

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**"ANALISIS Y DISEÑO SISMO RESISTENTE DE UN
RESERVORIO ELEVADO CON ESTRUCTURA
CILINDRICA DE SOPORTE"**

T E S I S

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

JOSE ROBERTO SALINAS SAAVEDRA

PROMOCION 92 - II

LIMA - PERU

1996

INDICE GENERAL

CAPITULO I INTRODUCCION

1.1 GENERALIDADES:	01
1.1.1 Estructura de soporte	02
1.1.2 Depósito de almacenamiento	02
1.2 PLANTEAMIENTO ARQUITECTONICO:	04
1.2.1 Estructura de soporte	
1.2.2 Losa de fondo	
1.2.3 Cuba	
1.2.4 Cobertura	
1.3 NORMAS DE DISEÑO:	05
1.4 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO:	05
1.5 CARGAS A CONSIDERAR:	06

CAPITULO II DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

2.1 GENERALIDADES:	09
2.2 PREDIMENSIONAMIENTO:	10
2.2.1 Condición de equilibrio de depósito	
INTZE	10
2.2.2 Determinación de las dimensiones principales	11

2.2.2.1 Consideraciones para el predimensionamiento	12
2.2.2.2 Criterios para dimensionar	14
2.2.3 Cálculo de las dimensiones principales	16
2.3 METRADO DE CARGAS:	20
2.3.1 Peso de fuste	20
2.3.2 Peso de viga circular de fondo	20
2.3.3 Peso de cúpula de fondo	20
2.3.4 Peso de fondo cónico	21
2.3.5 Peso de anillo circular inferior	21
2.3.6 Peso de cuba	21
2.3.7 Peso de anillo circular superior	21
2.3.8 Peso de cobertura en cúpula esférica	22
2.3.9 Peso de chimenea de acceso	22
2.3.10 Resumen de cargas	22

CAPITULO III ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1 GENERALIDADES:	26
3.2 CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LA ESTRUCTURA:	27
3.2.1 Determinación de los valores propios	28
3.2.2.1 Método de Stodola	29
3.2.2.2 Método de Holzer	30
3.2.2 Determinación de los vectores propios	32
3.2.3 Factor de amortiguamiento	34

3.3 CONCORDANCIA CON LAS NORMAS DE DISEÑO	
SISMO RESISTENTE:	35
3.3.1 Zonificación sísmica	35
3.3.2 Clasificación de los suelos	36
3.3.3 Categoría de la estructura	37
3.3.4 Factor de ductilidad	38
3.3.5 Coeficiente sísmico	39
3.4 ANALISIS DINAMICO MODAL:	40
3.4.1 Método espectral	41
3.4.2 Magnitudes características de la respuesta sísmica modal	42
3.4.2.1 Desplazamiento	42
3.4.2.2 Fuerza cortante en la base	43
3.4.2.3 Fuerza de inercia	43
3.4.2.4 Momento de volteo	44
3.4.3 Determinación de la máxima respuesta	45
3.5 ANALISIS ESTATICO DE REGLAMENTO:	46
3.5.1 Determinación de la fuerza sísmica horizontal	46
3.5.2 Distribución de la fuerza horizontal H en la altura de la estructura	47
3.6 METODO ESTATICO SIMPLIFICADO PROPUESTO POR EL ING. JULIO RIVERA FEIJOO:	49
3.6.1 Parámetros del agua	49
3.6.2 Parámetros de la estructura	52
3.6.3 Fuerza de diseño	53

3.7 MODELAJE DE LA ESTRUCTURA:	54
3.7.1 Determinación de rigideces	57
3.7.2 Cálculos	58
3.8 CALCULOS Y COMPARACION DE RESULTADOS	60
3.8.1 Análisis dinámico modal	60
3.8.2 Análisis estático por reglamento	71
3.8.3 Análisis estático simplificado	74
3.8.4 Comparación de resultados	81

CAPITULO IV DISEÑO DE ELEMENTOS

4.1 GENERALIDADES:	93
4.1.1 Teoría de membrana de revolución	95
4.1.1.1 Esfuerzo meridiano NI	97
4.1.1.2 Esfuerzo anular NII	97
4.1.2 Esfuerzo de flexión en superficies de revolución	98
4.2 DISEÑO DE LINTERNA DE ILUMINACION	100
4.2.1 Diseño de techo plano	100
4.2.1.1 Consideraciones de diseño	100
4.2.1.2 Cálculos	102
4.2.2 Diseño de columnas	104
4.2.2.1 Consideraciones de diseño	104
4.2.2.2 Cálculos	105

4.2.3	Diseño de anillo de soporte	107
4.2.3.1	Consideraciones de diseño	107
4.2.3.2	Cálculos	108
4.3	DISEÑO DE COBERTURA EN CUPULA ESFERICA	110
4.3.1	Cúpula esférica sometida a peso propio	110
4.3.2	Cúpula esférica con linterna sometida a peso propio	114
4.3.3	Esfuerzos de flexión en cúpula esférica	116
4.3.4	Consideraciones de diseño	120
4.3.5	Cálculos	124
4.4	DISEÑO DE VIGA SUPERIOR:	130
4.4.1	Consideraciones de diseño	130
4.4.2	Cálculos	133
4.5	DISEÑO DE PARED CILINDRICA:	135
4.5.1	Consideraciones de diseño	136
4.5.2	Cálculos	140
4.6	DISEÑO DE VIGA INFERIOR:	144
4.6.1	Consideraciones de diseño	145
4.6.2	Cálculos	147
4.7	DISEÑO DE FONDO CONICO:	149
4.7.1	Fondo cónico sometido a carga externa	149
4.7.2	Fondo cónico sometido a peso propio	151
4.7.3	Fondo cónico sometido a presión hidrostática	152
4.7.4	Esfuerzos de flexión en fónodo cónico	155
4.7.5	Consideraciones de diseño	160
4.7.6	Cálculos	164

4.8 DISEÑO DE LOSA DE FONDO EN CUPULA ESFERICA:	171
4.8.1 Cúpula esférica abierta sometida a la presión hidrostática	171
4.8.2 Cúpula esférica abierta sometida al peso propio y peso de chimenea de acceso	174
4.8.3 Esfuerzos de flexión en cúpula esférica	175
4.8.4 Consideraciones de diseño	179
4.8.5 Cálculos	183
4.9 DISEÑO DE CHIMENEA DE ACCESO:	192
4.9.1 Consideraciones de diseño	192
4.9.2 Cálculos	193
4.10 DISEÑO DE VIGA DE FONDO:	195
4.10.1 Consideraciones de diseño	196
4.10.2 Cálculos	199
4.11 DISEÑO DE FUSTE CILINDRICO:	201
4.11.1 Consideraciones de diseño	203
4.11.2 Cálculos	204
4.12 DISEÑO DE CIMENTACION	209
4.12.1 Consideraciones de diseño	214
4.12.2 Cálculos	215
CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	217
CAPITULO VI PLANOS Y ANEXOS	219

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 GENERALIDADES:

En los proyectos de reservorios elevados podemos distinguir 2 elementos fundamentales, uno de ellos es la estructura de soporte la cual está directamente relacionada con la altura de nivel de agua para mantener la presión requerida, y el otro, es el depósito de almacenamiento relacionado con el volumen de agua requerido para abastecer la demanda.

Estos elementos que describiremos a continuación son el punto de partida para nuestro análisis y diseño.

1.1.1 Estructura de soporte.-

Es la que sirve de soporte al depósito de almacenamiento, su altura depende de la presión de servicio. Dentro de las más usuales, podemos encontrar las compuestas por columnas, arriostradas por vigas circulares o planas, formando así un castillo de vigas y columnas o las tubulares conformadas por una estructura cilíndrica de sección recta o variable.

1.1.2 Depósito de almacenamiento.-

Contiene el volumen del líquido almacenado y su capacidad, es función de la demanda existente. La geometría de los depósitos varía, desde los más comunes (cuadrados, rectangulares, cilíndricos), hasta los más complejos, dependiendo de la propuesta arquitectónica.

El depósito está conformado por 3 partes bien definidas, la losa de fondo, la cuba o cuerpo y la cobertura o techo, que describiremos a continuación.

-La losa de fondo puede ser plana, soportada sobre vigas, que transmiten la carga a las columnas (fig 1a); cuando los volúmenes son considerables mayores de 200 M³ (1), los fondos planos pueden presentar deformaciones considerables, conllevando a disponer de mayor número de apoyos; en estos casos es más recomendable las secciones

abovedadas (fig 1b) apoyando el depósito en un anillo, el cual está sometido a tracciones originadas por el empuje de la cúpula esférica (fig 1e).

Cuando las tracciones en la viga son excesivas, se emplean las losas de fondo mixtas llamadas FONDOS DE INTZE (fig 1c) compuestas por una parte interior esférica y la otra exterior cónica, que produce esfuerzos de compresión al anillo circular, compensando de ésta manera los esfuerzos de tracción de la parte esférica, logrando que la viga no resulte fatigada por fuerza longitudinal (fig 1f).

Algunos depósitos (siguiendo éste mismo criterio) están constituidos por un casquete esférico rodeado de una o más superficies TORICAS (fig 1d).

-La cuba o pared del depósito suelen ser de sección cuadrada, cónica o cilíndrica, salvo algunos diseños especiales, las más usuales son las cilíndricas, ya que ofrecen un mejor comportamiento estructural (fig 2).

-La cobertura puede ser plana (para pequeños depósitos) o en forma de cúpula esférica, que en su parte superior deben tener una linterna de iluminación.

Ademas de los elementos descritos no debemos olvidar considerar (sobre todo en reservorios de gran capacidad) la chimenea de acceso, la misma que está ligada a la losa de fondo, y por la cual se ingresa al reservorio para mantenimiento.

abovedadas (fig 1b) apoyando el depósito en un anillo, el cual está sometido a tracciones originadas por el empuje de la cúpula esférica (fig 1e).

Cuando las tracciones en la viga son excesivas, se emplean las losas de fondo mixtas llamadas FONDOS DE INTZE (fig 1c) compuestas por una parte interior esférica y la otra exterior cónica, que produce esfuerzos de compresión al anillo circular, compensando de ésta manera los esfuerzos de tracción de la parte esférica, logrando que la viga no resulte fatigada por fuerza longitudinal (fig 1f).

Algunos depósitos (siguiendo éste mismo criterio) están constituidos por un casquete esférico rodeado de una o más superficies TORICAS (fig 1d).

-La cuba o pared del depósito suelen ser de sección cuadrada, cónica o cilíndrica, salvo algunos diseños especiales, las más usuales son las cilíndricas, ya que ofrecen un mejor comportamiento estructural (fig 2).

-La cobertura puede ser plana (para pequeños depósitos) o en forma de cúpula esférica, que en su parte superior deben tener una linterna de iluminación.

Ademas de los elementos descritos no debemos olvidar considerar (sobre todo en reservorios de gran capacidad) la chimenea de acceso, la misma que está ligada a la losa de fondo, y por la cual se ingresa al reservorio para mantenimiento.

1.2 PLANTEAMIENTO ARQUITECTONICO:

La estructura que vamos a estudiar deberá cumplir con los requisitos de las especificaciones de diseño, además de las siguientes consideraciones.

1.2.1 Estructura de soporte.-

Deberá ser cilíndrica con una puerta de ingreso a nivel ± 0.00 , de 1,20 x 2,10 mts. y ventanas de iluminación interna de 0,40x0,40 mts. distribuidas diametralmente cada 5,00 mts. a lo largo de su longitud.

1.2.2 Losa de fondo.-

Será de tipo INTZE con viga de borde circular y chimenea central de acceso de 1.50 mts. de diámetro interior

1.2.3 Cuba.-

Será cilíndrica debiendo tener vigas de borde inferior y superior para su arriostramiento.

1.2.4 Cobertura.-

Será compuesta por una cúpula esférica con su respectiva linterna de iluminación en la parte central.

1.3 NORMAS DE DISEÑO:

El análisis estructural se realizará en concordancia con las siguientes normas y reglamentos:

1.3.1 Reglamento Nacional de Construcciones.

1.3.2 Norma de Diseño sismo-resistente.

1.3.3 Norma técnica de edificación E 060.

1.3.4 Normas del ACI.

1.4 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO:

1.4.1 El volumen de almacenamiento útil del reservorio deberá ser de 3,000 M³.

1.4.2 La cota de nivel de agua, estando el reservorio lleno, será de 35.00 mts. sobre el nivel del terreno.

1.4.3 La capacidad portante del terreno de fundación para efectos del análisis será:

$$\sigma_t = 3.00 \text{ kg/cm}^2$$

1.4.4 El acero de refuerzo sera de grado 60 de las siguientes características:

-Resistencia a la tracción $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

-Módulo de elasticidad $E_a= 2 \times 10^6$.

1.4.5 El concreto a considerar para el diseño será de peso específico $\gamma=2,400 \text{ kg/m}^3$, módulo de elasticidad $E_c=15,000 f'c$, y la resistencia $f'c$ alcanzada a los 28 días para cada elemento estructural será la indicada :

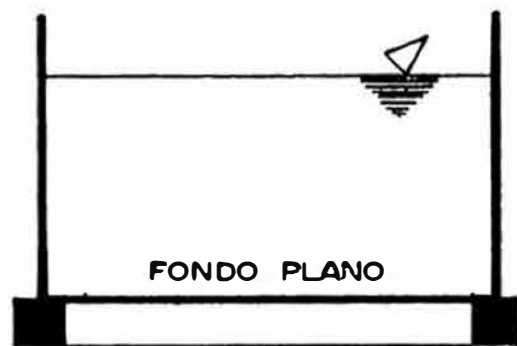
Descripción	$f'c \text{ kg/cm}^2$
-Zapata	245
-Fuste	245
-Losa fondo y viga	350
-Cuba	280
-Cúpula	245

1.5 CARGAS A CONSIDERAR:

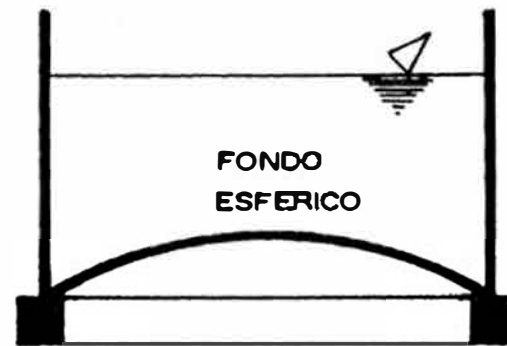
-Peso propio.

-Sobrecarga.

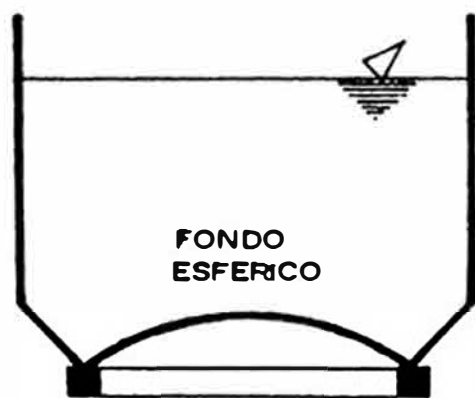
-Carga de sismo.



(a)

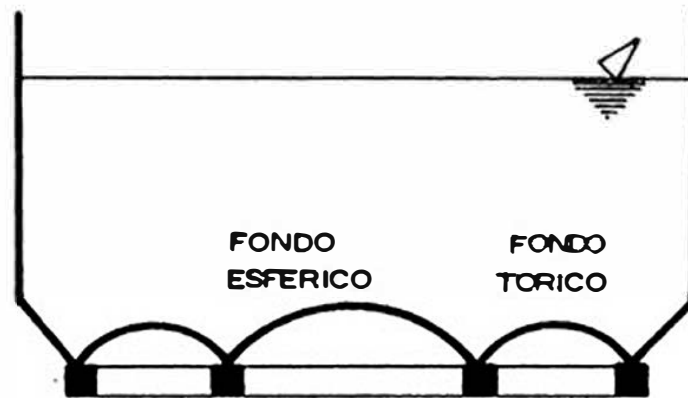


(b)

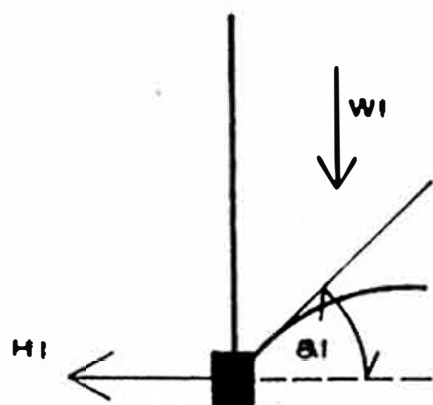


(c)

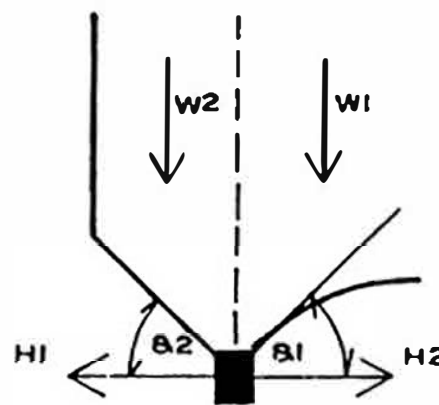
PARED
CILINDRICA
FONDO
CONICO



(d)

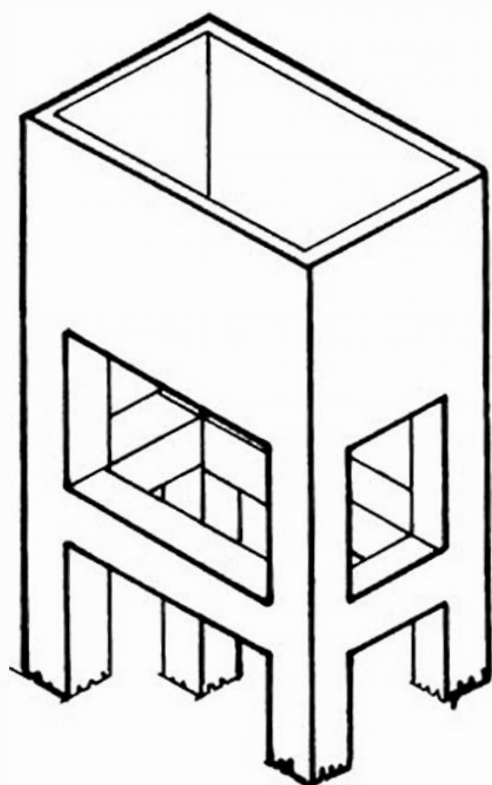


(e)

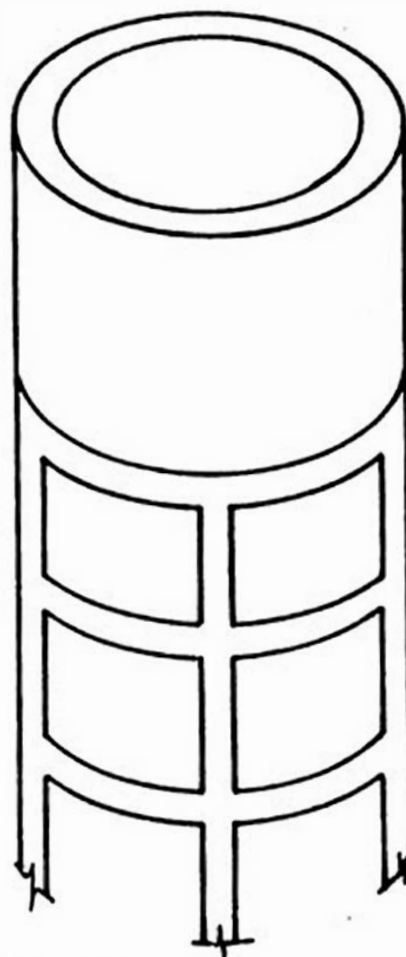


(f)

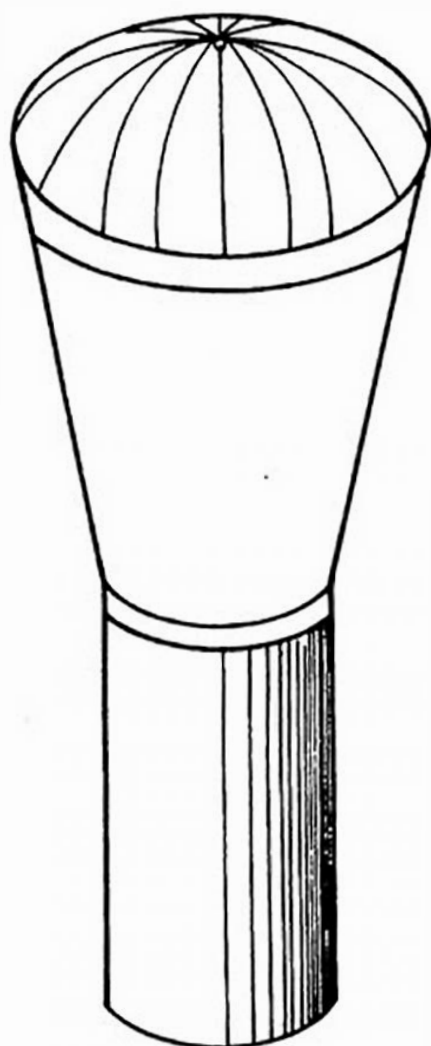
FIGURA N° 01



(a)



(b)



(c)

- a) -Soporte de columnas y vigas.
-Losa de fondo plana.
-Cuba cuadrada.
- b) -Soporte de columnas y vigas.
-losa de fondo plana.
-cuba cilíndrica.
- c) -Soporte cilíndrico (fuste).
-Losa de fondo esférica.
-cuba cónica.
-cobertura esférica.

FIGURA N° 02

CAPITULO II

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

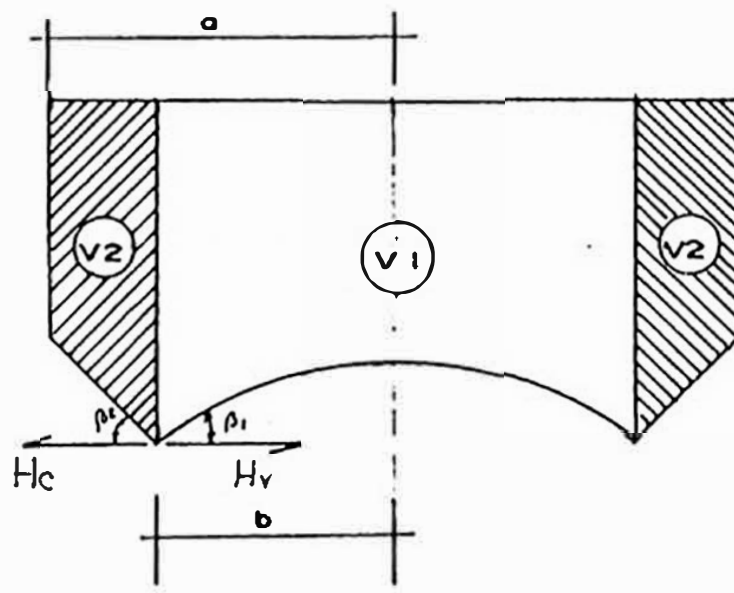
2.1 GENERALIDADES:

Se presenta una estructura que cumpla con los requisitos del planteamiento arquitectónico, a la vez se verificará la condición de equilibrio de fuerzas longitudinales para el fondo tipo INTZE, se realizarán aproximaciones y consideraciones para simplificar los cálculos que nos permitan determinar dimensiones principales, poder predimensionar los elementos y realizar el metrado de cargas.

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO:

2.2.1 Condición de equilibrio para depósito INTZE.-

Los depósitos INTZE deben dimensionarse de tal manera que se anulen los empujes sobre la viga circular de fondo, que une la pared cónica con la esférica; es decir que las componentes longitudinales de las presiones C_c de la cúpula, y C_v del voladizo cónico, se equilibren.
(1)



Las presiones C_c y C_v en toda la longitud $2\pi b$ son:

$$C_c = \gamma V_1 / \text{sen} \beta_1$$

$$C_v = \gamma V_2 / \text{sen} \beta_2$$

Las correspondientes componentes longitudinales son:

$$H_c = \gamma V_1 / \text{sen} \beta_1 \cdot \text{cos} \beta_1$$

$$H_v = \gamma V_2 / \text{sen} \beta_2 \cdot \text{cos} \beta_2$$

Para la condición de fondo tipo INTZE:

$$H_c = H_v$$

pudiendo la expresión anterior expresarse de la siguiente manera:

$$V_1 / \text{tan} \beta_1 = V_2 / \text{tan} \beta_2$$

donde:

V_1 =Volumen sobre la cúpula esférica.

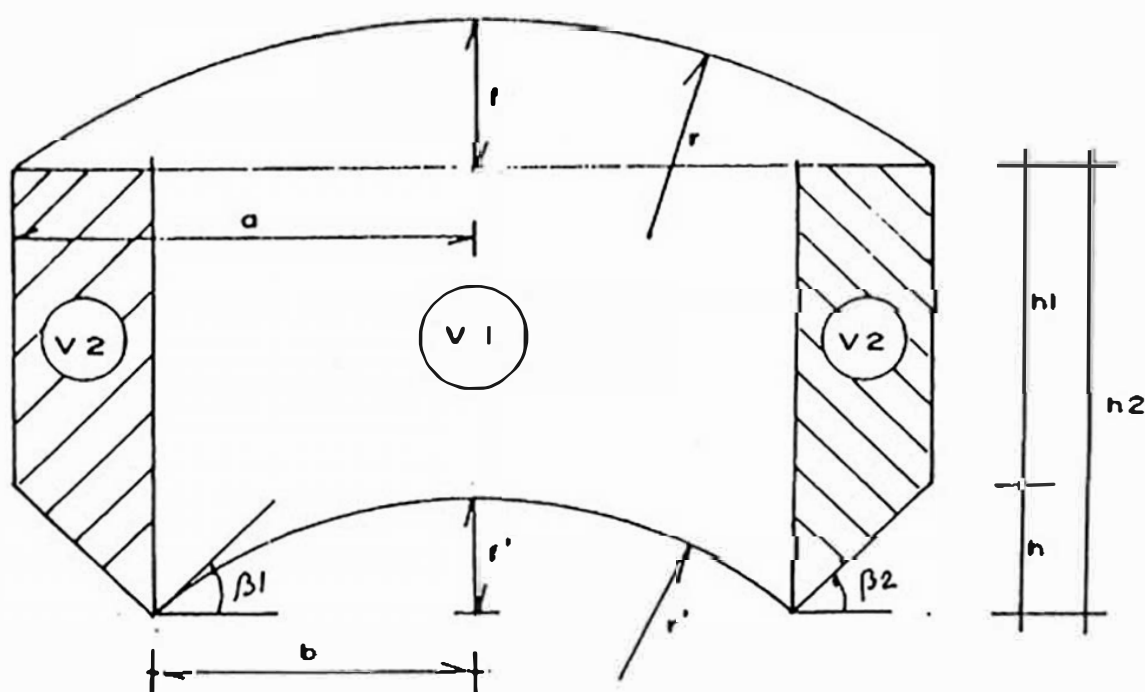
V_2 =Volumen sobre la superficie cónica.

β_1 =Angulo interior formado por el horizonte y la tangente a la curva.

β_2 =Angulo exterior formado por el horizonte y el fondo cónico.

2.2.2 Determinación de las dimensiones principales.-

Uno de los primeros problemas en el dimensionamiento de reservorios, que vamos a afrontar es el de determinar las dimensiones principales del depósito de almacenamiento, el cual lo vamos a hacer tomando algunas consideraciones para facilitar el cálculo y que se tiene que verificar con la condición de depósito INTZE.



De la fig. se puede calcular:

$$V1 = \pi \cdot b^2 \cdot h2 - \pi \cdot f'^2 \cdot (r' - f' / 3) \quad \dots (1)$$

$$V2 = (a-b) / 3 \cdot \pi \cdot \{h1 \cdot (2a+b) + h2 \cdot (2b+a)\} \quad \dots (2)$$

$$\tan \beta1 = b / \sqrt{(r'^2 - b^2)} \quad \dots (3)$$

$$\tan \beta2 = (h2 - h1) / (a - b) \quad \dots (4)$$

$$2r' \cdot f' = b^2 + f'^2 \quad \dots (5)$$

$$2r \cdot f = a^2 + f^2 \quad \dots (6)$$

2.2.2.1 Consideraciones para el predimensionamiento

a) Una primera aproximación es considerar los volúmenes $v1$ y $v2$ a nivel de $h1$; iguales, es decir:

$$v1 = \pi \cdot b^2 \cdot h1 \quad v2 = \pi \cdot (a^2 - b^2) \cdot h1$$

igualando los volúmenes:

$$\pi \cdot (a^2 - b^2) \cdot h1 = \pi \cdot b^2 \cdot h1$$

de donde:

$$a = b \cdot \sqrt{2} \quad \dots (I)$$

b) Considerando $\beta1 = \beta2 = 45^\circ$

de (3) $b = \sqrt{(r'^2 - b^2)}$

de donde:

$$r' = b \cdot \sqrt{2} \quad \dots (II)$$

de (4) $h2 - h1 = a - b$

de donde haciendo:

$$h2 = a \quad \dots (III)$$

$$h1 = b \quad \dots (IV)$$

de (5) reemplazando $r' = b\sqrt{2}$ y resolviendo

$$f' = a - b \quad \dots \quad (V)$$

c) Como podemos observar de las expresiones (I) al (V), todos los valores de los elementos están en función de "a", si reemplazamos estos valores en (1) y (2) podemos tener una expresión para el volumen de almacenamiento VR en función de "a".

$$VR = V1 + V2$$

$$V1 = \pi \cdot a^2 / 2 \cdot a - \pi \cdot (a - a/\sqrt{2})^2 \cdot [a - (a - a/\sqrt{2}) / 3]$$

$$V1 = 1.5700a^3 - 0.2695a^2 (0.9024a)$$

$$V1 = 1.327a^3$$

$$V2 = (a - a/\sqrt{2}) / 3 \cdot \pi \cdot [a(a + \sqrt{2}a) + a/\sqrt{2} \cdot (2a + a/\sqrt{2})]$$

$$V2 = 0.3067a \cdot 4.3284a^2$$

$$V2 = 1.327a^3$$

de donde:

$$VR = 2.654a^3$$

$$\implies a = 0.722(VR)^{1/3} \quad \dots \quad (VI)$$

d) Para el caso de la cobertura F. Moral (1) sugiere valores de f de $1/2a$ a $1/5a$; tomando un valor intermedio consideramos:

$$f = a/3 \quad \dots \text{(VII)}$$

luego por geometría:

$$r = \sqrt{a^2 + (a - f)^2}$$

de donde:

$$r = 5/3a \quad \dots \text{(VIII)}$$

2.2.2.2 Criterios para dimensionar

a) Las expresiones del I al VI las emplearemos para una primera aproximación de las medidas del depósito, las mismas que se irán afinando, ya que al considerar la chimenea de acceso y al redondear las cifras vamos a obtener valores no consistentes que debemos ajustar haciendo prevalecer la condición de depósito INTZE y del volumen útil del reservorio; es decir:

$$(V1 - Vch)/\tan\beta1 = V2/\tan\beta2$$

Ademas:

$$Valm = V1 - Vch + V2$$

donde:

$V_{alm} =$ Volumen de almacenamiento.

$V_{ch} =$ Volumen de chimenea.

$$V_{ch} = \pi D^2 (h_2 - f') / 4$$

siendo:

$D =$ Diámetro exterior de chimenea.

b) Al obtener de la primera aproximación, valores para el volumen de almacenamiento, menores al volumen útil, notamos de una primera apreciación, que podemos aumentar el volumen obtenido, si reducimos f' , con la consiguiente variación de r' , de los ángulos β_1 , β_2 y h_1 ; manteniendo el resto de valores constantes.

De la expresión (5) :

$$r' = (b^2 + f'^2) / 2f' \quad \dots \text{ (IX)}$$

manteniendo $\beta_1 = \beta_2$ tendremos

$$\tan \beta_2 = \tan \beta_1$$

$$(h_2 - h_1) / (a - b) = b / \sqrt{(r'^2 - b^2)}$$

de donde:

$$h_1 = h_2 - b(a - b) / \sqrt{(r'^2 - b^2)} \quad \dots \text{ (X)}$$

2.2.3 Cálculo de las dimensiones principales.-

Para una primera aproximación utilizamos los valores obtenidos del I al VIII y luego hacemos variar f' hasta obtener el volumen deseado:

de VI :

$$a = 0.722(Vr)^{1/3}$$
$$a = 0.722(3000)^{1/3}$$
$$a = 10.40 \text{ mts.}$$

de I :

$$b = a/\sqrt{2}$$
$$b = 10.40/\sqrt{2}$$
$$b = 7.35 \text{ mts.}$$

de II :

$$r' = b\sqrt{2}$$
$$r' = 7.35\sqrt{2}$$
$$r' = 10.40 \text{ mts.}$$

de III :

$$h2 = a$$
$$h2 = 10.40 \text{ mts.}$$

de IV :

$$h1 = b$$
$$h1 = 7.35 \text{ mts.}$$

de V :

$$f' = a - b$$
$$f' = 10.40 - 7.35$$
$$f' = 3.05 \text{ mts.}$$

Para la cobertura

de VII :

$$f = a/3$$

$$f = 10.40/3$$

$$f = 3.45 \text{ mts.}$$

de VIII :

$$r = 5a/3$$

$$r = 5*10.40/3$$

$$r = 17.35 \text{ mts.}$$

Con los valores iniciales preparamos el siguiente cuadro, que muestra las iteraciones efectuadas, haciendo variar f' :

I	a	b	h2	Dext	f'	r'	h1	V1	V2	Vch	Vala	B
1	10,40	7,35	10,40	1,90	3,05	10,40	7,35	1491,38	1493,88	20,84	2964,42	45,0
2	-	-	-	-	3,00	10,50	7,41	1496,84	1500,20	20,98	2975,96	44,4
3	-	-	-	-	2,95	10,63	7,48	1501,28	1506,42	21,12	2986,57	43,7
4	-	-	-	-	2,90	10,71	7,55	1506,19	1502,52	21,26	2997,45	43,1
5	-	-	-	-	2,85	10,90	7,62	1511,09	1518,51	21,41	3008,19	42,3

Finalmente despues de la quinta iteración y redondeando tenemos:

$$a = 10.40 \text{ mts.}$$

$$b = 7.35 \text{ mts.}$$

$$h2 = 10.40 \text{ mts.}$$

$$f' = 2.85 \text{ mts.}$$

$$r' = 10.90 \text{ mts.}$$

$$h1 = 7.60 \text{ mts.}$$

Para la cobertura tenemos:

$$r = 17.35 \text{ mts.}$$

$$f = 3.45 \text{ mts.}$$

A continuación se presenta una tabla con los valores de las dimensiones principales para diferentes capacidades de reservorios, que han sido calculados siguiendo el procedimiento analizado

DIMENSIONES DE LA CUBA PARA RESERVORIOS CON DIFERENTES VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO

V(m3)	a	b	h2	Dext.	f	r'	h1	V1	V2	Vch.	Valm.	beta
2,800	10.2	7.2	10.2	1.8	2.95	10.25	7.25	1407.5	1416.5	18.45	2805.6	44.56
2,500	9.8	6.95	9.8	1.8	2.75	10.15	7.15	1267.5	1257.8	17.95	2507.5	43.17
2,300	9.55	6.75	9.55	1.8	2.75	9.65	6.8	1159.3	1161.9	17.3	2303.9	44.33
2,000	9.1	6.45	9.1	1.8	2.55	9.45	6.6	1014	1008.1	16.67	2005.5	43.14
1,800	8.8	6.2	8.8	1.8	2.5	8.95	6.3	903.6	915.9	16.03	1803.5	43.92
1,500	8.25	5.85	8.25	1.8	2.25	8.75	6.1	760.1	750.4	15.27	1500.2	42.07
1,300	7.9	5.6	7.9	1.8	2.25	8.1	5.7	661.5	657.1	14.38	1304.2	43.77
1,000	7.2	5.1	7.2	1.8	1.9	7.8	5.4	507.1	506.4	13.48	1000	40.86
800	6.7	4.75	6.7	1.8	1.8	7.15	4.95	408.1	406	12.46	801.6	41.51
500	5.75	4.05	5.75	1.8	1.55	6.05	4.25	254.4	258.7	10.69	502.5	41.88

2.3 METRADO DE CARGAS:

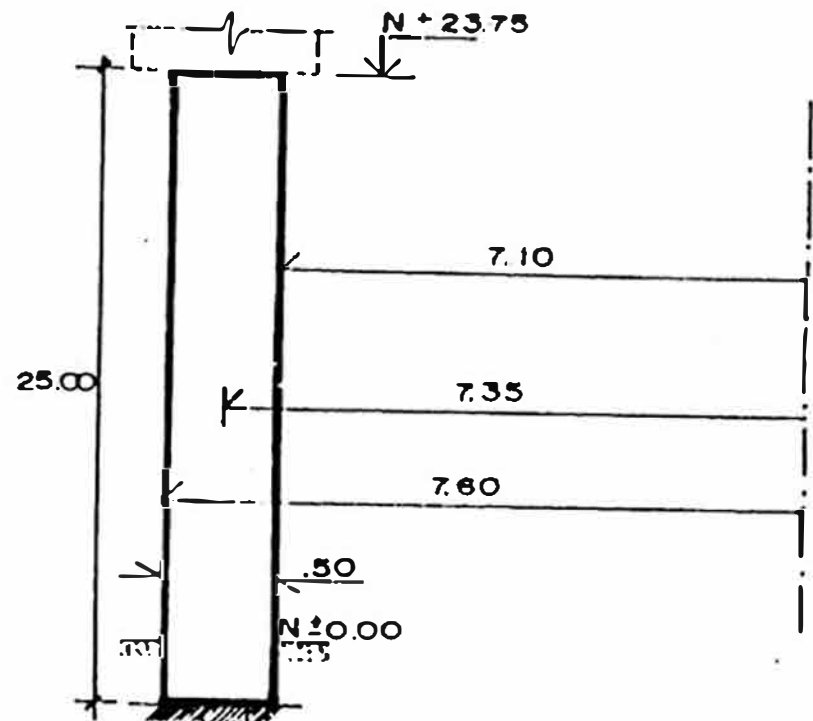
Para efectos de metrado de cargas asumiremos espesores de fuste, cuba, cúpula así como de vigas de arriostre, que serán verificados al momento de realizar los análisis respectivo

2.3.1 Peso del fuste.-

$$p1 = 25.00 * 0.50 * 2\pi * 7.35 * 2400$$

$$p1 = 1'385,442.36$$

$$p1 = 1,386 \text{ Tns.}$$

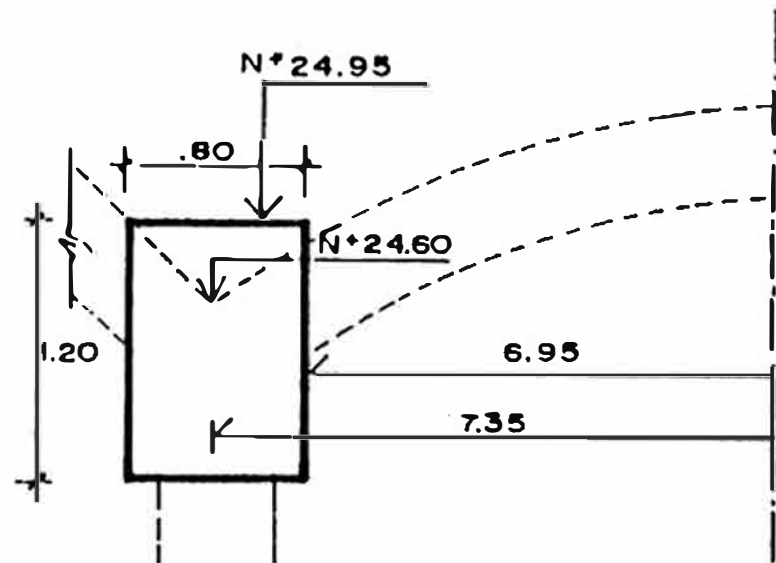


2.3.2 Peso de viga circular de fondo.-

$$p2 = 1.20 * 0.80 * 2\pi * 7.35 * 2400$$

$$p2 = 106,401.97 \text{ kgs.}$$

$$p2 = 107 \text{ Tns.}$$



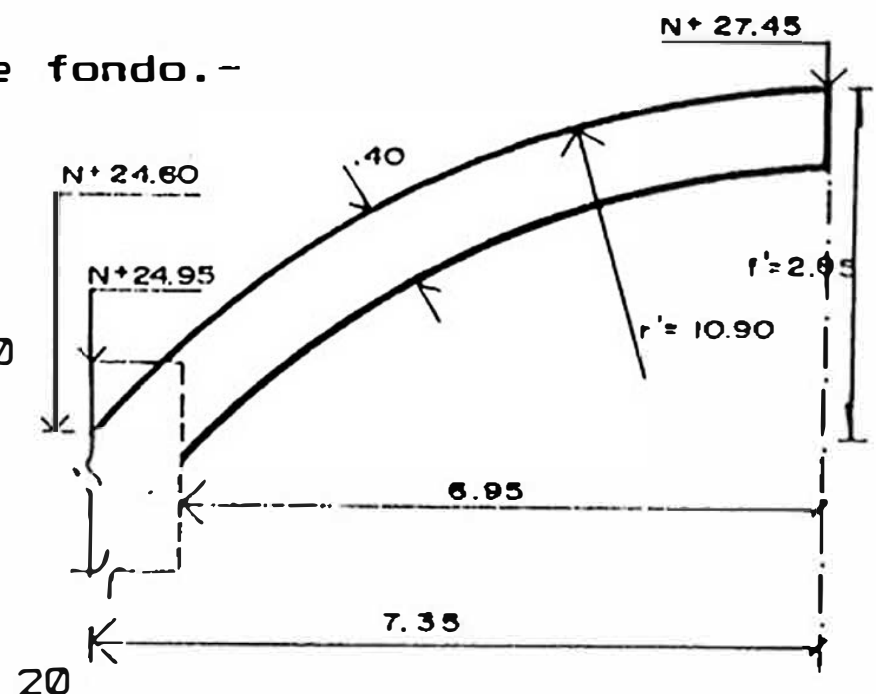
2.3.3 Peso de cúpula de fondo.-

$$p3 = 2 * \pi * R * f * e * 2400$$

$$p3 = 2\pi * 10.90 * 2.85 * 0.40 * 2400$$

$$p3 = 187,379.66 \text{ kgs.}$$

$$p3 = 188 \text{ Tns.}$$

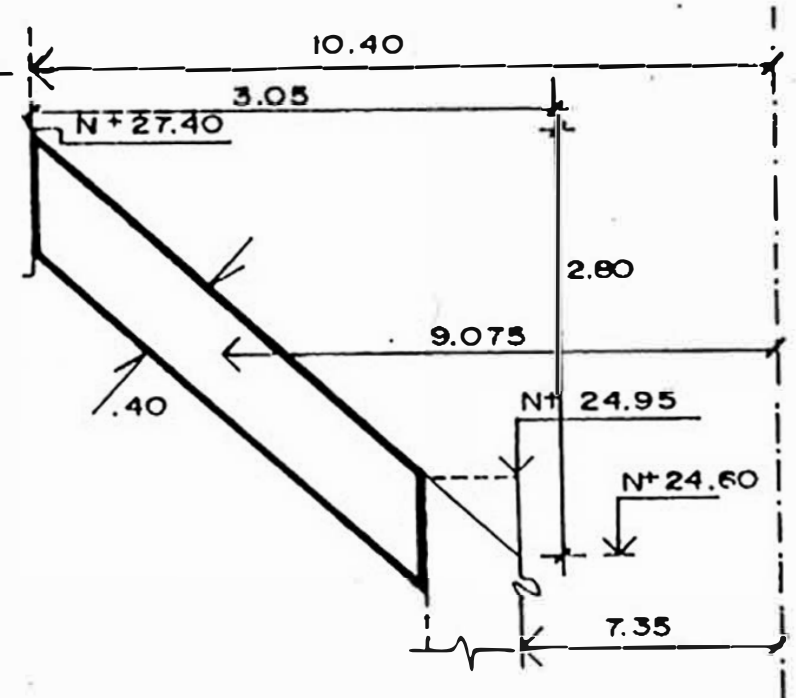


2.3.4 Peso de fondo cónico.-

$$p4 = 0.40 * 3.61 * 2\pi * 9.075 * 2400$$

$$p4 = 197,608.19 \text{ kgs.}$$

$$p4 = 198 \text{ Tns.}$$

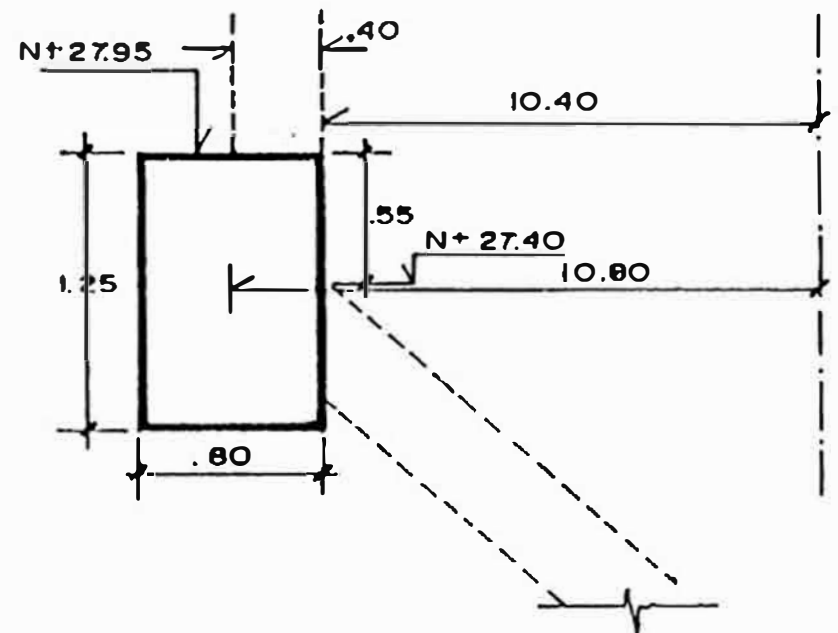


2.3.5 Peso de anillo circular inferior.-

$$p5 = 0.80 * 1.25 * 2\pi * 10.80 * 2400$$

$$p5 = 162,860.16 \text{ kgs.}$$

$$p5 = 163 \text{ Tns.}$$

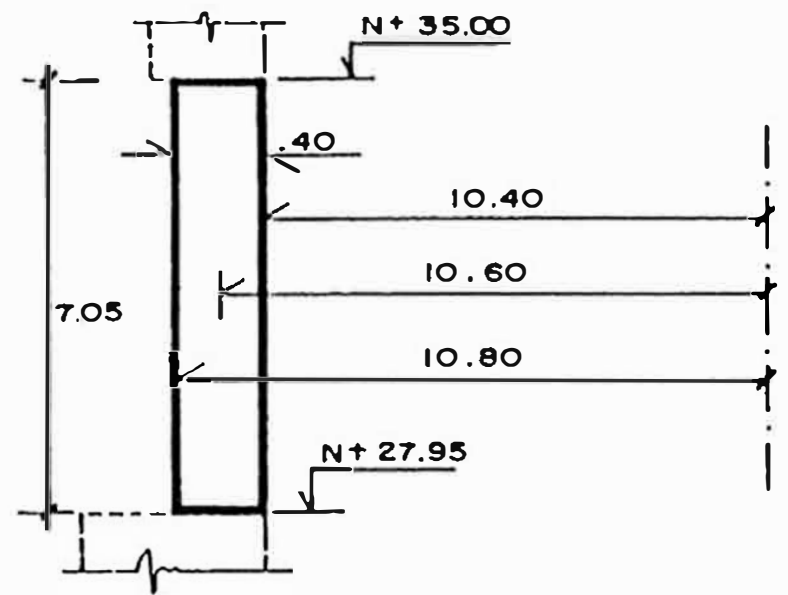


2.3.6 Peso de cuba.-

$$p6 = 7.25 * 0.40 * 2\pi * 10.60 * 2400$$

$$p6 = 463,548.28 \text{ kgs.}$$

$$p6 = 464 \text{ Tns.}$$

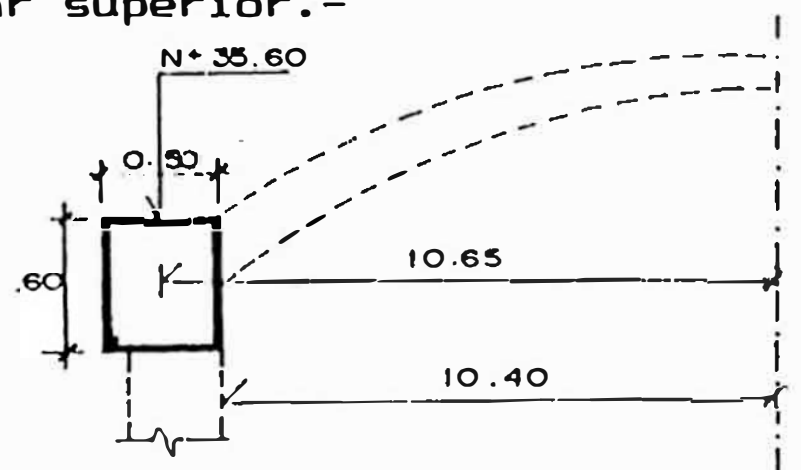


2.3.7 Peso de anillo circular superior.-

$$p7 = 0.60 * 0.50 * 2\pi * 10.65 * 2400$$

$$p7 = 48,179.47 \text{ kgs.}$$

$$p7 = 49 \text{ Tns.}$$



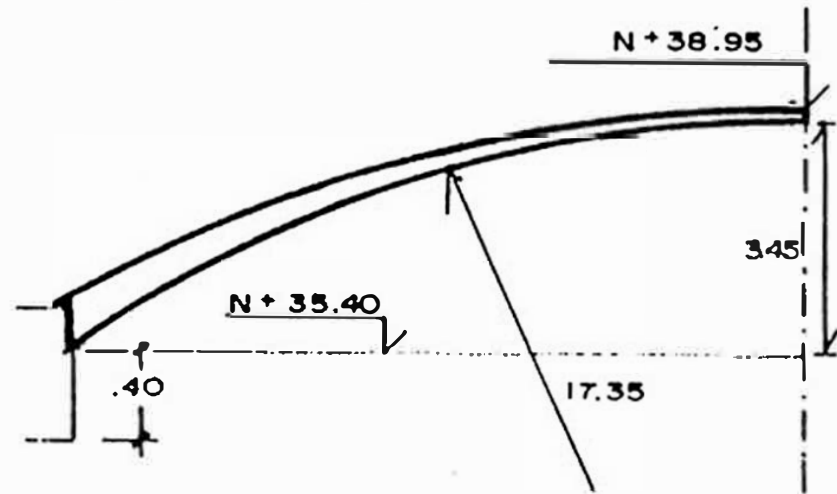
2.3.8 Peso de cobertura en cúpula esférica.-

$$p_8 = 2 * \pi * R * f * e * 2400$$

$$p_8 = 2\pi * 17.35 * 3.45 * 0.10 * 2400$$

$$p_8 = 90,262.98 \text{ kgs.}$$

$$p_8 = 91 \text{ Tns.}$$

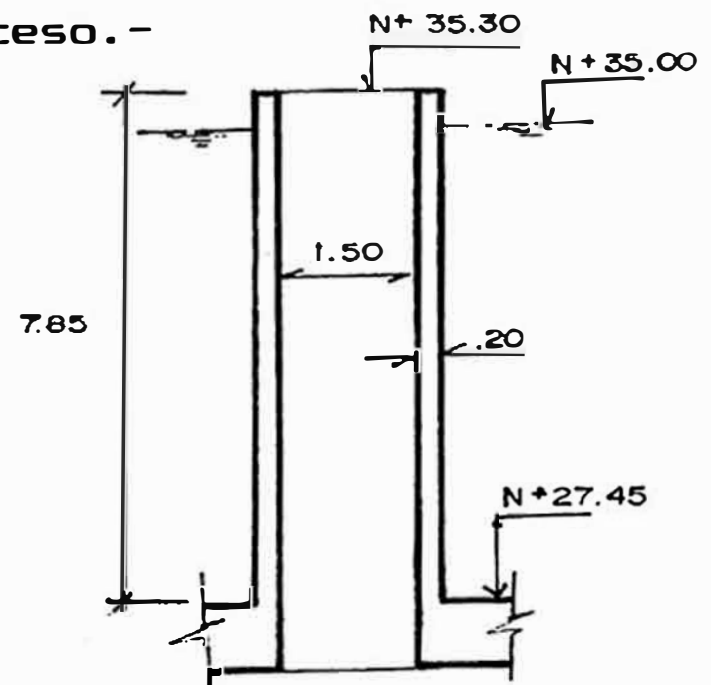


2.3.9 Peso de chimenea de acceso.-

$$p_9 = 7.85 * 0.20 * 2\pi * 0.85 * 2400$$

$$p_9 = 20,123.79 \text{ kgs.}$$

$$p_9 = 21 \text{ Tns.}$$



2.3.10 Resumen de cargas.-

a) Peso de fuste

$$P_1 = p_1$$

$$P_1 = 1,386 \text{ Tns.}$$

b) Peso de depósito

$$P_2 = p_2 + p_3 + p_4 + p_5 + p_6 + p_7 + p_8 + p_9$$

$$P_2 = 107 + 188 + 198 + 163 + 464 + 49 + 91 + 21$$

$$P_2 = 1,281 \text{ Tns.}$$

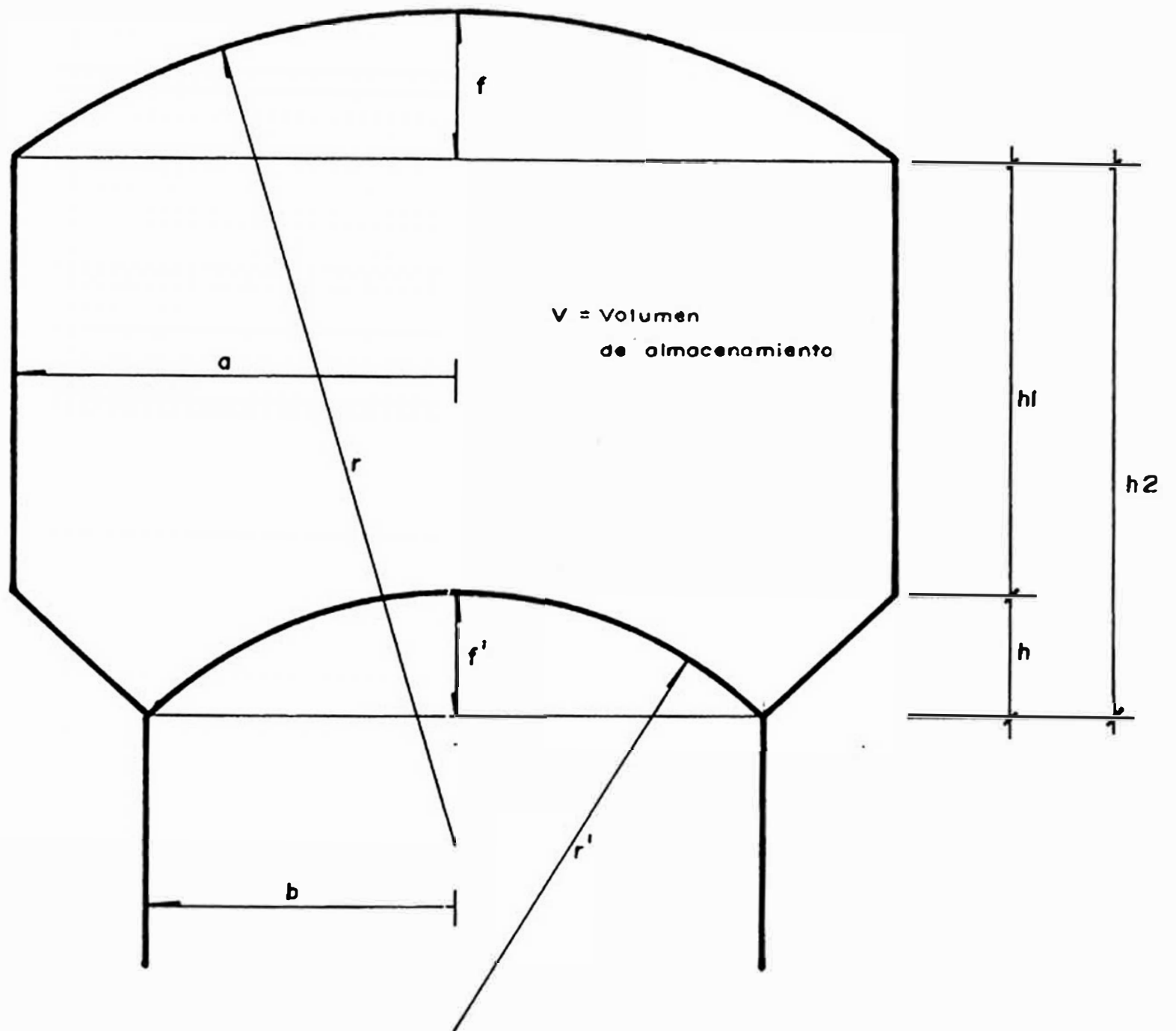
c) Peso total de la estructura

Considerando la estructura cargada sería la suma del peso del fuste mas el peso del depósito adicionado al del agua:

$$P = P1 + P2 + P_{\text{agua}}$$

$$P = 1,386 + 1,281 + 3,000$$

$$P = 5,667 \text{ Tns.}$$



VALORES APROXIMADOS PARA LAS DIMENSIONES DE LA CUBA

$$a = b \sqrt{2}$$

$$h1 = b$$

$$r' = b \sqrt{2}$$

$$f' = a - b$$

$$h2 = a$$

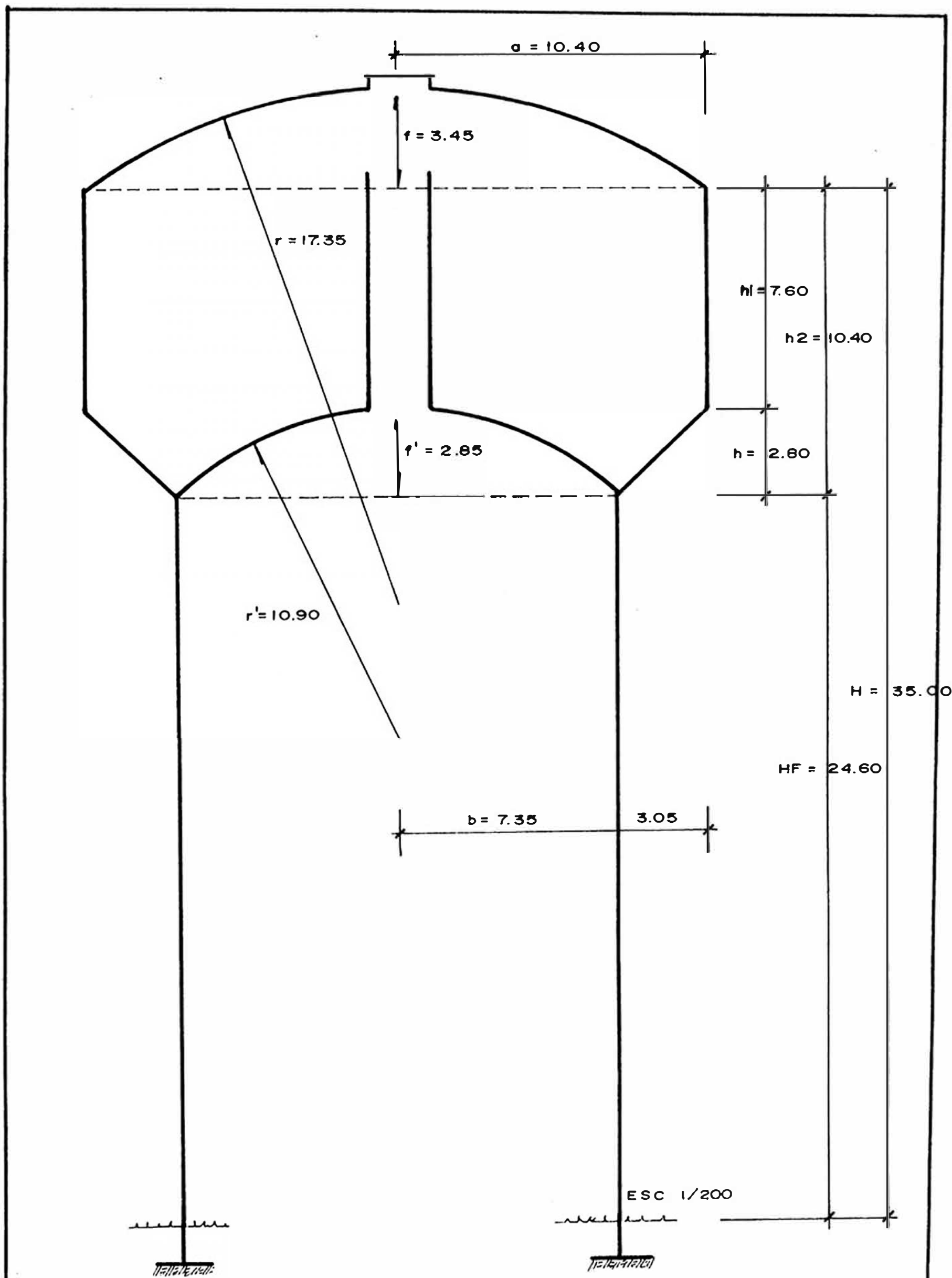
$$a = 0.722 V^{1/3}$$

$$r' = (b^2 + f'^2) / 2f'$$

$$h1 = h2 - b(a - b) / (r'^2 - b^2)$$

$$r = 5/3 a$$

$$f = a/3$$



DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA

BACH: SALINAS SAAVEDRA, JOSE R. ASESOR: Ing. VICENTE CHARIARSE C.

UNI / FIC

TESIS: ANALISIS Y DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE UN RESERVORIO ELEVADO CON ESTRUCTURA

CILINDRICA DE SOPORTE

CAPITULO III

ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1 GENERALIDADES:

Se hará un estudio superficial de las características dinámicas de la estructura así como la concordancia de la estructura con la norma de diseño Sismo-resistente del R.N.C., para luego presentar 3 métodos para determinar la fuerza sísmica, el método dinámico de análisis Modal y el método estático general, propuestos por el R.N.C., así como el método estático simplificado propuesto por el Ing. Julio Rivera Feijoo, y por último se realizarán las comparaciones de los resultados obtenidos al aplicar cada uno de éstos métodos.

3.2 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA:

La intensidad de la respuesta dinámica de una estructura depende en igual medida de sus características dinámicas, de las de la onda sísmica y de las del medio a través del cual se propaga.

Las características dinámicas (usadas para el análisis modal) dependen esencialmente del tipo constructivo, de la distribución y forma de la estructura resistente desde el punto de vista dinámico / estático y de los materiales empleados.

Los elementos esenciales que definen las características dinámicas de la estructura (que estudiaremos brevemente) son los sgts:

-Gama de pulsaciones (frecuencias) ω_i o periodos propios T_i (naturales) de oscilación, llamados valores propios.

-Formas propias de oscilación, denominados vectores propios o normales de oscilación ϕ_i .

-Factor de amortiguamiento de los diversos tipos estructurales ν_i .

3.2.1 Determinación de los valores propios.-

Para la determinación de los periodos fundamentales se han desarrollado una serie de métodos que simplifican su cálculo, toda vez que el método exacto de cálculo es complicado (sobre todo cuando se trata de sistemas con varios grados de libertad).

Debido a que el sistema de masa continua no interesa para el cálculo de los periodos, se simplifica la solución suponiendo masas concentradas a un nivel establecido (entrepiso en caso de edificios), consideración tomada en la formulación de una serie de métodos como el de Rayleigh, Dunkerley, Stodola, Holzer, White, Salvadori, entre otros.

Los métodos que aplicaremos para el cálculo de los valores propios, son el método de Stodola para determinar el primer periodo de oscilación y el método de Holzer para los restantes.

A continuación se presenta una breve descripción de cada uno de los métodos elegidos.

3.2.1.1 Método de Stodola

Conocido también como el método de las aproximaciones sucesivas, teniendo también un gran campo de aplicación para determinación de las frecuencias fundamentales.

El procedimiento de cálculo consiste en lo siguiente: se parte de una deformación arbitraria (generalmente estática) y se calculan las flechas $y_k(1)$ correspondientes a los puntos de aplicación de las cargas. Se repite luego el mismo procedimiento con las cargas obtenidas mediante el producto de las masas por los desplazamientos de la primera etapa de aproximación $m_k \cdot y_k(1)$, y se calculan los desplazamientos $y_k(2)$.

Sea:

$$F_k(1) = m_k \cdot y_k(1) \cdot \omega^2 \quad \text{ECUACION DINAMICA}$$

En la primera aproximación:

$$\omega^2(1) = y_k(1) / y_k(2)$$

Cargando la estructura con las tensiones $m_k \cdot y_k(2)$, se obtienen los desplazamientos $y_k(3)$. En la segunda etapa de aproximación:

$$\omega^2(2) = y_k(2) / y_k(3)$$

El valor de w_2 es más cercano a w_1 . Se prosigue el cálculo hasta una etapa de aproximación j en que:

$$w^2_j \approx w^2_{j-1}$$

Siendo $w^2_j = y_k(j)/y_k(j+1)$

Luego se puede decir que :

$$w_j = w \text{ exacta}$$

La deformación obtenida en la aproximación j representa la DEFORMACION DINAMICA REAL, pudiendo hacerse la relación de los desplazamientos en cualquier punto de la estructura con los mismos resultados. Se pueden concluir los cálculos cuando la diferencia entre 2 etapas sucesivas es de 3 a 5% (9), así mismo la deformación correspondiente representa con bastante exactitud la forma propia $\{\phi\}_1$, para el primer modo de vibración.

3.2.2.2 Método de Holzer

Este método permite determinar la pulsación o periodo (valor propio) y la forma de vibración correspondiente (vector propio), con independencia del orden de oscilación de la estructura; requiriéndose para el cálculo de una pulsación w inicial.

El desplazamiento se determina de la sgte. expresion:

$$y(k) = y(k+1) - w^2 / R(k, k+1) \cdot \sum_{r=k+1}^n m(r) \cdot y(r)$$

donde:

$y(k), y(k+1), y(r)$ = Desplazamientos de los niveles $k, k+1, r$, correspondientes al modo de oscilación i .

$m(r)$ = Masa correspondiente al nivel r .

$R(k, k+1)$ = Rigidez relativa entre los niveles $k, k+1$, representa la fuerza que produce un desplazamiento relativo unitario.

w = Frecuencia natural de oscilación.

Para calcular la frecuencia fundamental w_1 , aplicamos la relación para y_k , obtenemos un valor negativo para la amplitud, la frecuencia w propuesta corresponde a un modo superior, o sea $w > w_1$. En consecuencia, para el cálculo de la pulsación w_1 se empieza con un valor de w más pequeño que el inicial. Para la forma propia de orden 2 se tiene un punto modal y el desplazamiento dinámico tiene un sólo cambio de signo. Luego para elegir w_1 se procede análogamente como en el caso de w .

Para el caso de estructuras con varios grados de libertad el cálculo requiere de numerosos tanteos por lo que se resuelve el problema con el uso de un programa sencillo de computo. Así como el método de Stodola, conocidas las pulsaciones pueden establecerse las deformaciones dinámicas que caracterizan la forma propia de oscilación correspondiente al modo analizado

3.2.2 Determinación de los vectores propios o normales de oscilación $\{\phi_i\}$.-

Como vimos en 3.2.1 los métodos aproximados para la determinación de las pulsaciones, permite a su vez asumir que las deformaciones dinámicas correspondientes a la pulsación, para un determinado modo de vibración, corresponde a la forma propia (vector propio) con bastante exactitud.

El vector propio $\{\phi\}_i$ del modo i , queda determinado por la variación de las amplitudes de las oscilaciones propias $y_1, y_2, \dots, y_i, \dots, y_n$, correspondientes a una frecuencia w , correspondiéndole a cada frecuencia un vector $\{\phi\}_i$, donde cada elemento del vector se determina por:

$$\phi_{ji} = y_j / y_n$$

debiendo el vector $\{\phi\}_i$ satisfacer la condición de ortogonalidad.

Para éstas apreciaciones se debe tener en cuenta las siguientes posibilidades:

- La deformación estática correspondiente a la acción estática de las cargas, actúa en la dirección de las oscilaciones.

- La deformación estática corresponde a la acción estática de una fuerza unitaria aplicada en el extremo superior de la estructura.

- La deformación dinámica fundamental varía de cero en la base, siendo máxima en el extremo.

Para cualquier etapa de aproximación en la determinación de los periodos (valores propios) y formas de modo (vectores propios), se debe iniciar los cálculos aplicando inicialmente el método de Stodola que nos permite determinar el primer periodo y la primera forma de modo para de ésta manera aplicando el método de Holzer con la ayuda de la primera frecuencia ($\omega_1=1/T_1$), determinar las siguientes frecuencias y formas de modo correspondientes a las frecuencias.

Para la determinación de la respuesta dinámica de la estructura sólomente son necesarios los 3 primeros modos de vibración (Cap. 1.17.2.b de la Norma de diseño Sismo-resistente).

3.2.3 Factor de amortiguamiento.-

El amortiguamiento tiene especial importancia en el cálculo sísmo-resistente, ya que influye directamente sobre la modificación de la respuesta dinámica de la estructura y por lo tanto en el efecto producido por un sismo; cuanto más bajo son los periodos y más cerca se encuentre el epicentro el amortiguamiento influye considerablemente sobre la reducción de la respuesta dinámica de la estructura (9).

El efecto producido por el amortiguamiento se refleja analíticamente en el espectro de velocidades pudiendo concluirse que las estructuras con alto grado de amortiguamiento o sea las que tienen mayor capacidad de absorción de energía se comportan favorablemente durante un sismo (9).

El valor del factor de amortiguamiento c siempre es menor que la unidad ($c < 1$), tomando para estructuras de concreto armado valores de $c = 0.10$, valor extraído de investigaciones teóricas y experimentales (9).

3.3 CONCORDANCIA CON LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE:

El Reglamento Nacional de Construcciones, contempla en el Título V referente a requisitos de seguridad, en su capítulo IV , Normas Básicas de diseño sismo resistente, las siguientes consideraciones para la determinación de la fuerza sísmica, las mismas, que se han tomado en cuenta para la estructura.

3.3.1 Zonificación Sísmica.-

-Se ha dividido el territorio en tres zonas de acuerdo a la sismicidad y potencialidad sísmica, según esto para nuestro caso consideramos que la estructura se construye en algún lugar de la costa por lo tanto le corresponde:

ZONA 1 SISMICIDAD ALTA

-Para la zona 1 se ha designado un valor:

$$Z = 1.00$$

3.3.2 Clasificación de los suelos.-

-Se ha clasificado a los suelos en tres grupos por el tipo de suelo de cimentación y por el periodo predominante T_s de la estratigrafía.

-En caso de determinar el periodo del suelo en base a su estratigrafía, éste deberá considerarse con una variación del 25 % en aumento para su clasificación. En nuestro caso consideramos un terreno de resistencia moderada y de acuerdo a la tabla se tiene:

CLASIFICACION	TIPO DE SUELO DE CIMENTACION	PERIODO (SEGUNDOS)
II	Arena densa, suelo cohesivo duro y firme	$T_s = 0.60$

Para el suelo tipo II se ha designado un factor de suelo cuyo valor es:

$$S = 1.20$$

3.3.3 Categoría de la estructura.-

-De acuerdo a su uso y especial importancia ante la ocurrencia de un sismo, se han clasificado a las estructuras en cuatro categorías entre las que podemos ubicar a la estructura en la categoría B.

CATEGORIA B :

Edificaciones especialmente importantes cuando ocurre un sismo por prestar servicios vitales que no deben ser interrumpidos o que al fallar causarían pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas comparativamente con el costo requerido para aumentar su seguridad. Dentro de ésta categoría están: los hospitales, centrales telefónicas, estaciones de radio, estaciones de bomberos, sub estaciones eléctricas, silos, tanques de agua, colegios, estadios, auditorios, templos, salas de espectáculos, archivos y registros públicos, museos y, en general locales que alojan gran cantidad de personas o equipos especialmente costosos.

De acuerdo a su uso e importancia se ha considerado que para estructuras de la categoría B, el factor de uso toma el valor de:

$$U = 1.30$$

3.3.4 Factor de ductilidad (R_d).-

-Corresponde básicamente a la ductilidad global de la estructura, involucrando además consideraciones sobre amortiguamiento y comportamiento en niveles próximos a la fluencia, con éste criterio se han dividido las estructuras en seis tipos (tomando valores de 1.5 a 6.0), dentro de las que ubicamos a la estructura a analizar, en el E 4 .

TIPO E 4 :

-Edificios en que las fuerzas horizontales son resistidas básicamente por muros de corte o estructuras similares.

-Tanques elevados, silos y estructurales tipo péndulo invertido (más del 50% de la masa en el extremo superior) en general y no soportadas por un edificio.

La fuerza horizontal mínima de diseño H , será de $0.12P$, para las zonas 1 y 2, y de 0.08 para la zona 3.

Para tanques deberá tomarse en cuenta los efectos por oscilación del líquido almacenado.

Para el tipo E 4 se ha designado un valor:

$$R_d = 3.00$$

3.3.5 Coeficiente sísmico (C).-

Es la fracción del peso de la edificación " P " que debe tomarse para la determinación de la fuerza cortante en la base, el que se calculará mediante el espectro de respuesta de aceleraciones generalizado y expresado mediante fórmula funcional del periodo fundamental de la estructura (T), y del periodo predominante del suelo (Ts).

$$C = 0.80 / (T / Ts + 1)$$

donde:

$$0.16 < C < 0.40$$

$$0.30 < Ts < 0.90$$

Para el tipo de suelo considerado (II) de (3.3.2)

$$Ts = 0.60 \text{ seg.}$$

El periodo fundamental de la estructura (T), se determina mediante procedimientos teóricos que cumplan con las ecuaciones de la dinámica y que tengan en cuenta las características estructurales y la distribución de masas de la edificación.

3.4 ANALISIS DINAMICO MODAL:

Es un procedimiento riguroso para la determinación de la fuerza sísmica, y está basado en que las estructuras, ante la ocurrencia de un sismo se vá a deformar según sus modos propios de oscilación.

El modo en que reacciona una estructura ante el impulso de una onda sísmica llamado respuesta dinámica, está regido por la sgte. ecuación diferencial:

$$[M]\{Y''\} + [C]\{Y'\} + [R]\{Y\} = -[M]\{\ddot{U}\}$$

Donde:

[M] = Matriz diagonal de masas, con términos diferentes de cero sólo en la diagonal principal.

[C] = Matriz de amortiguamiento.

[R] = Matriz de rigidez relativa.

{Y} = Vector de los desplazamientos a los niveles considerados.

{Ü} = Vector de aceleración del terreno.

Haciendo cambio de variables se obtiene la sgte expresión para el desplazamiento a un nivel i:

$$\{Y\}_i = -F.P.M./w_i \int_0^t \ddot{u}_0(\tau) \cdot e^{(v_i \cdot w_i \cdot (t-\tau))} \cdot \text{sen} w_i(t-\tau) \cdot d\tau$$

siendo:

F.P.M. = Factor de participación modal.

$$F.P.M. = \frac{\sum m_k \cdot \phi_{ki}}{(\sum m_k \cdot \phi_{ki}^2)}$$

3.4.1. Método espectral.-

Existe un método llamado espectral, basado en diversos registros de sismos con diferentes hipocentros y distancias epicentrales y tienen la ventaja de poder caracterizar el poder destructivo de los sismos independientemente de la calidad de la construcción, y por medio de la absorción de energía de las ondas sísmicas. El espectro sísmico también se denomina espectro de respuesta, pues muestra la forma en la que responde la estructura a perturbaciones sísmicas.

En la expresión general de desplazamiento, aplicando el método espectral, la integral representará el pseudo-espectro de velocidades que denominaremos S_v ; luego se tiene:

$$\{y\}_i = - F.P.M. / w_i \cdot S_v$$

Si consideramos el espectro teórico del reglamento peruano, tendremos:

$$S_{ai} = C_i \cdot g$$

$$S_{ai}(\text{diseño}) = S_{ai} \cdot Z \cdot U \cdot S / R_d$$

siendo:

$$C_i = 0.80 / (1 + T/T_s)$$

g = aceleración de la gravedad

3.4.2 Magnitudes características de la respuesta sísmica modal.-

A efectos de nuestro estudio nos interesa la variación de la fuerza de inercia según la altura del fuste así como su esfuerzo cortante en la base. Reemplazando el valor de la integral por el de S_v , obtenemos las magnitudes características de la respuesta sísmica modal.

3.4.2.1 Desplazamiento.

$$y_{ki} = -F \cdot P \cdot M_i / w_i \cdot S_{vi}$$

Donde:

w_i = Pulsación del modo i

3.4.2.2 Fuerza cortante en la base para cada modo de vibración i.

La norma de diseño sismo-resistente establece que el cortante en la base no podrá ser menor que el 80 % del obtenido según el método estático. En caso contrario éste último valor se tomará como el cortante en la base y todos los valores del análisis modal se aumentarán proporcionalmente. La expresión para el cortante en la base es la sgte:

$$V_{bi} = F.P.M. (\sum M_{\alpha} \phi_{\alpha i}) . S_{ai}$$

Donde:

M_{α} = Masa al nivel α

$\phi_{\alpha i}$ = Elemento del vector $\{\phi\}_i$ en el nivel α , del modo i

S_{ai} = Espectro de reglamento.

3.4.2.3 Fuerza de inercia para cada modo i de vibración.

$$F_{ai} = V_{bi} \cdot \phi_{\alpha i} \cdot W_{\alpha} / \sum \phi_{\alpha i} \cdot W_{\alpha}$$

W_{α} = Peso al nivel α

3.4.2.4 Momento de volteo

La norma de diseño sismo-resistente establece que no se permitirán reducciones del momento de volteo para las estructuras tipo péndulo invertido (en nuestro caso), siendo el factor de seguridad al volteo mayor que 1.5, es decir:

$$M_r / M_v \geq 1.50$$

siendo:

M_r = Momento resistente.

M_v = Momento de volteo.

El momento de volteo M_v , lo determinamos de la siguiente expresión:

$$M_v = \sum V_\alpha \cdot x_\alpha$$

Donde:

$V_\alpha = \sum F_\alpha$ = Cortante al nivel α .

F_α = Fuerza de inercia al nivel α .

$x_\alpha = h_\alpha - h_{(\alpha-1)}$ = Altura entre masas concentradas.

3.4.3 Determinación de la máxima respuesta.-

Debido a que el movimiento sísmico no es periódico, sino más bien de carácter transitorio, no es correcto considerar la máxima respuesta, como la suma algebraica de las respuestas correspondientes a cada modo. Existen varios criterios para determinar la máxima respuesta, uno de los más usados es el de la raíz media cuadrática; el R.N.C. presenta como máxima respuesta el promedio de la suma absoluta y de la raíz media cuadrática, el mismo que usaremos en nuestros cálculos.

$$R_k \text{ máx} = 1/2 \cdot \left[\sum |R_{ki}| \text{ máx} + \sqrt{\sum |R_{ki}|^2 \text{ máx}} \right]$$

3.5 ANALISIS ESTATICO POR REGLAMENTO:

Presentado en las normas de diseño sismo-resistente de 1,977 en el apartado 1.13.

3.5.1 Determinación de las fuerzas sísmicas horizontales.-

La fuerza horizontal o cortante total en la base debido a la acción sísmica se determinará por la fórmula siguiente:

$$H = 1/R_d * (Z * U * S * C) * P$$

siendo:

$$H_{\min} = 0.12 P \quad (\text{de } 3.3.4)$$

Donde, para nuestro caso:

$$Z = \text{Factor de zona (de 3.3.1)} = 1.00$$

$$U = \text{Factor de uso e importancia (de 3.3.3)} = 1.30$$

$$S = \text{Factor de suelo (de 3.3.2)} = 1.20$$

$$R_d = \text{Factor de ductilidad (de 3.3.4)} = 3.00$$

Peso de la estructura (P)

Se calculará adicionando a la carga permanente y total de la estructura un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de acuerdo a la categoría de la edificación. Para la estructura en estudio se considera indistintamente de la categoría en que se encuentre, teniéndose la sgte. indicación :

-En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que pueda contener.

3.5.2 Distribución de la fuerza horizontal "H" en la altura de la estructura

La fuerza horizontal o cortante "H" en la base, se distribuirá en la altura de la estructura según la sgte. fórmula:

$$F_i = f.H.P_i.h_i / \sum P_i.h_i$$

Donde:

$f = 0.85$ para edificios cuya relación alto/ancho en la dirección considerada excede de 6.

$f = 1.00$ cuando ésta relación no excede de 3.

Para relaciones alto/ancho entre 3 y 6 se deberá interpolar linealmente.

El resto de la fuerza H se aplicará en el último nivel.

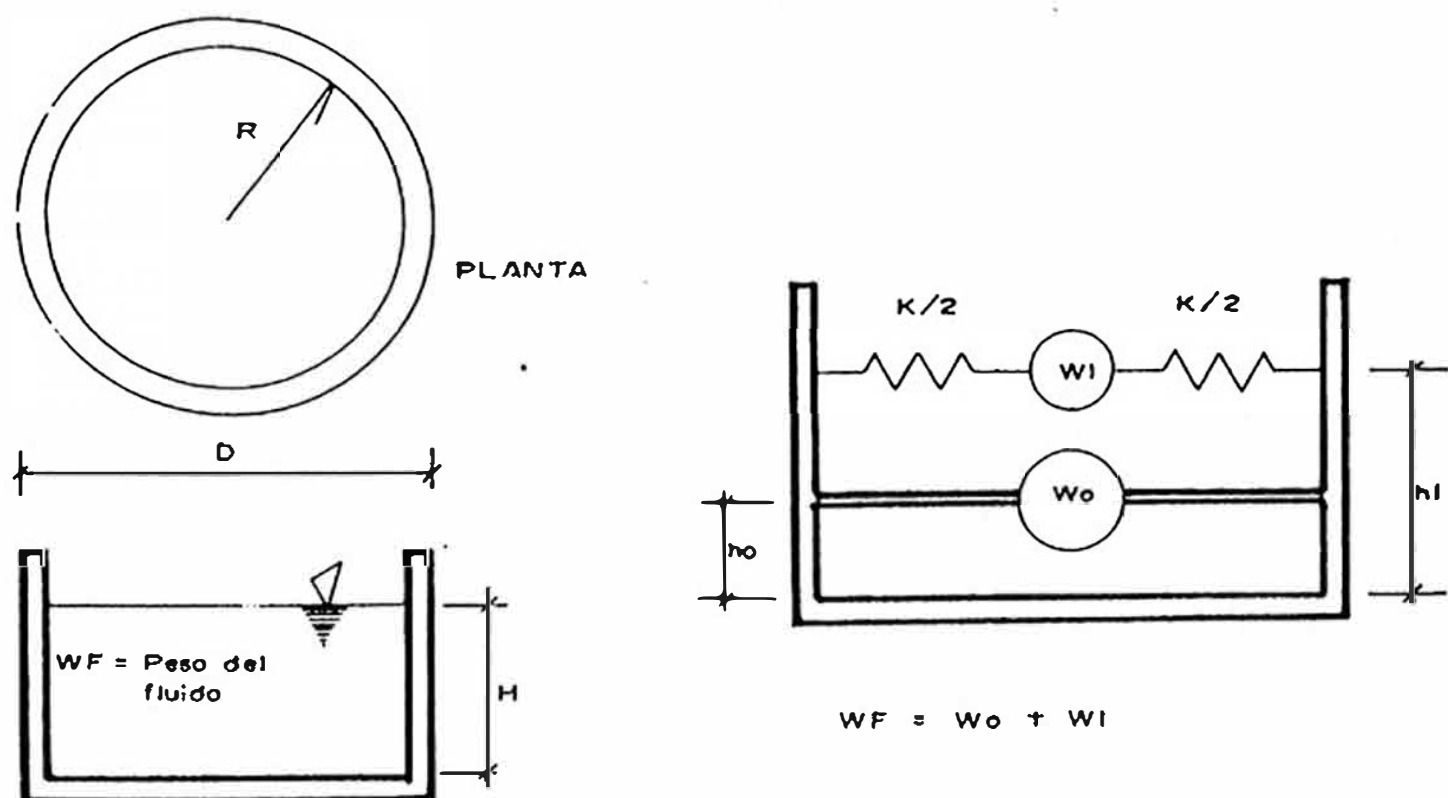
3.6 METODO ESTATICO SIMPLIFICADO PROPUESTO POR EL ING. JULIO RIVERA FEIJOO:

Este método simplificado fue propuesto luego de una serie de estudios con reservorios elevados desde 350 m³ hasta 3,000 m³ , haciendo variar rigideces y alturas.

Luego de hacer las investigaciones y analizar los resultados, se llegó formular una expresión simplificada para determinar el periodo de vibración correspondiente a los dos primeros modos de vibración, para relaciones de altura/diámetro de cuba $H/D < 0.75$.

En base a esto, Rivera presenta un planteamiento de normas de diseño sísmico para el R.N.C , con el que realizaremos nuestro análisis a manera de comprobación.

3.6.1 Parámetros del agua.-



Rivera (4) presenta las siguientes expresiones que permiten determinar los parametros de la masa movil así como la masa ligada a la estructura y su inter-relación:

$$M_0/M_f = \frac{\text{Tanh}(\sqrt{3}/2 \cdot D/H)}{\sqrt{3}/2 \cdot D/H} \quad ; \quad M_1/M_f = \frac{363 \text{ Tanh}(\sqrt{13,5} \cdot H/D)}{512 \sqrt{13,5} \cdot H/D}$$

$$\frac{H \cdot K}{W_f} = \frac{45 M_1^2 \cdot H^2}{2 M_f^2 \cdot D^2} \quad ; \quad T_a = 2 \cdot \pi \frac{\sqrt{M_1}}{\sqrt{K}}$$

$$h_0 = \frac{3 \cdot H}{8} \left\{ 1 + \alpha \left(\frac{M_f}{M_0} - 1 \right) \right\} \quad ; \quad h_1 = H \left[1 - \frac{\cosh(\sqrt{13,5} \cdot H/D) - \beta}{\sqrt{13,5} \cdot H/D \cdot \sinh(\sqrt{13,5} \cdot H/D)} \right]$$

Considerando solo efectos de las presiones en las paredes:

$$\alpha = 0 \quad ; \quad \beta = 1$$

donde:

M_0 = Masa del agua a considerarse fija a la estructura.

M_1 = Masa del agua movil.

M_f = $M_0 + M_1$

h_0, h_1 = Alturas donde se ubican M_0 y M_1

W_0, W_1, W_f = Pesos de las masas corresp. = $M \cdot g$

T_a = Periodo de vibración de la masa de agua (seg).

D = Diámetro interior de la cuba.

H = altura de la cuba.

$H = 4V/\pi D^2$ (Para cubas con fondo esférico).

3.6.1.1 Fuerza de inercia de la masa móvil del agua
(Fa)

Se determina de la expresión:

$$Fa = 1/Rd*(Z*U*S*C)*W1$$

Siendo para nuestro caso:

$$Z = 1.00 \quad \text{de (3.3.1)}$$

$$U = 1.30 \quad \text{de (3.3.3)}$$

$$S = 1.20 \quad \text{de (3.3.2)}$$

$$Rd = 3.00 \quad \text{de (3.3.4)}$$

$$C = 0.80 / (Ta/Ts + 1)$$

donde:

Ta = Periodo de vibración de la masa de agua (seg).

Ts = 0.60 seg.

W1 = Peso de la masa móvil del agua

3.6.2 Parámetros de la estructura.-

Se determina el periodo de vibración de la estructura (T_e), de la sgte. expresión:

$$T_e = \frac{f_2}{\sqrt{g}} \frac{\sqrt{P_t \cdot (H_t - H/2)^3}}{\sqrt{E \cdot I \cdot f}}$$

donde:

P_t = $P_e + W_0 + W_1$ (Tns.).

P_e = Peso de la estructura (Tns.).

H_t = Altura total del reservorio (mts.).

H = Altura de la cuba (mts.).

E = Módulo de elasticidad del fuste (Tn/mt²)

I = Momento de inercia del fuste (mt⁴).

T_e = Periodo de vibración de la estructura (mts.).

f_2 = Constante adimensional de la tabla.

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg²).

El factor f_2/\sqrt{g} se obtiene interpolando en la tabla sgte:

(EI) fuste/(EI) cuba	0.10	0.30	0.50	> 0.90
$\frac{f_2}{\sqrt{g}}$	0.78	0.81	0.82	0.83

3.6.2.1 Fuerza de inercia de la estructura (Fe)

Similar al caso anterior:

$$F_e = 1/R_d * Z * U * S * C * (W_o + P_e)$$

siendo en éste caso:

$$C = 0.80 / (T_e / T_s + 1)$$

donde:

T_e = Periodo de vibración de la estructura.

T_s = 0.60 seg.

W_o = Peso de la masa ligada a la estructura.

P_e = peso de la estructura vacía.

3.6.3 Fuerza de diseño.-

Se obtiene haciendo una superposición de la fuerza de la masa movil del agua y la fuerza de la estructura:

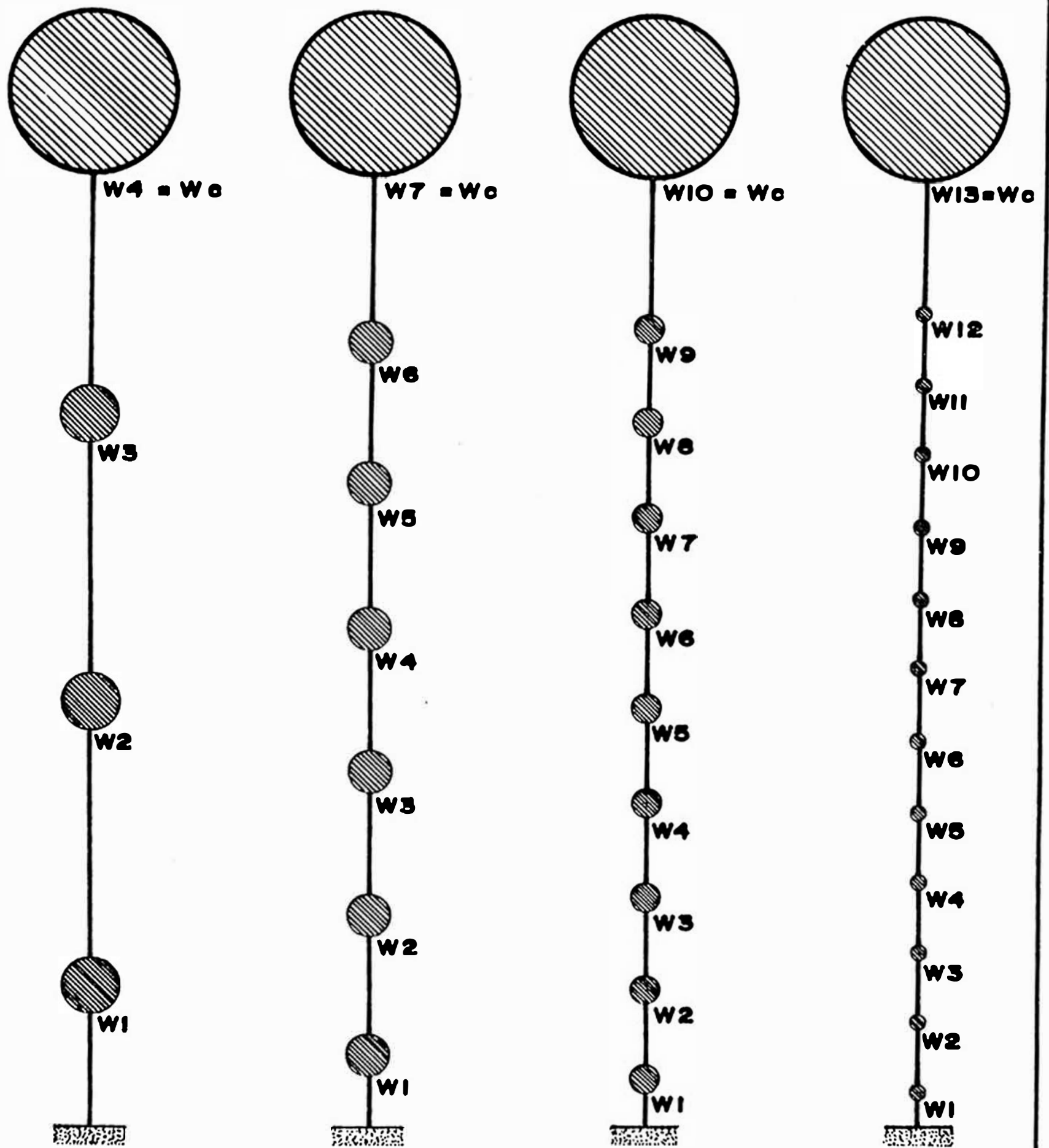
$$F_i = F_a + F_e$$

3.7 MODELAJE DE LA ESTRUCTURA:

Para efectos de modelar la estructura, diferenciamos la parte del fuste cilíndrico (estructura de soporte), de la cuba (depósito de almacenamiento); el primero de ellos lo modelamos como un sistema de masas concentradas y distribuida a lo largo de su longitud y el segundo como una sola masa concentrada en el centro de gravedad del depósito.

Una primera interrogante es saber con cuantas masas concentradas se vá a analizar el fuste, en nuestro caso , con la intención de conocer cuál sería la cantidad de masas recomendables se estudiaron cuatro casos, con 3, 6, 9, y 12 masas concentradas.

En la sgte. página se muestra en modelaje de la estructura para los 4 casos considerados y en la sub-siguiente la ubicación de las masas concentradas para cada caso.



MODELAJE DE LA ESTRUCTURA

$W1 \sim W3 = 482 \text{ Tns.}$ $W1 \sim W6 = 231 \text{ Tns.}$ $W1 \sim W9 = 154 \text{ Tns.}$ $W1 \sim W12 = 115.5 \text{ Tns.}$
 $W4 = Wc = 4,261 \text{ Tns.}$ $W7 = Wc = 4,261 \text{ Tns.}$ $W10 = Wc = 4,261 \text{ Tns.}$ $W13 = Wc = 4,261 \text{ Tns.}$

UBICACION DE LAS MASAS CONCENTRADAS CON RESPECTO AL NIVEL DE PISO

PARA 04 MASAS

masa	hentrep(mts)	hi(mts)
1	4.17	4.17
2	8.34	12.51
3	8.34	20.85
	4.17	
mc	5.18	30.2

PARA 07 MASAS

masa	hentrep(mts)	hi(mts)
1	2.085	2.085
2	4.17	6.255
3	4.17	10.425
4	4.17	14.595
5	4.17	18.765
6	4.17	22.935
	2.085	
mc	5.18	30.2

PARA 10 MASAS

masa	hentrep(mts)	hi(mts)
1	1.39	1.39
2	2.78	4.17
3	2.78	6.95
4	2.78	9.73
5	2.78	12.51
6	2.78	15.29
7	2.78	18.07
8	2.78	20.85
9	2.78	23.63
	1.39	
mc	5.18	30.2

PARA 13 MASAS

masa	hentrep(mts)	hi(mts)
1	1.04	1.04
2	2.085	3.125
3	2.085	5.21
4	2.085	7.295
5	2.085	9.38
6	2.085	11.465
7	2.085	13.55
8	2.085	15.635
9	2.085	17.72
10	2.085	19.805
11	2.085	21.89
12	2.085	23.975
	1.045	
mc	5.18	30.2

3.7.1 Determinación de rigideces.-

Consideramos el fuste como una gran columna hueca cuya rigidez está determinada por la expresión:

$$K = 12.E.I/h^3$$

siendo:

$$E = 15000 \sqrt{f'c}$$

$$I = \pi/4.(Re^4 - Ri^4)$$

donde :

E = Módulo de Young.

I = Inercia.

f'c = Resistencia a compresión del concreto.

Re,Ri = Radios exterior e interior del fuste.

h = Altura del fuste analizado.

Para el encuentro de cuba y fuste de rigideces Kc y Kf respectivamente, la rigidez equivalente Keq. la determinamos de:

$$1/Keq = 1/Kc + 1/Kf$$

3.7.2 Cálculos.-

a) Para el fuste:

$$f'c = 245 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{de (1.4.5)}$$

$$Re = 760 \text{ cmt.} \quad \text{de (2.3.1)}$$

$$Ri = 710 \text{ cmt.}$$

$$Ef = \frac{15000 \sqrt{245}}{1} = 234\,787 \text{ kg/cm}^2$$

$$If = \frac{\pi}{4}(760^4 - 710^4) = 6.244 \text{ E10 cm}^4$$

b) Para la cuba:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{de (1.4.5)}$$

$$Re = 1080 \text{ cmt.} \quad \text{de (2.3.6)}$$

$$Ri = 1040 \text{ cmt.}$$

$$Ec = \frac{15000 \sqrt{280}}{1} = 250\,998 \text{ kg/cm}^2$$

$$If = \frac{\pi}{4}(1080^4 - 1040^4) = 1.497 \text{ E11 cm}^4$$

c) Rigideces:

Con los valores obtenidos en a y b, calculamos las rigideces para cada valor de h_i del fuste que se muestra en la página 56; en la página 59 se muestran los valores de K fuste ; la rigidez K_{cuba} se calcula considerando

$$H_{cuba} = 10.40 \text{ mt.}$$

$$K_{cuba} = 12. (250,998 \times 1.497 \text{ E11}) / 1040^3$$

$$K_{cuba} = 3034504 \text{ Tn/cmt.}$$

CUADRO DE RIGIDECES PARA DIFERENTES CONDICIONES DE MODELO

PARA 04 MASAS

masa	hi (cms)	K (Tn/cm)
1	417	2426107
2	834	303263
3	834	303263
	ultimo	2426107
	cuba	3034504
4	equivalente	1348206

PARA 07 MASAS

masa	hi(cms)	K (Tn/cm)
1	208.5	19408589
2	417	2426107
3	417	2426107
4	417	2426107
5	417	2426107
6	417	2426107
	ultimo	19408859
	cuba	3034504
7	equivalente	2624217

PARA 10 MASAS

masa	hi (cms)	K (Tn/cm)
1	139	65504899
2	278	8188112
3	278	8188112
4	278	8188112
5	278	8188112
6	278	8188112
7	278	8188112
8	278	8188112
9	278	8188112
	ultimo	65504899
	cuba	3034504
10	equivalente	2900160

PARA 13 MASAS

masa	hi (cms)	K (Tn/cm)
1	124	156393309
2	208.5	19408859
3	208.5	19408859
4	208.5	19408859
5	208.5	19408859
6	208.5	19408859
7	208.5	19408859
8	208.5	19408859
9	208.5	19408859
10	208.5	19408859
11	208.5	19408859
12	208.5	19408859
	ultimo	156393309
	cuba	3034504
13	equivalente	3236126

3.8 CALCULOS Y COMPARACION DE RESULTADOS:

Se analizará la estructura aplicando los 3 métodos descritos considerando las 4 condiciones de masas concentradas para finalmente hacer una comparación de los resultados obtenidos y evaluar con qué valores entrar al diseño.

3.8.1 Análisis dinámico modal.-

Aplicando los métodos de Stodola (para la primera frecuencia) y el método de Holzer (para las restantes), determinamos los periodos y formas de modo. Haciendo el análisis notamos que no existe convergencia para el tercer modo de vibración por lo que sólo usaremos los 2 primeros modos.

a) **Periodos y formas de modo.-** Los resultados se muestran en las páginas precedentes para las diferentes condiciones de masas concentradas, según estudios realizados por el Ing. Rivera F. el primer modo corresponde al desplazamiento provocado sólo por la masa del agua, el segundo al movimiento de la estructura.

b) Factor de participación modal.- Se obtiene de la expresión:

$$F.P.M. = \frac{\sum m_k \cdot \phi_{ki}}{\sum m_k \cdot \phi_{ki}^2}$$

Para cada caso se tiene:

	04 MASAS		07 MASAS		10 MASAS		13 MASAS	
MODO	1°	2°	1°	2°	1°	2°	1°	2°
FPM.	1.0367	0.1067	1.0489	0.2281	1.0545	0.3895	1.0506	0.5134

c) Espectro del reglamento.- Obtenemos los valores de C aplicando la sgte expresión:

$$C_i = 0.80 / (T/T_s + 1)$$

siendo:

$$0.16 < C_i < 0.40$$

donde:

$$T_s = 0.60 \quad \text{de (3.3.2)}$$

T = Periodo fundamental de la estructura para cada modo.

obteniéndose para cada caso:

	04 MASAS		07 MASAS		10 MASAS		13 MASAS	
MODO	1°	2°	1°	2°	1°	2°	1°	2°
T	0.0386	0.0060	0.0216	0.0037	0.0157	0.0029	0.0126	0.0024
Ci	0.7516	0.7921	0.7722	0.7951	0.7796	0.7962	0.7835	0.7968

Considerando el rango de valores para Ci que nos dá el reglamento notamos que para nuestro caso por estar considerada la estructura como rígida obtenemos periodos de vibración pequeños, lo que conlleva a tener valores de Ci grandes, para que Ci esté entre los rangos establecidos, T debería estar entre Ts y 4Ts, es decir entre 0.6 seg. y 2.40 seg.; entoces asumimos:

$$C_i = 0.40$$

luego:

$$S_{ai} = C_i \cdot g$$

donde:

$$g = 980 \text{ cm/seg}^2$$

$$\text{de donde: } S_{ai} = 392 \text{ cm/seg}^2$$

$$Sai(\text{diseño}) = Z.U.S.Sai/Rd$$

donde:

$$Z = 1.00 \text{ de } (3.3.1)$$

$$U = 1.30 \text{ de } (3.3.3)$$

$$S = 1.20 \text{ de } (3.3.2)$$

$$Rd = 3.00 \text{ de } (3.3.4)$$

reemplazando se obtiene:

$$Sai(\text{diseño}) = 203.84 \text{ cm/seg}^2$$

d) Fuerza cortante en la base y fuerzas de inercia.-

Los valores calculados los mostramos en las siguientes tablas y gráficos para cada una de las condiciones establecidas del modelo.

**PERIODOS Y FORMAS DE MODO PARA LAS CONDICIONES DEL MODELO
APLICANDO STODOLA Y HOLZER**

PARA 04 MASAS

	1 modo	2 modo
w2	26493	1082458
w	162.76	1040.41
T	0.0386	0.006
Fc1	1	1
Fc2	8.9588	7.3173
Fc3	16.5487	1.3218
Fc4	18.1026	-0.5272

PARA 07 MASAS

	1 modo	2 modo
w2	84305	2890105
w	290.35	1700.03
T	0.0216	0.0037
Fc1	1	1
Fc2	8.9918	8.7192
Fc3	16.9099	13.9901
Fc4	24.6896	15.3326
Fc5	32.267	12.3698
Fc6	39.5801	5.9337
Fc7	46.0415	-1.557

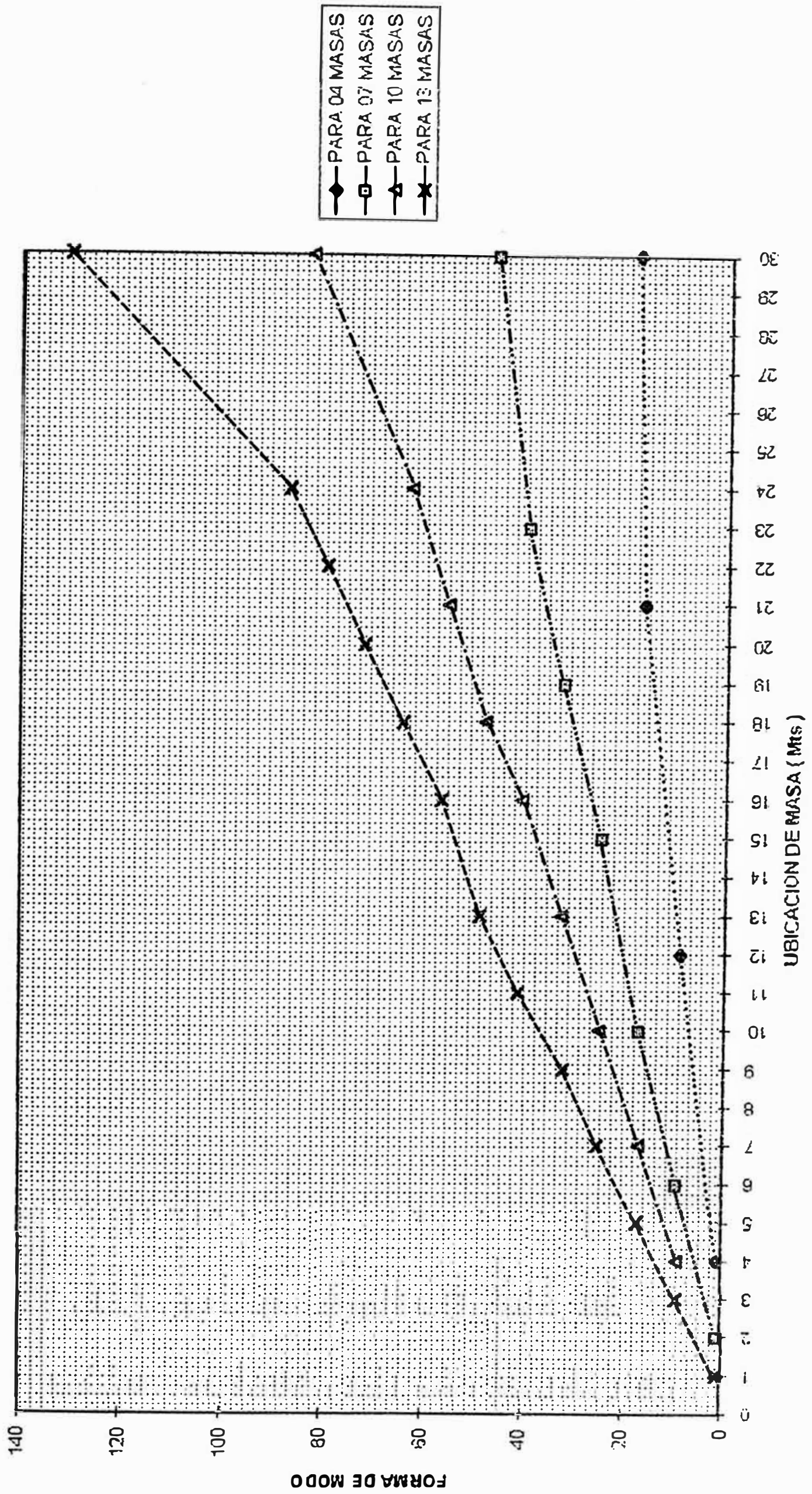
PARA 10 MASAS

	1 modo	2 modo
w2	160592	4736965
w	400.74	2176.46
T	0.0157	0.0029
Fc1	1	1
Fc2	8.9969	8.9195
Fc3	16.9661	16.0166
Fc4	24.883	21.6637
Fc5	32.7232	25.3414
Fc6	40.4626	26.7152
Fc7	48.0772	25.6604
Fc8	55.5437	22.2728
Fc9	62.839	16.8604
Fc10	82.8892	-2.7482

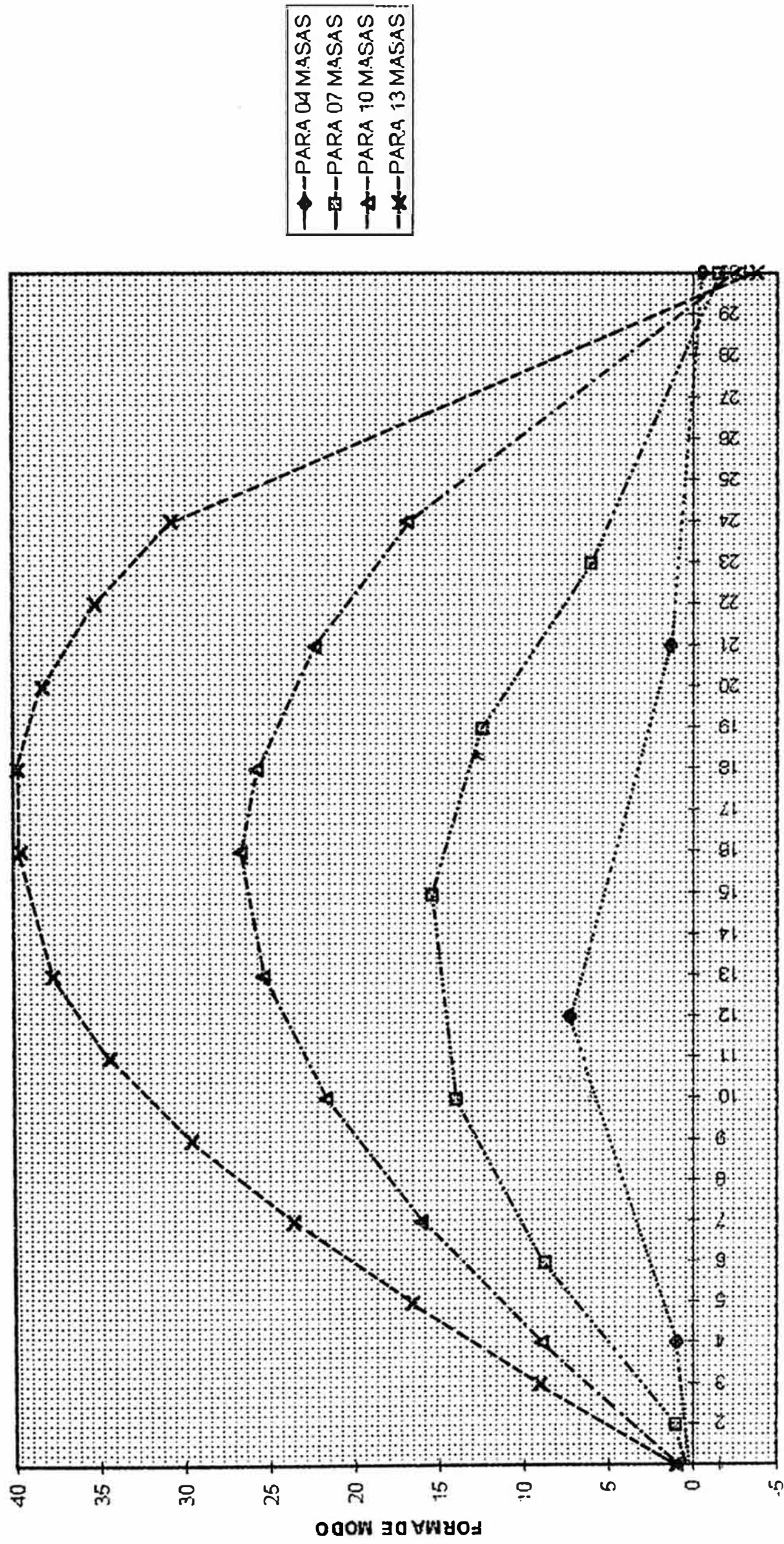
PARA 13 MASAS

	1 modo	2 modo
w2	247173	6779496
w	497.16	2603.75
T	0.0126	0.0024
Fc1	1	1
Fc2	9.0562	9.0167
Fc3	17.0991	16.6221
Fc4	25.1161	23.6217
Fc5	33.0955	29.6087
Fc6	41.0252	34.3769
Fc7	48.8933	37.7299
Fc8	56.6881	39.5296
Fc9	64.3977	39.702
Fc10	72.0107	38.2399
Fc11	79.5157	35.2037
Fc12	86.9012	30.7182
Fc13	130.4144	-3.7684

FORMAS DE MODO PARA EL PRIMER MODO DE VIBRACION



FORMAS DE MODO PARA EL SEGUNDO MODO DE VIBRACION



UBICACION DE MASA (Mts)

VECTORES PROPIOS O CARACTERISTICOS

PARA 04 MASAS

	1 modo	2 modo
1	0.0552	0.7565
2	0.4949	5.5359
3	0.9142	1
4	1	-0.3988

PARA 07 MASAS

	1 modo	2 modo
1	0.0217	0.1685
2	0.1953	1.4694
3	0.3673	2.3577
4	0.5362	2.5839
5	0.7008	2.0847
6	0.8597	1
7	1	-0.2624

PARA 10 MASAS

	1 modo	2 modo
1	0.0121	0.0593
2	0.1085	0.529
3	0.2047	0.9499
4	0.3002	1.2849
5	0.3948	1.503
6	0.4882	1.5845
7	0.58	1.5219
8	0.6701	1.321
9	0.7581	1
10	1	-0.163

PARA 13 MASAS

	1 modo	2 modo
1	0.0077	0.0325
2	0.0694	0.2935
3	0.1311	0.5424
4	0.1926	0.7689
5	0.2538	0.9639
6	0.3146	1.1191
7	0.3749	1.2283
8	0.4347	1.2868
9	0.4938	1.2925
10	0.5522	1.2448
11	0.6097	1.146
12	0.6663	1
13	1	-0.1227

EUERZAS DE INERCIA DEL ANALISIS MODAL

PARA 04 MASAS

	1 modo	2 modo
T	0.0386	0.006
Ts	0.6	0.6
Cl	0.7516	0.7921
Cl(asumido)	0.4	0.4
Sai	392	392
Sai(diseno)	203.84	203.84
F.P.M.	1.0367	0.1067
Vbi	1069.08	36.9
FI1	5.5	7.76
FI2	49.31	56.79
FI3	91.08	10.26
FI4	923.19	-37.91

PARA 07 MASAS

	1 modo	2 modo
T	0.0216	0.0037
Ts	0.6	0.6
Cl	0.7722	0.7951
Cl(asumido)	0.4	0.4
Sai	392	392
Sai(diseno)	203.84	203.84
F.P.M.	1.0489	0.2281
Vbi	1069.15	52.63
FI1	1.09	1.85
FI2	9.84	16.11
FI3	18.51	25.84
FI4	27.02	28.32
FI5	35.32	22.85
FI6	43.33	10.96
FI7	934.03	-53.31

FUERZAS DE INERCIA DEL ANALISIS MODAL

PARA 10 MASAS

	1 modo	2 modo
T	0.0152	0.0029
Ts	0.6	0.6
Ci	0.779	0.7962
Ci(asumido)	0.4	0.4
Sai	392	392
Sai(diseño)	203.84	203.84
F.P.M.	1.0545	0.3895
Vbi	1057.76	65.16
Fi 1	0.41	0.74
Fi 2	3.66	6.6
Fi 3	6.91	11.85
Fi 4	10.14	16.03
Fi 5	13.33	18.75
Fi 6	16.49	19.77
Fi 7	19.59	18.99
Fi 8	22.63	16.48
Fi 9	25.6	12.48
Fi 10	938.97	-56.54

PARA 13 MASAS

	1 modo	2 modo
T	0.0126	0.0024
Ts	0.6	0.6
Ci	0.7835	0.7968
Ci(asumido)	0.4	0.4
Sai	392	392
Sai(diseño)	203.84	203.84
F.P.M.	1.056	0.5134
Vbi	1044.38	78.57
Fi 1	0.19	0.4
Fi 2	1.76	3.62
Fi 3	3.33	6.69
Fi 4	4.88	9.48
Fi 5	6.44	11.89
Fi 6	7.98	13.8
Fi 7	9.51	15.15
Fi 8	11.03	15.87
Fi 9	12.53	15.94
Fi 10	14	15.35
Fi 11	15.47	14.13
Fi 12	16.9	12.33
Fi 13	940.34	-56.09

FUERZA DE DISEÑO ANALISIS MODAL

PARA 04 MASAS

nivel	suma	raiz suma	promedio	Fza cortante
1	13.26	9.51	11.39	1141.08
2	106.1	75.12	90.66	1129.69
3	101.34	91.66	96.5	1039.03
4	961.1	923.97	942.53	942.53

PARA 07 MASAS

nivel	suma	raiz suma	promedio	Fza cortante
1	2.94	2.15	2.54	1171.12
2	25.95	18.88	22.41	1168.58
3	44.36	31.79	38.07	1146.17
4	55.35	39.15	47.25	1108.1
5	58.17	42.07	50.12	1061.05
6	54.29	44.69	49.49	1010.93
7	987.33	935.55	961.44	961.44

PARA 10 MASAS

nivel	suma	raiz suma	promedio	Fza cortante
1	1.15	0.85	0.99	1175.14
2	10.27	7.55	8.91	1174.15
3	18.77	13.72	16.24	1165.24
4	26.17	18.97	22.57	1149
5	32.09	23.01	27.55	1126.43
6	36.26	25.75	31	1098.88
7	38.58	27.28	32.93	1067.88
8	39.12	28	33.56	1034.95
9	38.08	28.49	33.29	1001.39
10	955.52	940.68	968.1	968.1

PARA 13 MASAS

nivel	suma	raiz suma	promedio	Fza cortante
1	0.59	0.45	0.52	1174.66
2	5.38	4.03	4.7	1174.14
3	10.02	7.47	8.74	1169.44
4	14.37	10.67	12.52	1160.7
5	18.33	13.52	15.92	1148.18
6	21.78	15.94	18.86	1132.26
7	24.66	17.89	21.27	1113.4
8	26.89	19.33	23.11	1092.13
9	28.47	20.27	24.37	1069.02
10	29.36	20.78	25.07	1044.65
11	29.6	20.95	25.28	1019.58
12	29.24	20.92	25.08	994.3
13	996.43	942.01	969.22	969.22

3.8.2 Método de reglamento.-

a) Cortante en la base.- Lo obtenemos de la expresión

$$H = 1/Rd * Z * U * S * C * P$$

donde:

$$Z = 1.00 \quad \text{de (3.3.1)}$$

$$U = 1.30 \quad \text{de (3.3.3)}$$

$$S = 1.20 \quad \text{de (3.3.2)}$$

$$Rd = 3.00 \quad \text{de (3.3.4)}$$

$$C = 0.40 \quad \text{de (3.8.1c)}$$

reemplazando:

$$H = 0.208 * P$$

$$H > H_{\min} = 0.12P \quad (\text{ de 3.3.4 }) \quad \text{OK !}$$

siendo P el peso total de la estructura considerando el 100 % de la carga viva:

$$P = 5,667 \text{ Tns} \quad \text{de (2.3.10c)}$$

reemplazando:

$$H = 1,179 \text{ Tns}$$

b) Distribución del cortante en la base H en toda la altura

Lo obtenemos de la expresión:

$$F_i = f \cdot H \cdot (P_i \cdot h_i) / (\sum P_i \cdot h_i)$$

relación alto/ancho:

$$\text{alto/ancho} = 38.45 / 15.20 = 2.56 < 3.00 \quad \text{OK!} \quad (\text{de 3.5.2})$$

luego $f = 1.00$

Reemplazando valores para las diferentes condiciones de masas concentradas obtenemos los resultados que se muestran en el siguiente cuadro:

FUERZA DE DISEÑO METODO ESTADICO DE REGLAMENTO

PARA 04 MASAS

nivel	hi (mts)	PI (Tns)	PI.hi	Fi (Tns)	Fza cortante
1	4.17	462	1926.54	15.49	1179
2	12.51	462	5779.62	46.47	1163.51
3	20.85	462	9632.7	77.46	1117.04
4	30.2	4281	129286.2	1039.58	1039.58
			146625.06		

PARA 07 MASAS

nivel	hi (mts)	PI (Tns)	PI.hi	Fi (Tns)	Fza cortante
1	2.085	231	481.63	3.87	1179
2	6.255	231	1444.9	11.62	1175.13
3	10.425	231	2408.17	19.36	1163.51
4	14.595	231	3371.44	27.11	1144.15
5	18.765	231	4334.71	34.86	1117.04
6	22.935	231	5297.98	42.6	1082.18
7	30.2	4281	129286.2	1039.58	1039.58
			146625.03		

PARA 10 MASAS

nivel	hi (mts)	PI (Tns)	PI.hi	Fi (Tns)	Fza cortante
1	1.39	154	214.06	1.72	1179
2	4.17	154	642.18	5.16	1177.28
3	6.95	154	1070.3	8.61	1172.12
4	9.73	154	1498.42	12.05	1163.51
5	12.51	154	1926.54	15.49	1151.46
6	15.29	154	2354.66	18.93	1135.97
7	18.07	154	2782.78	22.38	1117.04
8	20.85	154	3210.9	25.82	1094.66
9	23.63	154	3639.02	29.26	1068.84
10	30.2	4281	129286.2	1039.58	1039.58
			146625.06		

PARA 13 MASAS

nivel	hi (mts)	PI (Tns)	PI.hi	Fi (Tns)	Fza cortante
1	1.04	115.5	120.12	0.97	1179
2	3.125	115.5	360.94	2.9	1178.01
3	5.21	115.5	601.75	4.84	1175.11
4	7.295	115.5	842.57	6.78	1170.27
5	9.38	115.5	1083.39	8.71	1163.49
6	11.465	115.5	1324.21	10.65	1154.78
7	13.55	115.5	1565.02	12.58	1144.13
8	15.635	115.5	1805.84	14.52	1131.55
9	17.72	115.5	2046.66	16.46	1117.03
10	19.805	115.5	2287.48	18.39	1100.57
11	21.89	115.5	2528.29	20.33	1082.18
12	23.975	115.5	2769.11	22.27	1061.85
13	30.2	4281	129286.2	1039.58	1039.58
			146621.58		

3.8.3 Método estático simplificado de Rivera Feijoo.-

a) Parámetros del agua:

Datos de entrada:

$$V = 3,000 \text{ M}^3$$

$$D = 20.80 \text{ mts.}$$

$$NT = 35.00 \text{ mts.}$$

$$Wf = 3,000 \text{ Tns.}$$

$$Mf = 3,000/g. \text{ Tns}/(\text{mt}/\text{seg}^2)$$

$$g = 9.80 \text{ mt}/\text{seg}^2$$

Reemplazando valores en las expresiones de 3.6

$$H = 4.V/(\pi.D^2) = 8.83 \text{ mts.}$$

$$D/H = 20.80/8.83 = 2.355$$

$$H/D = 8.83/20.80 = 0.425$$

$$H/D = 0.425 < 0.75 \text{ OK! (condición de validez de método)}$$

a-1) Masas

$$Mo/Mf = \text{tgh}(\sqrt{3}/2 * 2.355) / (\sqrt{3}/2 * 2.355)$$

$$Mo/Mf = 0.474$$

$$Mo = 1422/g \text{ Tns}/(\text{mt}/\text{seg}^2)$$

$$M1/Mf = (363/512) * \tanh(\sqrt{13.5 * 0.425}) / (\sqrt{13.5 * 0.425})$$

$$M1/Mf = 0.416$$

$$M1 = 1248/g \quad \text{Tns}/(\text{mt}/\text{seg}^2)$$

a-2) Rigidez y periodo de la masa movil del agua

$$\begin{aligned} H.K/Wf &= 45/2 \cdot (M1/Mf)^2 \cdot (H/D)^2 \\ &= 45/2 * (1248/3000)^2 * (0.425)^2 \end{aligned}$$

$$K = 238.84 \text{ Tns}/\text{mt}$$

$$\begin{aligned} T_a &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{M1/K} \\ &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{1248/238.84} \end{aligned}$$

$$T_a = 4.59 \text{ seg.}$$

a-3) Alturas

$$h1 = H \cdot [1 - \{ \cosh(\sqrt{13.5 * 0.425}) \} / \{ \sqrt{13.5 * 0.425} * \sinh(\sqrt{13.5 * 0.425}) \}]$$

$$h1 = 0.30 \cdot H$$

$$h1 = 2.65 \text{ mts.}$$

$$h0 = 3/8 \cdot H$$

$$h0 = 3.31 \text{ mts.}$$

b) Parámetros de la estructura

b-1) Peso de la estructura

$$P_t = P_e + W_o + W_l$$

siendo:

P_t = Peso total.

P_e = Peso de la estructura (vacía)

$P_e = 2,667$ Tns. de (2.3.10 a+b)

$W_o = 1,422$ Tns. de (3.8.3 a-1)

$W_l = 1,248$ Tns. de (3.8.3 a-1)

$$P_t = 2,665 + 1,442 + 1,248$$

$$P_t = 5,337 \text{ Tns.}$$

b-2) Constante f^2/\sqrt{g}

$$H_t = 35.00 \text{ mts.}$$

$$H = 8.83 \text{ mts} \quad (\text{ de } 3.8.3 \text{ a })$$

$$E_f = 234,787 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ de } 3.7.2 \text{ a })$$

$$I_f = 6.244 \text{ E}10 \text{ cm}^4 \quad (\text{ de } 3.7.2 \text{ a })$$

$$(EI)_f = 1567'231,562 \text{ Tn}\cdot\text{m}^2$$

$$E_c = 250,998 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ de 3.7.2.b })$$

$$I_c = 1.497 \text{ E11 cm}^4 \quad (\text{ de 3.7.2.b })$$

$$(EI)_c = 3514'763,450 \text{ Tn}\cdot\text{m}^2$$

luego el dato de entrada es:

$$EIf/EIc = 0.446$$

de la tabla de 3.6.2 interpolando por lagrange:

$$f2/\sqrt{g} = 0.8193$$

b-3 Período de la estructura

$$T_e = 0.8193 \cdot \sqrt{(5337 \cdot (35 - 8.83/2)^3 / 1567'231,562)}$$

de donde :

$$T_e = 0.2557 \text{ seg.}$$

c) Fuerza cortante en la base

c-1) De la masa movil del agua

$$F_a = 1/R_d \cdot (Z.U.S.C) \cdot W_1$$

Siendo en nuestro caso:

$Z = 1.00$ de (3.3.1)
 $U = 1.30$ de (3.3.3)
 $S = 1.20$ de (3.3.2)
 $Rd = 3.00$ de (3.3.4)
 $Ts = 0.60$ seg. de (3.3.2)
 $Ta = 4.59$ seg. de (3.8.3 a-2)
 $W1 = 1,248$ Tns. de (3.8.3 a-1)

Reemplazando:

$$C = 0.80.(4.59/0.60 + 1)$$

$$C = 0.092 \quad ==> \quad C < Ci$$

tomamos:

$$C = 0.16 \quad \text{de (3.3.5)}$$

luego:

$$Fa = 0.0832 * W1$$

$$Fa = 104.00 \text{ Tns.}$$

c-2) De la estructura

$$Fe = 1/Rd.Z.U.S.C.(Pe + Wo)$$

siendo:

Z,U,S,Rd = las mismas constantes usadas en c-1

$$W_o = 1,422 \text{ Tns.} \quad \text{de (3.8.3 a-1)}$$

$$T_e = 0.26 \text{ seg.} \quad \text{de (3.8.3 b-3)}$$

$$P_e = 2,667 \text{ Tns.} \quad \text{de (2.3.10 a+b)}$$

$$C = 0.80 / (0.26 / 0.60 + 1)$$

$$C = 0.56 \quad \Rightarrow \quad C > C_i$$

tomamos:

$$C = 0.40 \quad \text{de (3.3.5)}$$

luego:

$$F_e = 0.208 \cdot (P_e + W_o)$$

$$F_e = 851.00 \text{ Tns.}$$

c-3) Fuerza cortante de diseño

Será la suma de $F_a + F_e$

$$H = 955 \text{ Tns.}$$

$$H_{min} = 0.12 * 5667 = 680.00 \text{ Tns}$$

$$H > H_{min} \text{ OK !}$$

A continuación se presentan la distribución del cortante en los diferentes niveles considerados del modelo

FUERZAS DE DISEÑO METODO PROPUESTO POR EL ING. RIVERA FELJOO

PARA 04 MASAS

nivel	hl (mts)	Pi (Tns)	Pi.hi	Fi (Tns)	Fza cortante
1	4.17	462	1926.54	12.54	955
2	12.51	462	5779.62	37.64	942.45
3	20.85	462	9632.7	62.74	904.81
4	30.2	4281	129286.2	842.07	842.07
			146625.06		

PARA 07 MASAS

nivel	hl (mts)	Pi (Tns)	Pi.hi	Fi (Tns)	Fza cortante
1	2.085	231	481.63	3.14	955
2	6.255	231	1444.9	9.41	951.85
3	10.425	231	2408.17	15.68	942.44
4	14.595	231	3371.44	21.96	926.76
5	18.765	231	4334.71	28.23	904.8
6	22.935	231	5297.98	34.5	876.57
7	30.2	4281	129286.2	842.07	842.07
			146625.03		

PARA 10 MASAS

nivel	hl (mts)	Pi (Tns)	Pi.hi	Fi (Tns)	Fza cortante
1	1.39	154	214.06	1.39	955
2	4.17	154	642.18	4.18	953.6
3	6.95	154	1070.3	6.97	949.42
4	9.73	154	1498.42	9.76	942.45
5	12.51	154	1926.54	12.55	932.69
6	15.29	154	2354.66	15.34	920.14
7	18.07	154	2782.78	18.12	904.8
8	20.85	154	3210.9	20.91	886.68
9	23.63	154	3639.02	23.7	865.77
10	30.2	4281	129286.2	842.07	842.07
			146625.06		

PARA 13 MASAS

nivel	hi (mts)	Pi (Tns)	Pi.hi	Fi (Tns)	Fza cortante
1	1.04	115.5	120.12	0.78	955
2	3.125	115.5	360.94	2.35	954.23
3	5.21	115.5	601.75	3.92	951.88
4	7.295	115.5	842.57	5.49	947.96
5	9.38	115.5	1083.39	7.06	942.47
6	11.465	115.5	1324.21	8.63	935.41
7	13.55	115.5	1565.02	10.19	926.78
8	15.635	115.5	1805.84	11.76	916.59
9	17.72	115.5	2046.66	13.33	904.83
10	19.805	115.5	2287.48	14.9	891.5
11	21.89	115.5	2528.29	16.47	876.6
12	23.975	115.5	2769.11	18.04	860.13
13	30.2	4281	129286.2	842.09	842.09
			146621.58		

3.8.4 Comparación de resultados.-

Habiendo realizado el cálculo del cortante por los 3 métodos presento a continuación unos cuadros con los resúmenes comparativos de los 3 métodos y considerando las condiciones del modelo, así como unos gráficos comparativos de fuerzas cortantes y fuerzas de inercia

Puede notarse que el método propuesto del Ing. Rivera es el que presenta los valores más bajos, seguido por el método de análisis modal y como era de esperarse el método del reglamento con valores más conservadores.

Para el diseño se utilizarán los valores obtenidos por el análisis modal para 10 masas considerando que para ésta cantidad de masas se obtiene el mayor valor del cortante en la base, como se muestra en el cuadro de la pagina 92.

CUADRO COMPARATIVO DE RESULTADOS DE ANALISIS

PARA 04 MASAS

FUERZAS DE INERCIA

	ANALISIS DE RIVERA F.	ANALISIS MODAL	ANALISIS DE REGLAMENTO
1	12.54	11.39	15.49
2	37.64	90.66	46.47
3	62.74	96.5	77.46
4	842.07	942.53	1039.58

FUERZAS CORTANTES

	ANALISIS DE RIVERA F.	ANALISIS MODAL	ANALISIS DE REGLAMENTO
1	955	1141.08	1179
2	942.45	1129.69	1163.51
3	904.81	1039.03	1117.04
4	842.07	942.52	1039.58

FUERZAS DE INERCIA

	ANALISIS DE RIVERA F.	ANALISIS MODAL	ANALISIS DE REGLAMENTO
1	3.14	2.54	3.87
2	9.41	22.41	11.62
3	15.68	38.07	19.36
4	21.96	47.05	27.11
5	26.23	50.12	34.86
6	34.5	49.49	422.6
7	842.07	961.44	1039.58

FUERZAS CORTANTES

	ANALISIS DE RIVERA F.	ANALISIS MODAL	ANALISIS DE REGLAMENTO
1	955	1171.12	1179
2	951.85	1168.58	1175.13
3	942.44	1146.17	1160.51
4	926.76	1108.1	1144.15
5	904.8	1061.05	1117.04
6	876.57	1010.93	1182.18
7	842.07	961.44	1039.58

CUADRO COMPARATIVO DE RESULTADOS DE ANALISIS

PARA 10 MASAS

FUERZAS DE INERCIA			
	ANALISIS DE RIVERA F.	ANALISIS MODAL	ANALISIS DE REGLAMENTO
1	1.39	0.99	1.72
2	4.18	8.91	5.16
3	6.97	16.24	8.61
4	9.76	22.57	12.05
5	12.55	27.55	15.49
6	15.34	31	18.93
7	18.12	32.93	22.38
8	20.91	33.56	25.82
9	23.7	33.29	29.26
10	842.07	968.1	1039.58

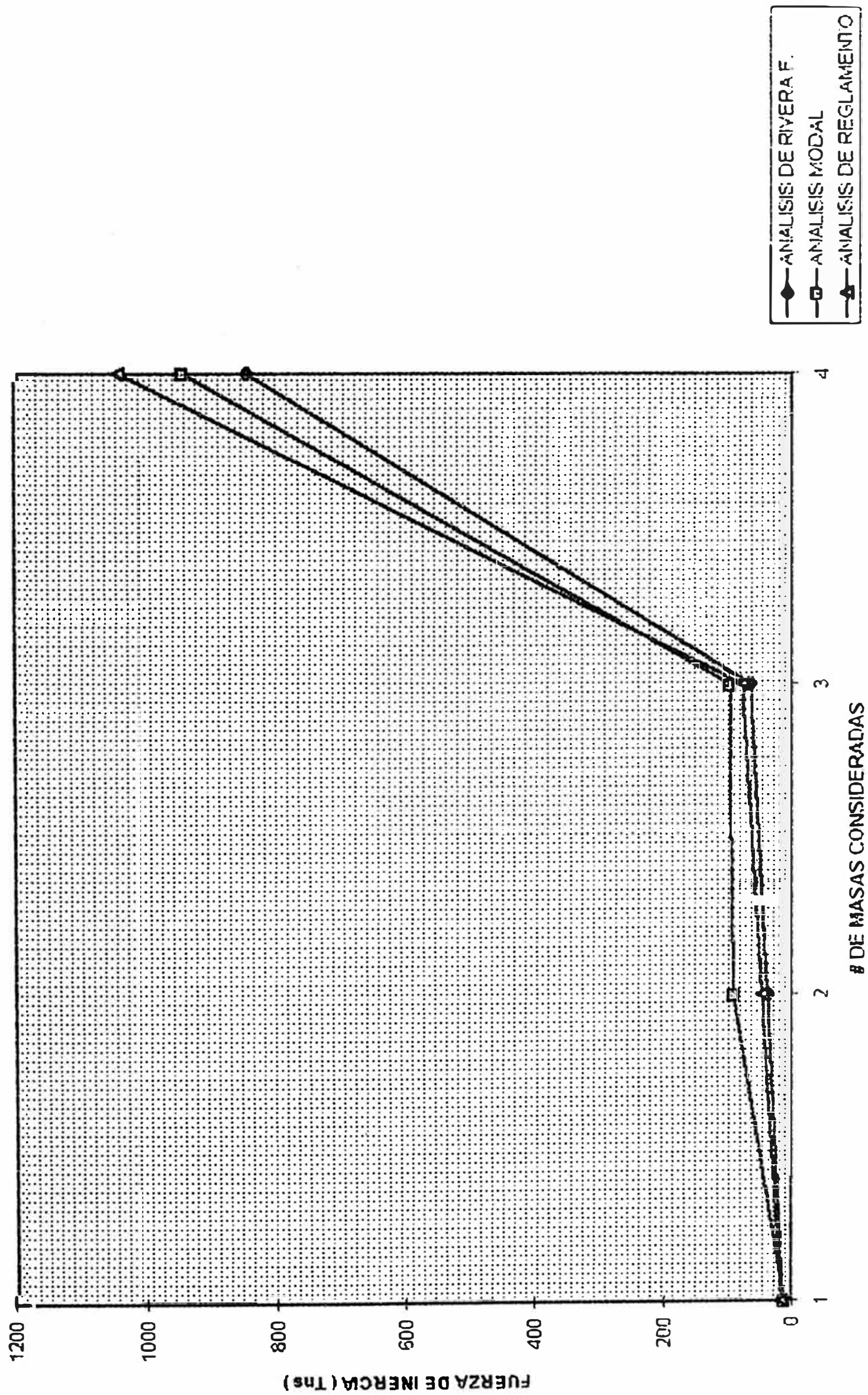
FUERZAS CORTANTES			
	ANALISIS DE RIVERA F.	ANALISIS MODAL	ANALISIS DE REGLAMENTO
1	955	1175.14	1179
2	953.6	1174.15	1177.28
3	949.42	1165.24	1172.12
4	942.45	1149	1163.51
5	932.69	1126.43	1151.46
6	920.14	1098.88	1135.97
7	904.8	1067.88	1117.04
8	886.68	1034.95	1094.66
9	865.77	1001.39	1068.84
10	842.07	968.1	1039.58

PARA 13 MASAS

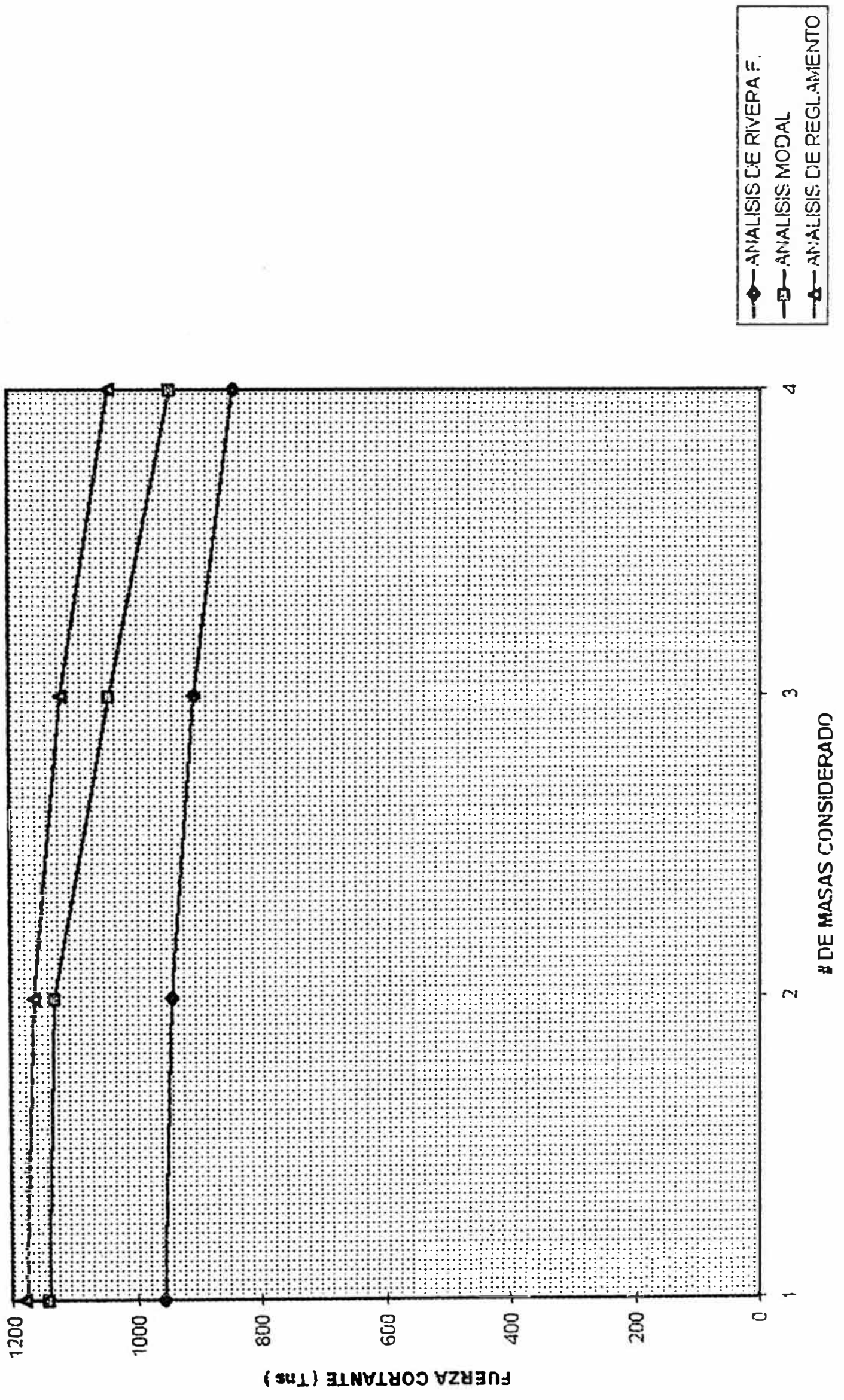
FUERZAS DE INERCIA			
	ANALISIS DE RIVERA F.	ANALISIS MODAL	ANALISIS DE REGLAMENTO
1	0.78	0.52	0.97
2	2.35	4.7	2.9
3	3.92	8.74	4.84
4	5.49	12.52	6.78
5	7.06	15.92	8.71
6	8.63	18.86	10.65
7	10.19	21.27	12.58
8	11.76	23.11	14.52
9	13.33	24.37	16.46
10	14.9	25.07	18.39
11	16.47	25.28	20.23
12	18.04	25.08	22.27
13	842.09	969.22	1039.58

FUERZAS CORTANTES			
	ANALISIS DE RIVERA F.	ANALISIS MODAL	ANALISIS DE REGLAMENTO
1	955	1174.66	1179
2	954.23	1174.14	1178.01
3	951.88	1169.44	1175.11
4	947.86	1160.7	1170.27
5	942.47	1148.18	1163.49
6	935.41	1132.26	1154.78
7	926.78	1113.4	1144.13
8	916.59	1092.13	1131.55
9	904.83	1069.02	1117.03
10	891.5	1044.65	1100.57
11	876.6	1019.58	1082.18
12	860.13	994.3	1061.85
13	842.09	969.22	1039.58

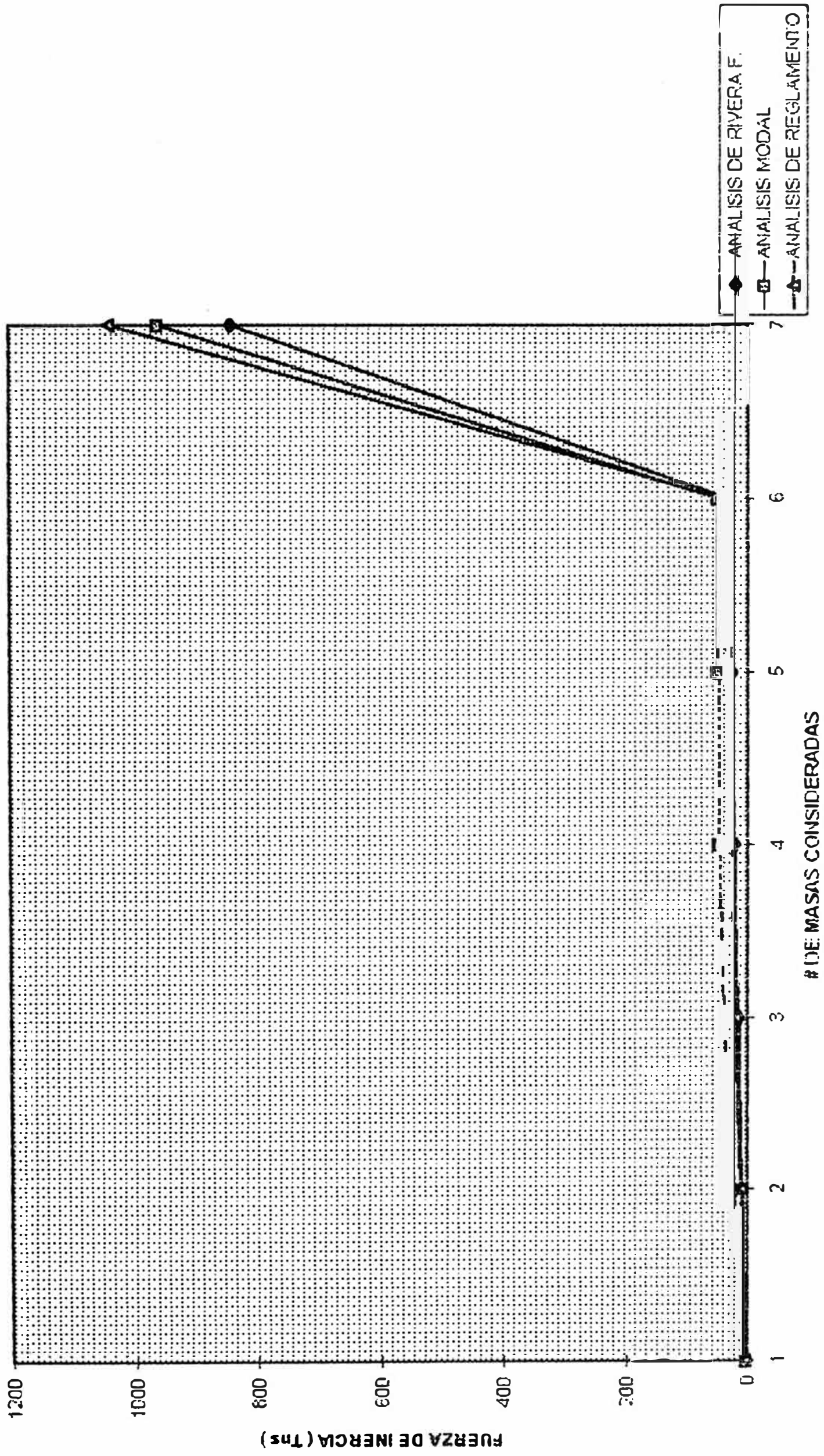
RESUMEN DE FUERZAS DE INERCIA PARA 04 MASAS



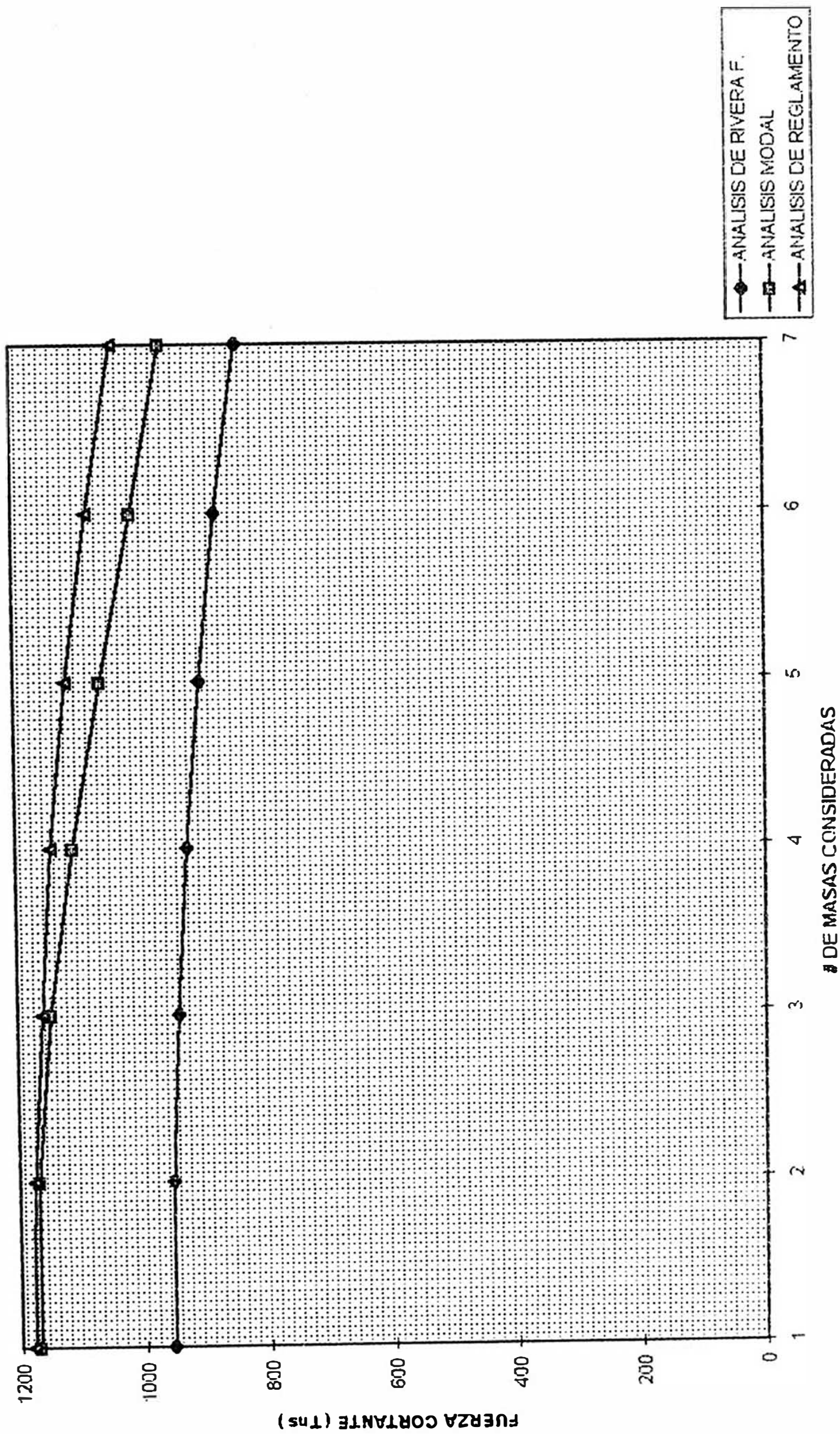
RESUMEN DE FUERZAS CORTANTES PARA 04 MASAS



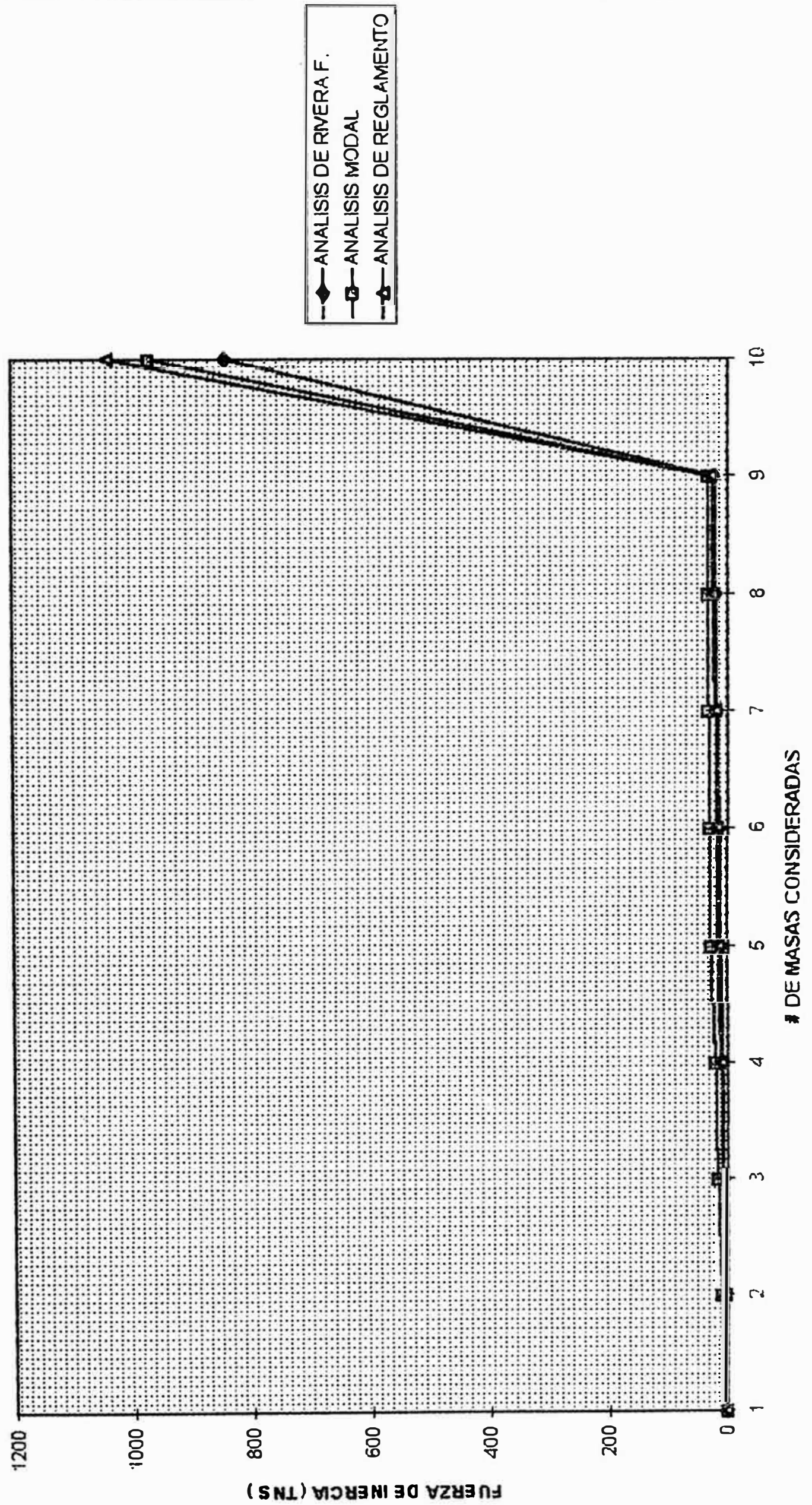
RESUMEN DE FUERZAS DE INERCIA PARA 07 MASAS



RESUMEN DE FUERZAS CORTANTES PARA 07 MASAS

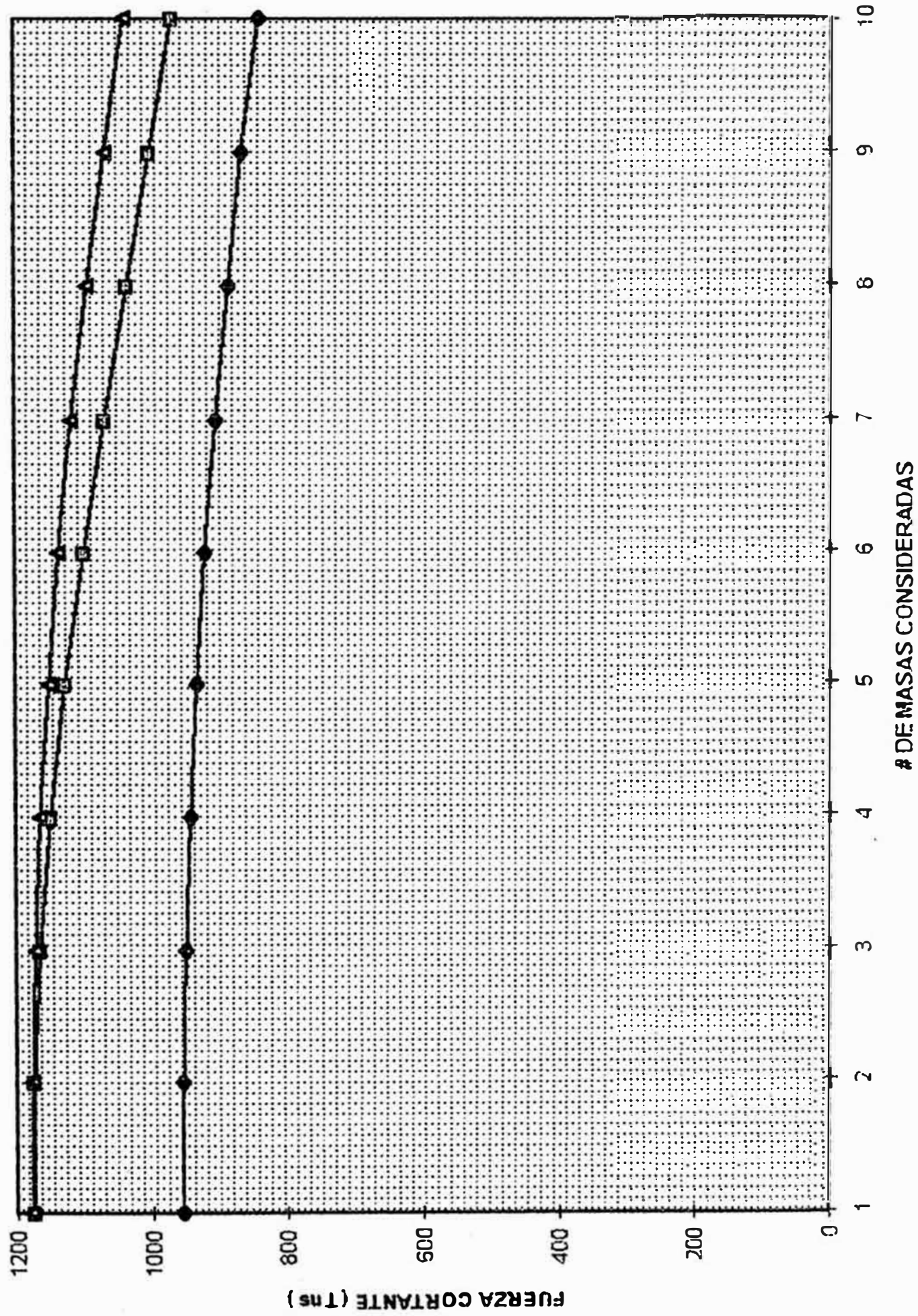


RESUMEN DE FUERZAS DE INERCIA PARA 10 MASAS



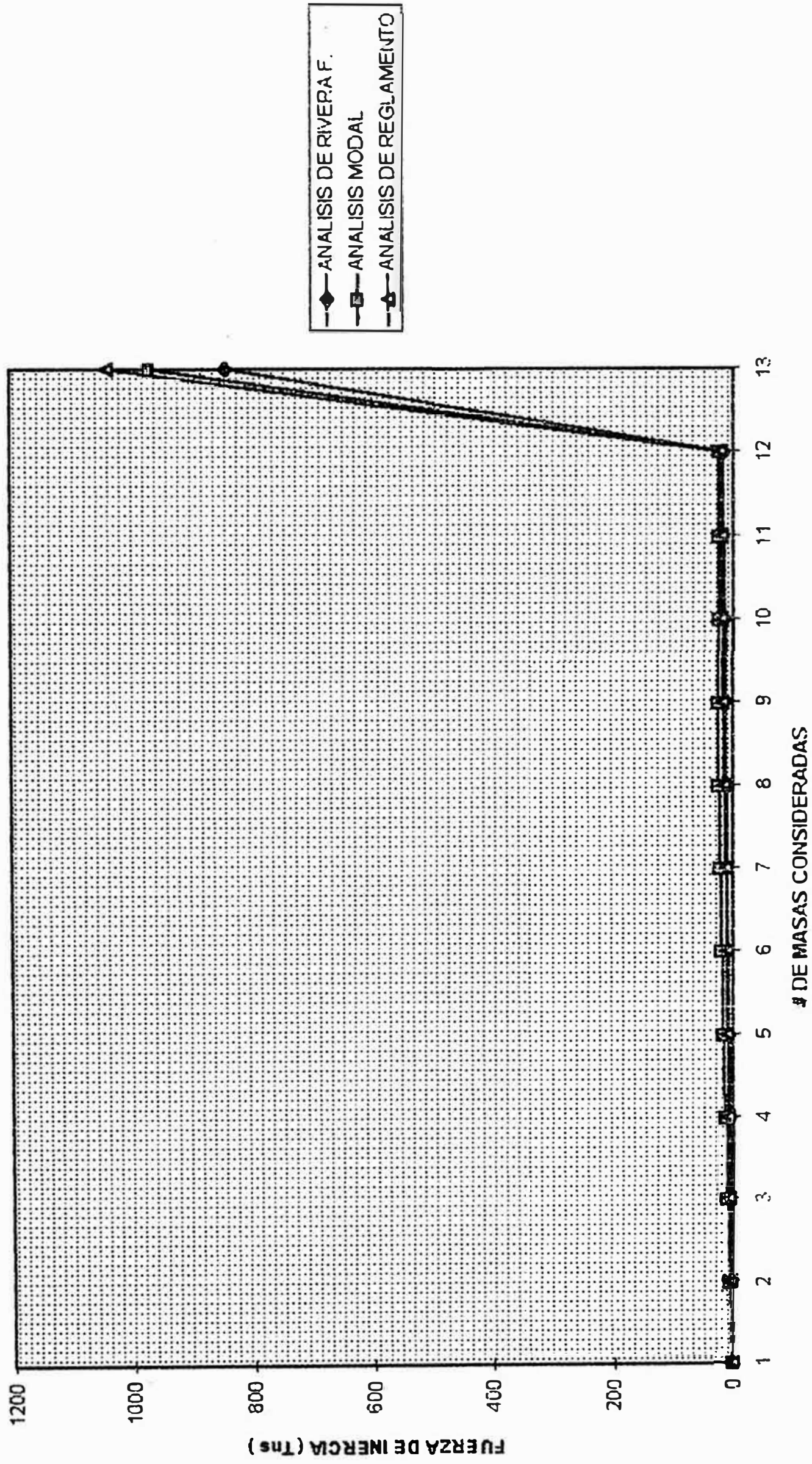
◆ ANALISIS DE RIVERA F.
□ ANALISIS MODAL
▲ ANALISIS DE REGLAMENTO

RESUMEN DE FUERZAS CORTANTES PARA 10 MASAS

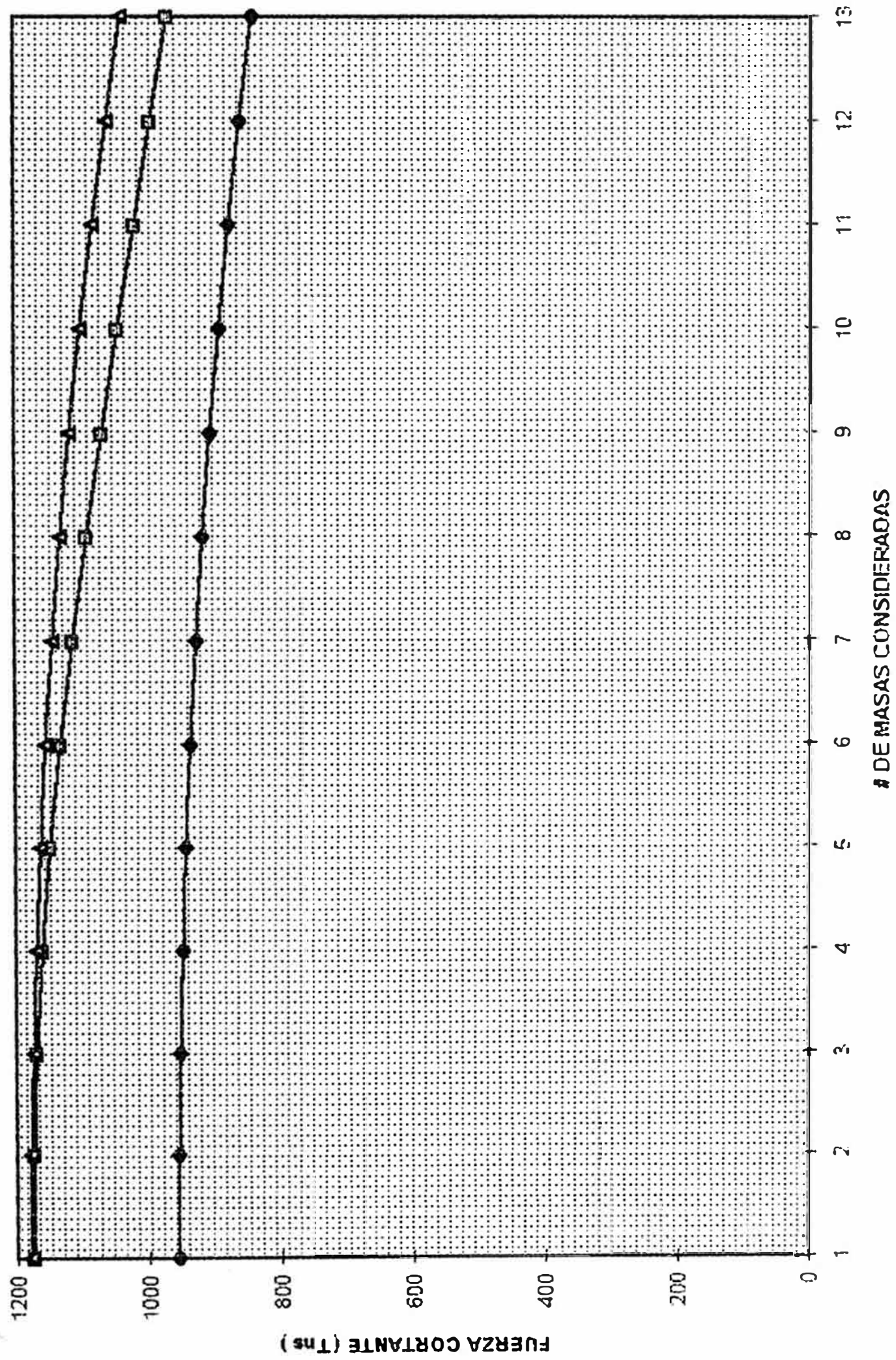


- ◆— ANALISIS DE RIVERA F.
- ANALISIS MODAL
- △— ANALISIS DE PEGLAMENTO

RESUMEN DE FUERZAS DE INERCIA PARA 13 MASAS

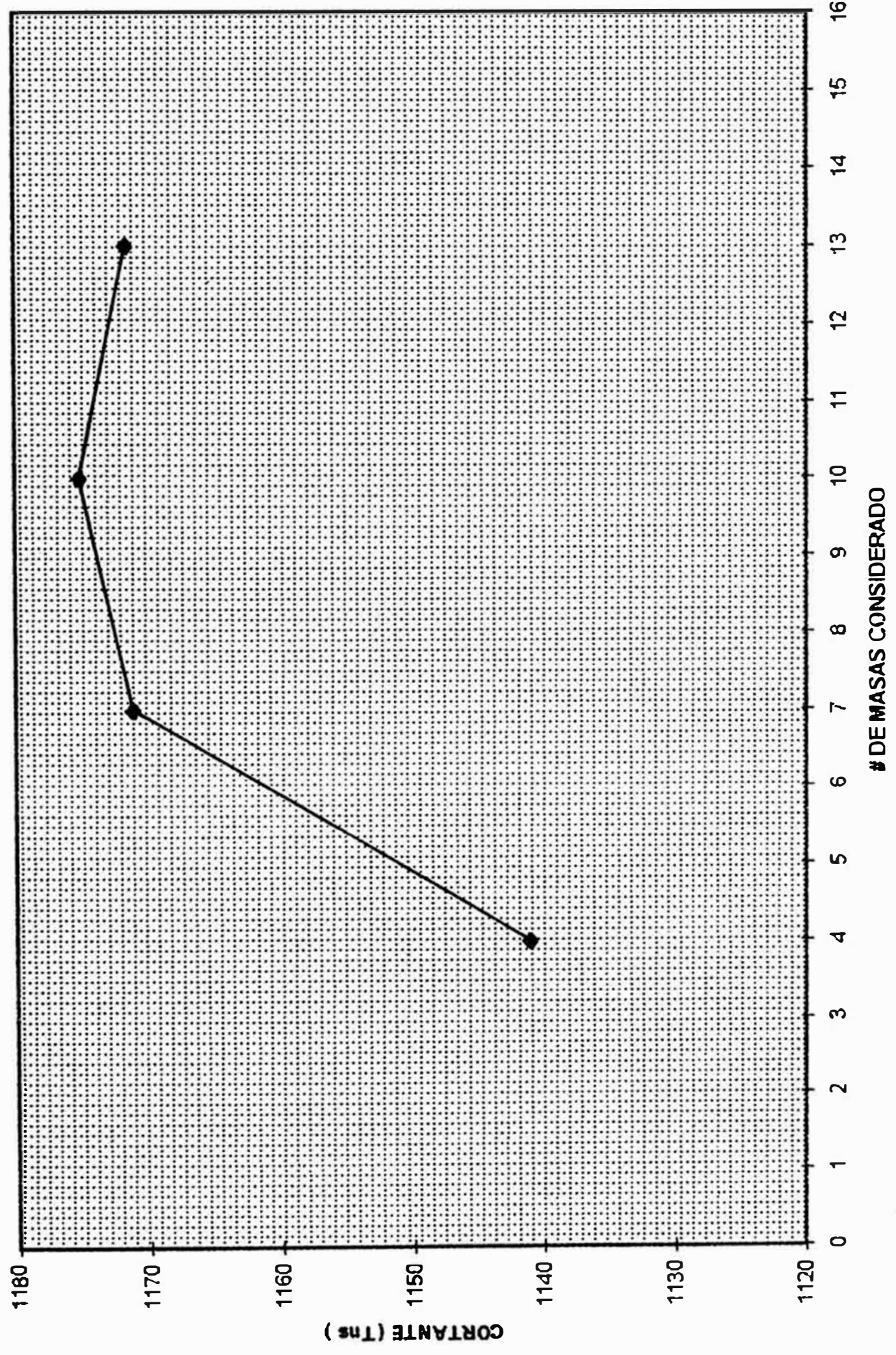


RESUMEN DE FUERZAS CORTANTES PARA 13 MASAS



- ◆ ANALISIS DE RIVERA F.
- ANALISIS MODAL
- ▲ ANALISIS DE REGLAMENTO

VARIACION DEL CORTANTE EN LA BASE CON EL NUMERO DE MASAS CONSIDERADO



CTE. ANAL. MODAL

CAPITULO IV

DISEÑO DE ELEMENTOS

4.1 GENERALIDADES:

El diseño de los elementos de la estructura los basaremos en la teoría de membrana de revolución, determinando los esfuerzos N_I y N_{II} meridionales y anulares respectivamente que son muy aplicados en éste tipo de estructuras.

Estos esfuerzos calculados por la teoría de membrana se aproximan bastante a los esfuerzos reales, salvo en las proximidades de los bordes cuando las reacciones de los apoyos no son tangentes al meridiano.

Se presenta un breve resumen sobre la teoría de membrana de superficies de revolución cargadas simétricamente desarrollándose para el elemento, los

esfuerzos producidos de acuerdo a las condiciones de carga en su apartado correspondiente, así como de la teoría de flexión en las proximidades de los bordes para superficies esféricas, cónicas y cilíndricas presentándose un estudio más detallado en el anexo A de la presente tesis.

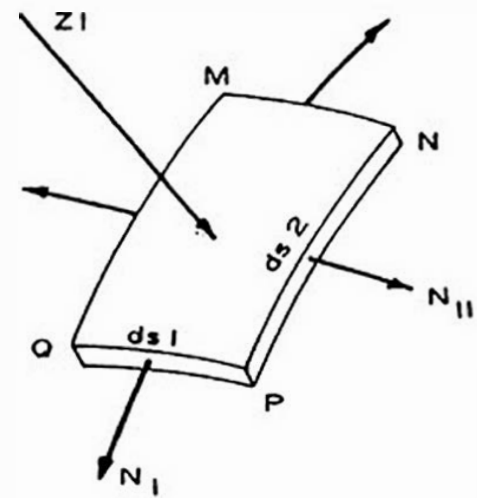
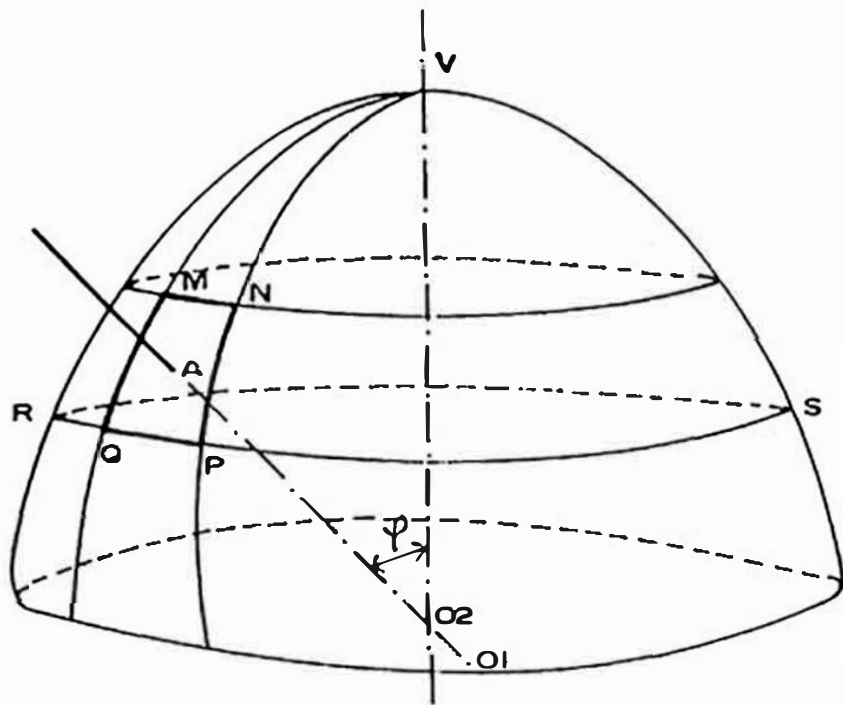
4.1.1 Teoría de membrana de revolución.-

Hipótesis:

- Las cargas sobre la membrana poseen simetría rotatoria.
- Para cargas con simetría rotatoria, no existirán esfuerzos de membrana tangenciales (por simetría).
- Los esfuerzos normales son los esfuerzos principales.
- Se considerara una membrana de rotación cuya superficie media tiene el eje vertical.
- Las reacciones sobre el paralelo de apoyo se consideran tangentes a la superficie media.

Sean:

- r_1, r_2 = radios de curvatura principales en un punto.
- $O_1A = r_1$ = radio correspondiente a la sección meridiana.
- $O_2A = r_2$ = Radio correspondiente a la sección normal perpendicular a la meridiana
- MNPQ = Elemento de superficie determinado por dos arcos de meridiano y otros dos de paralelo
- N_I, N_{II} = Esfuerzos principales normales a los bordes de MNPQ
- Z_1 = Componente según la normal de las fuerzas unitarias exteriores
- ds_1, ds_2 = Longitudes de arco elementales de MMPQ.
- $d\phi_1, d\phi_2$ = Los correspondientes ángulos en el centro.



de la figura:

$$ds1 = r1 \cdot d\phi1$$

$$ds2 = r2 \cdot d\phi2$$

Proyectando todos los esfuerzos que obran en el elemento MNPQ, sobre la normal a dicho elemento, se obtiene la ecuación de equilibrio.

$$Z1 \cdot ds1 \cdot ds2 + 2N1 \cdot ds2 \cdot \text{sen}(d\phi1/2) + 2NII \cdot ds1 \cdot \text{sen}(d\phi2/2) = 0$$

sustituyendo infinitésimos equivalentes :

$$N1/r1 + NII/r2 + Z1 = 0 \quad (i)$$

4.1.1.1 Esfuerzo meridiano NI

Estableciendo equilibrio de todos los esfuerzos que obran sobre el casquete VRS y designando por P a la componente según el eje de la superficie de revolución, de las fuerzas exteriores que obran sobre dicho casquete, se tiene.

$$NI \cdot 2 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \sin^2 \phi + P = 0$$

de donde:

$$NI = -P / (2 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \sin^2 \phi) \quad (ii)$$

siendo : NI (+) TRACCION.

NI (-) COMPRESION.

4.1.1.2 Esfuerzo anular NII

Despejando NII de i se tiene

$$NII = -r^2 / r_1 \cdot NI - Z_1 \cdot r^2$$

de donde, reemplazando NI se tiene:

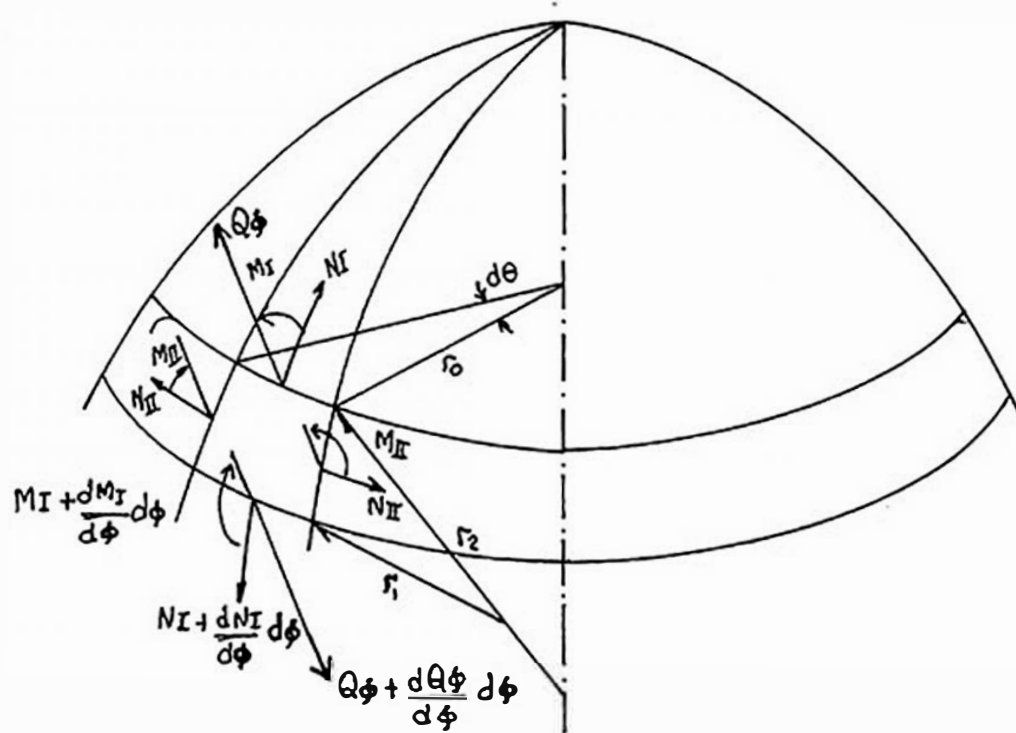
$$NII = P / (2 \cdot \pi \cdot r_1 \cdot \sin^2 \phi) - r^2 \cdot Z_1 \quad (iii)$$

siendo:

NII (+) TRACCION

NII (-) COMPRESION

4.1.2 Esfuerzos de flexión en superficies de revolución.-



De la fig. se establecen 3 ecuaciones de equilibrio:

$$d(NI \cdot r_0)/d\phi - NII \cdot r_1 \cdot \cos\phi - r_0 \cdot Q\phi + Y \cdot r_1 \cdot r_0 = 0$$

$$NI \cdot r_0 + NII \cdot r_1 \cdot \sin\phi + d(Q\phi \cdot r_0)/d\phi + Z \cdot r_1 \cdot r_0 = 0$$

$$d(MI \cdot r_0)/d\phi - MII \cdot r_1 \cdot \cos\phi - Q \cdot r_1 \cdot r_0 = 0$$

donde:

$$MI = M\phi$$

$$MII = M\theta$$

Estas 3 ecuaciones con 5 incógnitas las reducimos a 3, expresando NI, NII, MI y MII en función de los desplazamiento v (tangencial al meridiano) y w (normal a la superficie media), mediante la ley de Hooke y la teoría elemental de flexión de placas, obteniéndose:

$$N_I = D.[1/r_1.(dv/d\phi - w) + \mu/r_2.(v.ctg\phi - w)]$$

$$N_{II} = D.[1/r_2.(dv/d\phi - w) + \mu/r_1.(dv/d\phi - w)]$$

$$M_I = -B.\{1/r_1.d[v/r_1 + dw/(r_1.d\phi)]/d\phi + \mu/r_2.[v/r_1 + dw/(r_1.d\phi)].ctg\phi\}$$

$$M_{II} = -B.\{[v/r_1 + dw/(r_1.d\phi)].ctg\phi/r_2 + \mu/r_1.d[v/r_1 + dw/(r_1.d\phi)]/d\phi\}$$

donde:

$$D = E.h/(1 - \mu^2) \quad = \text{módulo de rigidez axial.}$$

$$B = E.h^3/[12.(1 - \mu^2)] = \text{módulo de rigidez flexionante.}$$

siendo:

E = módulo de Young.

μ = módulo de Poisson.

h = espesor de cáscara.

Reemplazando los valores obtenidos para N_I , N_{II} , M_I y M_{II} se obtienen 3 ecuaciones con 3 incógnitas v , w y $Q\phi$ que se pueden reducir a 2, despejando de la tercera ecuación el valor de $Q\phi$.

Las ecuaciones de equilibrio se reducen a ecuaciones diferenciales de 2° orden y su estudio se detalla en el anexo A.

4.2 DISEÑO DE LINTERNA DE ILUMINACION:

El diseño de la linterna de iluminación comprende el diseño del techo plano, columnas y viga circular sobre la que se apoyan las columnas, para cada caso se hará un análisis de las fórmulas a emplearse.

4.2.1 Diseño de techo plano.-

Se considerará un techo circular plano de 2.50 mts. de diámetro, se realizará el análisis empleando las fórmulas de diseño por rotura y considerando a la losa como viga simplemente apoyada, determinando el momento M producido en el centro de luz.

4.2.1.1 Consideraciones de diseño

El momento actuante está dado por:

$$M = K \cdot 0,9 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2$$

de donde:

$$K = M / (0,9 \cdot f'c \cdot b \cdot d^2) \quad (I)$$

siendo:

$f'c$ = resistencia del concreto a los 28 días.

Fy = resistencia de fluencia del acero.

b = ancho unitario

d = t - recubrimiento

t = espesor de losa.

recubr. = 2 cm (7.9.1.c de N.T.E. - E060-89)

$$w = (1 - \sqrt{1 - 2,36.K}) / 1,18 \quad (\text{ II })$$

sea Γ la cuantía, luego :

$$\Gamma = w.f'c/Fy$$

siendo:

$$\Gamma > \Gamma_{\min}$$

$\Gamma_{\min} = 0.0025$ (para losas con barras lisas 7.10.2 N.T.E.)

la sección de acero será:

$$As = \Gamma.b.d$$

4.2.1.2 Cálculos

a) Espesor de techo

$$t = 0.075 \text{ mts. (asumido)}$$

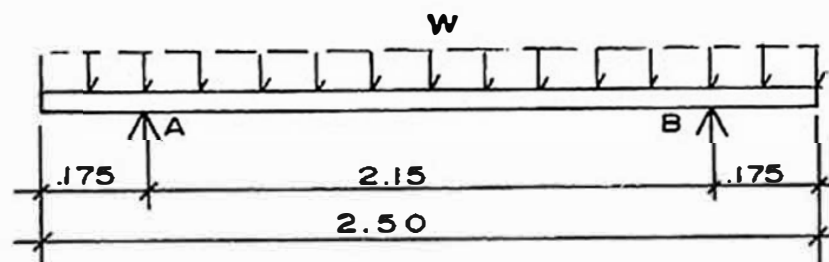
b) Metrado de techo

$$W_d = \text{peso propio} = 0,075 * 1,00 * 2400 = 180 \text{ kg/mt.}$$

$$W_l = \text{sobrecarga} = 100 \text{ kg/mt.}$$

$$W = W_d + W_l = 280 \text{ kg/mt.}$$

c) Momentos flectores



$$\Sigma M_a = 0$$

$$2,15R - 2.5 * 2.15 / 2 * W = 0$$

de aquí:

$$R = 1.25W$$

$$M_a = M_b = -0.0153W = M(-) = - 4.29 \text{ kg.mt}$$

$$M_c = +0.5625W = M(+) = + 157.50 \text{ kg.mt}$$

d) Diseño

$$d = 7.50 - 2.00 = 5.5 \text{ cmt}$$

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

$$f'c = 245 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ de 1.4.5 })$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ de 1.4.4 })$$

de I:

$$K = 15,750 / (0,9 \cdot 245 \cdot 100 \cdot 5.5^2)$$

$$K = 0.0236$$

de II:

$$w = (1 - \sqrt{1 - 2,36 \cdot 0,0236}) / 1.18$$

$$w = 0.0239$$

$$\Gamma = 0.0239 \cdot 245 / 4200$$

$$\Gamma = 0.014$$

$$\Gamma < \Gamma_{\min}$$

$$\text{usamos } \Gamma_{\min} = 0.0025$$

$$A_{\min} = 0.0025 \cdot 100 \cdot 7.5$$

$$A_{\min} = 1.88 \text{ cm}^2$$

==> usamos acero liso de ϕ 1/4" @ .15mt y espesor de losa circular de 0.075 mts

4.2.2 Diseño de columnas.-

Se dispondrá de 8 columnas distribuidas simétricamente en la circunferencia de 2.15 mts. de diámetro, las cuales se diseñarán considerando la resistencia de elementos a compresión de la N.T.E. E 060.

4.2.2.1 Consideraciones de diseño

La Norma Técnica de edificaciones N.T.E. E-060, en su apartado 12.3.2 establece que para elementos estribados sometidos a compresión, la resistencia de diseño P_o no debe ser mayor que:

$$P_c = \phi * 0.80 * \{0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * F_y\} \text{ carga de colapso}$$

siendo:

A_g = Área geométrica.

A_s = Área de acero.

ϕ = 0.70.

La sección de acero mínima A_{smin} según 12.6.1 de la N.T.E. E-060 referente al área de refuerzo longitudinal para elementos sujetos a compresión es:

$$A_{s \text{ min}} = \Gamma_{min} * b * d \quad \text{donde:}$$

$$\Gamma_{min} = 0.01$$

Siendo P_o la carga sobre cada columna se debe cumplir que:

$$P_c > P_o$$

4.2.2.2 Cálculos

a) Peso del techo (pt)

-Peso propio del techo: $\pi * 2.5^2 / 4 * 0.075 * 2400 = 885 \text{ kgs.}$

Carga muerta $W_d = 885 \text{ kgs.}$

-Sobrecarga: $\pi * 2.5^2 / 4 * 150 = 735 \text{ kgs.}$

Carga viva $W_l = 735 \text{ kgs.}$

$$p_t = W_d + W_l = 1,620 \text{ kgs.}$$

b) Carga actuante en columna P_o

Considerando 8 columnas de apoyo

$$P_o = 1,620 / 8 = 202.50 \text{ kgs.}$$

c) Carga de colapso P_c

Considerando columnas cuadradas de $0.15 * 0.15$ mt.
se tendrá:

$$A_g = 15 * 15 = 225 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.01 * 15 * 15 = 2.25 \text{ cm}^2$$

usando 4 ϕ 3/8"

$$A_s = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$P_c = 0.70 * 0.80 * \{0.85 * 245 * (225 - 2.84) + 2.84 * 4200\}$$

$$P_c = 32,588 \text{ kgs.}$$

$$P_c > P_o \quad \text{OK !}$$

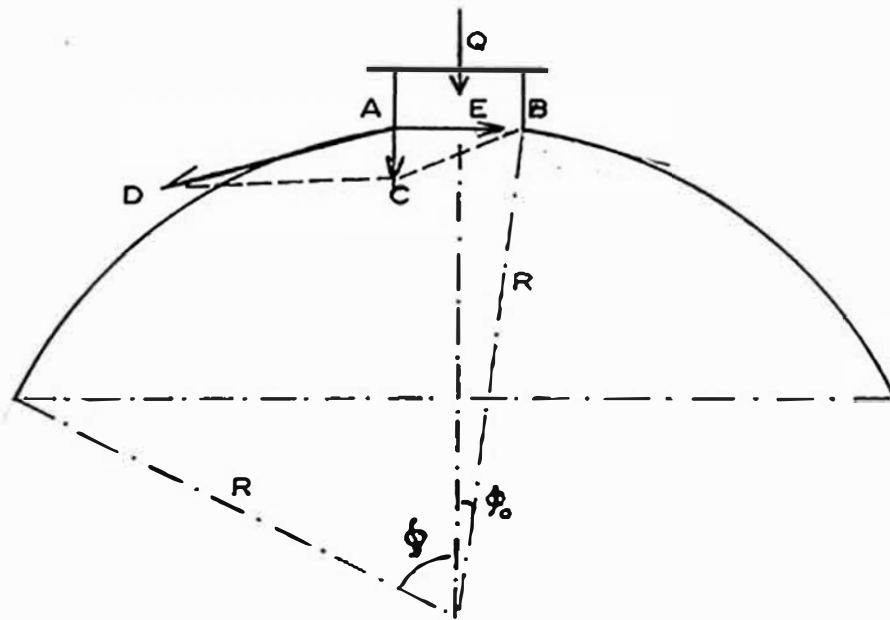
luego usamos:

\Rightarrow 4 ϕ 3/8" estribos ϕ 1/4" @ 0.10 columnas de
 $0.15\text{mt.} * 0.15\text{mts.}$

4.2.3 Diseño del anillo de soporte.-

Apoyamos las columnas sobre un anillo circular en la cobertura en cúpula esférica, el mismo que deberá trabajar a compresión, debiendo cumplirse las condiciones para elementos a compresión de la N.T.E.

4.2.3.1 Consideraciones de diseño



En el paralelo AB del borde superior, el peso unitario AC de la linterna de peso total Q, se descompone en las fuerzas AD y AE, la primera correspondiente al esfuerzo de membrana tangente al meridiano, y la segunda debe absorberse mediante un anillo de concreto armado:

$$AC = Q / (2 \cdot \pi \cdot R \cdot \text{sen} \phi_0)$$

$$AD = NI = Q / (2 \cdot \pi \cdot R \cdot \text{sen}^2 \phi_0)$$

$$AE = Q \cdot \text{ctg} \phi_0 / (2 \cdot \pi \cdot R \cdot \text{sen} \phi_0)$$

El anillo de concreto estará trabajando a un esfuerzo de compresión C_a , que se determina mediante la fórmula:

$$C_a = Q \cdot \text{ctg} \phi / (2 \cdot \pi) \quad (\text{compresión})$$

debiéndose cumplir que:

$$C_a < P_c$$

donde, al igual que en 4.2.2.1

$$P_c = \phi \cdot 0,80 \cdot (0,85 \cdot f'c \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot F_y)$$

P_c = Resistencia de diseño de elementos a compresión

4.2.3.2 Cálculos

a) Peso Q de la linterna

Viene a ser la suma del peso del techo (p_t) más el peso de las columnas de apoyo (p_c), considerando altura de columnas de 0.40 mts.

$$p_t = 1,620 \text{ kgs.} \quad \text{de (4.2.2.2)}$$

$$p_c = 0.15 \cdot 0.15 \cdot 0.40 \cdot 8 \cdot 2,400$$

$$p_c = 175 \text{ kgs.}$$

$$Q = p_t + p_c = 1620 + 175 = 1,795 \text{ kgs.}$$

b) Cálculo de ϕ_0

$$r = 1.00 \text{ mts.}$$

$$R = 17.35 \text{ mts.}$$

$$\text{sen } \phi_0 = r/R = 1.00/17.35 = 0.0576$$

de donde:

$$\phi_0 = 3.3042^\circ = 3^\circ 18' 15''$$

c) Carga de compresión C_a

$$C_a = 1,795 / (2 \cdot \pi) \cdot \text{ctg} 3^\circ 18' 15''$$

$$C_a = 4,950 \text{ kgs.}$$

d) Carga de colapso P_c

Asumiendo un anillo circular cuadrado de $0,15\text{mt.} \times 0,15\text{mt.}$

$$A_g = 15 \times 15 = 225 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.01 \times 15 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2$$

usando 4 ϕ 3/8"

$$A_s = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$P_c = 0.70 \times 0.80 \times \{0.85 \times 245 \times (225 - 2.84) + 2.84 \times 4200\}$$

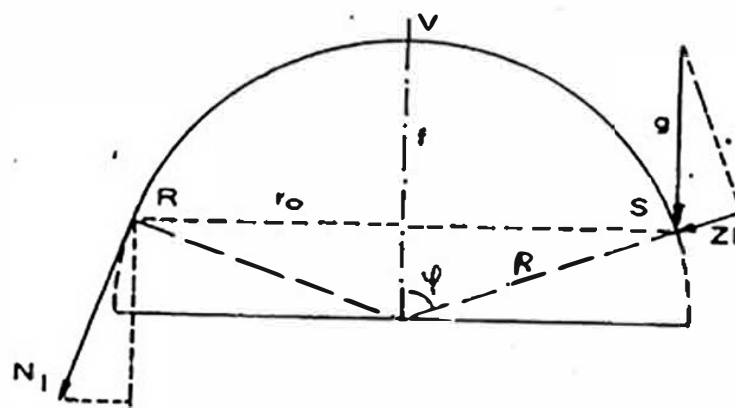
$$P_c = 32,588 \text{ kgs.} \quad C_a < P_c \text{ OK !}$$

==> usamos 4 ϕ 3/8" y estribos de ϕ 1/4" @ .20 mt. ,
anillo circular cuadrado de 0.15×0.15

4.3 DISEÑO DE COBERTURA EN CUPULA ESFERICA:

Para el cálculo de la cobertura se analizará (aplicando la teoría de membranas), los esfuerzos que se producen en la cúpula por peso propio y con la carga de la linterna de iluminación, así como los efectos de flexión producidos en el apoyo.

4.3.1 Cúpula esférica sometida a peso propio.-



sea:

g = Peso propio de la cúpula por unidad de superficie.

P = Peso total del casquete.

R = Radio de curvatura de la cúpula.

f = Flecha de cúpula.

luego:

$$P = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot f \cdot g = 2 \cdot \pi \cdot R^2 \cdot (1 - \cos \phi) \cdot g$$

Estableciendo equilibrio de todas las fuerzas verticales se tiene:

$$NI \cdot 2 \cdot \pi \cdot R \cdot \text{sen}^2 \phi + 2 \cdot \pi \cdot R^2 \cdot (1 - \text{cos} \phi) \cdot g = 0$$

de donde:

$$NI = -(1 - \text{cos} \phi) \cdot R \cdot g / \text{sen}^2 \phi$$

$$NI = -R \cdot g / (1 + \text{cos} \phi) \quad (I)$$

El esfuerzo normal NII, perpendicular al meridiano, se obtiene de la relación:

$$NI/R + NII/R + Z1 = 0$$

donde:

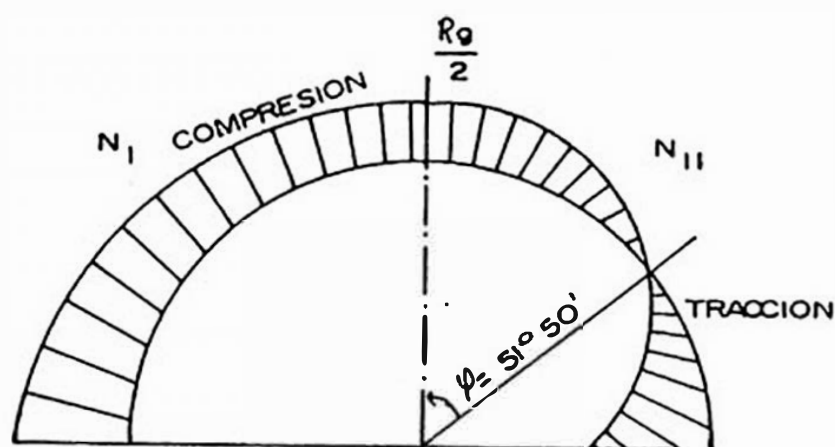
$$Z1 = g \cdot \text{cos} \phi$$

reemplazando se obtiene:

$$NII = -R \cdot g \cdot \text{cos} \phi + R \cdot g / (1 + \text{cos} \phi)$$

$$NII = R \cdot g \cdot (1 - \text{cos} \phi - \text{cos}^2 \phi) / (1 + \text{cos} \phi) \quad (II)$$

Los esfuerzos N_I y N_{II} se muestran en el sgte gráfico:



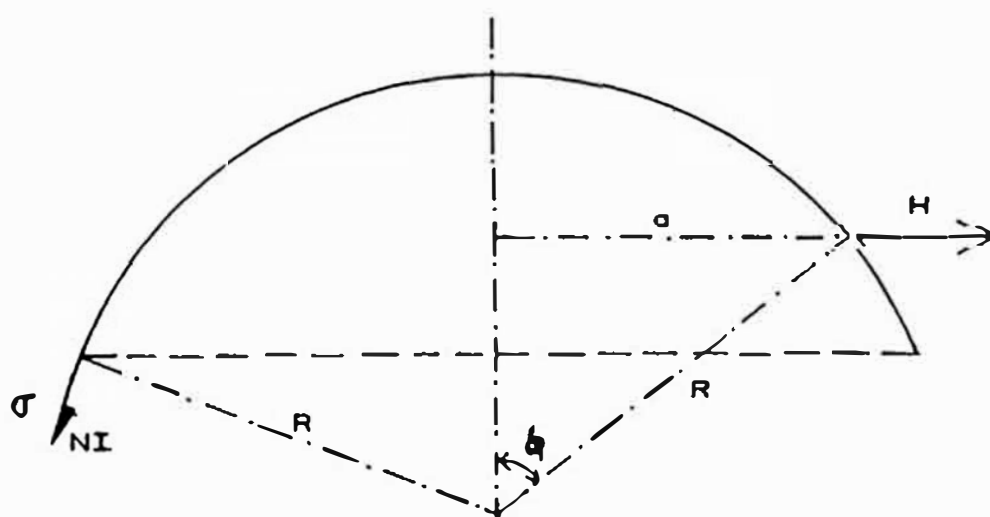
Haciendo $N_{II} = 0$ hallamos el punto donde se produce el cambio de signo, luego:

$$\cos^2 \phi + \cos \phi - 1 = 0$$

de donde: $\phi = 51^\circ 50'$

Luego podemos concluir que para $\phi = 51^\circ 50'$ los esfuerzos anulares N_{II} cambian de signo.

A continuación analizaremos que sucede en el punto de cambio de signo; de la fig:



Sea 'H' la suma de todos los empujes horizontales hacia el exterior que actúan sobre el paralelo de radio 'a', éste empuje será, por unidad de longitud:

$$H = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot NI \cdot \cos \phi \cdot \sin \phi$$

El valor máximo de H se obtiene haciendo $h' = 0$ o sea:

$$d[2 \cdot \pi \cdot R^2 \cdot g \cdot \cos \phi \cdot \sin \phi / (1 + \cos \phi)] / d\phi = 0$$

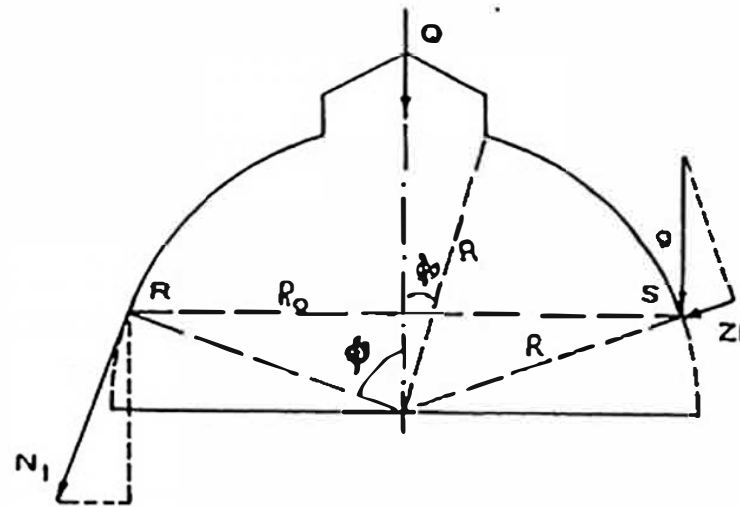
de donde:

$$\cos^2 \phi + \cos \phi - 1 = 0$$

obteniéndose: $\phi = 51^\circ 50'$

Según esto el paralelo de tensión nula ($\phi = 51^\circ 50'$) debe ser considerado como una zona peligrosa, ya que el empuje horizontal es máximo en esa zona.

4.3.2 Cúpula esférica con linterna sometida al peso propio.-



Sea:

g = Peso de la cúpula por unidad de superficie.

Q = Peso total de la linterna.

El peso P correspondiente al casquete VRS es:

$$P = 2 \cdot \pi \cdot R^2 \cdot (1 - \cos \phi) \cdot g - 2 \cdot \pi \cdot R^2 \cdot (1 - \cos \phi_0) \cdot g + Q$$

$$P = 2 \cdot \pi \cdot R^2 \cdot (\cos \phi_0 - \cos \phi) + Q$$

Estableciendo el equilibrio de todos los esfuerzos verticales que actúan sobre el casquete VRS se tiene

$$N_I \cdot 2 \cdot \pi \cdot R \cdot \sin^2 \phi + P = 0$$

de donde:

$$N_I = -R \cdot g \cdot (\cos \phi_0 - \cos \phi) / \sin^2 \phi - Q / (2 \cdot \pi \cdot R \cdot \sin^2 \phi) \quad (I)$$

El esfuerzo NII perpendicular al meridiano se obtiene de la relación:

$$N_I/R + N_{II}/R + Z_1 = 0$$

teniendo en cuenta que:

$$Z_1 = g \cdot \cos \phi$$

reemplazando se tiene:

$$N_{II} = R \cdot g \cdot \{ (\cos \phi_0 - \cos \phi) / \sin^2 \phi - \cos \phi \} + Q / (2 \cdot \pi \cdot R \cdot \sin^2 \phi)$$

..... (II)

Los esfuerzos N_I y N_{II} son siempre de compresión.

4.3.3 Esfuerzos de flexión en cúpula esférica.-

Los esfuerzos de flexión en el borde obtenido para cobertura en cúpula esférica detallados en el anexo A son:

$$Q\phi = C.e^{-\phi\phi} \text{sen}(\phi\beta + \Gamma)$$

$$NI = -\text{ctg}(\alpha - \beta).C.e^{-\phi\phi} \text{sen}(\phi\phi + \Gamma)$$

$$NII = -\phi.\sqrt{2}.C.e^{-\phi\phi} \text{sen}(\phi\beta + \Gamma - \pi/4)$$

$$MI = a/(\phi.\sqrt{2}).C.e^{-\phi\phi} \text{sen}(\phi\phi + \Gamma + \pi/4)$$

$$MII = a.\mu/(\phi.\sqrt{2}).C.e^{-\phi\phi} \text{sen}(\phi\phi + \Gamma + \pi/4)$$

El ángulo de giro de la tangente al meridiano es:

$$V = -2\phi^2/(E.h).C.e^{-\phi\phi} \text{cos}(\phi\phi + \Gamma)$$

El desplazamiento horizontal está dado por:

$$\delta = -a/(E.h).\text{sen}(\alpha - \beta).\phi.\sqrt{2}.C.e^{-\phi\phi} \text{sen}(\phi\phi + \Gamma - \pi/4)$$

siendo:

$$\Phi^4 = 3 \cdot (1 - \mu^2) \cdot (a/h)^2$$

$$\beta = \alpha - \Phi$$

donde:

μ = módulo de poisson.

a = radio de curvatura = R

h = espesor de cáscara.

α = ángulo en el apoyo.

C y Γ = constantes a determinar.

Los valores de C y Γ se determinan para las condiciones de borde, presentándose 2 casos:

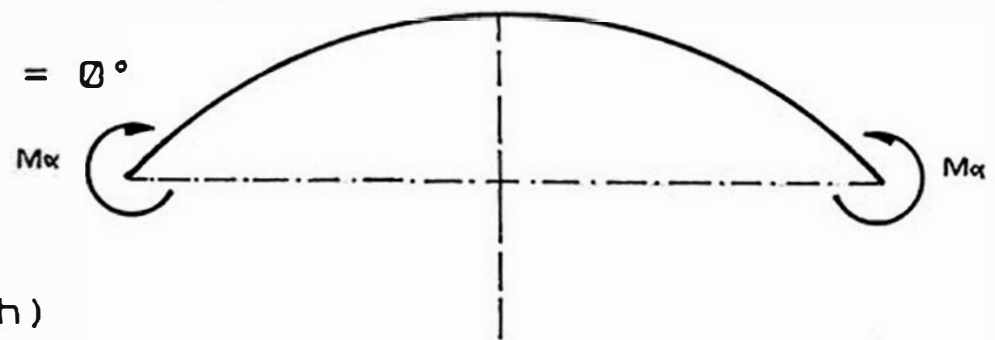
CASO A: Momento M_α en el borde:

$$C = 2 \cdot \Phi \cdot M_\alpha / a \quad ; \quad \Gamma = 0^\circ$$

de donde:

$$V_{\beta=0} = -4 \cdot \Phi^3 \cdot M_\alpha / (E \cdot a \cdot h)$$

$$\delta_{\beta=0} = 2 \cdot \Phi^2 \cdot \text{sen} \alpha \cdot M_\alpha / (E \cdot h)$$



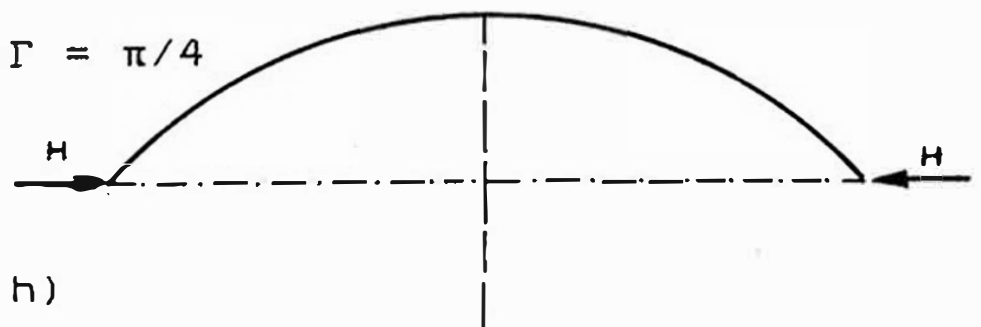
CASO B: Fuerza horizontal 'H' en el borde:

$$C = -H \cdot \sqrt{2} \cdot \text{sen} \alpha \quad ; \quad \Gamma = \pi/4$$

de donde:

$$V_{\beta=0} = 2 \cdot \Phi^2 \cdot \text{sen} \alpha \cdot H / (E \cdot h)$$

$$\delta_{\beta=0} = -2 \cdot a \cdot \Phi \cdot \text{sen}^2 \alpha \cdot H / (E \cdot h)$$



Debido al anillo en el borde, se debe cumplir que tanto los giros como los desplazamientos del anillo se deben equilibrar con los del borde de la cobertura debiendo cumplirse que:

$$V_0 + V = V_2$$

$$\delta_0 + \delta = \delta_1 + \delta_2 + V_2.e$$

siendo:

δ_0 = desplazamiento horizontal producido por los esfuerzos de membrana, en el borde de la cobertura.

$$\delta_0 = a.\text{sen}\alpha.(NII - \mu.NI)/(E.h)$$

δ = desplazamiento horizontal producido por los momentos M_α y fuerzas H , en el borde de la cobertura.

$$\delta = 2.\Phi^2.\text{sen}\alpha.M_\alpha/(E.h) - 2.a.\Phi.\text{sen}^2\alpha.H/(E.h)$$

δ_1 = desplazamiento en el anillo producido por una fuerza horizontal H_0 debido a los esfuerzos de membrana.

$$\delta_1 = H_0.(a.\text{sen}\alpha)^2/(E.b.d)$$

siendo:

$$H_0 = -\text{cosa}.(NI)\alpha$$

b = ancho de anillo.

d = altura de anillo.

δ_2 = desplazamiento en el anillo producido por la fuerza horizontal H aplicada en el el borde.

$$\delta_2 = H \cdot (a \cdot \text{sena})^2 / (E \cdot b \cdot d)$$

V_0 = giro en el borde producido por los esfuerzos de membrana.

$$V_0 = [\text{ctg}\phi(1+\mu) \cdot (N_I - N_{II}) - d(N_{II} - \mu N_I) / d\phi] / (E \cdot h) \quad \phi = \alpha$$

V = giro en el borde producido por los momentos M_α y fuerzas H.

$$V = -4 \cdot \phi^3 \cdot M_\alpha (E \cdot h \cdot a) + 2 \cdot \phi^2 \cdot \text{sena} \cdot H / (E \cdot h)$$

V_2 = giro en la sección transversal del anillo, producidos por los momentos M_α y fuerzas F.

$$V_2 = 12 \cdot (a \cdot \text{sena})^2 \cdot (M_\alpha + H \cdot e) / (E \cdot b \cdot d^2)$$

siendo:

$$e \approx d/2$$

Resolviendo las 2 ecuaciones de equilibrio determinamos M_α y H con lo que hallamos el valor de C y por consiguiente los valores de M_I y M_{II} en cada caso.

4.3.4 Consideraciones de diseño.-

a) Espesor h de cobertura

Para estimar el espesor "h" de la cobertura, la referencia (6) nos da los sgtes valores que tomaremos en consideración:

$$h \geq R/500 \quad \text{y} \quad h \geq 6 \text{ cmt.}$$

siendo:

R = Radio de curvatura de la cúpula.

La referencia (6) recomienda un solo emparrillado en la mitad del espesor de la cúpula y para espesores mayores de 10.00 cmt. recomienda el uso de emparrillado doble.

b) Armadura meridional

Como NI es siempre de compresión, sólo es necesario una armadura mínima constructiva en los meridianos, con una separación entre barras no mayor de 20 cmts. y que será (según 19.40 de N.T.E. - E060-89) :

$$A_s \text{ min} = 0.0020.b.h \quad (\text{acero corrugado})$$

$$A_s \text{ min} = 0.0025.b.h \quad (\text{acero liso})$$

siendo:

$b = \text{ancho unitario} = 100 \text{ cmt.}$

$h = \text{espesor de losa.}$

debiendo verificarse la compresión del concreto, es decir:

$$\sigma_c < \sigma_{ct}$$

donde:

$$\sigma_c = NI/h$$

siendo:

$\sigma_c = \text{Esfuerzo a tracción del concreto.}$

$\sigma_{ct} = \text{Máximo esfuerzo a tracción del concreto.}$

$$\sigma_{ct} = 0.08 * F'c$$

c) Armadura anular

La armadura según los paralelos se completará con barras de menor o igual diámetro que el de los meridianos y una separación mayor que varía entre 15 cmt. y 25 cmt.

En zonas donde N_{II} sea de tracción la armadura necesaria estará dada por:

$$A_s = N_{II} / \sigma_{at}$$

donde:

$$\sigma_{at} \leq F_y / 2 \leq 2,100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (R.N.C. TIT VIII CAP X 1003)}$$

d) Verificación por flexión

Se hará una verificación para el estado elástico no agrietado considerando la tensión de tracción a flexión f_c

$$f_c < f_{ct}$$

siendo:

$$f_c = M \cdot y / I$$

donde:

M = Momento máximo de flexión.

y = Distancia más alejada del eje neutro.

I = Momento de inercia.

$$I = b \cdot h^3 / 12 + b \cdot h \cdot (y_{en} - y)^2$$

y_{en} = Distancia del eje neutro.

$$y_{en} = (A_c \cdot y_c + A_s \cdot y_s) / (A_c + A_s)$$

b = ancho de sección (1 mt.).

h = espesor de cáscara.

$$f_{ct} = 0.08 \cdot f'c \quad \text{kg/cm}^2$$

e) Ensanche de cobertura

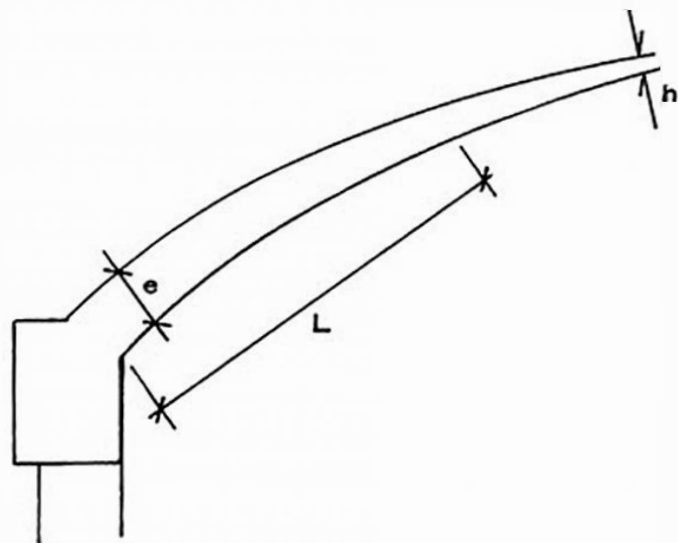
Las deformaciones del borde de la cúpula debidas a los esfuerzos de membrana, en general son incompatibles con los alargamientos del anillo, por lo que dan lugar a esfuerzos de flexión que tomaremos en cuenta en las cúpulas de dimensiones importantes; no obstante siempre es conveniente engrosar un poco el espesor de la cúpula en las proximidades de sus bordes.

La longitud de ensanche se puede determinar en función del espesor 'h' de la cúpula mediante la sgte expresión tomada de la referencia (6):

$$L = 16.h$$

así mismo el ensanche recomendado es:

$$e = 1,5.h \text{ a } 2,0.h$$



4.3.5 Cálculos.-

a) Espesor de la cáscara

$$R = 17,35 \text{ mt.}$$

$$h_{\min} = 17.35/500 = 3.47 \text{ cmt.}$$

$$h \geq 6.00 \text{ cmt.}$$

$$\Rightarrow h = 7.5 \text{ cmt. (asumido)}$$

b) Angulo de abertura ϕ

$$a = 10.40 \text{ mts.}$$

$$R = 17.35 \text{ mts.}$$

$$\text{sen } \phi = a/R = 10.4/17.35 = 0.5994$$

de donde:

$$\phi = 36.8286^\circ = 36^\circ 49' 43''$$

$\phi < 51^\circ 50'$ OK ! fuera de zona de tracciones

c) Metrado de cargas

$$W_d = \text{Peso propio} = 0.10 * 2,400 = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$W_l = \text{Sobrecarga} = = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$g = \quad \quad \quad W = \quad \quad \quad W_d + W_l = 340 \text{ Kg/m}^2$$

d) Esfuerzos

$$R = 17.35 \text{ mts.}$$

$$\phi_0 = 3^\circ 18' 15'' \quad \text{de 4.2.3.2.b}$$

$$\phi = 36^\circ 49' 43'' \quad \text{de 4.3.5.b}$$

$$g = 340 \text{ kg/m}^2 \quad \text{de 4.3.5.c}$$

$$Q = 1,795 \text{ kgs.} \quad \text{de 4.2.3.2.a}$$

Con estos valores se prepara el cuadro donde se muestran los esfuerzos NI y NII de membrana, así mismo se presenta el diagrama respectivo para cada caso.

Para determinar los esfuerzos de flexión consideramos:

$$h = 0.075 \text{ mts.}$$

$$\mu = 0 \quad (\text{de 19.2.1 de N.T.E. E - 060})$$

$$f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 15,000 \sqrt{f'c}$$

Se hizo variar la sección de la viga de apoyo hasta encontrar aquella para la cual los momentos sean pequeños, obteniéndose:

$$b = 0.50 \text{ mts.}$$

$$d = 0.30 \text{ mts.}$$

$$e = 0.15 \text{ mts.}$$

Los esfuerzos se muestran en la pág. 127

ESFUERZOS DE MEMBRANA PARA COBERTURA EN CUPULA ESFERICA

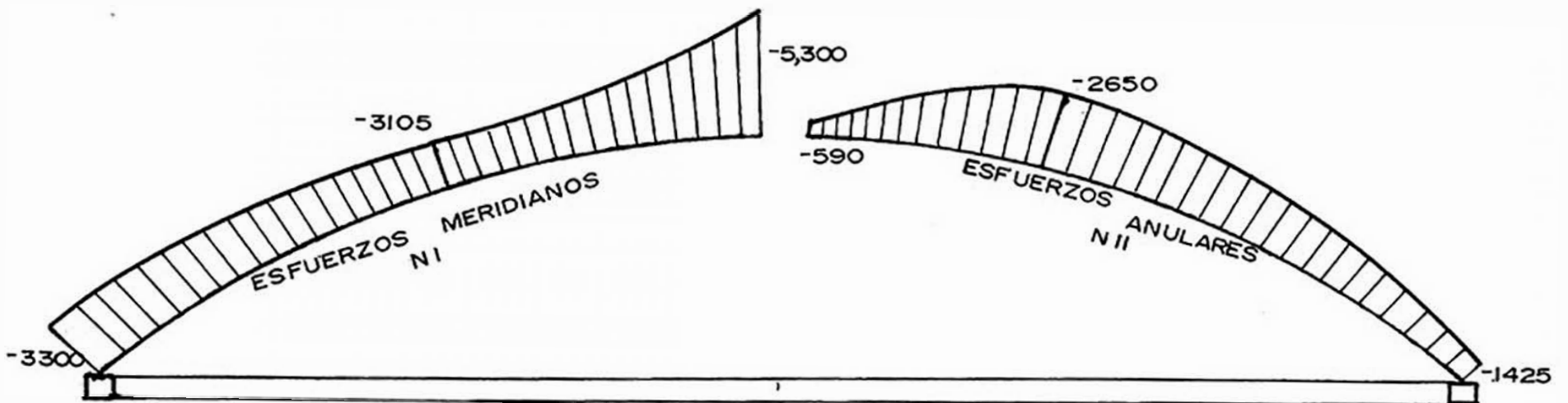
alfa	NI	NII
3.3042	-5300	-590
4	-4557	-1327
6	-3672	-2195
8	-3367	-2475
10	-3231	-2578
12	-3163	-2607
14	-3127	-2596
16	-3111	-2560
18	-3105	-2505
20	-3108	-2435
22	-3117	-2353
24	-3130	-2259
26	-3147	-2155
28	-3168	-2040
30	-3193	-1916
32	-3220	-1783
34	-3250	-1640
36	-3284	-1489
36.8286	-3300	-1425

DATOS GENERALES	
R =	17.35 mts.
Q =	1,795 kg
g =	340 kg/m ²
ao =	3.3042
a =	36.8286

NOTA :

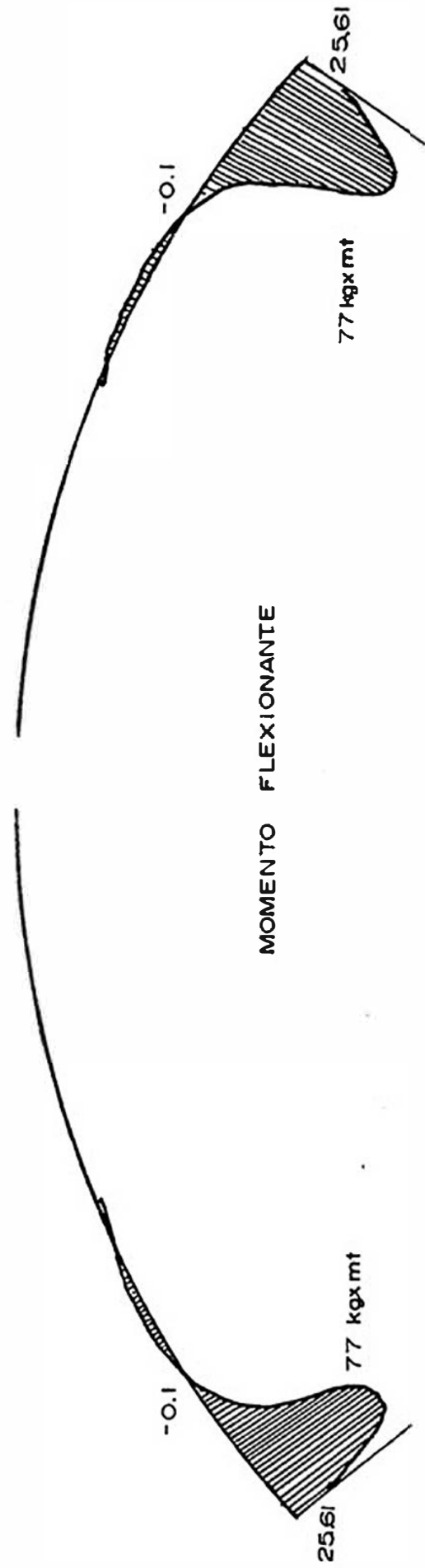
Los esfuerzos meridianos toman su menor valor para $a= 18$ grados.

Los esfuerzos anulares toman su maximo valor para $a = 12$ grados.



ESFUERZOS DE FLEXION EN COBERTURA EN CUPULA ESFERICA

fl	C1	C2	Q	C1	C2	NI	C1	C2	NII	C1	C2	MI	MII
36.82	0	-238	-238	0	318	318	1883	9545	11428	25.61	0	25.61	0
34	18	25	43	-27	-37	-64	-125	1955	1830	13	64	77	0
32	11	49	60	-18	-78	-96	-243	-205	-448	4	38	42	0
30	4	31	35	-6	-54	-60	-154	-639	-793	-0.1	13	12.9	0
28	0.15	12	12.15	-0.3	-22	-52	-57	-436	-493	-1.1	1	-0.1	0
26	-0.8	1	0.2	1.65	-3	-1.36	-5.5	-174	-179.5	-0.8	-3	-3.8	0
24	-0.6	-2	-2.6	1.46	5	6.46	9.97	-25	-15.03	-0.3	-2	-2.3	0
20	-0.06	-1	-1.06	0.18	2.4	2.58	4.3	25	29.3	0.03	-0.23	-0.2	0
18	0.02	-0.22	-0.2	-0.07	0.68	0.61	1.09	12.7	13.79	0.04	0.08	0.12	0



e) Diseño

e-1) Por membrana

$$f'c = 245 \text{ kg/cm}^2 \text{ de (1.4.5)}$$

$$\sigma_{ct} = 0.08 * 245 = 19.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$NI = -5,300 \text{ kg/mt.}$$

$$h = 7.5 \text{ cmt.}$$

$$\sigma_c = 53.00 / 7.5 = 7.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c < \sigma_{ct} = 19.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK !}$$

consideramos armadura mínima:

$$As_{\min} = 0.002 \cdot b \cdot t = 0.002 * 100 * 7.5$$

$$As_{\min} = 1.50 \text{ cm}^2$$

usamos ϕ 3/8" @ 0.40 + ϕ 1/4" @ 0.40

$$As = 2 * 0.7 + 3 * 0.3$$

$$As = 2.30 \text{ cm}^2$$

e-2) Por flexión

$$MI = 7,700 \text{ kg*cm.}$$

$$Es = 2.1E6$$

$$Ec = 15,000 \cdot \sqrt{245}$$

$$Ec = 232,379$$

$$n = Es / Ec = 9$$

$$(n-1) \cdot As = 8 * 2.30 = 18.40 \text{ cm}^2$$

$$y_{en} = (100*7.5*7.5/2 + 18.4*7.5/2)/(100*7.5 + 18.40)$$

$$y_{en} = 3.75 \text{ cm.}$$

$$I = 100*7.5^3/12 = 3,515.65 \text{ cm}^4$$

-Esfuerzos de tracción del concreto

$$f_c = 7,700*3.75/3,515.65 = 8.21 \text{ kg/cm}^2$$

$f_c < f_{ct}$ OK !

f) Ensanche de cobertura

$$h = 0.075 \text{ mts.}$$

reemplazando se tiene:

$$L = 16*0.075 = 1.20 \text{ mts.}$$

$$e = 2*0.075 = 0.15 \text{ mt.}$$

Finalmente tenemos:

==> Cobertura de 7.50 cmt. de espesor con ensanche en el borde a 15 cmt. en una longitud de 1.20 mts.

Armadura meridiana y anular:

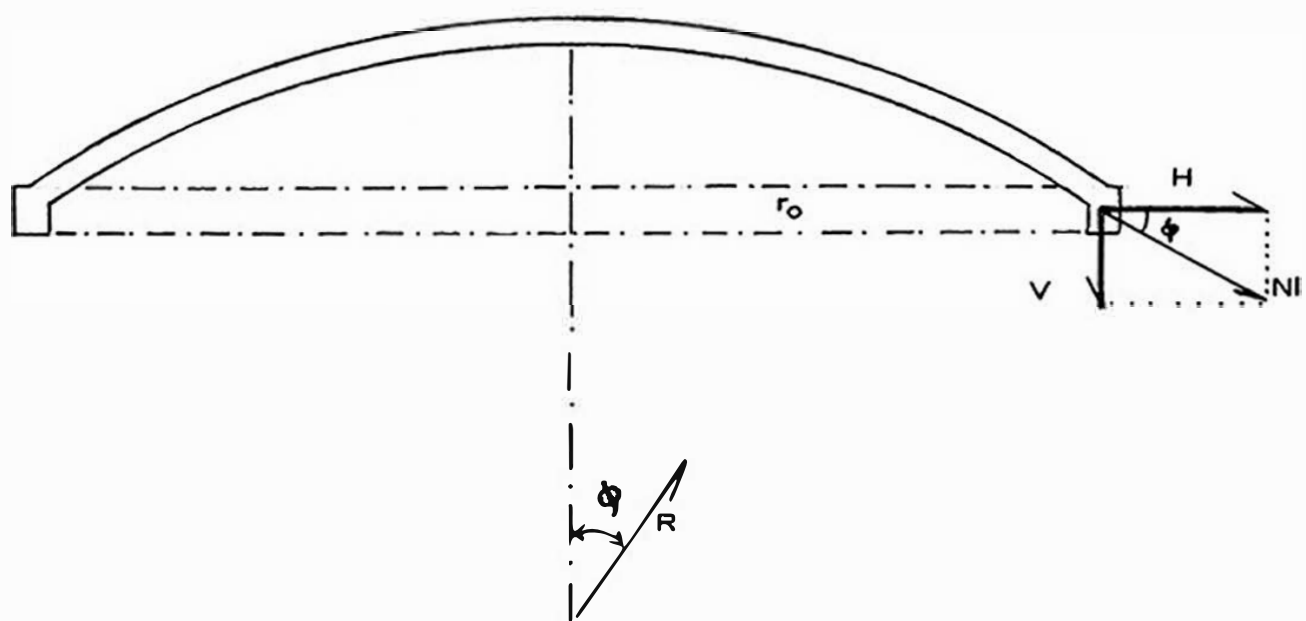
ϕ 3/8" @ 0.40 y ϕ 1/4" @ 0.40

intercalado en una sola malla.

4.4 DISEÑO DE VIGA SUPERIOR:

Se ha visto que cuando la cúpula es un casquete de superficie esférica en cuyo paralelo de borde sea $\phi < 90^\circ$, los esfuerzos de membrana NI, en dicho borde, no son verticales. En éste caso es conveniente disponer una viga circular de borde que absorba la componente horizontal de los esfuerzos meridianos NI.

4.4.1 Consideraciones de diseño.-



a) Fuerza horizontal

De la fig. se obtiene la fuerza horizontal H:

$$H = NI \cdot \cos \phi$$

que produce una tracción T en el anillo calculada por la teoría de los tubos dada por:

$$T = \frac{1}{2} \cdot H \cdot D = \frac{1}{2} \cdot H \cdot 2r_o$$

de donde:

$$T = r_o.H$$

$$T = r_o.NI.\cos\phi$$

$$T = R.\sin\phi.NI.\cos\phi$$

donde finalmente se puede expresar como:

$$T = \frac{1}{2}.R.NI.\sin 2\phi \quad (I)$$

b) Acero de refuerzo

-Se calcula considerando que la tracción en la viga es resistida solamente por el acero, por consiguiente:

$$A_s = T/\sigma_{at}$$

donde:

σ_{at} = esfuerzo a tracción del acero.

ademas:

$$\sigma_{at} < \frac{1}{2}.F_y < 2100 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{R.N.C. TIT. VIII CAP. X 1003}$$

consideramos:

$\sigma_{at} = 1500 \text{ kg/cm}^2$ esfuerzo admisible a tracción del acero

c) Sección de concreto

-Se considera que la viga circular trabaja a la tensión máxima de tracción que puede resistir el concreto, por consiguiente:

$$T = \sigma_{ct}.A_c + f_{at}.A_s$$

siendo:

$$\sigma_{at} = n.\sigma_{ct}$$

$$A_s = T/\sigma_{at}$$

luego:

$$T = \sigma_{ct}.(A_c + n.A_s)$$

que también se puede expresar como:

$$A_c = T.(1/\sigma_{ct} - n/\sigma_{at})$$

donde:

$$n = E_s/E_c = \text{relación de módulos.}$$

$$E_s = 2.1E6$$

$$E_c = 15,000\sqrt{f'c}$$

$$\sigma_{ct} = \text{Esfuerzo a tracción del concreto.}$$

$$\sigma_{at} = \text{Esfuerzo a tracción del acero.}$$

además:

$$\sigma_{ct} = 0.08 * f'c \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo admisible a tracción del concreto.}$$

4.4.2 Cálculos.-

$$R = 17.35 \text{ mts.}$$

$$NI = -3,300 \text{ kg/mt.} \quad \text{de } 4.3.5.d$$

$$\phi = 36^{\circ}49'43'' \quad \text{de } 4.3.5.b$$

a) Fuerza de tracción sobre la viga

$$T = \frac{1}{2} * 17.35 * 3,300 * \text{sen}(2 * 36^{\circ}49')$$

$$T = 27,470 \text{ kgs.}$$

b) Acero de refuerzo

$$\sigma_{at} = 1,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 27,470 / 1,500$$

$$A_s = 18.32 \text{ cm}^2$$

usando 10 ϕ 5/8"

$$A_s = 10 * 2.00$$

$$A_s = 20.00 \text{ cm}^2$$

c) Area de concreto

$$E_s = 2E_6$$

$$E_c = 15,000 \cdot \sqrt{f'c}$$

$$f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_s/E_c = 9$$

$$\sigma_{ct} = 0.08 \cdot \sqrt{245} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = 1,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = 27,470 \cdot (1/19.2 - 9/1,500)$$

$$A_c = 1,266 \text{ cm}^2$$

Esta sección de concreto debe ser menor que la considerada para la determinación de los esfuerzos de flexión de la cobertura.

De la pág 125, la sección de la viga considerada fue

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

$$A_c = 1,500 \text{ cm}^2 \quad \text{OK !}$$

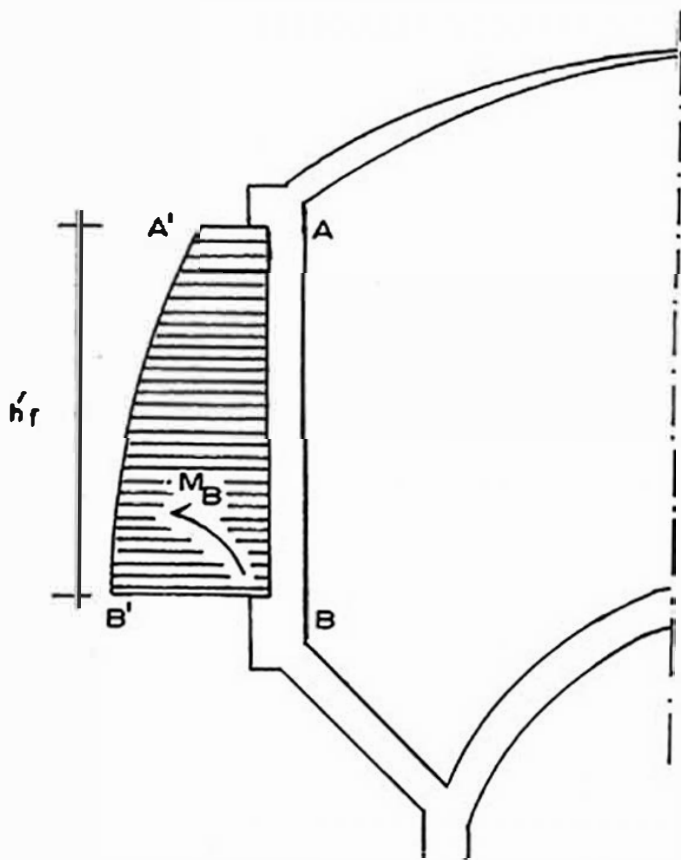
luego, consideramos una viga circular de 50cm*30cm

Finalmente tendremos:

==> viga superior circular de 50cm*30cm. con armadura de 10 ϕ 5/8" y estribos de 3/8" @ .20

4.5 DISEÑO DE PARED CILÍNDRICA:

Para el diseño de la pared cilíndrica se deben tener en cuenta los efectos sobre las vigas de apoyo tanto inferior como superior, el cálculo de esfuerzos se ha desarrollado teniendo en cuenta la siguiente hipótesis:



-La pared cilíndrica se encuentra empotrada en las vigas superior e inferior A y B respectivamente.

-Los anillos se encuentran sometidos a esfuerzos de tracción que determinan un desplazamiento de los extremos, de A a A' y de B a B'.

-La deformación en la base B de la pared será la misma para los tres elementos que en ella concurren : pared cilíndrica, anillo y pared cónica, siempre que se adopte en el cálculo de cada uno de ellos el mismo valor para la tensión σ_{ct} del concreto a tracción.

-La presión hidrostática actúa íntegramente sobre el sistema anular.

El cálculo se hará de acuerdo a las recomendaciones de diseño de la referencia (1)

4.5.1 Consideraciones de diseño.-

a) Espesor 'e' de la pared cilíndrica

Se obtiene de:

$$100.e = (1/\sigma_{ct} - n/\sigma_{at}).\gamma.h_1.a$$

donde:

h_1 = altura de la pared cilíndrica (mts.)

a = radio del cilindro (mts.)

γ = 1,000 kg/m³ = Peso específico del agua.

n = E_s/E_c = relación de módulos.

σ_{ct} = esfuerzo a tracción del concreto.

σ_{at} = esfuerzo a tracción del acero.

debiendo verificarse que:

$$A_c \geq T_{max}/(f_t.\sigma_{at}).\{e.f.E_s + \sigma_{at}-f_t.(n - 1)\}$$

donde:

$$T_{max} = \gamma.x.a$$

siendo:

T_{max} = Tracción máxima a la profundidad considerada.

e_f = 0.0003 deformación por fragua del concreto.

f_t = $0.1 * f'_c$

x = distancia a la que se desea medir la fuerza de tracción, medida desde la superficie de agua.

b) Acero de refuerzo

La armadura necesaria para un anillo de altura unidad situado a una profundidad x (considerando solo esfuerzos de tracción), está dada por :

$$A_{st} = T_{max} / \sigma_{at}$$

$$A_{st} = 1,000 \cdot x \cdot a / \sigma_{at}$$

c) Momento flector

El momento flector M_B que actúa en la parte inferior de la pared cilíndrica se puede calcular mediante la sgte. expresión:

$$M_B = 0.2123 \cdot \gamma \cdot (a \cdot e)^{(3/2)}$$

donde:

$\gamma = 1,000 \text{ kg/m}^3 = \text{peso específico del agua.}$

$a = \text{radio del cilindro (mt.)}$

$e = \text{espesor de la pared (mt.)}$

Este momento flector es positivo y se anula a una profundidad:

$$x = h1.(1 - 1.57/\Gamma)$$

donde:

$$\Gamma = 1.316.h1/\sqrt{(a.e)}$$

d) Acero de repartición

Es el que debe resistir las tensiones originadas por la flexión producida por el momento MB, luego:

$$As = MB/(fse.j.d)$$

donde:

$fse = 1,547 \text{ kg/cm}^2 = 22,000 \text{ psi}$ (esfuerzo a flexión en la cara exterior de A.C.I. 318-71)

$$j = 1 - k/3$$

$$k = 1/\{1 + f_s/(n \cdot f_c)\}$$

$$f_s = F_y/2.5$$

$$f_c = 0.45f'_c$$

$$d = e - \text{recubrim}$$

debiendo verificarse que:

$$A_s \text{ min} = A_{st} / 2$$

4.5.2 Cálculos.-

a) Espesor 'e' de pared cilíndrica

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ct} = 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = 980 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2E_6$$

$$E_c = 15,000 * \sqrt{280}$$

$$n = 8$$

$$a = 10.40 \text{ mts.}$$

$$h_1 = 7.60 \text{ mts.}$$

reemplazando se tiene:

$$e = (1/10 - 8/980) * 5 * 7.60 * 10.40$$

$$e = 36.30 \text{ cms.}$$

asumiendo: $e = 0.40 \text{ mts.}$

$$A_c = 100 * 40$$

$$A_c = 4,000 \text{ cm}^2$$

verificación:

$$h_1 = 7.60 \text{ mts.}$$

$$a = 10.40 \text{ mts.}$$

$$e_f = 0.0003$$

$$f_t = 0.1 * 280 = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{max} = 1,000 * 7.60 * 10.40$$

$$T_{max} = 79,040 \text{ kgs.}$$

$$A_c \geq 79,040 / (28 \cdot 980) \cdot \{ 0.0003 \cdot 2E6 + 980 - 28 \cdot (8 - 1) \}$$

$$A_c \geq 3,987 \text{ cm}^2 \quad \text{OK !}$$

b) Acero de refuerzo

Se calcularán las tensiones en anillos de 1 mt. empezando por la parte superior.

$$h_1 = 7.6 \text{ mts. ; } a = 10.40 \text{ mts. ; } \sigma_{at} = 980 \text{ kg/cm}^2$$

x_i mts.	T_i $1000 \cdot x_i \cdot a$	A_{sti} T_i / σ_{at}	BARRAS Acero corrugado			
0.60	6,240	6,37	φ	1/2"	@	.15 mt.
1.60	16,640	16,98	φ	3/4"	@	.15 mt.
2.60	27,040	27,59	φ	3/4"	@	.15 mt.
3.60	37,440	38,20	φ	1"	@	.15 mt.
4.60	47,840	48.82	φ	1"	@	.15 mt.
5.60	58,240	59,43	φ	1"	@	.075 mt.
6.60	68,640	70,04	φ	1"	@	.075 mt.
7.60	79,040	80,66	φ	1"	@	.075 mt.

c) Momento flector

$$MB = 0.2193 * 1,000 * (10.40 * 0.40)^{(3/2)}$$

$$MB = 1,860 \text{ kg/mt}$$

$$\Gamma = 1.316 * 7.60 / \sqrt{10.40 * 0.40}$$

$$\Gamma = 4.90$$

Profundidad a la que se anula MB

$$X = 7.60 * (1 - 1.57 / 4.90)$$

$$X = 5.17 \text{ mts.}$$

d) Acero de repartición

$$MB = 1,860 \text{ kg*mt}$$

$$f_{se} = 1,547 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_c = 0.45 * 280 = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 4,200 / 2.5 = 1,680 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = e - \text{recubr.}$$

$$\text{recub} = 4 \text{ cms.}$$

$$d = 40 - 4 = 36 \text{ cmt.}$$

$$n = 2E6 / 15,000 \sqrt{280} = 8$$

$$k = 1 / \{1 + 1,680 / (8 * 126)\} = 0.375$$

$$j = 1 - 0.571 / 3 = 0.875$$

$$A_s = 1860 * 100 / (1,547 * 0.875 * 36)$$

$$A_s = 3.82 \text{ cm}^2$$

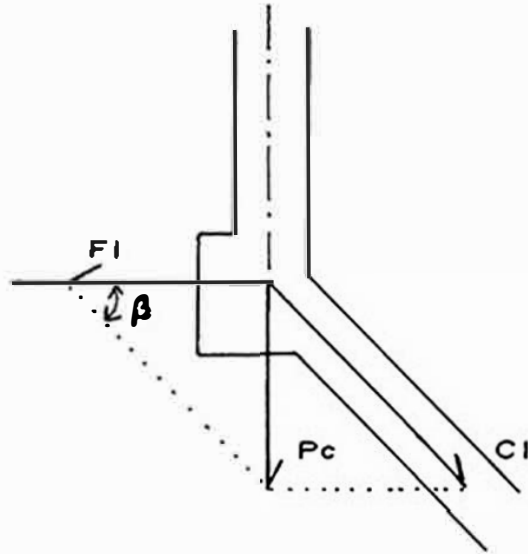
Como podemos notar la sección de acero de repartición es pequeña comparada con el acero principal, por lo que tomaremos el área de acero mínimo:

$$A_{s \text{ min}} = A_{st} / 2$$

x_i	$A_s(\text{min})$	BARRAS
mts.	$A_{st} / 2$	Acero corrugado
0.60	3.82	ϕ 1/2" @ 0.20 mt.
1.60	8.49	ϕ 1/2" @ 0.20 mt.
2.60	13.80	ϕ 5/8" @ 0.20 mt.
3.60	19.10	ϕ 5/8" @ 0.20 mt.
4.60	24.41	ϕ 3/4" @ 0.20 mt.
5.60	29.72	ϕ 3/4" @ 0.20 mt.
6.60	35.02	ϕ 3/4" @ 0.15 mt.
7.60	40.33	ϕ 3/4" @ 0.15 mt.

4.6 DISEÑO DE VIGA INFERIOR:

Se consideran todas las cargas que actúan sobre la viga inferior, como son: el peso de la cobertura, peso de la viga superior y peso de la pared cilíndrica.



Sea:

$$P_c = W_{\text{cobertura}} + W_{\text{viga sup.}} + W_{\text{cilindro}}$$

De la figura descomponiendo P_c se tiene:

$$F_1 = P_c \cdot \text{ctg} \beta$$

$$C_1 = P_c / \text{sen} \beta$$

siendo:

F_1 = Fuerza de tracción en la viga circular

C_1 = Fuerza de compresión en el fondo cónico.

Se puede notar que la fuerza P_c no da lugar a tensiones anulares sobre el fondo cónico sino a lo largo de su generatriz, mediante la fuerza C_1 .

En la viga circular sólo se originan tensiones de tracción producido por la carga F_1 .

4.6.1 Consideraciones de diseño.-

a) Tracción en el anillo

La fuerza de tracción en el anillo genera tensiones de tracción anular en la viga cuyo valor se determina según la teoría de tubos por:

$$T_a = p_c \cdot \text{ctg} \beta \cdot a$$

siendo:

$$p_c = P_c / (2\pi a) = \text{Carga por unidad de longitud.}$$

$$a = \text{radio de la pared cilíndrica.}$$

b) Acero de refuerzo

Se calcula considerando que la tracción en la viga es resistida íntegramente por el acero; según esto:

$$A_s = T_a / \sigma_{at}$$

donde:

$$\sigma_{at} = \text{esfuerzo a la tracción del acero.}$$

$$\sigma_{at} = 1,500 \text{ kg/cm}^2 \text{ para evitar formación de grietas}$$

c) Sección de concreto

Se considera que la viga circular trabaja a la tensión máxima de tracción del concreto, para lo cual se debe cumplir que:

$$A_c = T_a \cdot (1/\sigma_{ct} - n/\sigma_{at})$$

siendo:

σ_{ct} = Esfuerzo a tracción del concreto

σ_{at} = Esfuerzo a tracción del acero

$\sigma_{ct} = 0.08 \cdot f'_c$ (Esfuerzo admisible a tracción del concreto)

4.6.2 Cálculos.-

$$a = 10.40 \text{ mt. de (2.2.3)}$$

$$\beta = 42.388^\circ \text{ de (2.2.3)}$$

$$W_{\text{cúpula}} = 91.00 \text{ Tn. de (2.3.8)}$$

$$W_{\text{vig.sup}} = 49.00 \text{ Tn. de (2.3.7)}$$

$$W_{\text{cilindro}} = 464.00 \text{ Tn. de (2.3.6)}$$

a) Tracción en el anillo

$$P_c = 91.00 + 49.00 + 464.00 = 604.00 \text{ Tns.}$$

$$P_c = 604,000 \text{ kgs.}$$

$$p_c = 604,000 / (2 * \pi * 10.4)$$

$$p_c = 9244.00 \text{ kg/mt.}$$

$$T_a = 9,244 * \text{ctg} 42,388^\circ * 10.40$$

$$T_a = 105,329 \text{ kgs.}$$

b) Acero de refuerzo

$$A_s = 105,329 / 1,500 = 70.22 \text{ cm}^2$$

==> usamos 14 ϕ 1"

c) Sección de concreto

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ct} = 0.08 * 350 = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = 1,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2E6$$

$$E_c = 15000 \sqrt{350} = 280,624$$

$$n = E_s / E_c = 2E6 / 280,624$$

$$n = 8$$

$$T_a = 105,329 \text{ kg.}$$

$$A_c = (1/28 - 8/1500) * 105,329$$

$$A_c = 3,200 \text{ cm}^2$$

Considerando una viga de 0.50*0.70

$$A_c = 50 * 70 = 3,500 \text{ cm}^2$$

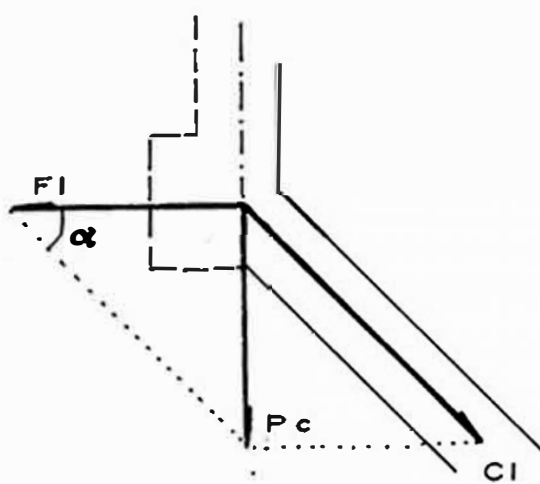
Finalmente tenemos:

**==> viga inferior de 0.50m*0.70m con armadura de 14 ϕ 1"
y estribos de 1/2" @ 0.15 mts.**

4.7 DISEÑO DE FONDO CONICO:

En el fondo cónico distinguimos dos tipos de esfuerzos que vamos a determinar, uno de ellos son los esfuerzos de membrana N_I y N_{II} , meridianos y anulares respectivamente y los esfuerzos de flexión en los bordes superior e inferior, además el fondo cónico está sometido a 3 tipos de cargas; las cargas externas (cobertura, viga superior, pared cilíndrica y viga inferior), el peso propio y por último el de mayor importancia que es la generada por la presión hidrostática. La carga final sobre el fondo cónico es la suma de las cargas parciales. A continuación se presenta un estudio detallado de cada uno de éstos esfuerzos y cargas.

4.7.1 Fondo cónico sometido a cargas externas.-



Las cargas sobre el fondo cónico son producidas por el peso de la cobertura, la viga superior, la pared cilíndrica y la viga inferior; generando un esfuerzo de membrana según generatriz del fondo cónico, que determinaremos a continuación.

de la fig:

$$C1 = Pc/\text{sena}$$

siendo:

$$Pc = W_{\text{cobertura}} + W_{\text{viga sup.}} + W_{\text{cilindro}} + W_{\text{viga inf.}}$$

El esfuerzo meridiano N_I , lo obtenemos de la ecuación de equilibrio de esfuerzos verticales:

$$N_I * 2 * \pi * x * \text{sena} + Pc = 0$$

de donde:

$$N_I = -pc.a/(x.\text{sena}) \quad \dots (1)$$

siendo:

$$pc = Pc/(2.\pi.a) = \text{peso por unidad de longitud.}$$

El esfuerzo anular N_{II} , según el paralelo se obtiene de la ecuación:

$$N_I/r1 + N_{II}/r2 + Z1 = 0$$

donde:

$$r1 = \infty$$

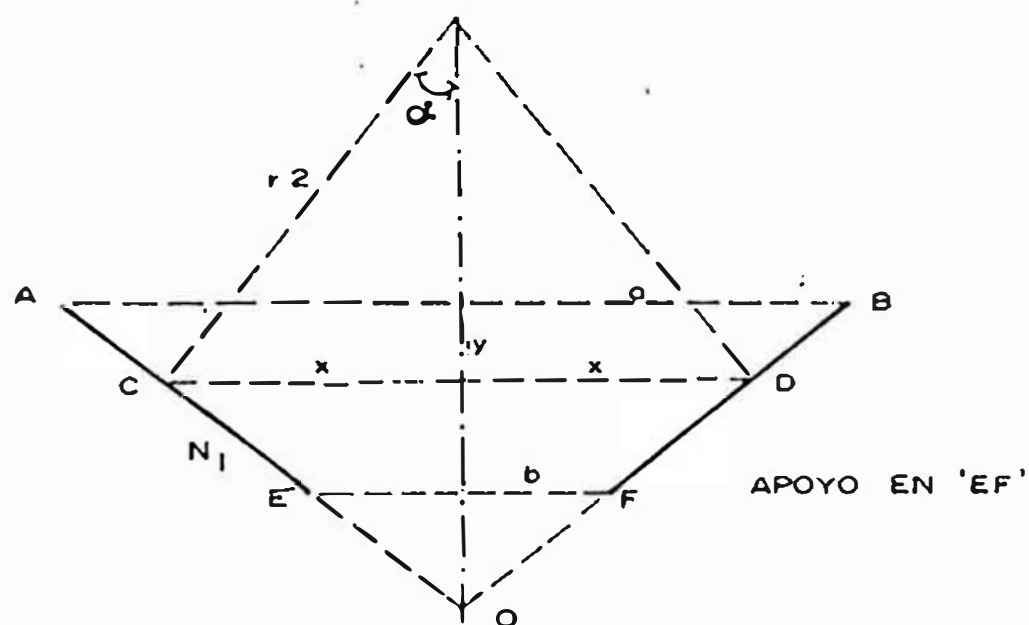
$$r2 = x/\text{sena}$$

$$Z1 = 0$$

reemplazando de la ecuación se tiene:

$$N_{II} = 0 \quad \dots (2)$$

4.7.2 Fondo cónico sometido a peso propio.-



Sea:

g = peso de membrana por unidad de superficie.

El peso correspondiente a ABCD es:

$$P = (\pi * a * OA - \pi * x * OC) * g = \pi * (a^2 - x^2) * g / \cos \alpha$$

La ecuación de equilibrio de esfuerzos verticales será:

$$N_I * 2 * \pi * x * \text{sen} \alpha + P = 0$$

de donde el esfuerzo de compresión según la generatriz es:

$$N_I = -(a^2 - x^2) * g / (x * \text{sen} 2\alpha) \quad \dots (3)$$

tomando su valor máximo en el borde inferior EF.

El esfuerzo anular N_{II} , según el paralelo se obtiene de la ecuación:

$$N_{I/r1} + N_{II/r2} + Z_1 = 0$$

donde:

$$r_1 = \infty$$

$$r_2 = x/\text{sena}$$

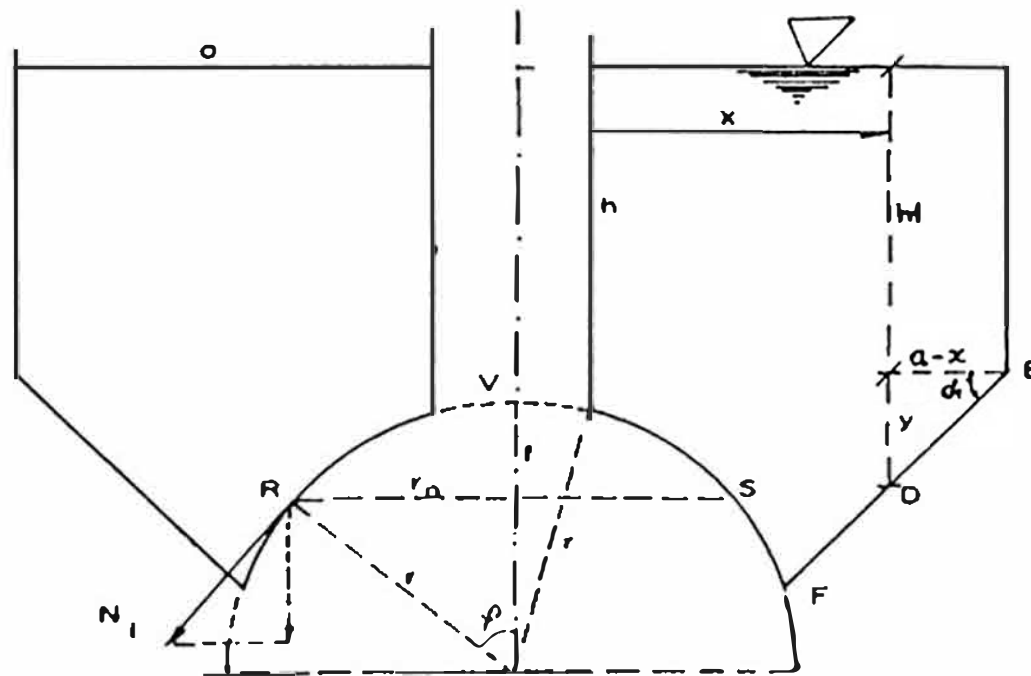
$$Z_1 = -g\text{cosa} \quad **$$

reemplazando de la ecuación se tiene:

$$N_{II} = g*x*ctga \quad \dots (4)$$

** Al establecer las ecuaciones de las membranas de rotación, tomamos como fuerzas normales y positivas las que van dirigidas hacia el centro de curvatura, aquí Z_1 va en sentido contrario, de ahí la razón del signo (-)

4.7.3 Fondo cónico sometido a presión hidrostática.-



sea:

$\gamma = 1,000 \text{ kg/m}^3 = \text{Peso específico del agua.}$

$H = \text{altura de agua sobre el borde sup. de fondo cónico.}$

Las presiones que obran sobre AC son:

$$P = \int_x^a 2\pi x (y+H) \gamma ds = \int_x^a 2\pi x y \gamma ds + \int_x^a 2\pi x H \gamma ds$$

donde:

$$\text{tg} \alpha = y / (a - x) \quad ; \quad ds = dx / \text{cos} \alpha$$

$$P = 2\pi \text{tg} \alpha / \text{cos} \alpha \gamma \int_x^a x(a-x) dx + 2\pi H \gamma / \text{cos} \alpha \int_x^a x dx$$

obteniéndose:

$$P = 1/3 \pi \gamma \text{tg} \alpha / \text{cos} \alpha (a-x)^2 (a+2x) + \pi H \gamma / \text{cos} \alpha (a^2 - x^2)$$

Las componentes verticales de P y de la resultante de esfuerzos de membrana NI según la generatriz, han de estar en equilibrio, luego:

$$NI \cdot 2\pi x \text{sen} \alpha + P \text{cos} \alpha = 0$$

de donde:

$$N_I = -\gamma \cdot (a - x)^2 \cdot (a + 2x) / (6x \cdot \cos \alpha) - \gamma \cdot H \cdot (a^2 - x^2) / (2x \cdot \operatorname{sen} \alpha) \quad \dots (5)$$

El esfuerzo según el paralelo se determina mediante la relación :

$$N_I / r_1 + N_{II} / r_2 + Z_1 = 0$$

donde:

$$r_1 = \infty$$

$$r_2 = x / \operatorname{sen} \alpha$$

$$Z_1 = -\gamma \cdot (y + H)$$

siendo:

$$y = (a - x) \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

luego:

$$Z_1 = -\gamma \cdot [(a - x) \cdot \operatorname{tg} \alpha + H]$$

reemplazando se tiene:

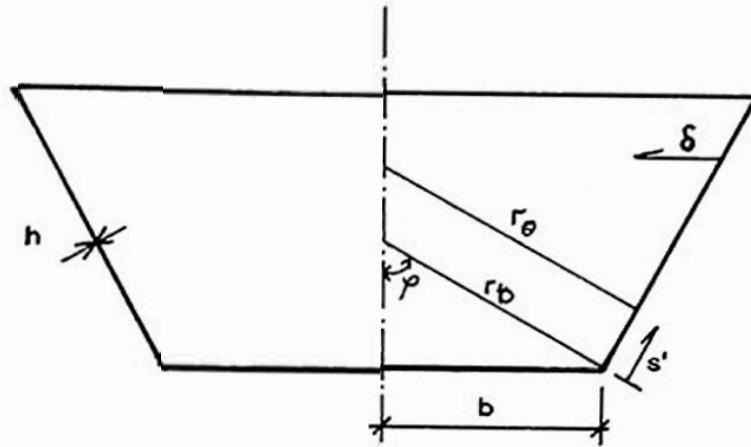
$$N_{II} = \gamma \cdot x \cdot [(a - x) \cdot \operatorname{tg} \alpha + H] / \operatorname{sen} \alpha \quad \dots (6)$$

4.7.4 Esfuerzos de flexión en fondo cónico.-

Los esfuerzos de flexión en los bordes de la superficie cónica han sido determinados a detalle en el anexo A, a continuación se presentan los esfuerzos calculados para cada uno de los bordes, los mismos que están en función de las constantes C_1 y C_2 que deben ser calculadas con las condiciones de borde.

a) Borde inferior:

$$\Phi^4 = 3 \cdot (1 - \mu^2) (r_b / h)^2$$



$$Q\Phi = 2 \cdot B \cdot (\Phi / r_b)^2 \cdot e^{-\Phi \cdot s' / r_b} [C2 \cdot \cos(\Phi \cdot s' / r_b) - C1 \cdot \sin(\Phi \cdot s' / r_b)]$$

$$NI = -Q\Phi \cdot \text{ctg}\alpha$$

$$NII = 2 \cdot B \cdot (\Phi / r_b)^3 \cdot r_b \cdot e^{-\Phi \cdot s' / r_b} [(C1 + C2) \cdot \cos(\Phi \cdot s' / r_b) - (C1 - C2) \cdot \text{sen}(\Phi \cdot s' / r_b)]$$

$$MI = B \cdot (\Phi / r_b) \cdot e^{-\Phi \cdot s' / r_b} [(C1 - C2) \cdot \cos(\Phi \cdot s' / r_b) - (C1 + C2) \cdot \text{sen}(\Phi \cdot s' / r_b)]$$

$$MII = -B \cdot (\text{ctg}\alpha / r_b) \cdot e^{-\Phi \cdot s' / r_b} [C1 \cdot \cos(\Phi \cdot s' / r_b) + C2 \cdot \text{sen}(\Phi \cdot s' / r_b)] + \mu \cdot MI$$

El ángulo de giro de la tangente al meridiano es:

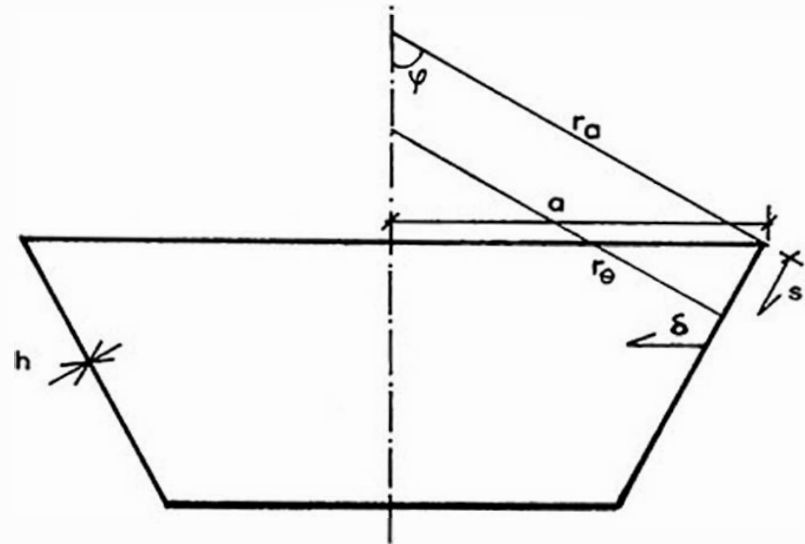
$$V = e^{-\Phi \cdot s' / r_b} [C1 \cdot \cos(\Phi \cdot s' / r_b) + C2 \cdot \text{sen}(\Phi \cdot s' / r_b)]$$

El desplazamiento horizontal está dado por:

$$\delta = -b \cdot NII / (E \cdot h)$$

b) Borde superior:

$$\Phi^4 = 3 \cdot (1 - \mu^2) (r_a/h)^2$$



$$Q\phi = 2 \cdot B \cdot (\Phi/r_a)^2 \cdot e^{-\Phi \cdot s/r_a} [C2 \cdot \cos(\Phi \cdot s/r_a) - C1 \cdot \sin(\Phi \cdot s/r_a)]$$

$$NI = - Q\phi \cdot \text{ctg} \alpha$$

$$NII = (-) 2 \cdot B \cdot (\Phi/r_a)^3 \cdot r_a \cdot e^{-\Phi \cdot s/r_a} [(C1 + C2) \cdot \cos(\Phi \cdot s/r_a) - (C1 - C2) \cdot \sin(\Phi \cdot s/r_a)]$$

$$MI = (-) B \cdot (\Phi/r_a) \cdot e^{-\Phi \cdot s/r_a} [(C1 - C2) \cdot \cos(\Phi \cdot s/r_a) + (C1 + C2) \cdot \sin(\Phi \cdot s/r_a)]$$

$$MII = -B \cdot (\text{ctg} \alpha / r_a) \cdot e^{-\Phi \cdot s/r_a} [C1 \cdot \cos(\Phi \cdot s/r_a) + C2 \cdot \sin(\Phi \cdot s/r_a)] + \mu \cdot MI$$

El ángulo de giro de la tangente al meridiano es:

$$v = e^{-\Phi \cdot s/r_a} [C1 \cdot \cos(\Phi \cdot s/r_a) + C2 \cdot \sin(\Phi \cdot s/r_a)]$$

El desplazamiento horizontal está dado por:

$$\delta = -a \cdot NII / (E \cdot h)$$

siendo:

$$B = E \cdot h^3 / [12 \cdot (1 - \mu^2)]$$

B = Módulo de rigidez a flexión.

h = Espesor de la cáscara.

E = Módulo de Young.

μ = Módulo de Poisson.

a, b = radios horizontales sup. e inf. de sup. cónica.

r_0 = Radio de giro.

Los valores de C1 y C2 se determinan para las condiciones de borde, presentándose 4 casos:

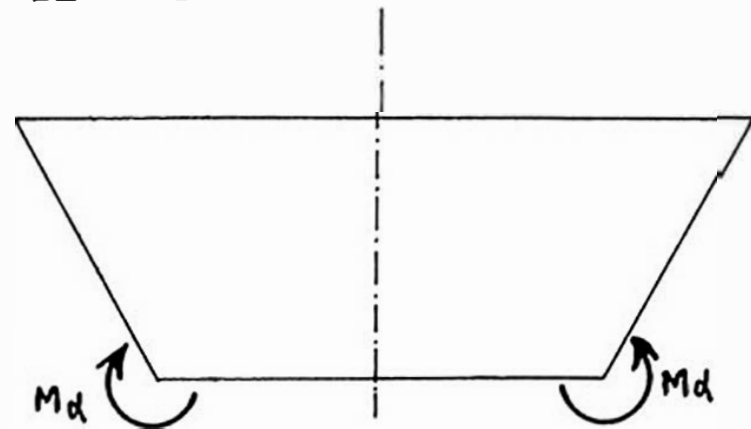
CASO A-1 : Momento M_a en el borde inferior.-

$$C1 = M_a \cdot r_b / (B \cdot \Phi) \quad ; \quad C2 = 0$$

de donde:

$$V = M_a \cdot r_b / (B \cdot \Phi)$$

$$\delta = (-) 2 \cdot b \cdot \Phi^2 \cdot (M_a / (E \cdot h \cdot r_b))$$



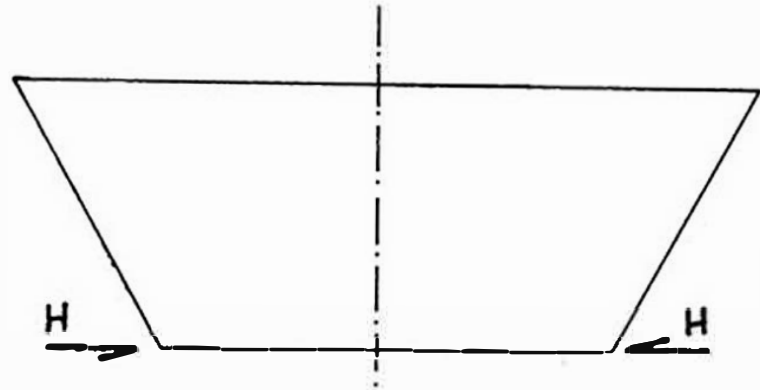
CASO A-2 : Fuerza horizontal 'H' en el borde inferior.-

$$C1 = C2 = \dagger H \cdot r_b^2 \cdot \text{sen}\alpha / (2 \cdot B \cdot \phi^2)$$

de donde:

$$V = r_b^2 \cdot \text{sen}\alpha / (2 \cdot B \cdot \phi^2) \cdot H$$

$$\delta = b \cdot \phi \cdot \text{sen}\alpha / (E \cdot h) \cdot H$$



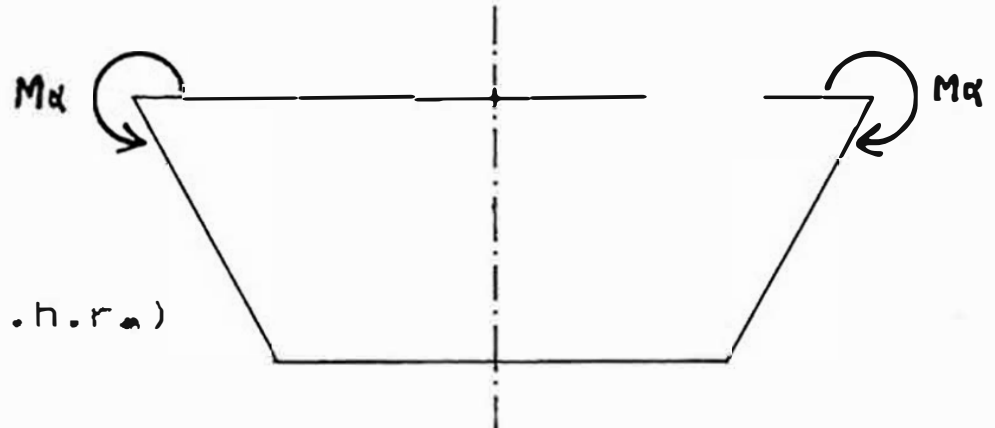
CASO B-1 : Momento $M\alpha$ en el borde superior.-

$$C1 = -M\alpha \cdot r_a / (B \cdot \phi) \quad ; \quad C2 = 0$$

de donde:

$$V = M\alpha \cdot r_a / (B \cdot \phi)$$

$$\delta = (-) 2 \cdot a \cdot \phi^2 \cdot M\alpha / (E \cdot h \cdot r_a)$$



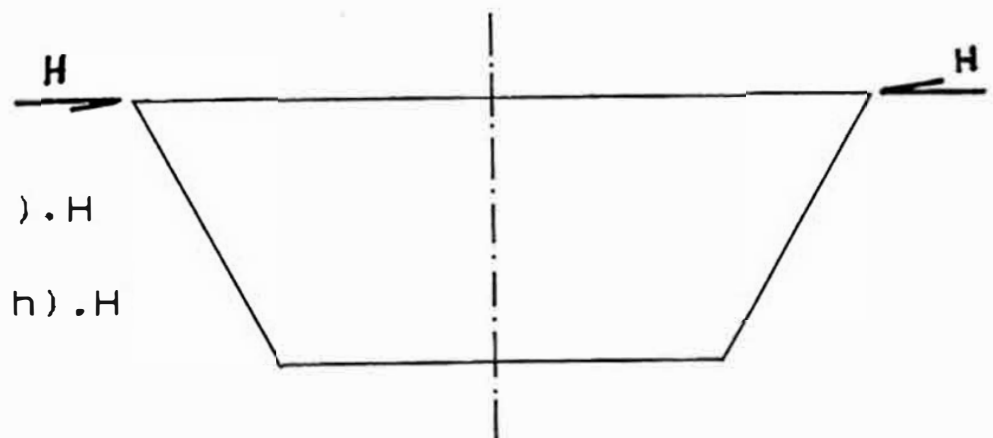
CASO B-2 : Fuerza horizontal 'H' en el borde superior.-

$$C1 = C2 = \dagger H \cdot r_a^2 \cdot \text{sen}\alpha / (2 \cdot B \cdot \phi^2)$$

de donde:

$$V = r_a^2 \cdot \text{sen}\alpha / (2 \cdot B \cdot \phi^2) \cdot H$$

$$\delta = (-) a \cdot \phi \cdot \text{sen}\alpha / (E \cdot h) \cdot H$$



Debido a los anillos en los bordes superior e inferior, hacemos cumplir el equilibrio tanto los giros como los desplazamientos de los anillos con los de los bordes del fondo cónico es decir:

$$V_0 + V = V_2$$

$$\delta_0 + \delta = \delta_1 + \delta_2 + V_2 \cdot e$$

siendo para el borde inferior:

δ_0 = desplazamiento horizontal producido por los esfuerzos de membrana, en el borde inf. del fondo cónico.

$$\delta_0 = b \cdot (N_{II} - \mu \cdot N_I) / (E \cdot h)$$

δ = desplazamiento horizontal producido por los momentos M_α y fuerzas H aplicados en el borde inf. del fondo cónico.

$$\delta = b \cdot \phi \cdot \text{sen} \alpha \cdot H / (E \cdot h) - 2 \cdot b \cdot \phi^2 \cdot M_\alpha / (E \cdot h \cdot r_b)$$

δ_1 = desplazamiento en el anillo producido por una fuerza horizontal H_0 debido a los esfuerzos de membrana.

$$\delta_1 = H_0 \cdot b^2 / (E \cdot t \cdot d)$$

siendo:

$$H_0 = -\cos \alpha \cdot (N_I) \alpha$$

t = ancho de anillo inf.

d = altura de anillo inf.

$\delta 2$ = desplazamiento en el anillo producido por la fuerza horizontal H aplicada en el el borde inf.

$$\delta 2 = H.b^2 / (E.t.d)$$

V_0 = giro en el borde producido por los esfuerzos de membrana.

$$V_0 = [ctg\alpha(1+\mu).(N_I - N_{II}) - r\theta.d(N_{II} - \mu N_I)/ds] / (E.h) \quad \theta = \alpha$$

V = giro en el borde producido por los momentos M_α y fuerzas H.

$$V = M_\alpha.r_b / (B.\Phi) + r_b^2.sen\alpha.H / (2.B.\Phi^2)$$

V_2 = giro en la sección transversal del anillo, producidos por los momentos M_α y fuerzas F.

$$V_2 = 12.b^2.(M_\alpha + H.e) / (E.t.d^2)$$

siendo:

$$e \approx d/2$$

Resolviendo las 2 ecuaciones de equilibrio determinamos M_α y H con lo que hallamos el valor de C y por consiguiente los valores de M_I y M_{II} en cada caso. El mismo procedimiento se sigue para el borde superior.

4.7.5 Consideraciones de diseño.-

a) Espesor 'e' de fondo cónico

Los esfuerzos de tracción determinados por NII permiten a su vez obtener el espesor del fondo cónico mediante la siguiente expresión:

$$Ac = (1/\sigma_{ct} - n/\sigma_{at}) * NII$$

siendo:

$$\sigma_{at} = 1,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ct} = 0.08 * f'c$$

NII = Máxima tensión anular.

luego:

$$e = Ac/100$$

b) Armadura meridional

Se considera como un porcentaje del área de concreto y se determina por:

$$As = 0.01 * Ac$$

debiendo cumplirse que:

$P_c > NI$ (resistencia de diseño de elementos a compresión)

$$P_c = \phi * 0,80 * \{0.85 * f'c * (Ac - As) + As * F_y\}$$

c) Armadura anular

Es el acero que resiste los esfuerzos anulares N_{II} , y está dado por:

$$A_s = N_{II} / \sigma_{at}$$

d) Verificación por flexión

Se hará una verificación para el estado elástico no agrietado debiendo cumplirse que:

$$f_c < f_{ct}$$

siendo:

$$f_c = M \cdot y / I$$

donde:

f_c = Tensión de tracción en flexión.

M = Momento máximo de flexión.

y = Distancia más alejada del eje neutro.

I = Momento de inercia.

$$I = b \cdot h^3 / 12 + b \cdot h \cdot (y_{en} - y)^2$$

y_{en} = Distancia del eje neutro.

$$y_{en} = (A_c \cdot y_c + A_s \cdot y_s) / (A_c + A_s)$$

b = ancho de sección (1 mt.).

h = espesor de cáscara.

$$f_{ct} = 15 \text{ kg/cm}^2$$

4.7.5 Cálculos.-

4.7.5.1 Esfuerzos

$$W_{\text{cúpula}} = 91.00 \text{ Tns. de (2.3.6)}$$

$$W_{\text{viga sup.}} = 49.00 \text{ Tns. de (2.3.7)}$$

$$W_{\text{cilindro}} = 464.00 \text{ Tns. de (2.3.6)}$$

$$W_{\text{viga inf.}} = 163.00 \text{ Tns. de (2.3.5)}$$

$$P_c = 91 + 49 + 464 + 163 = 767.00 \text{ Tns.}$$

$$P_c = 767,000 \text{ kgs.}$$

$$p_c = 767,000 / (2 * \pi * 10.40)$$

$$p_c = 11,738 \text{ kgs.}$$

$$a = 10.40 \text{ mts. de (2.2.3)}$$

$$b = 7.35 \text{ mts. de (2.2.3)}$$

$$\alpha = 42.5529^\circ \text{ de (2.2.3)}$$

$$h = 0.40 \text{ mts. (espesor asumido)}$$

$$g = 960 \text{ kg/m}^2$$

$$\tau = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$H = 7.60 \text{ mt.}$$

Con estos valores se prepara un cuadro donde se presentan los esfuerzos de membrana NI y NII.

Para determinar los esfuerzos de flexión en los bordes consideramos para los bordes

$$a = 10.40 \text{ mts.}$$

$$b = 7.35 \text{ mts.}$$

$$r_a = 15.40 \text{ mts.}$$

$$r_b = 10.90 \text{ mts.}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 2.5E9 \text{ kg/m}^2$$

$$\mu = 0 \quad (\text{de 19.2.i de N.T.E. E-060})$$

borde superior:

El valor de la viga de apoyo superior es el determinado en la pág. 148 para la viga inferior o sea:

$$b = 0.50 \text{ mts.}$$

$$d = 0.70 \text{ mts.}$$

$$e = 0.35 \text{ mts.}$$

borde inferior:

El valor de la viga de apoyo inferior lo determinamos haciendo variar la sección hasta conseguir esfuerzos bajos, obteniéndose:

$$b = 0.80 \text{ mts.}$$

$$d = 1.00 \text{ mts.}$$

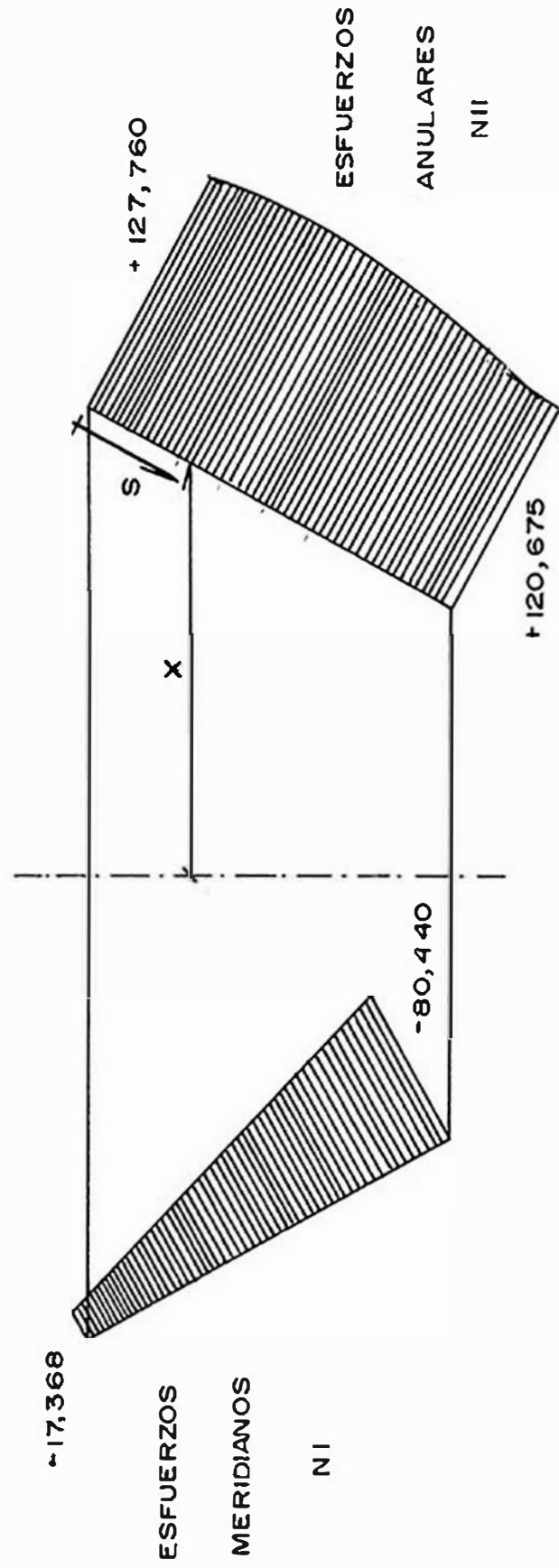
$$e = 0.50 \text{ mts.}$$

NI y NII = Los correspondientes obtenidos por esfuerzos de membrana para cada borde.

ESFUERZOS DE MEMBRANA EN FONDO CONICO

s(mts)	NI ce	NI pp	NI ph	NI
0	-17,358	0	0	-17,358
0.5	-17,995	-723	-4,309	-23,027
1	-18,681	-1,474	-8,973	-29,128
1.5	-19,422	-2,256	-14,019	-35,697
2	-20,223	-3,074	-19,480	-42,777
2.5	-21,093	-3,931	-25,393	-50,417
3	-22,042	-4,834	-31,803	-58,679
3.5	-23,080	-5,788	-38,762	-67,630
4	-24,221	-6,801	-46,335	-77,357
4.15	-24,585	-7,118	-48,737	-80,440

s(mts)	NII ce	NII pp	NII ph	NII
0	0	10,877	116,883	127,760
0.5	0	10,491	117,759	128,250
1	0	10,106	118,267	128,373
1.5	0	9,721	118,406	128,127
2	0	9,336	118,177	127,513
2.5	0	8,951	117,580	126,531
3	0	8,565	116,614	125,179
3.5	0	8,180	115,280	123,460
4	0	7,795	113,578	121,373
4.15	0	7,679	112,996	120,675



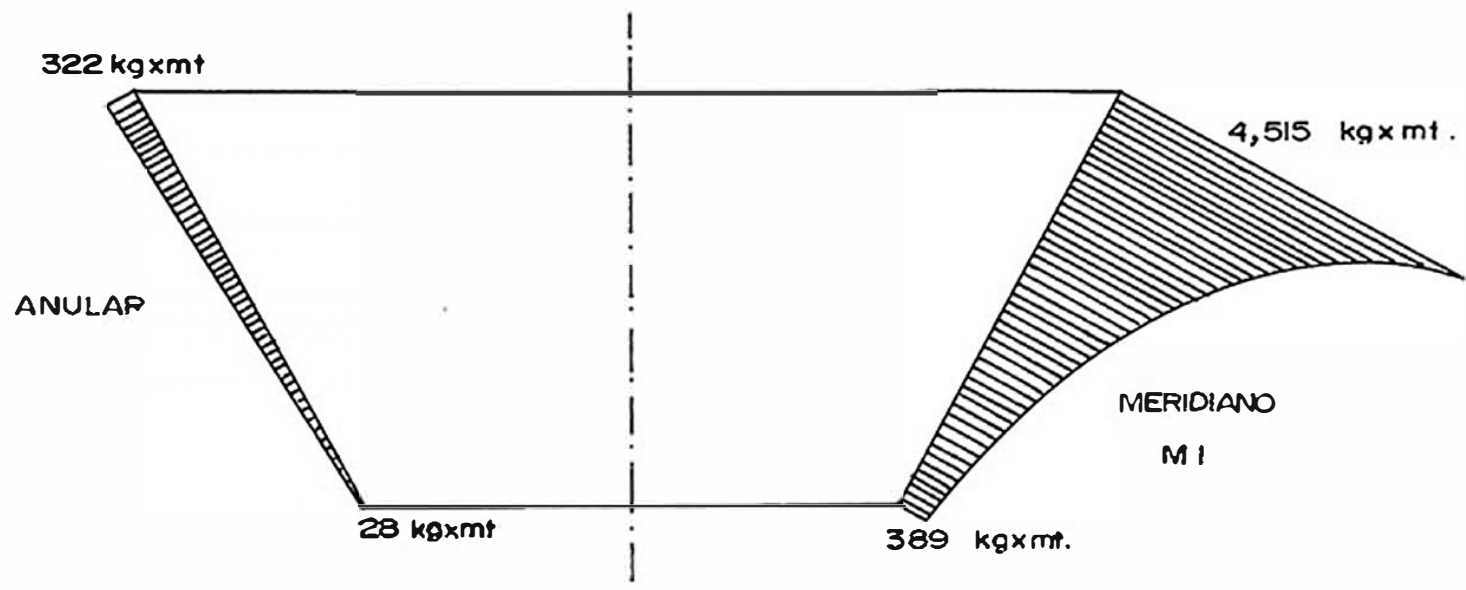
ESFUERZOS DE FLEXION EN FONDO CONICO

BORDE SUPERIOR

s	B1	B2	Q	B1	B2	NI	B1	B2	NI	B1	B2	NI	B1	B2	NI	B1	B2	MI	B1	B2	MI	B1	B2	MI	MII
0	0	-737	-737	0	803	803	2634	12044	803	2634	12044	803	2634	12044	803	2634	12044	304	41	92	304	41	92	304	133
0.5	2.5	-599	-596	-3	652	649	2139	9829	649	2139	9829	649	2139	9829	649	2139	9829	240	32	73	245	32	73	245	105
1	2	-477	-475	-2	520	518	1705	7877	518	1705	7877	518	1705	7877	518	1705	7877	186	25	57	195	25	57	195	82
1.5	2.5	-373	-370	-3	406	403	1331	6183	403	1331	6183	403	1331	6183	403	1331	6183	142	19	43	162	19	43	162	62
2	2.7	-284	-281	-3	309	306	1015	4742	306	1015	4742	306	1015	4742	306	1015	4742	105	14	32	115	14	32	115	46
2.5	2.7	-211	-208	-3	230	227	753	3542	227	753	3542	227	753	3542	227	753	3542	75	10	23	85	10	23	85	33
3	2.43	-152	-149	-3	165	162	542	2567	162	542	2567	162	542	2567	162	542	2567	53	7	16	61	7	16	61	23
3.5	2.07	-105	-103	-3	115	112	376	1797	112	376	1797	112	376	1797	112	376	1797	36	5	11	43	5	11	43	16
4	1.67	-70	-68	-2	76	74	251	1209	74	251	1209	74	251	1209	74	251	1209	23	3	7	28	3	7	28	10
4.15	1.55	-62	-60	-2	67	65	220	1064	65	220	1064	65	220	1064	65	220	1064	20	3	6	24	3	6	24	9

BORDE INFERIOR

s	A1	A2	Q	A1	A2	NI	A1	A2	NI	A1	A2	NI	A1	A2	NI	A1	A2	MI	A1	A2	MI	A1	A2	MI	MII
0	0	-8264	-8264	0	9002	9002	39150	-113385	9002	39150	-113385	9002	39150	-113385	9002	39150	-113385	4515	-718	1040	4515	-718	1040	4515	322
0.5	-22	-5775	-5775	24	6266	6290	27926	-81317	6290	27926	-81317	6290	27926	-81317	6290	27926	-81317	3260	-503	732	3210	-503	732	3210	229
1	-30	-4102	-4102	33	4435	4468	20232	-59217	4468	20232	-59217	4468	20232	-59217	4468	20232	-59217	2386	-358	523	2314	-358	523	2314	166
1.5	-32	-2926	-2958	35	3186	3221	14864	-43723	3221	14864	-43723	3221	14864	-43723	3221	14864	-43723	1770	-258	380	1692	-258	380	1692	122
2	-30	-2131	-2161	33	2321	2354	11060	-32689	2354	11060	-32689	2354	11060	-32689	2354	11060	-32689	1329	-189	279	1253	-189	279	1253	90
2.5	-28	-1572	-1599	30	1712	1742	8325	-24720	1742	8325	-24720	1742	8325	-24720	1742	8325	-24720	1010	-140	208	939	-140	208	939	68
3	-25	-1172	-1196	27	1276	1302	6333	-18889	1302	6333	-18889	1302	6333	-18889	1302	6333	-18889	775	-105	156	712	-105	156	712	52
3.5	-21	-884	-905	23	963	987	4865	-14572	987	4865	-14572	987	4865	-14572	987	4865	-14572	601	-80	119	544	-80	119	544	39
4	-18	-672	-690	20	732	752	3770	-11341	752	3770	-11341	752	3770	-11341	752	3770	-11341	469	-61	91	420	-61	91	420	30
4.15	-17	-621	-638	19	676	695	3498	-10536	695	3498	-10536	695	3498	-10536	695	3498	-10536	436	-56	84	389	-56	84	389	28



MOMENTOS FLEXIONANTES

4.7.5.2 Espesor 'e' de fondo cónico

Lo determinamos con el mayor esfuerzo a tracción del concreto, o sea para $NII = 128,373$ kgs.

considerando:

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ct} = .08 * 350 = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = (1/28 - 8/1,500) * 128,373$$

$$A_c = 3,900 \text{ cm}^2$$

luego:

$$100 * e = 3,900$$

$$e = 39.00 \text{ cmts.}$$

==> asumimos $e = 40$ cms.

4.7.5.3 Armadura meridional.-

$$A_c = 100 * 40 = 4,000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.01 * 4000 = 40 \text{ cm}^2$$

$$P_c = 0.70 * 0.80 * [0.85 * 350 * (4,000 - 40) + 35 * 4,200]$$

$$P_c = 742,056 \text{ kg} > NI \quad \text{OK !}$$

usando $\phi 3/4'' @ 12.5$, $A_s = 45.6 \text{ cm}^2$

==> usamos $\phi 3/4'' @ 12.50$ cmt. en doble malla.

4.7.5.4 Armadura anular.-

a) En el borde superior

$$NII = 127,760 \text{ kgs.}$$

$$As = 127,760/1,500$$

$$As = 85.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{usando } \phi 1" @ 10 \text{ cm , } As = 101.40 \text{ cm}^2$$

==> usamos $\phi 1" @ 10 \text{ cmts.}$

b) En el borde inferior

$$NII = 120,675 \text{ kgs.}$$

$$As = 120,675/1,500$$

$$As = 80.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{usando } \phi 1" @ 12.5 , As = 81.12 \text{ cm}^2$$

==> usamos $\phi 1" @ 12.50 \text{ cmts.}$

4.7.5.5 Verificación por flexión

$$MI = 451,438 \text{ kg*cm}$$

$$n = 8$$

$$As = 45.60 \text{ cm}^2 \text{ (Armadura meridiana)}$$

$$(n-1)*As = 7*45.60 = 319.20 \text{ cm}^2$$

$$Yen = (100*40*20 + 319.2*35)/(100*40 + 319.20)$$

$$Yen = 21.10 \text{ cmt.}$$

$$I = 100*40^3/12 = 533,333 \text{ cm}^4$$

-Esfuerzo de tracción del concreto

$$fc = 451438*21.10/533,333$$

$$fc = 17.86 \text{ kg/cm}^2$$

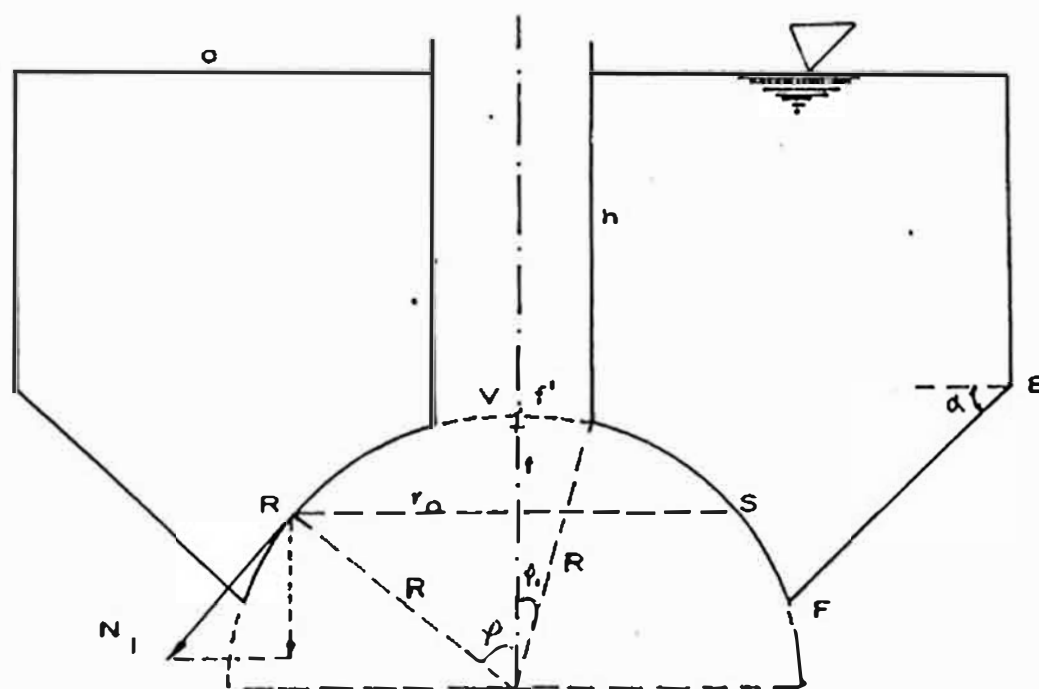
$$fct = .08*350 = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$fc < fct \quad \text{OK !}$$

4.8 DISEÑO DE LOSA DE FONDO EN CUPULA ESFERICA:

El casquete esférico de fondo se halla sometido a la acción del peso propio, peso del líquido y peso de la chimenea de acceso. Para efectos de cálculo se estudiarán los esfuerzos de membrana bajo la acción de estas tres cargas, así mismo se harán los chequeos por flexión.

4.8.1 Cúpula esférica abierta sometida a la presión hidrostática.-



De la figura, el peso P que actúa sobre el casquete VRS , es el peso del líquido, el cual lo determinamos haciendo la diferencia del peso del cilindro de agua de radio r_0 menos el peso del segmento esférico de flecha f , menos el peso del cilindro de radio t , más el peso del segmento esférico de flecha f' .

sea:

R = Radio de la cúpula.

γ = Peso específico del agua.

h = altura de agua desde la cresta de la cúpula hasta la superficie.

luego:

$$P = \{ \pi \cdot R^2 \cdot \text{sen}^2 \phi \cdot (h + f) \cdot \gamma - \pi \cdot f^2 \cdot (R - f/3) \cdot \gamma \} - \\ - \{ \pi \cdot R^2 \cdot \text{sen}^2 \phi_0 \cdot (h + f') \cdot \gamma - \pi \cdot f'^2 \cdot (R - f'/3) \cdot \gamma \}$$

siendo:

$$f = R \cdot (1 - \cos \phi)$$

$$f' = R \cdot (1 - \cos \phi_0)$$

haciendo:

$$H = h + R$$

y simplificando se tiene:

$$P = \{ 2/3 \cdot R \cdot ((\cos \phi)^3 - 1) + (1 - \cos^2 \phi) \cdot H \} \cdot \gamma \\ - \{ 2/3 \cdot R \cdot ((\cos \phi_0)^3 - 1) + (1 - \cos^2 \phi_0) \cdot H \} \cdot \gamma$$

agrupando términos se tiene:

$$P = -2/3 \cdot \pi \cdot R^3 \cdot \gamma \cdot ((\cos \phi_0)^3 - (\cos \phi)^3) + \\ + \pi \cdot R^2 \cdot H \cdot \gamma \cdot \text{sen}^2 \phi \cdot (1 - \text{sen}^2 \phi_0 / \text{sen}^2 \phi)$$

Estableciendo el equilibrio de todos los esfuerzos verticales que actúan sobre el casquete VRS se tiene:

$$N I \cdot 2 \cdot \pi \cdot R \cdot \text{sen}^2 \phi + P = 0$$

De donde se deduce el esfuerzo principal de membrana según el meridiano:

$$N I = R^2 / 3 \cdot \{ (\cos \phi_0)^3 - (\cos \phi)^3 \} \cdot \gamma / \text{sen}^2 \phi - R \cdot H / 2 (1 - \text{sen}^2 \phi_0 / \text{sen}^2 \phi) \cdot \gamma \quad (1)$$

El esfuerzo normal NII perpendicular al meridiano se obtiene de:

$$N I / R + N I I / R + Z_1 = 0$$

teniendo en cuenta que:

$$Z_1 = (h + f) \cdot \gamma = (h + R \cdot (1 - \cos \phi))$$

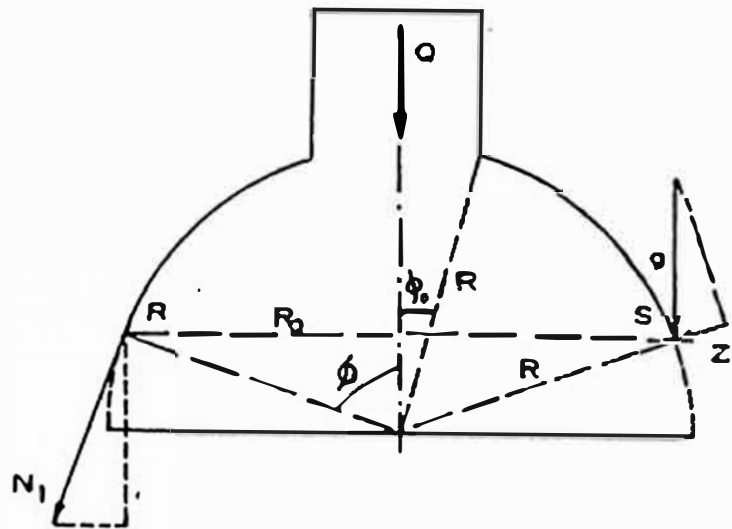
$$Z_1 = (H - R \cdot \cos \phi) \cdot \gamma$$

y reemplazando:

$$N I I = R \cdot H / 2 \cdot (1 - \text{sen}^2 \phi_0 / \text{sen}^2 \phi) \cdot \gamma - R^2 / 3 \cdot [\{ (\cos \phi_0)^3 - (\cos \phi)^3 \} / \text{sen}^2 \phi - 3 \cos \phi + 3H/R] \cdot \gamma$$

... (2)

4.8.2 Cúpula esférica abierta sometida al peso propio y peso de chimenea de acceso.-



El estudio de este caso se realizó en 4.3.2

Para nuestro caso:

Q = Peso total de la chimenea de acceso.

g = Peso de la cúpula por unidad de superficie.

El esfuerzo según el meridiano es:

$$N_I = -R \cdot g \cdot (\cos \phi_0 - \cos \phi) / \sin^2 \phi - Q / (2 \cdot \pi \cdot R \cdot \sin^2 \phi) \quad \dots \quad (3)$$

El esfuerzo según el paralelo es:

$$N_{II} = R \cdot g \cdot \{ (\cos \phi_0 - \cos \phi) / \sin^2 \phi - \cos \phi \} + Q / (2 \cdot \pi \cdot R \cdot \sin^2 \phi) \quad \dots \quad (4)$$

4.8.3 Esfuerzos de flexión en cúpula esférica.-

Los esfuerzos de flexión en el borde obtenido para cúpula esférica detallados en el anexo A son:

$$Q\phi = C.e^{-\phi} \text{sen}(\phi\beta + \Gamma)$$

$$N_I = -\text{ctg}(\alpha - \beta).C.e^{-\phi} \text{sen}(\phi\beta + \Gamma)$$

$$N_{II} = -\phi.\sqrt{2}.C.e^{-\phi} \text{sen}(\phi\beta + \Gamma - \pi/4)$$

$$M_I = R/(\phi.\sqrt{2}).C.e^{-\phi} \text{sen}(\phi\beta + \Gamma + \pi/4)$$

$$M_{II} = R.\mu/(\phi.\sqrt{2}).C.e^{-\phi} \text{sen}(\phi\beta + \Gamma + \pi/4)$$

El ángulo de giro de la tangente al meridiano es:

$$V = -2\phi^2/(E.h).C.e^{-\phi} \cos(\phi\beta + \Gamma)$$

El desplazamiento horizontal está dado por:

$$\delta = -R/(E.h).\text{sen}(\alpha - \beta).\phi.\sqrt{2}.C.e^{-\phi} \text{sen}(\phi\beta + \Gamma - \pi/4)$$

siendo:

$$\phi^4 = 3 \cdot (1 - \mu^2) \cdot (R/h)^2$$

$$\beta = \alpha - \phi$$

donde:

μ = Módulo de Poisson.

R = Radio de curvatura.

h = Espesor de cáscara.

α = Angulo en el apoyo.

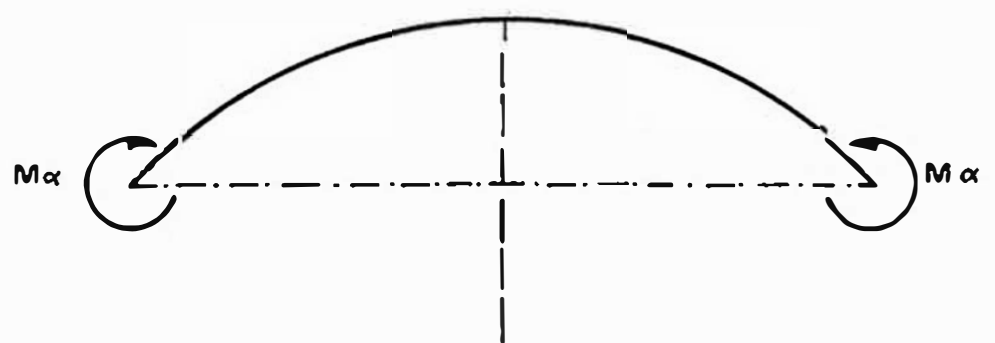
C y Γ = Constantes a determinar.

Los valores de C y Γ se determinan para las condiciones de borde, presentándose 2 casos, cuando en el borde actúa un momento $M\alpha$ y cuando actúa una fuerza Horizontal H , obteniéndose en cada caso los giros y desplazamiento horizontal:

CASO A: Momento $M\alpha$ en el borde:

$$V_{\beta=0} = -4 \cdot \phi^3 \cdot M\alpha / (E \cdot R \cdot h)$$

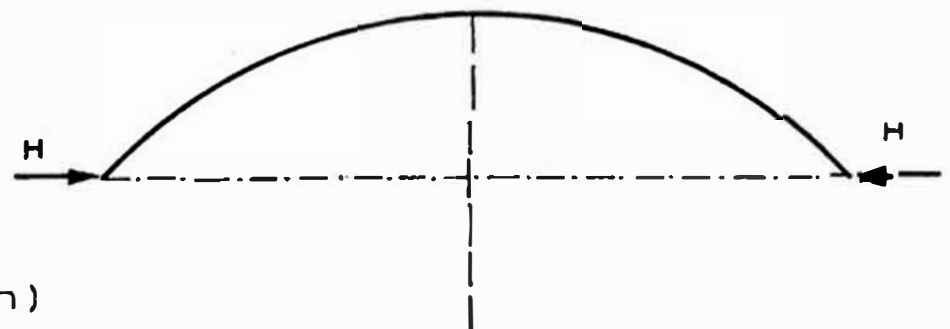
$$\delta_{\beta=0} = 2 \cdot \phi^2 \cdot \text{sen}\alpha \cdot M\alpha / (E \cdot h)$$



CASO B: Fuerza horizontal 'H' en el borde:

$$V_{\beta=0} = 2 \cdot \phi^2 \cdot \text{sen}\alpha \cdot H / (E \cdot h)$$

$$\delta_{\beta=0} = -2 \cdot R \cdot \phi \cdot \text{sen}^2 \alpha \cdot H / (E \cdot h)$$



Debido al anillo en el borde, se debe cumplir que tanto los giros como los desplazamientos del anillo se deben equilibrar con los del borde del fondo esférico debiendo cumplirse que:

$$V_0 + V = V_2$$

$$\delta_0 + \delta = \delta_1 + \delta_2 + V_2.e$$

siendo:

δ_0 = desplazamiento horizontal producido por los esfuerzos de membrana, en el borde de la cúpula.

$$\delta_0 = R.\text{sen}\alpha.(N_{II} - \mu.N_I)/(E.h)$$

δ = desplazamiento horizontal producido por los momentos M_α y fuerzas H , en el borde de la cúpula.

$$\delta = 2.\Phi^2.\text{sen}\alpha.M_\alpha/(E.h) - 2.R.\Phi.\text{sen}^2\alpha.H/(E.h)$$

δ_1 = desplazamiento en el anillo producido por una fuerza horizontal H_0 debido a los esfuerzos de membrana.

$$\delta_1 = H_0.(R.\text{sen}\alpha)^2/(E.b.d)$$

siendo:

$$H_0 = -\text{cos}\alpha.(N_I)\alpha$$

b = ancho de viga en el borde.

d = altura de viga en el borde.

δ_2 = desplazamiento en el anillo producido por la fuerza horizontal H aplicada en el el borde.

$$\delta_2 = H \cdot (R \cdot \text{sen} \alpha)^2 / (E \cdot b \cdot d)$$

V_0 = giro en el borde producido por los esfuerzos de membrana.

$$V_0 = [\text{ctg} \phi (1 + \mu) \cdot (N_I - N_{II}) - d(N_{II} - \mu N_I) / d\phi] / (E \cdot h) \quad \phi = \alpha$$

V = giro en el borde producido por los momentos M_α y fuerzas H.

$$V = -4 \cdot \phi^3 \cdot M_\alpha / (E \cdot R \cdot h) + 2 \cdot \phi^2 \cdot \text{sen} \alpha \cdot H / (E \cdot h)$$

V_2 = giro en la sección transversal del anillo, producidos por los momentos M_α y fuerzas F.

$$V_2 = 12 \cdot (R \cdot \text{sen} \alpha)^2 \cdot (M_\alpha + H \cdot e) / (E \cdot b \cdot d^2)$$

siendo:

$$e \approx d/2$$

Resolviendo las 2 ecuaciones de equilibrio determinamos M_α y H con lo que hallamos el valor de C y por consiguiente los valores de M_I y M_{II} en cada caso.

4.8.4 Consideraciones de diseño.-

a) Espesor 'e' de la cúpula

Se determina de la expresión:

$$e = Ac/100$$

siendo:

$$Ac = (1/\sigma_{ct} - n/\sigma_{at}).NII$$

donde:

NII = Tensión anular máxima en el apoyo

$\sigma_{at} = 1,500 \text{ kg/cm}^2$ = Esfuerzo a tracción del acero.

$\sigma_{ct} = .08*f'c \text{ kg/cm}^2$ = Esfuerzo a tracción del concreto.

b) Armadura meridional

Se considera como un porcentaje del área de concreto para elementos sometidos a compresión de la N.T.E E-060

12.6.1

$$As = 0.01.Ac$$

debiendo verificarse que:

$$NI < Pu$$

donde:

$$Pu = \phi * 0.80 * [0.85 * f'c * (Ag - As) + As * Fy]$$

c) Armadura anular

Se considera que las tracciones son íntegramente soportadas por el acero, luego:

$$A_s = NII/\sigma_{at}$$

d) Verificación por flexión

Al igual que en los otros elementos se verificará para el estado elástico no agrietado, verificándose que:

$$f_c < f_{ct}$$

siendo:

$$f_c = M.y/I$$

donde:

f_c = Tensión de tracción en flexión.

$$f_{ct} = 0.08 \cdot f'_c$$

M = Momento máximo de flexión.

y = Distancia más alejada del eje neutro.

I = Momento de inercia

$$y = (A_c \cdot y_c + A_s \cdot y_s) / (A_c + A_s)$$

$$I = b \cdot h^3 / 12$$

e) Verificación del pandeo de cúpula

"El pandeo de cúpulas es un fenómeno de inestabilidad raramente observado, dada la gran rigidez que introduce la doble curvatura.

Generalmente, la rotura por compresión, tracción o cizallamiento, precede a la ruina por pandeo o abolladura."(14)

F. Moral (1) da para una envolvente esférica uniformemente comprimida la siguiente expresión para la tensión crítica:

$$C_p = 6 \cdot E_c \cdot I / (K \cdot r'^2)$$

de donde:

$$c_p = C_p / (100 \cdot e)$$

debiendo cumplirse que:

$$c_p < \sigma_p$$

siendo:

σ_p = Tensión que da lugar al pandeo.

K = 10 = coeficiente de seguridad.

$E_c = 15,000 \sqrt{f'_c}$ = Módulo de elasticidad del concreto.

I = Momento de inercia.

$$I = 100 \cdot e^3 / 12 \quad (\text{cm}^4)$$

e = Espesor de la cúpula en cmt.

r' = Radio de curvatura.

El pandeo se chequea en la zona de apoyo, puesto que en esta zona se presentan las máximas compresiones.

La tensión que da lugar al pandeo se determina por :

$$\sigma_p = 1.25 * \sigma_{cc} / R_a$$

siendo:

σ_{cc} = Esfuerzo a la compresión del concreto

$$\sigma_{cc} = 0.30 * f'c.$$

R_a = Coeficiente de Rankine

$$R_a = 1 + 0.0001 * L^2 / P^2$$

donde:

L = longitud de pandeo en la base.

$$L = \pi * b'$$

b' = radio mayor de cúpula.

$$P = \sqrt{I/A}$$

siendo:

$$I = 1 * e^3 / 12 \quad (m^4)$$

$$A = 1 * e \quad (m^2)$$

e = espesor de la cúpula en mts.

4.8.5 Cálculos.-

a) Cálculo de ϕ y ϕ_0

$$b = 7.35 \text{ mts.}$$

$$R = 10.90 \text{ mts.}$$

$$f = 2.85 \text{ mts.}$$

$$r = 0.75 \text{ mts. (radio de chimenea)}$$

$$h = 7.55 \text{ mts.}$$

$$H = h + R = 18.45 \text{ mts.}$$

$$\text{sen } \phi = b/R = 7.35/10.90$$

de donde :

$$\phi = 42.400^\circ = 42^\circ 24' 3''$$

$$\text{sen } \phi_0 = r/R = 0.75/10.90$$

de donde:

$$\phi_0 = 3.945^\circ = 3^\circ 56' 44''$$

b) Peso propio 'g' de la cúpula

Considerando un espesor de cúpula " e " de 0.40 mts.

$$\text{Peso propio} = 0.40 * 2,400 = 960 \text{ kg/m}^2$$

$$g = 960 \text{ kg/m}^2$$

c) Esfuerzos principales

$$R = 10.90 \text{ mts.}$$

$$\phi_0 = 3^\circ 56' 44'' \quad \text{de 4.8.5.a}$$

$$\phi = 42^\circ 24' 03'' \quad \text{de 4.8.5.a}$$

$$g = 960 \text{ kg/m}^2 \quad \text{de 4.8.5.b}$$

$$Q = 21,000 \text{ kgs.} \quad \text{de 2.3.9}$$

Con estos valores se prepara el cuadro donde se muestran los esfuerzos NI y NII de membrana, así mismo se presenta el diagrama respectivo para cada caso.

Para determinar los esfuerzos de flexión consideramos:

$$h = 0.40 \text{ mts.} \quad (\text{asumido})$$

$$\mu = 0 \quad (\text{de 19.2.1 de N.T.E. E - 060})$$

$$E = 2.1E6$$

sección de viga de apoyo:

$$b = 0.80 \text{ mts.} \quad \text{de (4.7.5.1)}$$

$$d = 1.00 \text{ mts.} \quad \text{de (4.7.5.1)}$$

$$e = 0.50 \text{ mts.}$$

Con estos valores se determinan los esfuerzos de flexión que se presentan a continuación.

ESFUERZOS DE MEMBRANA PARA LOSA DE FONDO EN CUPULA ESFERICA

DATOS GENERALES

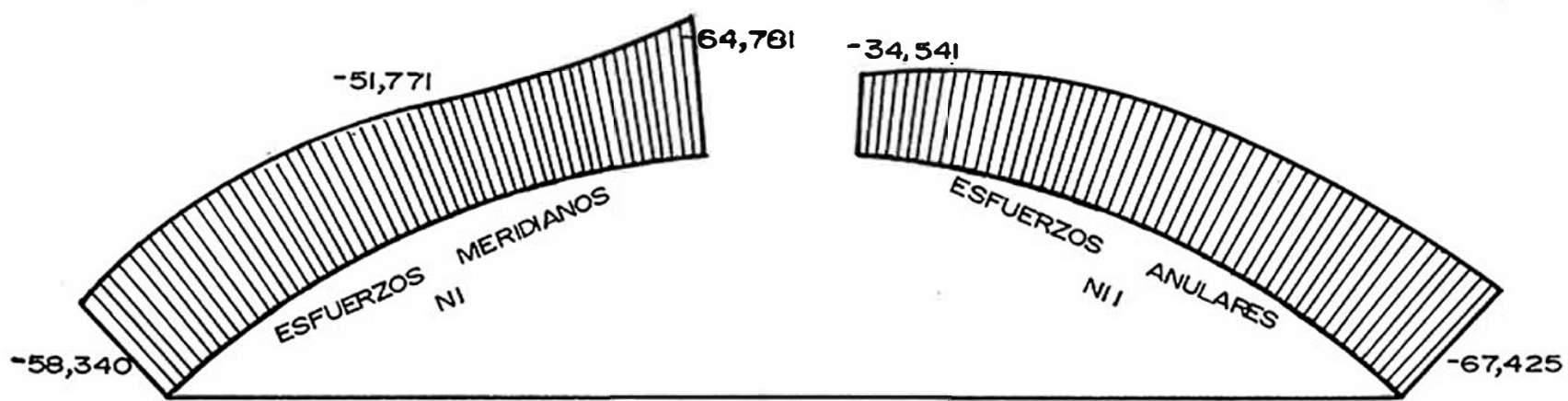
R =	10.90 mts.	h =	18.45 mts.
Q =	21000 Kgs.	ao =	3.945
g =	1540 kg/m ²	a =	42.4

alfa	NI			NII		
	pp + p ch.	p agua	NI	pp + ch	p agua	NII
3.945	-64,781	0	-64781	48035	-82576	-34541
6	-32,839	-23454	-56293	16145	-59492	-43347
8	-22,221	-31364	-53575	5588	-52088	-46500
10	17307	-35128	-52435	776	-48972	-48196
12	-14659	-37281	-51940	-1760	-47610	-49370
14	-13079	-38692	-51771	-3208	-47132	-50340
16	-12071	-39723	-51794	-4064	-47175	-51239
18	-11398	-40546	-51944	-4566	-47564	-52130
20	-10935	-41252	-52187	-4838	-48208	-53046
22	-10612	-41893	-52505	-4952	-49054	-54006
24	-10385	-42497	-52882	-4949	-50069	-55018
26	-10229	-43085	-53314	-4858	-51234	-56092
28	-10125	-43667	-53792	-4696	-52535	-57231
30	-10063	-44251	-54314	-4474	-53962	-58436
32	-10033	-44842	-54875	-4202	-55506	-59703
34	-10031	-45443	-55474	-3885	-57164	-61049
36	-10051	-46056	-56107	-3529	-58930	-62459
38	-10092	-46680	-56772	-3135	-60800	-63935
40	-10150	-47318	-57468	-2708	-62774	-65482
42.4	-10242	-48098	-58340	-2153	-65272	-67425

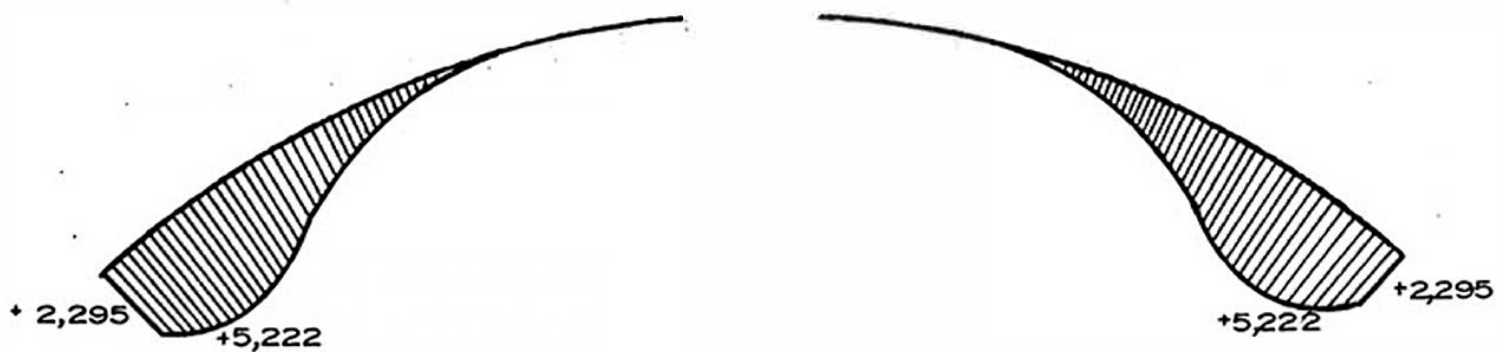
ESFUERZOS DE FLEXION PARA LOSA DE FONDO EN CUPULA ESFERICA

fi	C1	C2	Q	C1	C2	NI
	G = 0	G = PI/4		G = 0	G = PI/4	
4	-29	-68	-97	412	975	1387
8	-39	-34	-73	277	246	523
12	-36	79	43	172	-372	-200
16	-3	316	313	10	-1104	-1094
20	87	700	787	-238	-1926	-2164
25	312	1300	1612	-670	-2789	-3459
30	652	1586	2238	-1129	-2747	-3876
35	924	455	1379	-1319	-650	-1969
40	616	-3891	-3275	-734	4637	3903
42.4	0	-7686	-7686	0	8418	8418

fi	C1	C2	NII	C1	C2	MI
	G = 0	G = PI/4		G = 0	G = PI/4	
4	176	-114	62	-25	-121	-146
8	89	-947	-858	-51	-164	-215
12	-204	-2416	-2620	-81	-154	-235
16	-818	-4455	-5273	-99	-12	-111
20	-1813	-6464	-8277	-72	366	294
25	-3363	-6464	-9827	108	1317	1425
30	-4100	2002	-2098	561	2748	3309
35	-1178	27462	26284	1329	3893	5222
40	10062	75944	86006	2139	2596	4735
42.4	19874	105611	125485	2295	0	2295



ESFUERZOS DE MEMBRANA



d) Espesor 'e' de cúpula

$$NII = -67,425 \text{ kg/mt}$$

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ct} = 0.08 * 350 = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = 1,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 8$$

$$Ac = (1/28 - 8/1500) * 67,425$$

$$Ac = 2,048 \text{ cm}^2$$

$$e = 2,048 / 100$$

$$e = 20.48 \text{ cmt.}$$

$$\Rightarrow e = 40 \text{ cmt.}$$

e) Armadura meridional

$$Ac = 100 * 40 = 4,000 \text{ cm}^2$$

$$As = 0.01 * 4,000$$

$$As = 40 \text{ cm}^2$$

$$\text{usando } \phi 1" @ 20 \text{ cm} , As = 50.70 \text{ cm}^2$$

verificación:

$$Pu = 0.7 * 0.8 * [0.85 * 350 * (4000 - 50.7) + 40 * 4200]$$

$$Pu = 660,334 \text{ kg} > NII \text{ OK !}$$

$$\Rightarrow \text{usamos } \phi 1" @ 20.00 \text{ cmt.}$$

f) Armadura anular

$$NII = -67,425 \text{ kg/mt.}$$

$$As = 67,425 / 1,500$$

$$As = 44.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{usando } \phi \text{ 3/4" @ 12.5 cm , } As = 45.60 \text{ cm}^2$$

==> usamos ϕ 3/4" @ 12.5 cmt.

g) Verificación por flexión

$$MI = 580,200 \text{ kg*mt.}$$

$$Es = 2.1E6$$

$$Ec = 15,000 \cdot \sqrt{350} = 250,998$$

$$n = Es/Ec = 8$$

$$As = 50.70 \text{ cm}^2 \text{ (Armadura meridiana)}$$

$$(n-1) \cdot As = 7 \cdot 50.70 = 354.90 \text{ cm}^2$$

$$y_{en} = (100 \cdot 40 \cdot 20 + 354.90 \cdot 35) / (100 \cdot 40 + 354.90)$$

$$y_{en} = 21.22 \text{ cm.}$$

$$I = 100 \cdot 40^3 / 12 = 533,333 \text{ cm}^4$$

-Esfuerzos de tracción del concreto

$$f_c = 580,200 * 21.22 / 533,333 = 23.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ct} = .08 * 350 = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c < f_{ct} \quad \text{OK !}$$

==> Fondo en Cúpula esférica de 40.00 cmt. de espesor
Armadura meridiana ϕ 1" @ 20 cm. y armadura
anular ϕ 3/4" @ 12.5 cm. en doble malla.

h) Verificación de pandeo en el apoyo

$$b' = 6.95 \text{ mts.}$$

$$e = 0.40 \text{ mts.}$$

$$L = \pi * 6.95 = 21.83 \text{ mts.}$$

$$I = 1 * 0.4^3 / 12 = 0.005 \text{ m}^4.$$

$$A = 1 * 0.4 = 0.40 \text{ m}^2.$$

$$P^2 = 0.005 / 0.40 = 0.013$$

$$R_a = 1 + 0.0001 * 21.83^2 / 0.013$$

$$R_a = 4.81$$

$$\sigma_{cc} = 0.30 * 350 = 105 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p = 1.25 * 105 / 4.81$$

$$\sigma_p = 40.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15,000 \sqrt{350} = 280,624$$

$$I = 100 \times 40^3 / 12 = 533,333 \text{ cm}^4$$

$$r' = 1,090 \text{ cmt} \quad (\text{de } 2.2.3)$$

$$K = 10$$

$$C_p = 6 \times 250,998 \times 1'800,00 / (10 \times 1,090^2)$$

$$C_p = 228,160 \text{ kg}$$

$$c_p = 228,160 / (40 \times 100)$$

$$c_p = 38 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_p < \sigma_p \quad \text{OK !}$$

4.9 DISEÑO DE CHIMENEA DE ACCESO:

4.9.1 Consideraciones de diseño.-

El conducto cilíndrico vertical de radio " r1 " se halla sometido a la acción de una presión normal exterior, igual a la presión hidrostática.

$$P = \gamma \cdot x$$

que dará origen a una compresión por unidad de altura

$$C = p \cdot r1$$

debiendo verificarse la compresión por pandeo

$$C < C_p = 3 \cdot E \cdot I / K \cdot r1^2$$

donde:

$$I = 100 \cdot t^3 / 12$$

$$E = 15,000 \sqrt{f'c}$$

$$K = 10 \text{ factor de seguridad.}$$

$$r1 = \text{radio promedio.}$$

$$t = \text{espesor de la chimenea.}$$

Consideraciones de diseño

$$A_{\text{min}} = \Gamma_{\text{min}} \cdot b \cdot t$$

$$\Gamma_{\text{min}} = 0.0018$$

Ademas se debe chequear la esbeltez ϵ

$$\epsilon = L/P < 50$$

siendo:

$$L = \text{longitud de la chimenea.}$$

$$P = \sqrt{It/A}$$

donde:

$$I_t = \pi r_e^4 / 4 - \pi r_i^4 / 4$$

$$A = \pi r_e^2 - \pi r_i^2$$

4.9.2 Cálculos.-

$$\tau = 1,000 \text{ kg/m}^3$$

$$h = 7.55 \text{ mts.}$$

$$r_1 = 0.85 \text{ mts.}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/m}^2.$$

$$t = 0.20 \text{ mts.}$$

a) Verificación de pandeo

$$p = 1,000 * 7.55 = 7,550 \text{ kg/m}^2$$

$$C = 7,550 * 0.85$$

$$C = 6,417.5 \text{ kg/mt.}$$

$$I = 100 * 20^3 / 12 = 66,667 \text{ cm}^4.$$

$$E = 15,000 * 280 = 250,998 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_p = 3 * 250998 * 66667 / (10 * 85^2)$$

$$C_p = 6,948.08 \text{ kg/mt.}$$

$$C < C_p \text{ OK !}$$

b) Armadura principal

$$A_{\min} = 0.008 * 100 * 20$$

$$A_{\min} = 16 \text{ cm}^2$$

$$\text{usando } \phi \text{ 5/8" @ 0.125 , } A_s = 16 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{usamos } \phi \text{ 5/8 " @ 0.125 mts.}$$

c) Chequeo de esbeltez

$$L = 7.55 \text{ mts.}$$

$$I_t = \pi/4 * (95^4 - 75^4) = 39120682.52 \text{ cm}^4$$

$$A = \pi * (95^2 - 75^2) = 10,681.42 \text{ cm}^2$$

$$P = \sqrt{ I_t / A } = 60.52 \text{ cmt.}$$

$$\epsilon = 755.00 / 60.50 = 12.50 < 50 \quad \text{OK !}$$

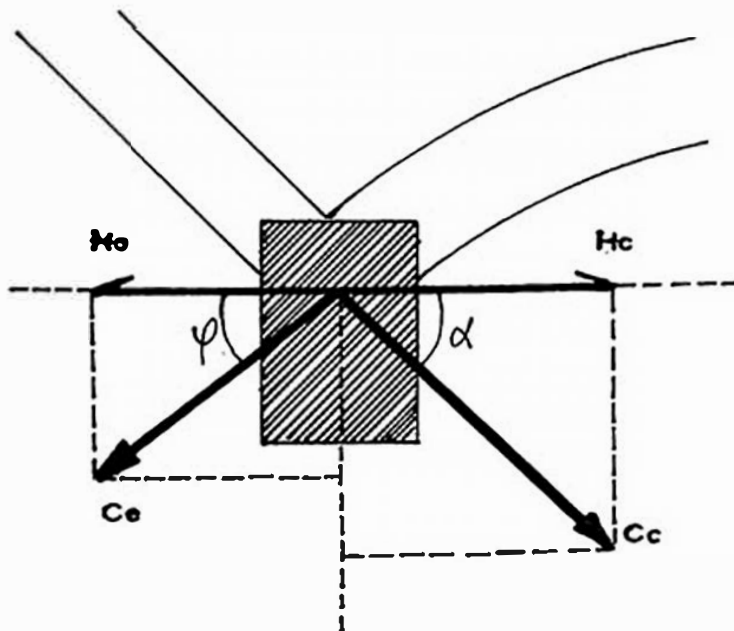
4.10 DISEÑO DE VIGA DE FONDO:

La viga de fondo se halla sometida a las compresiones del fondo cónico como del fondo esférico debido a que los esfuerzos de membrana NI en el extremo de éstos elementos no son verticales. En éste caso es la viga circular de borde quien absorbe la componente horizontal de dichos esfuerzos los mismos que pueden ser de tracción o compresión. Esta viga cumple también un rol importante que es el de reducir los esfuerzos de flexión en el extremo de los elementos (cónico y esférico); cuanto mayor sea la sección de la viga los esfuerzos de flexión serán menores.

Sea:

C_c = Compresión del fondo cónico.

C_e = Compresión del fondo esférico.



De la fig:

$$H_c = C_c * \cos \alpha.$$

$$H_e = C_e * \cos \phi.$$

Sobre la viga de fondo actuará una fuerza H resultante que será:

$$H = H_e - H_c$$

siendo:

H (+) TRACCION

H (-) COMPRESION

4.10.1 Consideraciones de diseño.-

a) Esfuerzo horizontal P

La fuerza horizontal H produce un esfuerzo P en el anillo que puede ser calculado por la teoría de los tubos y está dado por:

$$P = \frac{1}{2} \cdot H \cdot D = \frac{1}{2} \cdot H \cdot 2r_o$$

de donde:

$$P = r_o \cdot H$$

siendo:

r_o = Radio del anillo.

finalmente se puede expresar como:

$$P = r_o * (C_e * \cos \phi - C_c * \cos \alpha) \quad (I)$$

siendo:

P (+) TRACCION.

P (-) COMPRESION.

b) Sección de concreto

La determinamos de la sgte. expresión:

$$A_c = T. (1/\sigma_{ct} - n/\sigma_{at})$$

donde:

$$E_s = 2.1E6$$

$$E_c = 15,000 \sqrt{f'c}$$

$$n = E_s/E_c = \text{relación de módulos.}$$

$$\sigma_{ct} = \text{Esfuerzo a tracción del concreto.}$$

$$\sigma_{at} = \text{Esfuerzo a tracción del acero.}$$

además:

$$\sigma_{ct} = 0.08 * f'c \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo admisible a tracción del concreto.}$$

$$\sigma_{at} = 1,500 \text{ kg/cm}^2$$

c) Acero de refuerzo

La armadura puede estar sometida a tracción o compresión, pudiendo determinarse de la sgte. manera:

c-1) Cuando P es de compresión (-)

Se determina considerando la cuantía mínima para elementos a compresión debiendo verificarse la resistencia de diseño de elementos a compresión, es decir

$$A_s = 0.01 * A_c$$

siempre que:

$$P_c > P$$

siendo:

$$P = \phi * 0.80 * [0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * F_y]$$

c-2) Cuando P es de tracción (+)

Se considera que la tracción en la viga es resistida íntegramente por el acero, según esto:

$$A_s = P / \sigma_{at}$$

siendo:

σ_{at} = esfuerzo a tracción del acero.

$$\sigma_{at} < \frac{1}{2} * F_y < 2100 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{R.N.C. TIT. VIII CAP. X 1003}$$

consideramos:

$\sigma_{at} = 1,500 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo admisible a tracción del acero.

4.10.2 Cálculos.-

$$r_o = 7.35 \text{ mts.}$$

$$N_{Ie} = C_e = 58,340 \text{ kg/mt.}$$

$$N_{Ic} = C_c = 80,440 \text{ kg/mt.}$$

$$\phi = 42.40^\circ$$

$$\alpha = 42.55^\circ$$

a) Fuerza P sobre la viga

$$P = 7.35 * (58,340 * \cos 42.4^\circ - 80,440 * \cos 42.55^\circ)$$

$$P = - 118,906 \text{ kgs. (COMPRESION)}$$

b) Area de concreto

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2E_6$$

$$E_c = 15,000 \cdot \sqrt{350} = 280,624 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_s / E_c = 8$$

$$\sigma_{ct} = 0.08 * 350 = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = 1,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = 118,906 * (1/28 - 8/1,500)$$

$$A_c = 3,612 \text{ cm}^2$$

Considerando una viga circular de 0.80 mt*1.00 mt

$$** A_c = 8,000 \text{ cm}^2$$

** El hecho de considerar una sección de viga mayor a la calculada se debe fundamentalmente que ésta sección permite disminuir los esfuerzos de flexión tanto en el fondo cónico como en el esférico, ya que de lo contrario tendríamos que aumentar el espesor del fondo como de su armadura.

c) Acero de refuerzo

$$A_s = 0.01 * 8,000$$

$$A_s = 80 \text{ cm}^2$$

usando 8 ϕ 1" + 14 ϕ 3/4"

$$A_s = 80.46 \text{ cm}^2$$

verificación

$$P_u = 0.7 * 0.8 * [0.85 * 350 * (8000 - 80.46) + 80.46 * 4200]$$

$$P_u = 1'508,637 \text{ kg} > P \quad \text{OK !}$$

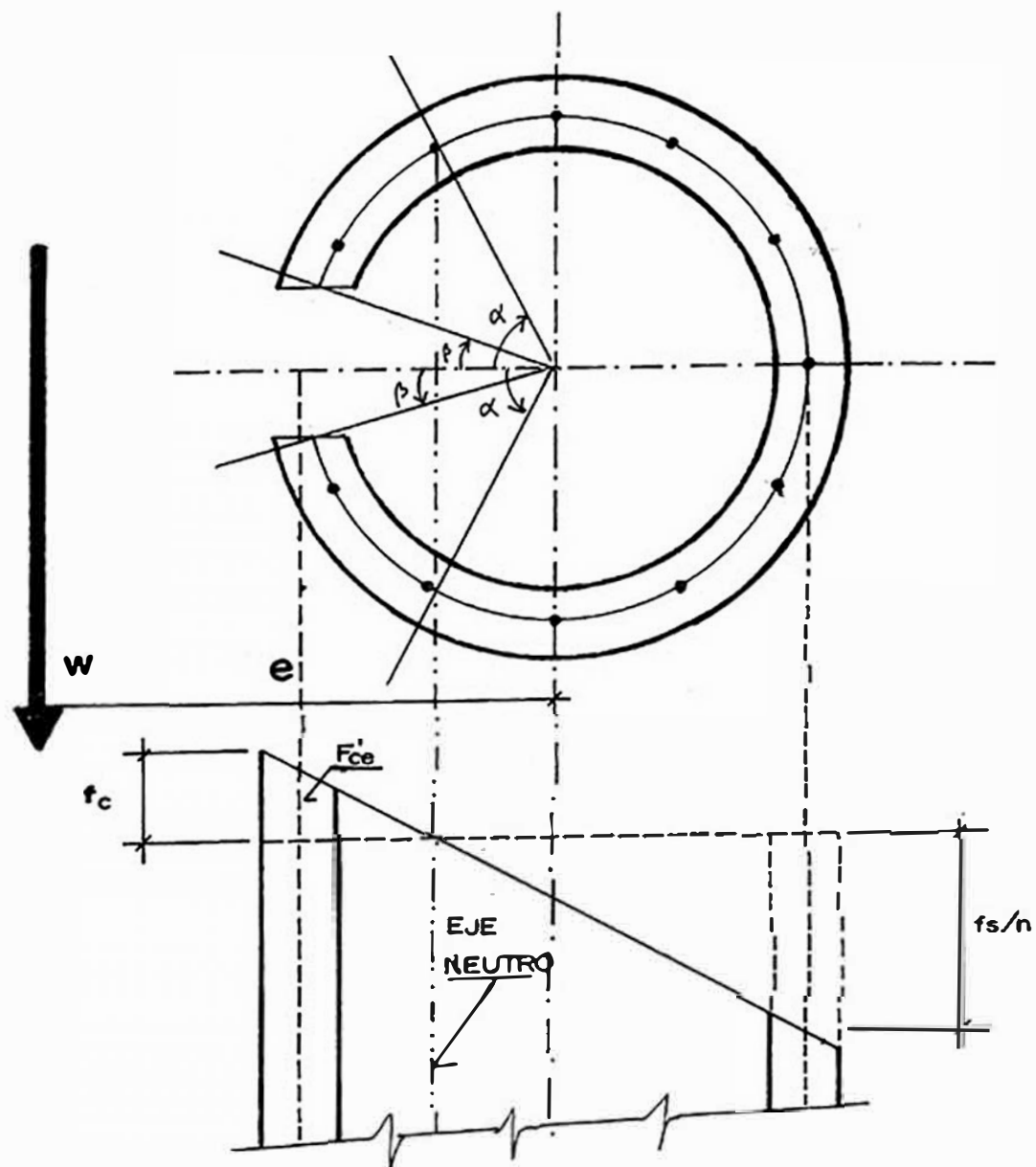
Finalmente tendremos:

==> viga de fondo circular de 80cm*100cm. con armadura de 8 ϕ 1" + 14 ϕ 3/4" y estribos de 1/2" @ .20

4.11 DISEÑO DE FUSTE CILINDRICO:

Con los valores obtenidos del análisis dinámico modal (cortantes y momentos de volteo) para 10 masas procedemos a determinar la armadura del fuste, para lo cual determinamos los esfuerzos aplicando las fórmulas presentadas en la referencia 7 usadas para el cálculo de chimeneas (A.C.I. 307-48) y que según el autor son también aplicables para el caso de fustes de reservorios.

En la referencia 7 se plantean 2 tipos de fustes, uno con abertura y otro sin ella; debido a que la única abertura es la de la puerta de ingreso y ésta representa un ángulo pequeño consideramos sólo el caso sin abertura.



De la figura:

$$F'_{ce} = \frac{W.A}{2.r.t.\{ (1 - \rho).B - n.p.C \}} \quad \dots (1)$$

$$f_c = F'_{ce}.\{ 1 + t/(2.r.A) \} \quad \dots (2)$$

$$f_s = n.F'_{ce}.D \quad \dots (3)$$

donde:

W = Peso de la estructura sobre el nivel considerado (Kg.)

M = Momento de volteo en el nivel analizado.(Kg.xcmt.)

e = M/W = Excentricidad (cmt.)

r_m = Radio medio del fuste (cmt.)

t = Espesor de fuste (cmt.)

Γ = Cuantía.

Γ_{min} = 0.0025

n = E_s/E_c.

A,B,C,D = Constante de la tabla 2.

f_c = Esfuerzo del concreto en la fibra más alejada.

f_s = Esfuerzo del acero.

α = Angulo en el cual se ubica el eje neutro y donde se presentan los mayores esfuerzos (depende de la cuantía y la relación e/r_m).

4.11.1 Consideraciones de diseño.-

a) Esfuerzos permisibles

a-1) Para el concreto

$$f_c \leq 0.375 f'_c$$

a-2) Para el acero

$$f_s \leq 1266 \text{ kg/cm}^2 \text{ (18,000 psi)}$$

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

b) Acero vertical

$$A_s \text{ min} = \phi \ 1/2" \ @ \ 0.30$$

$$A_s \geq 0.0025 * A_c$$

c) Acero Horizontal

$$A_s \text{ min} = \phi \ 1/2" \ @ \ 0.30$$

$$A_s \geq 0.0020 * A_c$$

d) Acero en abertura

-A cada lado vertical se le colocará la mitad del refuerzo interrumpido.

-Arriba y abajo se colocará la mitad del refuerzo horizontal interrumpido pero no menor que:

$$A_s = 0.07 * f_c * t * s / f_s$$

Siendo:

$$f_c = 0.375 * f'_c$$

$$f_s = 1,680 \text{ kg/cm}^2 \text{ (para } F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$t = \text{espesor (cmt)}$$

$$s = \text{Ancho de abertura.}$$

-En cada esquina se colocará un refuerzo diagonal igual a $0.508 * t \text{ cm}^2$, donde t es el espesor en cmt.

4.11.2 Cálculos.-

a) Momentos de volteo

Con los datos obtenidos del análisis dinámico preparamos el cuadro N°1 (ver pág. 205) en la que determinamos el momento de volteo y excentricidades.

b) Constantes para tablas

$$W = 5,667 \text{ kg.}$$

$$M = 32,508 \text{ kg*mt}$$

$$e = 5.74 \text{ mt.}$$

$$r_m = 7.35 \text{ mt.}$$

$$e/r_m = 0.80$$

$$f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 8$$

Con $n = 8$; $e/r_m = 0.80$; para $\beta = 0^\circ$ entramos a la tabla 1 (pág 206) para obtener los valores de α° para las cuantías establecidas (ver cuadro N° 2).

	0.003	0.007	0.011	0.015	0.019	0.023	0.027	0.031
α	93°	98°	102°	104°	106°	108°	109°	110°

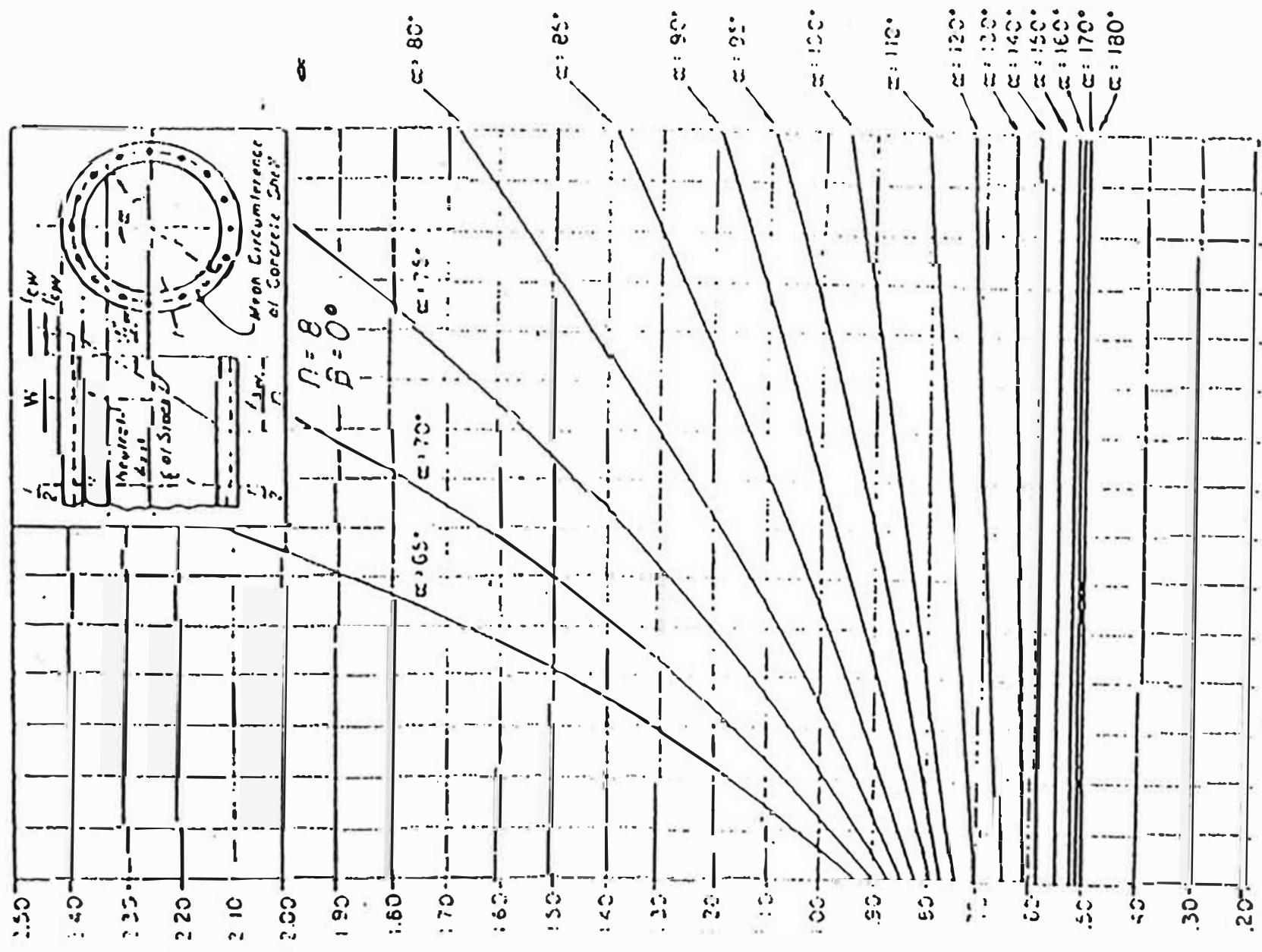
CUADRO N° 2

Con los valores de α entramos a la tabla 2 (Pág 206) para determinar las constantes A, B, C y D (cuadro N° 3)

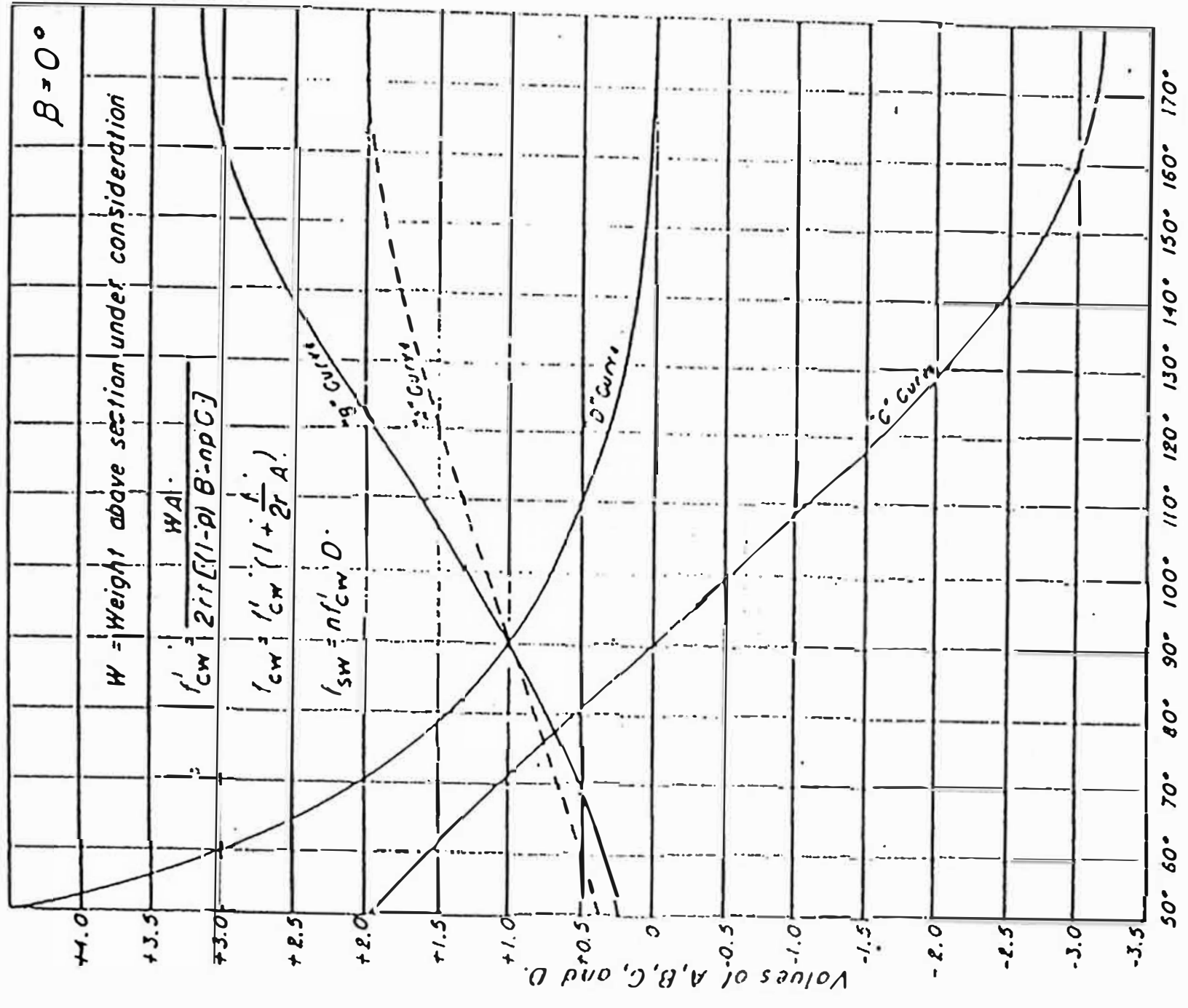
MOMENTOS DE INERCIA Y EXCENTRICIDADES

NIVEL	hi	xi=hi - hi-1	w	wi=Sw	Fi	Vi = SFi	Mi = SVi*xi	e = Mi/Wi	e/m	redondeo
10	30.2	6.57	4281	4281	968.1	968.1	6360.42	1.49	0.2	0.2
9	23.63	2.78	154	4435	33.29	1001.29	9144.28	2.06	0.28	0.3
8	20.85	2.78	154	4589	33.56	1034.95	12021.44	2.62	0.36	0.35
7	18.07	2.78	154	4743	32.93	1067.88	14990.15	3.16	0.43	0.45
6	15.29	2.78	154	4897	31	1098.88	18045.24	3.68	0.5	0.5
5	12.51	2.78	154	5051	27.55	1126.43	21176.52	4.19	0.57	0.55
4	9.73	2.78	154	5205	22.57	1149	24370.74	4.68	0.64	0.65
3	6.95	2.78	154	5359	16.24	1165.24	27610.11	5.15	0.7	0.7
2	4.17	2.78	154	5513	8.91	1174.15	30874.25	5.6	0.76	0.75
1	1.39	2.78	154	5667	0.99	1175.14	32507.69	5.74	0.78	0.8

TABLA N° 1



Values of α for $n = 8$ and $\beta = 0$ deg



Variables affecting wind and dead loads ($\beta = 0$ deg)

α	93°	98°	102°	104°	106°	108°	109°	110°
A	1.05	1.15	1.22	1.25	1.30	1.32	1.34	1.35
B	1.10	1.25	1.38	1.44	1.50	1.59	1.62	1.65
C	-0.15	-0.40	-0.60	-0.75	-0.85	-1.00	-1.05	-1.10
D	0.92	0.78	0.70	0.65	0.60	0.52	0.51	0.50

CUADRO N° 3

c) Esfuerzos

Reemplazando los valores de A, B, C y D en las expresiones 1, 2 y 3 se determinan los esfuerzos f_c del concreto y f_s del acero para diferentes valores de t (0.30 , 0.40 , 0.50) y determinamos el espesor recomendado (cuadro N° 4), teniendo en cuenta que:

$$f_c \leq 92 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s \leq 1,266 \text{ kg/cm}^2$$

α	0.30		0.40		0.50	
	f_c	f_s	f_c	f_s	f_c	f_s
93°	124.49	958.76	94.34	719.07	75.95	573.26
98°	118.89	774.49	89.69	580.87	72.16	565.98
102°	112.18	656.48	84.59	492.36	68.05	393.89
104°	107.83	586.17	81.30	439.63	65.39	351.70
106°	105.47	529.58	79.51	397.19	63.93	317.75
108°	98.49	428.69	74.24	321.91	59.69	257.21
109°	96.20	410.77	72.51	308.08	58.29	246.46
110°	93.24	390.37	70.28	292.78	36.30	234.22

CUADRO N° 4

Podemos notar que el menor esfuerzo lo obtenemos para un espesor de fuste $t = 0.40$ mts. con lo cual calculamos la sección de acero.

d) Armadura

Los menores esfuerzos los determinamos para $\alpha = 98^\circ$ lo que nos dá una cuantía de $\Gamma = 0.007$ (ver tabla de pag. 204), con la cual determinamos la armadura vertical y horizontal.

$$A_c = 40 \times 100 = 4,000 \text{ cm}^2$$

Acero vertical:

$$A_{sv} = 0.007 \times A_c = 28 \text{ cm}^2$$

Usamos : ϕ 3/4" @ 0.25 en doble malla.

Acero horizontal:

$$A_{sh} = 0.002 \times A_c = 8 \text{ cm}^2$$

Usamos : ϕ 1/2" @ 0.25 en doble malla.

4.12 DISEÑO DE CIMENTACION:

El diseño de la cimentación se hará considerando una placa circular, que permitirá un mejor comportamiento de la estructura con el terreno de fundación. Para el efecto basaremos nuestro análisis en la teoría de placas presentado por Timoshenko (11), con las soluciones a las ecuaciones presentadas por Cunza Lamas (10).

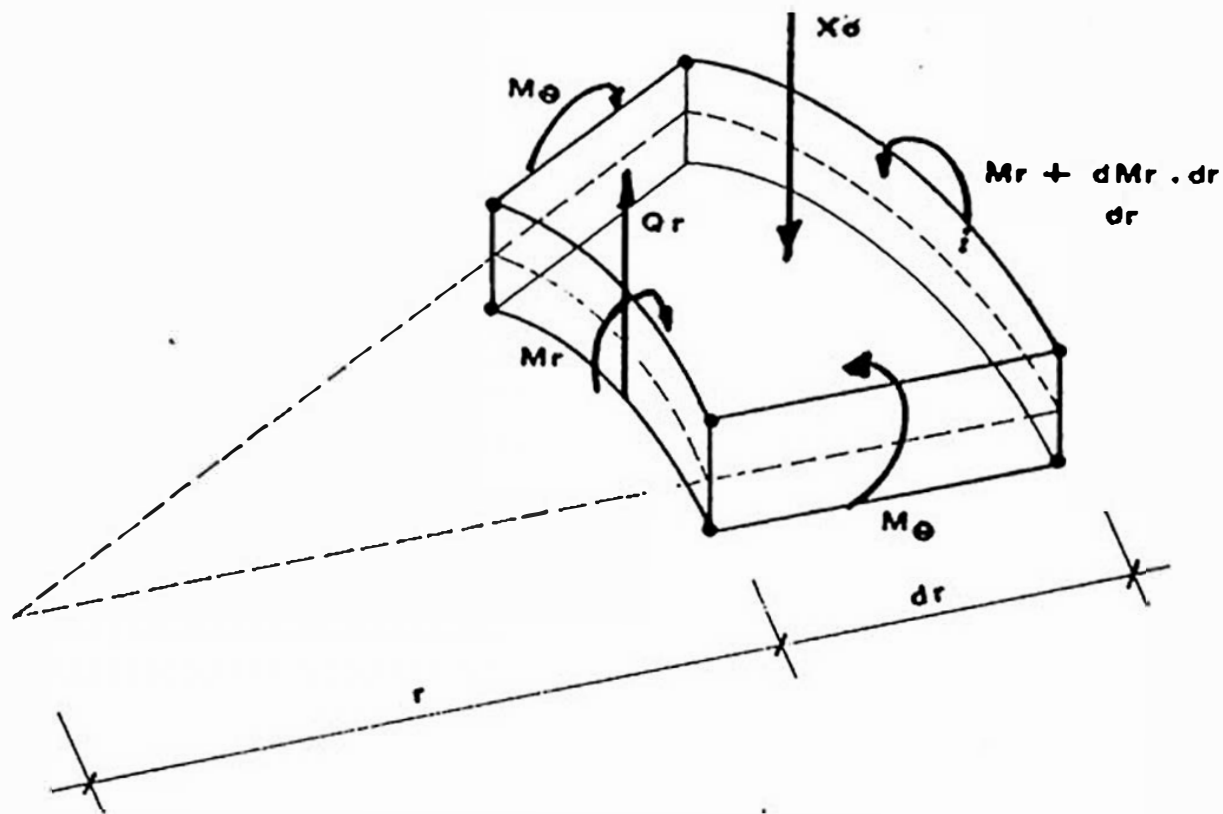
Para el análisis se toman los conceptos de la teoría de la elasticidad, llegándose a tener la ecuación de placas isotrópicas, considerando las sgts. hipótesis:

-El plano medio de la placa permanece neutro durante la flexión.

-Antes de la flexión los puntos que pertenecen a una normal al plano medio de la placa, permanecen después de la deformación de una normal a la superficie media de la placa.

-Las tensiones normales en la dirección transversal de la placa son despreciables.

Basados en estas hipótesis se presentan las sgts ecuaciones diferenciales que gobiernan las placas isotrópicas de espesor constante, sometidas a cargas simétricas:



$$D \cdot (d^2/dr^2 + 1/r \cdot d/dr) (d^2/dr^2 + 1/r \cdot d/dr) \cdot W_r - x_\delta = 0 \quad \dots (1-a)$$

$$Q_r = -D \cdot (d^3 W_r / dr^3 + 1/r \cdot d^2 W_r / dr^2 - 1/r^2 \cdot d W_r / dr) \quad \dots (1-b)$$

$$M_r = -D \cdot (d^2 W_r / dr^2 + \mu / r \cdot d W_r / dr) \quad \dots (1-c)$$

$$M_\theta = -D \cdot (\mu \cdot d^2 W_r / dr^2 + 1/r \cdot d W_r / dr) \quad \dots (1-d)$$

Siendo:

Q_r = Fuerza cortante a una distancia 'r' del origen, por unidad de longitud en la dirección tangencial.

M_r = Momento flexionante que gira en el plano radial, por unidad de longitud en la dirección tangencial.

M_θ = Momento flexionante que gira en el plano tangencial, por unidad de longitud en la dirección radial.

D = Rigidez de lámina a flexión

$$D = E \cdot h^3 / (12 \cdot (1 - \mu^2))$$

x_0 = Presión que se aplica sobre la superficie de la placa ↓ (+) , ↑ (-)

$$W_r = W_g + W_o$$

W_r = Deflexión de la placa en el punto 'r'.

W_g = Solución general.

W_o = Solución particular.

$$M = (M_r + M_\theta) / (1 + \mu)$$

Se estudiará el caso particular desarrollado en la referencia (10) para una placa sobre "cimentación rígida" (los desplazamientos verticales de todos los puntos del suelo en el plano de contacto con la cimentación son iguales entre si, es decir asentamiento uniforme).

De la ecuación 1(a) se tiene:

$$\left(\frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \right) \left(\frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \right) . W_r = \frac{x_0}{D} \quad (2)$$

Siendo 'x₀' la presión sobre cada punto de la placa, que se denominará 'p₀' con signo negativo por ser opuesto a x₀.

La ecuación general para este tipo de placas, solución de la ec. (2) es:

$$W_r = W_o + C_1 + t^2 . C_2 + t^2 . \ln t . C_3 + \ln t . C_4$$

$$dW_r = \frac{1}{a} \left[\frac{dW_0}{dt} + 2 \cdot t \cdot C_2 + t \cdot (1 + 2 \cdot Lnt) \cdot C_3 + \frac{C_4}{t} \right]$$

$$Q_r = -\frac{D}{a^3} \left[\frac{d^3 W_0}{dt^3} + \frac{1}{t} \cdot \frac{d^2 W_0}{dt^2} - \frac{1}{t^2} \cdot \frac{dW_0}{dt} + \frac{4}{t} \cdot C_3 \right]$$

$$M_r = -\frac{D}{a^2} \left[\frac{d^2 W_0}{dt^2} + \frac{u}{t} \cdot \frac{dW_0}{dt} + 2(1+u)C_2 + ((3+u) + 2(1+u)Lnt)C_3 \right]$$

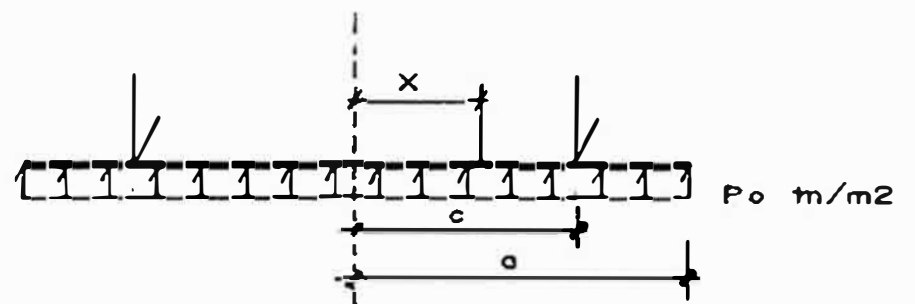
$$M_t = -\frac{D}{a^2} \left[u \frac{d^2 W_0}{dt^2} + \frac{1}{t} \cdot \frac{dW_0}{dt} + 2(1+u)C_2 + ((1+3u) + 2(1+u)Lnt)C_3 \right]$$

$$+ \frac{(1-u)}{t^2} C_4$$

donde: $t = r/a$

Para el caso de placa circular sometida a una carga distribuida P_0 sobre una circunferencia de radio a se tiene como solución:

tramo $0 \leq t \leq 1$



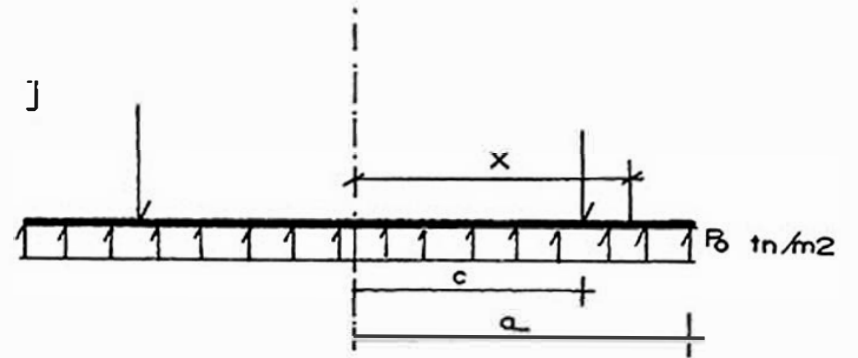
$$W_r = -\frac{P_0 \cdot c^4}{64 \cdot D} \left[\frac{2 \cdot x \cdot 1}{(1+u)} \cdot (1-t^2) + t^4 - 1 \right]$$

$$Q_r = \frac{P_0 \cdot c \cdot t}{2}$$

$$M_r = - \frac{P_0 \cdot c^2}{16} \cdot [x_1 - (3+u) \cdot t^2]$$

$$M_t = - \frac{P_0 \cdot c^2}{16} \cdot [x_1 - (1+3u) \cdot t^2]$$

TRAMO $1 \leq t \leq b$



$$W_r = - \frac{P_0 \cdot c^4}{64 \cdot D} \left[\frac{2 \cdot x^2 \cdot (1-t^2)}{(1+u)} - 8 \cdot b^2 \cdot (1-t^2) \cdot \text{Lnt} + t^4 - 1 \right]$$

$$Q_r = - \frac{P_0 \cdot c}{2} \left[\frac{b^2}{t} - t \right]$$

$$M_r = - \frac{P_0 \cdot c^2}{16} \left[x_1 - (3+u)t^2 - 2(1-u)b^2 \left(\frac{1}{t^2} - 1 \right) + 4(1+u)b^2 \cdot \text{Lnt} \right]$$

$$M_t = - \frac{P_0 \cdot c^2}{16} \left[x_1 - (1+3u)t^2 + 2(1-u)b^2 \left(\frac{1}{t^2} - 1 \right) + 4(1+u) \cdot b^2 \cdot \text{Lnt} \right]$$

siendo $a =$ radio de la placa

$$P_0 = P / (\pi \cdot a^2)$$

$$t = r/c$$

$$b = a/c$$

$$x_1 = 2 \cdot (1 - u) + (1 + 3u) \cdot b^2 - 4 \cdot (1 + u) \cdot b^2 \cdot \text{Lnb}$$

$$x_2 = 2 \cdot (1 - u) - (3 + u) \cdot b^2 - 4 \cdot (1 + u) \cdot b^2 \cdot \text{Lnb}$$

4.12.1 Consideraciones de diseño.-

El momento actuante M_r ó M_t ésta dado por:

$$M = K * 0.9 * f'c * b * d^2$$

de donde:

$$K = M / (0.9 * f'c * b * d^2) \quad (1)$$

siendo:

$f'c$ = Resistencia del concreto a compresión.

F_y = Resistencia de fluencia del acero.

b = Ancho tributario. (1 mt.)

t = Espesor de placa.

d = $t - \text{recb.}$

$\text{recb} = 7.5 \text{ cmts.}$

$$w = (1 - \sqrt{1 - 2,36.K}) / 1,18 \quad (\text{ II })$$

sea:

$$w > \text{min.}$$

$$\text{min} = 0.002 \quad (\text{ para losas })$$

4.12.2 Cálculos.-

a) Cálculo del momento resistente:

Asumiendo Γ terreno = 2 Tn/m

Peso de la estructura:

$$P_e = 5,667 \text{ Tns.}$$

Peso del terreno:

$$P_t = \pi * 7.35^2 * 1.25 * 2.00 = 850 \text{ Tns.}$$

Peso de placa:

$$P_z = \pi * 10.4^2 * .75 * 2.40 = 613 \text{ Tns.}$$

$$\Rightarrow \text{Peso total} = 7,130 \text{ Tns.}$$

Tomando momentos en A:

$$M_r = 5667 * 10.40 + 850 * 10.40 + 613 * 10.40$$

$$M_r = 74,152 \text{ Tn-mt/mt.}$$

La relación M_r/M_v será:

$$M_r/M_v = 74,152 / 32,508$$

$$M_r/M_v = 2.28 > 1.50 \quad \text{OK!}$$

$$P_o = P / (2 * \pi * c)$$

$$P_o = 7,130 / (\pi * 10.4^2)$$

$$P_o = 21 \text{ Tns/m}^2$$

Con estos valores determinamos los momentos que se presentan en la sgte pag:

ESFUERZOS DE FLEXION EN CIMENTACION RIGIDA

DATOS GENERALES

u=	0.166	c=	7.35 mts.
po=	21 Tn/m ²	a=	10.40 mts.
h=	.75 mts.	fc=	245 kg/cm ²
E =	2.10E+06		

R	N	Q (Tn/mt)	Mr (Tn-mt/mt)	Mt (Tn-mt/mt)	As(Mr)	As(Mt)	fi (Mr)	fi (Mt)
1	-0.0128	10.5	-81.39	-83.58	-33.59	-34.55	3/4 @ .075	3/4 @ .075
2	-0.0114	21	-68.92	-77.58	-28.2	-31.98	3/4 @ .075	3/4 @ .075
3	-0.0093	31.5	-48.15	-67.85	-19.44	-27.75	3/4 @ .15	3/4 @ .15
4	-0.0066	42	-19.06	-54.09	17.61	-21.92	3/4 @ .15	3/4 @ .15
5	-0.0039	52.5	-18.34	-36.39	17.61	17.62	3/4 @ .15	5/8 @ .15
6	-0.0015	63	64.04	-14.77	26.12	17.62	3/4 @ .15	5/8 @ .15
7	0	-76.5	118.07	10.79	50.02	17.62	1 @ .10	5/8 @ .15
7	0	-76.5	118.07	10.79	50.02	17.62	1 @ .10	5/8 @ .15
8	-0.0588	-47.25	47.34	9.85	19.1	17.62	5/8 @ .15	5/8 @ .15
9	-0.14	-22.17	10.71	6.36	17.61	17.62	5/8 @ .15	5/8 @ .15
10	-0.247	0	0	4.38	0	17.62	5/8 @ .15	5/8 @ .15

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los depósitos tipo INTZE deben diseñarse de tal manera que se anulen los empujes sobre la viga circular de fondo que une el fondo cónico con el fondo esférico.
- La geometría del depósito debe contemplar la condición de equilibrio sobre la viga de fondo, habiéndose determinado valores de los elementos para diferentes capacidades de depósitos.
- La aplicación de 3 métodos de análisis para determinar la fuerza sísmica sobre la estructura permite analizar y comparar la convergencia de los resultados.
- Los periodos de vibración de la estructura, resultantes de la aplicación de los métodos de Holzer y Stodola son relativamente pequeños con lo que podemos considerar a éste tipo de estructuras como RIGIDAS.
- El modelar la estructura con 4, 7, 10 y 13 masas distribuidas permite establecer que con 10 masas se consigue el mayor valor del cortante en la base. Este

número sería el recomendado para el análisis de reservorios con estructura cilíndrica.

-Cuando las reacciones de los apoyos no son tangentes al meridiano, la teoría de membrana de revolución sufre distorsión debido a que se presentan efectos de flexión en el borde por los que se debe tener en cuenta la teoría de flexión.

-Al cambiar la geometría de las vigas de apoyo de los elementos considerados como cáscaras notamos que los momentos como la fuerza horizontal aumentan o disminuyen en la medida que aumenta o disminuye la geometría del elemento de apoyo

-La N.T.E. debería considerar en el capítulo de diseño de cáscaras, los esfuerzos a tracción máximos del concreto y el acero para obras hidráulicas ya que este valor ayudaría a los diseñadores a no sobre-dimensionar sus estructuras.