \text{ kg/m}^2 \times 0,25) 930 \text{ m}^2 = 627.750 \text{ kg}$$

NIVEL 3

Losa reticular (e = 30 cm) armada en dos direcciones:

CARGA MUERTA:

* Peso propio	340 kg/m ²
* Relleno + impermeabilización	110 kg/m ²

$$CM = 450 \text{ kg/m}^2$$

CARGA VIVA:

Se consideró con acceso eventual

* Sobrecarga	175 kg/m ²
--------------------	-----------------------

$$CV = 175 \text{ kg/m}^2$$

* Area de la planta	970 m ²
---------------------------	--------------------

$$P_{N3} = (450 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 + 175 \text{ kg/m}^2 \times 0,00) 970 \text{ m}^2 = 436.500 \text{ kg}$$

ESCALERAS*Losa maciza (e = 20 cm):*

CARGA MUERTA:

* Peso propio	500 kg/m ²
* Escalones (0,17 m x 0,30 m).....	200 kg/m ²
* Piso + Acabado	100 kg/m ²

$$CM = 800 \text{ kg/m}^2$$

CARGA VIVA:

* Sobrecarga	500 kg/m ²
--------------------	-----------------------

$$CV = 500 \text{ kg/m}^2$$

* Area	15,75 m ²
--------------	----------------------

$$P_E = (800 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 + 500 \text{ kg/m}^2 \times 0,75) \times 15,75 \text{ m}^2 = 18.506,25 \text{ kg}$$

PLANTA DE SALA DE MAQUINAS*Losa maciza (e = 20 cm):*

CARGA MUERTA:

* Peso propio	500 kg/m ²
* Piso	100 kg/m ²

$$CM = 600 \text{ kg/m}^2$$

CARGA VIVA:

* Sobrecarga estimada de equipos 1.500 kg/m²

$$CV = 1.500 \text{ kg/m}^2$$

* Area 48 m²

$$P_{SM} = (600 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 + 1.500 \text{ kg/m}^2 \times 1,00) \times 48 \text{ m}^2 = 100.800 \text{ kg}$$

PESO TECHO SALA DE MAQUINAS

$$P_{TSM} = 4.400 \text{ kg}$$

PESO DE LAS COLUMNAS

NIVELES 1, 2 Y 3:

$$P_C = \left[27 \times (35 \times 35) + 9 \times \left(\frac{\pi \times 0.40^2}{4} \right) + 2 \times (95 \times 25) + 2 \times (40 \times 3) \times (20 \times 20) \right] \times 3,60 \text{ m}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^3 = 46\,741,26 \text{ kg}$$

NIVEL PLANTA DE SALA DE MAQUINAS:

$$P_C = \left[4 \times (35 \times 35) + 2 \times (20 \times 20) + 3 \times (40 \times 20) \right] \times 3,60 \text{ m}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^3 = 7\,290 \text{ kg}$$

PESO DE LAS VIGAS: (35 x 50 , EMBUTIDAS EN LA BASE)

NIVEL 1:

$$P_V = (.20 \times .35) \times 46,50 \text{ m}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^3 = 8137,50 \text{ kg}$$

NIVELES 2 Y 3:

$$P_V = (.20 \times .35) \times 44,50 \text{ m}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^3 = 7787,50 \text{ kg}$$

NIVEL PLANTA SALA DE MAQUINAS:

$$P_V = (.20 \times .20) \times 32,75 \text{ m}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^3 = 3275 \text{ kg}$$

PESO Y MASA POR NIVEL

NIVEL 1

$$P_{N1} = 654750 + 18506,25 + 46741,26 + 8137,50 = 728.135,01 \text{ kg}$$

$$M_{N1} = \frac{P_{N1}}{g} = \frac{728135,01 \text{ kg}}{9,81 \text{ m/seg}^2} \cong 74.224 \text{ kg/m/seg}^2$$

NIVEL 2

$$P_{N2} = 627750 + 18506,2 + 46741,26 + 7787,50 = 727.785,01 \text{ kg}$$

$$M_{N2} = \frac{P_{N2}}{g} = \frac{727785,01 \text{ kg}}{9,81 \text{ m/seg}^2} \cong 74.188 \text{ kg/m/seg}^2$$

NIVEL 3

$$P_{N3} = 436500 + 18506,2 + 0,5 \times 46741,26 + 7787,50 + 0,5 \times 7290 = 489.809,3 \text{ kg}$$

$$M_{N3} = \frac{P_{N3}}{g} = \frac{489809,33 \text{ kg}}{9,81 \text{ m/seg}^2} = 49.930 \text{ kg/m/seg}^2$$

NIVEL SALA DE MAQUINAS

$$P_{SM} = 100800 + 4400 + 0,5 \times 7290 + 3275 = 112.120 \text{ kg}$$

$$M_{SM} = \frac{P_{SM}}{g} = \frac{112120 \text{ kg}}{9,81 \text{ m/seg}^2} = 11.429 \text{ kg/m/seg}^2$$

PESO Y MASA TOTAL

Peso Total = 2.057,85 Ton

Masa Total = 209,77 Ton/m/seg²

6.2.3.- MODELO ESTRUCTURAL

La estructura fue modelada espacialmente, mediante elementos tipo viga; es decir, elementos prismáticos definidos por dos juntas extremas. El modelo consta de 202 juntas y 381 elementos. El número de juntas y elementos describe adecuadamente la deformabilidad de la estructura.

Para la construcción del modelo se adoptaron las siguientes hipótesis.

1. Las dimensiones del edificio son tales que se puede considerar que la base de todas las columnas están sometidas a un mismo movimiento sísmico.
2. La estructura se considera empotrada en el nivel base (juntas 1 a 50), por lo que se desprecia la interacción suelo-estructura.
3. La unión viga-columna se modela rígidamente empleando una facilidad del programa de cálculo que incorpora el uso de brazos rígidos.
4. Se considera la losa de piso como un diafragma infinitamente rígido en su plano. Se designa una Junta Master ubicada en el centro de masa de la losa del nivel considerado y se concentra en ésta la masa del mismo.

5. De acuerdo al Capítulo 5 de la Norma COVENIN 1756-82, esta edificación debe clasificarse como Grupo A, y se debe satisfacer el Nivel de Diseño ND3, salvo que en el análisis se aplique la Sección 9.3 de dicha norma, en cuyo caso los cortantes basales de diseño son alrededor de un 80% mayores.

6.2.4.- OBSERVACIONES SOBRE LA ESTRUCTURA Y EL DETALLADO DE ARMADURAS DE REFUERZO

De una manera general, se constata que la armadura de las vigas, bajo momentos positivos (centro del tramo) no parece adecuada para las cargas gravitacionales previsibles. Por ejemplo: en las vigas 1V-C y 2V-C, ambas de 7,2 m de luz, de acuerdo a los planos disponibles el acero inferior es igual a $1 \phi 7/8" + 2 \phi 5/8" = 7,84 \text{ cm}^2$, el cual es insuficiente para soportar los efectos de la carga tributaria: 1,4 CP + 1,7 CV.

En relación a los efectos sísmicos, los documentos anotados en los puntos (i) y (ii) de la Sección 6.2.1, se indican niveles de diseño distintos: ND3 (Documento i) y ND2 (Documento ii).

Por las razones dadas en el Punto 5 de la Sección 6.2.3 y la verificación de fuerzas cortantes que se presenta en la Sección 6.3 del presente estudio, el Nivel de Diseño adoptado seguramente fue el ND3, asociado a una ductilidad $D = 6$. Para ello se deben satisfacer los requerimientos establecidos en el Capítulo 18 de la Normas 1753-85 para Estructuras de Concreto Armado. Algunos de los aspectos importantes, que no se satisfacen en la documentación analizada (punto iii, Sección 6.2.1 del presente estudio), son los siguientes:

- a) La separación de estribos y ligaduras en las zonas a ser confinadas en las columnas, es entre 1,5 y 1,7 mayor que los límites establecidos en la Sección 18.3.4.4 de la Norma.
- b) El área de la armadura transversal en columnas, es menor de la mitad de la requerida en la Sección 18.3.4.3.2, ecuación (18.5) de la Norma.
- c) En la Norma se establece que la menor dimensión transversal de columnas no debe ser inferior a 30 cm (Sección 18.3.1 a); esto no se satisface en algunos miembros, desde Planta Baja hasta Sala de Máquinas, por tener dimensiones de hasta 20 cm de lado.

A pesar de las observaciones anteriores, se procedió al análisis de la estructura para verificar su deformabilidad ante los sismos esperados en el sitio.

6.3.- ACCION SISMICA

La acción sísmica quedó definida por el espectro de revisión que se da en la Figura 6.2, concordante con los resultados del estudio de peligrosidad sísmica realizado y datos del subsuelo (Capítulos 2 y 4 del presente Informe).

De acuerdo a lo anotado en la Sección 6.2.4 de este Estudio, se adoptó el factor de ductilidad $D=6$.

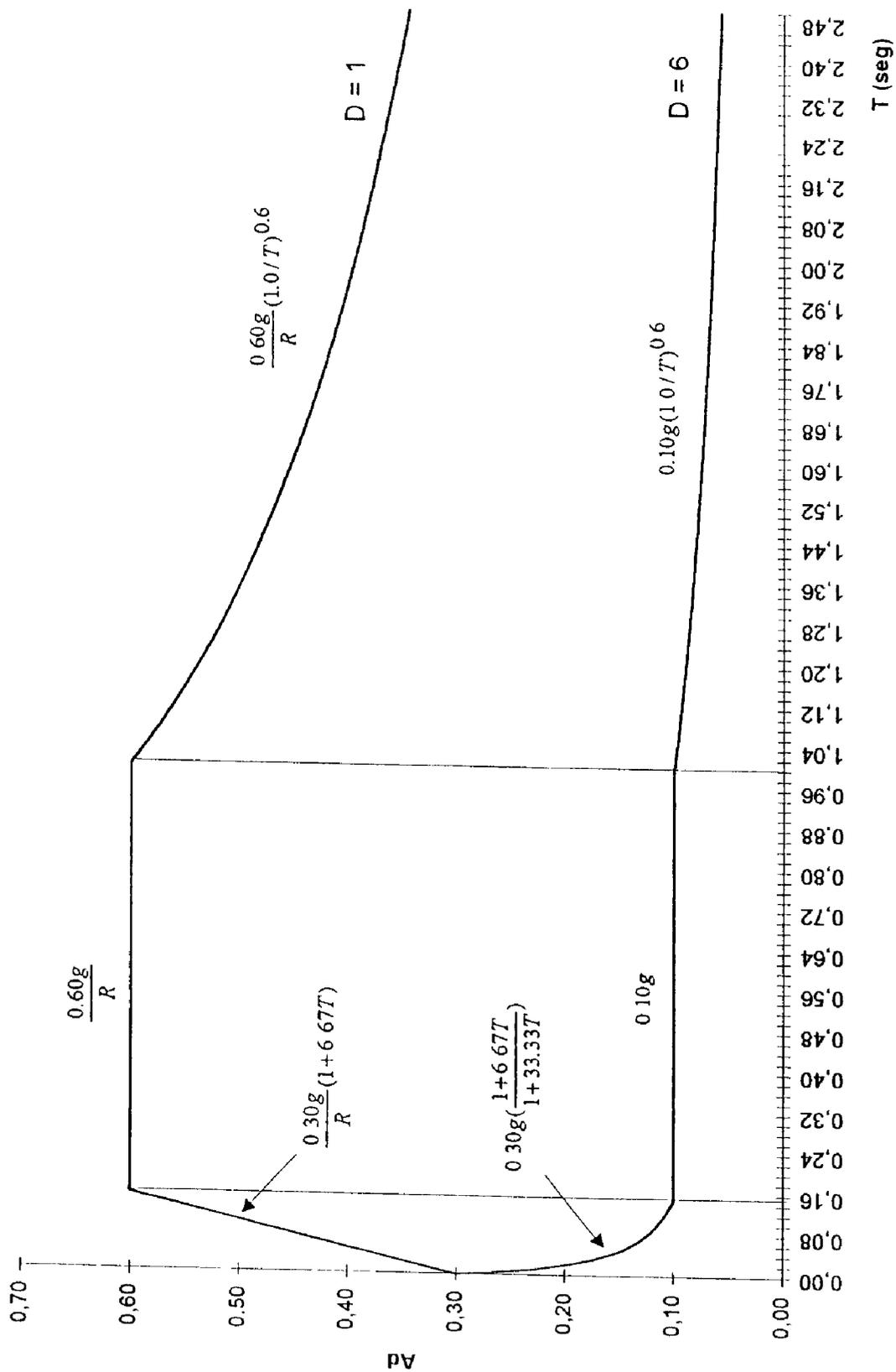


Figura 6.2 ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICA Y REDUCIDO POR DUCTILIDAD.

6.4.- ANALISIS DINAMICO

6.4.1.- INTRODUCCION

El análisis dinámico de la estructura se realizó con el programa de cálculo automatizado SAP 90 (Wilson, 1988) con tres grados de libertad por nivel. En el Anexo D-1 se presentan los esquemas donde se da la numeración de juntas y elementos adoptados para el análisis dinámico del edificio.

6.4.2.- PROPIEDADES DINAMICAS

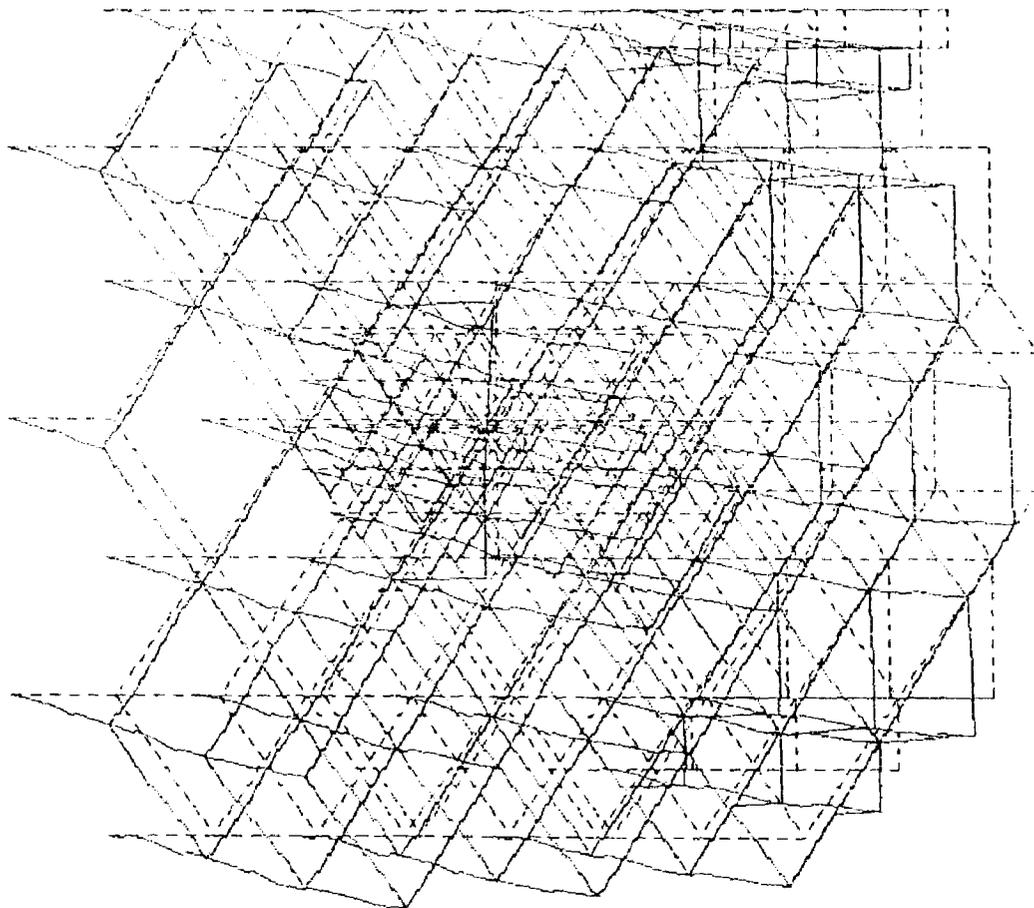
Del análisis dinámico se obtuvo: el período del modo fundamental en dirección X, igual a 0,88 seg, y en la dirección Y igual a 0,93 seg. Nótese que ambos períodos son cercanos, debido a que la rigidez en las dos direcciones principales de la edificación son similares.

En las Tablas 6.1 y 6.2 se presentan los períodos de vibración y masas participativas, por modos y acumulados, para los 12 primeros modos de vibración incluidos en el análisis.

Los 12 modos incluidos en el análisis incorporan el 100% de la masa para las dos direcciones analizadas. Las solicitaciones en los elementos, se obtienen aplicando la técnica de superposición modal y haciendo la combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

En el Anexo D-2 se encuentran los parámetros modales para el modelo estudiado. En las Figuras 6.3 y 6.4 se muestran algunas formas modales.

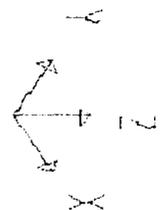
Los períodos obtenidos son relativamente elevados considerando la altura del edificio, lo cual es probablemente debido a las siguientes razones:

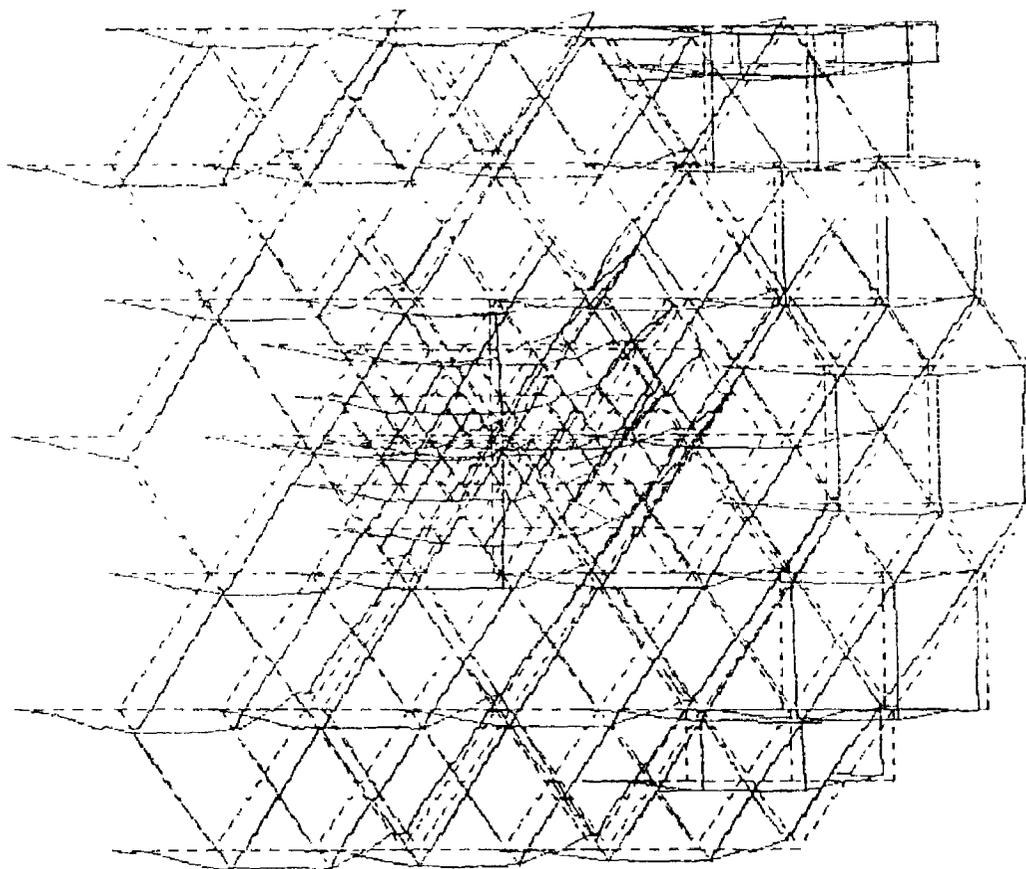


SAP90

FILE : nefro
DEFORMED SHAPE
MODE : 1

FIGURA 6.3 PRIMER MODO DE VIBRACION





SAP90

FILE : nélna

DEFORMED SHAPE

MODE : 5

FIGURA 6.4 QUINTO MODO DE VIBRACION

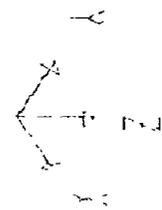


TABLA 6.1

PERIODOS DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA
EN SU ESTADO ACTUAL

MODO #	PERIODO T (seg)
1	0,93
2	0,88
3	0,63
4	0,35
5	0,31
6	0,26
7	0,22
8	0,20
9	0,19
10	0,16
11	0,15
12	0,14

TABLA 6.2

**PORCENTAJE DE MASA PARTICIPATIVA Y ACUMULADA
PARA CADA MODO DE VIBRACION**

MODO #	PORCENTAJE MASA POR MODO		PORCENTAJE MASA ACUMULADA	
	DIRECCION X	DIRECCION Y	DIRECCION X	DIRECCION Y
1	2,217	81,723	2,217	81,723
2	75,626	3,688	77,843	85,411
3	0,575	1,675	84,419	87,086
4	0,010	7,612	84,428	94,698
5	9,743	0,012	94,171	94,710
6	0,006	3,895	94,177	98,605
7	0,000	0,125	94,178	98,730
8	4,123	0,026	98,300	98,757
9	0,021	1,226	98,321	99,982
10	1,130	0,000	99,451	99,982
11	0,202	0,013	99,653	99,996
12	0,347	0,004	100	100

- a. La altura de entrepiso (3,90 m) es mayor que la de edificaciones convencionales, lo cual hace a la estructura más flexible.
- b. Los vanos son relativamente grandes (7,20 m).

6.4.3.- COEFICIENTE SISMICO

Las reacciones en la base de la estructura (juntas 1 a 50), y los desplazamientos nodales y las solicitaciones en los elementos del modelo, se dan en los Anexos D-3 a D-6. Las juntas 190 y 290 son las Juntas Master donde se concentran las masas de los niveles Planta Baja y Techo, respectivamente

Para evaluar la simultaneidad en dos direcciones de la acción sísmica, se consideraron las siguientes combinaciones:

Caso 1: 100% S_x + 30% S_y + Gravedad

Caso 2: 30 % S_x + 100% S_y + Gravedad

Donde:

S_x es el efecto de la componente del sismo en dirección X

S_y : es el efecto de la componente del sismo en dirección Y

Es importante destacar, que la incidencia de incorporar la simultaneidad de efectos es baja en los elementos horizontales (vigas) por ser esencialmente unidireccionales en su respuesta; en cambio, puede ser significativa en los elementos verticales (columnas) por su participación en la resistencia a sismos en las dos direcciones principales de la edificación.

El coeficiente sísmico se da para los dos casos considerados y las dos direcciones principales. Los valores de corte basal V_o , obtenidos de los resultados mostrados en los Anexos D-4 y D-5, son los siguientes:

CASO 1: 1,00 S_x + 0,30 S_y

$$C_x = \frac{V_{OX}}{W} = \frac{166,7}{2\ 057,8} = 0,081$$

CASO 2: 0,30 S_x + 1,00 S_y

$$C_y = \frac{V_{OY}}{W} = \frac{176,3}{2\ 057,8} = 0,086$$

De acuerdo a la Sección 9.4.7 de la Norma COVENIN 1756-82 los cortantes anteriores no deben ser inferiores a los que se obtienen con el Método Estático Equivalente, Sección 9.2 de la Norma, (\bar{V}_o), para un período igual a 1,4 (T_a), donde:

$$T_a = 0,061 (14,2)^{0,75} = 0,45 \text{ seg}$$

$$\bar{V}_0 = \mu \times A_d \times W$$

$$\mu = 0,833$$

$$A_d = 0,10$$

$$\bar{V}_0 = 0,0833 W$$

Los valores de C_x y C_y antes anotados, obtenidos del análisis dinámico, pueden aceptarse como adecuados.

6.5.- EFECTOS TORSIONALES

6.5.1.- GENERAL

Los efectos torsionales se han calculado con arreglo a la Sección 9.5 de la Norma COVENIN 1756 vigente. El momento torsor (M_t) se calculó en cada nivel i de acuerdo a las expresiones:

$$M_{ti} = V_i (\tau e_i + 01,0 B_i) \quad (6.1)$$

$$M_{ti} = V_i (e_i - 01,0 B_i) \quad (6.2)$$

Donde:

V_i Es la fuerza cortante en cada nivel y se da en la Tabla 6.3.

e_i : Excentricidad estática (véase Sección 6.5.2)

- τ : Factor de amplificación dinámica, supuesto igual a 3 en todos los niveles
- B_i : Ancho de la planta en dirección ortogonal a la analizada; igual a 36 m para los niveles 1, 2 y 3, y 7,20 m para nivel Sala de Máquina, en ambas direcciones (X e Y).

TABLA 6.3

FUERZA CORTANTE EN Ton

NIVEL	DIRECCION X	DIRECCION Y
Sala de Máquinas	22,9	24,2
3	80,9	85,5
2	138,4	146,3
1	166,7	176,3

6.5.2.- CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ Y DE EXCENTRICIDADES

Con los valores de K_v y K_c de la Tabla 6 4, se procedió al cálculo de las rigideces de los pórticos de acuerdo a las siguientes expresiones:

Rigideces: Primer Entrepiso:

$$R_p = \frac{24 E_c}{H^2 \left(\frac{2}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_v + \frac{\sum K_c}{12}} \right)} \quad (\text{kg/cm})$$

Rigideces: Demás Entrepisos:

$$R_p = \frac{24 E_c}{H^2 \left(\frac{2}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_m} + \frac{1}{\sum K_{vs}} \right)} \quad (\text{kg/cm})$$

donde E_c es el módulo de elasticidad del concreto.

Las rigideces traslacionales de los pórticos se dan en la Tabla 6.5.

TABLA 6.4

RIGIDECES DE VIGAS ($K_v = I_v/L$) Y COLUMNAS ($K_v = I_c/H$)

NIVELES	MIEMBRO	SECCION	$K \times 10^{-4} \text{ (m}^4/\text{m)}$
PB a Nivel 3	Columna	0,35 x 0,35	3,206
		ϕ 0,40	3,231
		0,25 x 0,95	4,580
		0,95 x 0,25	3,172
	Viga	0,35 x 0,50	5,064
		0,20 x 0,20	0,185
Sala de Máquinas	Columna	0,35 x 0,35	0,500
		0,20 x 0,40	4,267
		0,40 x 0,20	1,067
	Viga (2,7 m)	0,20 x 0,20	0,494
			(2,2 m)

TABLA 6.5

RIGIDECES TRASLACIONALES R_p DE LOS PORTICOS

NIVEL	PORTICO	RIGIDEZ (Ton/cm)
PB a Nivel 3	1 = A	7,68
	2 = B = 6 = F	17,33
	3 \cong 4	26,75
	C \cong D	28,16
	5 = E	22,10
	Sala de Máquinas	3 \cong C2
	C = 3'	2,90
	4 \cong 3D \cong D	6,30
	C'	7,47

Las coordenadas de los centros de rigidez en el nivel i , referidas al origen de coordenadas (véase la Figura 6.1), se han calculado de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$X_{cr,i} = \frac{\sum R_{iy} \times X_j}{\sum R_{iy}}$$

$$Y_{cr,i} = \frac{\sum R_{ix} \times Y_j}{\sum R_{ix}}$$

De este modo se han obtenido los centros de rigidez anotados en la Tabla 6.6. También se dan en esa tabla las excentricidades (e_x) y (e_y), respecto al centro de cortantes, de las ecuaciones (6.1) y (6.2).

TABLA 6.6

CENTRO DE RIGIDEZ Y EXCENTRICIDADES ESTATICAS

NIVEL	CENTRO DE RIGIDEZ		EXCENTRICIDAD ESTATICA	
	X_{cr} (m)	Y_{cr} (m)	e_x (m)	e_y (m)
Plantas: 1, 2 y 3	19,80	19,76	0,83	0,75
Sala de Máquinas	18,78	18,81	0,14	1,13

Las excentricidades accidentales son:

Niveles 1,2 y 3:

$$0,10 B_i = 3,60 \text{ m}$$

Nivel Sala de Máquina

$$0,10 B_i = 0,72 \text{ m}$$

6.5.3.- MOMENTOS TORSORES

Para la verificación de la seguridad se seleccionan los casos más desfavorables de las ecuaciones (6.1) y (6.2). Los momentos torsores obtenidos con esas ecuaciones se dan en la Tabla 6.7.

TABLA 6.7

MOMENTOS TORSORES EN Ton-m

NIVEL	SISMO X		SISMO Y	
	Ec. (6.1)	Ec. (6.2)	Ec. (6.1)	Ec. (6.2)
Sala de Máquinas	99,8	10,0	27,7	- 14,1
3	502,5	- 244,8	523,1	- 237,9
2	860,0	- 419,0	895,2	- 407,2
1	1035,5	- 504,4	1077,90	- 490,3

Superponiendo las dos direcciones, se tiene:

Caso 1: $1,00 M_{tx} + 0,30 M_{ty}$

$$M_T = 1.358,87 \text{ T-m}$$

Caso 2: $0,30 M_{tx} + 1,00 M_{ty}$

$$M_T = 1.388,55 \text{ T-m}$$

6.5.4.- CALCULO DE ROTACIONES

El momento torsor aplicado en un determinado entrepiso, da origen a fuerzas cortantes en cada pórtico iguales a la rigidez del pórtico por su desplazamiento. La deriva se obtiene multiplicando la rotación relativa del nivel por la distancia del pórtico al centro de rotación (centro de rigidez).

La rotación relativa es igual al cociente entre el momento torsor (M_t) y la rigidez torsional respecto al centro de rigidez ($K_{t, cr}$). Esta vale:

$$K_{t,cr} = \sum_x R_{px} (y_p - y_{cr})^2 + \sum_y R_{py} (x_p - x_{cr})^2$$

Donde:

R_{Px} , R_{Py} : Valores dados en la Tabla 6.5

X_p , Y_p : Coordenadas que definen la ubicación de los pórticos (Figura 6.1).

x_{cr} , y_{cr} : Coordenadas del centro de rigidez (Tabla 6.6).

Así, el valor de $K_{t, cr}$ a nivel de planta baja, es igual a

$$(K_{t, cr})_{PB} = 13 \times 10^5 + 13,3 \times 10^5 = 26,3 \times 10^5 \text{ (Ton-m/rad)}$$

Por tanto, la mayor rotación (Caso 2) a nivel de Planta Baja por ejemplo, es igual a.

$$\theta = \frac{1388,55}{26,3 \times 100.000} = 0,53 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

6.6.- DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS

Tomando en consideración la geometría y las dimensiones de los miembros portantes, la evaluación de los desplazamientos es hecha en los pórticos extremos, a nivel de Planta Baja.

Los desplazamientos totales, en un pórtico cualquiera, se calcularon adicionando los efectos traslacionales a los rotacionales.

$$(\delta_{\text{Total}})_x = D \left(\frac{V_{Px}}{R_{Px}} + \frac{M_t}{K_{t,cr}} |y_p - y_{cr}| \right)$$

En la Tabla 6.8 se dan los valores del desplazamiento y la deriva para dos pórticos, en cada dirección: uno hacia el extremo de la planta y otro interior. La importancia de la torsión en los pórticos extremos es evidente, tal como lo demuestra el hecho de que los desplazamientos por torsión son muy similares a los de traslación. Las derivas en esos pórticos extremos exceden el 0,015 permitido por la Normas COVENIN 1756-82 (Tabla 10.1).

TABLA 6.8

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS A NIVEL DE PLANTA BAJA

PORTICO	DIRECCION	DESPLAZAMIENTOS (cm)		DERIVA TOTAL (%)
		TRASLACION	TORSION	
D	X	5,67	0,58	0,0160
F (Extremo)	X	5,67	5,08	0,0275
1 (Extremo)	Y	4,25	6,27	0,0269
4	Y	4,25	0,57	0,0124

6.7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De la evaluación sísmica realizada al Edificio Unidad de Nefrología, se concluye lo siguiente.

1. La estructuración y configuración en planta de esta edificación la hace particularmente sensible a los momentos torsores accidentales.
2. Como consecuencia de los momentos de torsión establecidos en las Normas vigentes, los desplazamientos laterales en las columnas perimetrales por efectos rotacionales son del mismo orden que los desplazamientos debidos a los efectos traslacionales. Las derivas totales esperadas exceden las permisibles en las normas vigentes.
3. En base a la información disponible sobre los detalles de la armadura de la estructura de concreto armado, esta presenta deficiencias que ameritan correctivos para asegurar un desempeño adecuado bajo las acciones de servicio y/o las sísmicas.
4. Vistas las dos conclusiones anteriores, antes de continuar las obras en esta edificación, se recomienda proceder al cálculo detallado de la capacidad portante de la estructura e identificar aquellos miembros que requieran reforzamiento.
5. En el Proyecto de Reforzamiento se deberá incrementar la rigidez de los elementos perimetrales para absorber los efectos de la torsión.