

41121  
17



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN**

**PROYECTO ESTRUCTURAL DE LA  
ESTACIÓN DE SERVICIO  
“AUTOCONSUMO LOS PINOS”**

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
P R E S E N T A N:  
**BLANCA HERNÁNDEZ LUNA**  
**JAVIER ÁVILA CARRILLO**

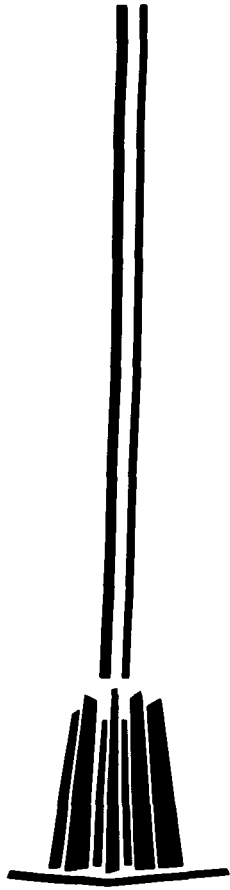
**ASESOR:  
ING. GUSTAVO ADOLFO JIMÉNEZ VILLEGAS**

MÉXICO

*1*

2003.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN





Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

Jurado:

Ing. Pascual García Cuevas  
Ing. Gustavo Adolfo Jiménez Villegas  
Ing. José Luis Rodríguez Torres  
Ing. Karla Ivonne Gutiérrez Vázquez  
Ing. Ricardo Heras Cruz

2

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## INDICE

		<b>Pg.</b>
<b>1.- GENERALIDADES</b>		
1.1)	OBJETIVO	2
1.2)	DATOS PRELIMINARES	2
1.3)	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	2
<b>2.- CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO</b>		
2.1)	CARGAS ACCIDENTALES Y PERMANENTES	3
2.2)	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	4
2.3)	MÉTODOS DE ANÁLISIS	4
<b>3.- MATERIALES DE CONSTRUCCION</b>		
		4
<b>4.- ANÁLISIS DE CARGAS</b>		
4.1)	ANÁLISIS DE CARGAS DE CUBIERTA	5
4.2)	ANÁLISIS DE CARGAS DE TIENDA DE CONVENIENCIA	6
4.3)	ANÁLISIS DE CARGAS DE EDIFICIO DE OFICINAS Y SERVICIOS	7
<b>5.- CUBIERTA DE DISPENSARIOS</b>		
5.1)	DISTRIBUCIÓN DE CARGA MUERTA EN TOPOLOGÍA DE ESTRUCTURA	8
5.2)	ANÁLISIS POR GRANIZO	8
5.3)	ANÁLISIS SÍSMICO	10
5.4)	ANÁLISIS DE VIENTO	14
5.5)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA VIGA V-1	20
5.6)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA TRABE T-1	22
5.7)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA COLUMNA CM-1	24
5.8)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA PLACA BASE PB-1	26
5.9)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ZAPATA ZA-1	28
<b>6.- FOSA PARA TANQUES DE ALMACENAMIENTO</b>		
6.1)	ANÁLISIS DE CARGAS GRAVITATORIAS	30
6.2)	ANÁLISIS DE EMPUJE DE TIERRAS	31
6.3)	REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO	32
6.4)	DISEÑO DE ACERO POR FLEXIÓN	33
6.5)	CÁLCULO DE ACERO POR CONTRACCIÓN	34
6.6)	ACERO DE DISEÑO	36
6.7)	REVISIÓN POR CORTANTE	36

	<b>Pg.</b>
<b>7.- TIENDA DE CONVENIENCIA</b>	
7.1)	DISTRIBUCIÓN DE CARGA MUERTA EN TOPOLOGÍA DE ESTRUCTURA 38
7.2)	ANÁLISIS POR GRANIZO 38
7.3)	ANÁLISIS SÍSMICO 40
7.4)	ANÁLISIS DE VIENTO 43
7.5)	ANÁLISIS Y DISEÑO DEL LARGUERO L-1 49
7.6)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA TRABE T-2 51
7.7)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA COLUMNA CM-3 53
7.8)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA PLACA BASE PB-3 55
7.9)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ZAPATA AISLADA ZA-3 57
<b>8.- EDIFICIO DE OFICINAS Y SERVICIOS</b>	
8.1)	ANÁLISIS SÍSMICO 59
8.2)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE AZOTEA 62
8.3)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA TRABE TE-1 63
8.4)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ZAPATA CORRIDA ZC-2 65
<b>9.- ANUNCIO DISTINTIVO ESPECTACULAR</b>	
9.1)	ANÁLISIS DE VIENTO 66
9.2)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA COLUMNA CM-2 69
9.3)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA PLACA BASE PB-2 71
9.4)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ZAPATA AISLADA ZA-2 73
<b>10.- PISO</b>	
10.1)	ANÁLISIS Y DISEÑO DE PISO 75
10.2)	JUNTAS 77
<b>11.- MURO DE CONTENCIÓN</b>	
11.1)	CRITERIOS DE ANÁLISIS 79
11.2)	CONSIDERACIONES DE PROYECTO 81
11.3)	ANÁLISIS Y DISEÑO DEL MURO MC-1 81
11.4)	ANÁLISIS Y DISEÑO DEL MURO MC-2 84
11.5)	ANÁLISIS Y DISEÑO DEL MURO MC-3 86

**1.- GENERALIDADES**

**1.1) OBJETIVO**

La intención básica de esta tesis tiene que ver con tener a la mano un algoritmo de análisis y diseño de estructuras que se presentan comúnmente en la vida profesional, hoy una guía y mañana un recordatorio, esa es la idea.

Para la realización de este trabajo tuvimos que investigar y resolver sobre varios temas y exponemos resueitas estructuras completas apegadas a las normas que las rigen.

"Autoconsumo los Pinos" es una estación de servicio en la que intervienen sistemas estructurales sencillos de muy diferente origen, análisis y comportamiento y por eso es el tema de esta tesis.

**1.2) DATOS PRELIMINARES**

"Autoconsumo los Pinos" esta compuesta de varias estructuras, se ubica en el D.F. en un suelo duro y muy accidentado, las cargas y coeficientes sísmicos serán las estipuladas por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal según el terreno y tipo de estructura.

Se cuenta con estudio de mecánica de suelos que indica tipo de terreno, ángulo de fricción interna, capacidad de carga, etc.

**1.3) DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

En conjunto esta gasolineria esta compuesta de 7 estructuras principales:

- I.- **Cubierta de dispensarios**  
Cubierta ligera de lamina apoyada en vigas secundarias y marcos principales hechos con traves de perfil IR y columnas de tubular OC, cimentación de zapatas aisladas de concreto armado. Se le practico un análisis espacial en el programa Staad III, se reviso por viento, por sismo y por cargas gravitacionales, se le practicaron las combinaciones de carga reglamentarias y se diseñaron los elementos con los esfuerzos máximos, además se revisaron deformaciones locales y globales.
- II.- **Fosa para tanques de almacenamiento**  
Tipo sistema de concreto armado en losa fondo, losa tapa y muros de carga perimetrales, sistema continuo diseñado para soportar cargas vivas de tránsito y empujes de relleno debido a que esta en la colindancia de una barranca y ha de servir como sistema de contención y de piso. El análisis se realizo como elemento continuo en la aplicación del Staad para cascarones, se revisaron losas y muros por flexión y por cortante, además de optimizar el acero de refuerzo.
- III.- **Tienda de conveniencia**  
Cubierta ligera de lamina apoyada en largueros de perfil monten y marcos principales con traves de monten en caja y columnas tubulares de perfil OC, cimentación con zapatas aisladas de concreto armado. Se reviso por sismo, por viento y por cargas gravitacionales, el análisis también se hizo con ayuda del programa de computo, se diseñaron los elementos críticos por resistencia y por deformaciones.

- IV.- Edificio de oficinas y servicios  
 Sistemas de losa maciza en azotea y entrepiso apoyadas en muros de carga de mampostería. Cimentación con zapatas corridas de concreto armado. Se le realizo un análisis sísmico estático simplificado, se revisaron los muros por cortante, se diseñaron las losas de azotea y entrepiso, traveses y zapatas con las Normas Técnicas para Concreto.
- V.- Anuncio distintivo espectacular  
 Columnas y travesaño metálico de perfil cuadrado OR y cimentación de zapata aislada de concreto armado. Se le realizo un análisis de viento con ayuda del Manual de la Comisión Federal de Electricidad y se diseño para el momento máximo como viga estática en cantiliver.
- VI.- Piso  
 Mejoramiento de terreno natural, compactación de rigor y concreto hidráulico con juntas de contracción y dilatación.
- VII.- Muro de contención  
 Con la variación en la pendiente del terreno natural se diseñaron muros de contención para tres secciones diferentes. Se aplico la Teoría de Rankine para la obtención del los empujes y revisaron por volteo y deslizamiento además de diseñar por resistencia con las Normas Técnicas para Concreto.

## 2.- CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

### 2.1) CARGAS ACCIDENTALES Y PERMANENTES

En las estructuras analizadas intervienen acciones de diferente origen y para el calculo de estas en su forma crítica utilizamos normas en vigencia de manera simultanea.

- Análisis por cargas gravitacionales  
 Se utilizo el Reglamento de Construcciones para el distrito Federal
- Análisis sísmico  
 Se utilizo el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.
- Análisis de viento  
 Se utilizo el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad para Diseño por Viento.
- Cargas vivas de tránsito  
 Para la determinación de las cargas vivas de piso se utilizaron las normas de la American Association of State Officials (AASHTO)

## 2.2) DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- Estructuras metálicas  
Se utilizó el Manual de Construcción en Acero (Diseño por Esfuerzos Permisibles), del Instituto Mexicano de Construcción en Acero IMCA.
- Estructuras de concreto  
Se emplearon Las Normas Técnicas Complementarias para diseño de Estructuras de Concreto, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

## 2.3) METODOS DE ANÁLISIS

El programa de análisis estructural STAAD III en su versión 22.3 fue fundamental en el logro de este trabajo, se analizaron las cubiertas de dispensarios y de tienda de conveniencia de manera espacial como elemento barra con las principales combinaciones de carga, de su análisis se obtuvieron los elementos de diseño.

En la fosa intervino con un análisis para placas, proporciono cortantes y momentos de diseño para losas y muros perimetrales.

Se realizó un análisis sísmico estático simplificado en el edificio de oficinas y servicios.

Se realizaron análisis estáticos de vigas simplemente apoyadas y en cantiliver.

## 3.- MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Concreto	$f_c =$	250 kg/cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo	$F_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Acero estructural	$F_y =$	2530 kg/cm <sup>2</sup>
Acero estructural (anuncio y monten)	$F_y =$	3515 kg/cm <sup>2</sup>



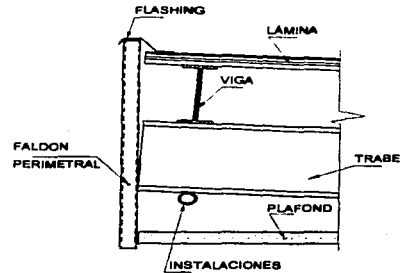
**4.- ANÁLISIS DE CARGAS**

**4.1) ANÁLISIS DE CARGAS DE CUBIERTA**

**4.1.1) CARGAS MUERTAS**

- Lámina 5 kg/m<sup>2</sup>
- Largueros 10 kg/m<sup>2</sup>
- Estructura 25 kg/m<sup>2</sup>
- Plafond 5 kg/m<sup>2</sup>
- Instalaciones 5 kg/m<sup>2</sup>

SUMA = 50 kg/m<sup>2</sup>



**4.1.2) CARGAS VIVAS**

- Cargas vivas para diseño por cargas accidentales 20 kg/m<sup>2</sup>
- Cargas vivas para diseño por cargas gravitacionales 40 kg/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga en posición crítica 100 kg

**4.1.3) CARGAS DE DISEÑO**

- Cargas de diseño por cargas accidentales 50 + 20 = 70 kg/m<sup>2</sup>
- Cargas de diseño por cargas gravitacionales 50 + 40 = 90 kg/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga en posición crítica 100 kg
- Cargas muertas para diseño por viento 50 kg/m<sup>2</sup>

**4.1.4) ESTADOS Y COMBINACIONES DE CARGA**

CARGA DE REFERENCIA = CARGA MUERTA  $W_D = 50 \text{ kg/m}^2$

FACTORES DE COMBINACIÓN  $\alpha = \frac{c_{vr}}{c_m} = \frac{70}{50} = 1.4$        $\beta = \frac{c_{vmax}}{c_m} = \frac{90}{50} = 1.8$

No.	Carga	Combinación
1	Carga muerta	primaria
2	Granizo	primaria
3	Sismo x	primaria
4	Sismo z	primaria
5	Viento	primaria
6	Cvmax	1(1.80)
7	Cvr + Sx + 0.3 Sz	1(1.40) + 3(1.0) + 4(0.3)
8	Cvr + Sx - 0.3 Sz	1(1.40) + 3(1.0) - 4(0.3)
9	Cvr - Sx - 0.3 Sz	1(1.40) - 3(1.0) - 4(0.3)
10	Cvr - Sx + 0.3 Sz	1(1.40) - 3(1.0) + 4(0.3)
11	Cvr + 0.3 Sx + Sz	1(1.40) + 3(0.3) + 4(1.0)
12	Cvr + 0.3 Sx - Sz	1(1.40) + 3(0.3) - 4(1.0)
13	Cvr - 0.3 Sx - Sz	1(1.40) - 3(0.3) - 4(1.0)
14	Cvr - 0.3 Sx + Sz	1(1.40) - 3(0.3) + 4(1.0)
15	Cvr + Granizo	1(1.40) + 2(1.0)
15	Cm + viento	1(1.0) + 5(1.0)

+ 5 +  
cargas

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

4.2) ANÁLISIS DE CARGAS DE TIENDA DE CONVENIENCIA

4.2.1) CARGAS MUERTAS

- Lámina	5	kg/m <sup>2</sup>
- Largueros	10	kg/m <sup>2</sup>
- Estructura	20	kg/m <sup>2</sup>
- Plafond	5	kg/m <sup>2</sup>
- Instalaciones	5	kg/m <sup>2</sup>
	SUMA = 45 kg/m <sup>2</sup>	

4.2.2) CARGAS VIVAS

- Cargas vivas para diseño por cargas accidentales	20	kg/m <sup>2</sup>
- Cargas vivas para diseño por cargas gravitacionales	40	kg/m <sup>2</sup>
- Sobrecarga en posición crítica	100	kg

4.2.3) CARGAS DE DISEÑO

- Cargas de diseño por cargas accidentales	45 + 20 = 65	kg/m <sup>2</sup>
- Cargas de diseño por cargas gravitacionales	45 + 40 = 85	kg/m <sup>2</sup>
- Sobrecarga en posición crítica	100	kg
- Cargas muertas para diseño por viento	45	kg/m <sup>2</sup>

4.2.4) ESTADOS Y COMBINACIONES DE CARGA

CARGA DE REFERENCIA = CARGA MUERTA  $W_0 = 45 \text{ kg/m}^2$

FACTORES DE COMBINACIÓN  $\alpha = \frac{c_{vr}}{c_m} = \frac{65}{45} = 1.444$        $\beta = \frac{c_{vmax}}{c_m} = \frac{85}{45} = 1.889$

No.	Carga	Combinación
1	Carga muerta	primaria
2	Granizo	primaria
3	Sismo x	primaria
4	Sismo z	primaria
5	Viento paralelo	primaria
6	Viento normal	primaria
7	Cvmax	1(1.889)
8	Cvr + Sx + 0.3 Sz	1(1.444) + 3(1.0) + 4(0.3)
9	Cvr + Sx - 0.3 Sz	1(1.444) + 3(1.0) - 4(0.3)
10	Cvr - Sx - 0.3 Sz	1(1.444) - 3(1.0) - 4(0.3)
11	Cvr - Sx + 0.3 Sz	1(1.444) - 3(1.0) + 4(0.3)
12	Cvr + 0.3 Sx + Sz	1(1.444) + 3(0.3) + 4(1.0)
13	Cvr + 0.3 Sx - Sz	1(1.444) + 3(0.3) - 4(1.0)
14	Cvr - 0.3 Sx - Sz	1(1.444) - 3(0.3) - 4(1.0)
15	Cvr - 0.3 Sx + Sz	1(1.444) - 3(0.3) + 4(1.0)
16	Cvr + Granizo	1(1.444) + 2(1.0)
17	Cm + Viento paralelo	1(1.0) + 5(1.0)
18	Cm + Viento normal	1(1.0) + 6(1.0)

4.3) ANÁLISIS DE CARGAS PARA EDIFICIO DE OFICINAS Y SERVICIOS

4.3.1) CARGAS MUERTAS DE AZOTEA

- Losa	240	kg/m <sup>2</sup>
- Adicional por firme	40	kg/m <sup>2</sup>
- Mortero y enladrillado	100	kg/m <sup>2</sup>
- Relleno	120	kg/m <sup>2</sup>
- Plafond	10	kg/m <sup>2</sup>
- Instalaciones	10	kg/m <sup>2</sup>
	<u>SUMA = 520</u>	kg/m <sup>2</sup>

4.3.2) CARGAS VIVAS DE AZOTEA

- Cargas vivas para diseño por cargas accidentales	70	kg/m <sup>2</sup>
- Cargas vivas para diseño por cargas gravitacionales	100	kg/m <sup>2</sup>

4.3.3) CARGAS PARA DISEÑO DE AZOTEA

- Cargas de diseño por cargas accidentales	520 + 70 = 590	kg/m <sup>2</sup>
- Cargas de diseño por cargas gravitacionales	520 + 100 = 620	kg/m <sup>2</sup>

4.3.4) CARGAS MUERTAS DE ENTREPISO (OFICINAS)

- Losa	240	kg/m <sup>2</sup>
- Adicional por firme	40	kg/m <sup>2</sup>
- Mortero y acabados	70	kg/m <sup>2</sup>
- Plafond	10	kg/m <sup>2</sup>
- Instalaciones	10	kg/m <sup>2</sup>
	<u>SUMA = 370</u>	kg/m <sup>2</sup>

4.3.5) CARGAS VIVAS DE ENTREPISO

- Cargas vivas para diseño por cargas accidentales	180	kg/m <sup>2</sup>
- Cargas vivas para diseño por cargas gravitacionales	250	kg/m <sup>2</sup>

4.3.6) CARGAS PARA DISEÑO DE ENTREPISO

- Cargas de diseño por cargas accidentales	370 + 180 = 550	kg/m <sup>2</sup>
- Cargas de diseño por cargas gravitacionales	370 + 250 = 620	kg/m <sup>2</sup>

5.- CUBIERTA DE DISPENSARIOS

5.1) DISTRIBUCIÓN DE CARGA MUERTA EN TOPOLOGÍA DE ESTRUCTURA

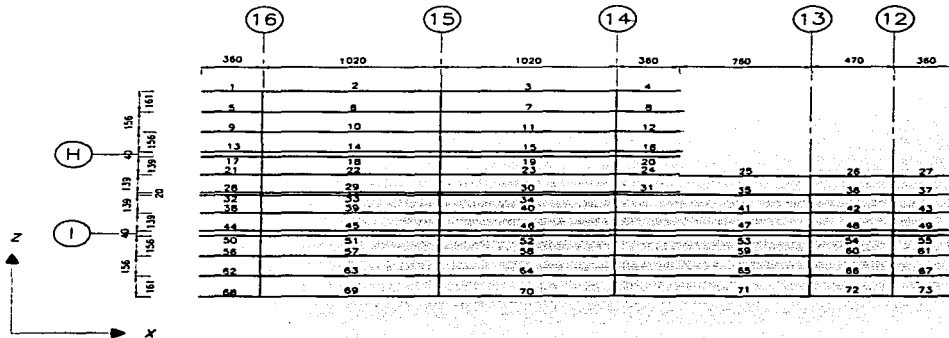
Cargas muertas de diseño  $W_D = 0.05 \text{ T/m}^2$

MIEMBROS	b (tributario) ( m )	Carga uniforme ( t/m )
1 a 4 y de 68 a 73	0.829	0.041
5 a 12 y de 56 a 67	1.558	0.078
13 a 16 y de 50 a 55	0.979	0.049
17 a 20 y de 44 a 49	0.894	0.045
21 a 24 y de 38 a 43	1.387	0.069
25 a 27	0.751	0.038
28 a 34	0.794	0.040
35 a 37	1.394	0.070

5.2) ANÁLISIS POR GRANIZO

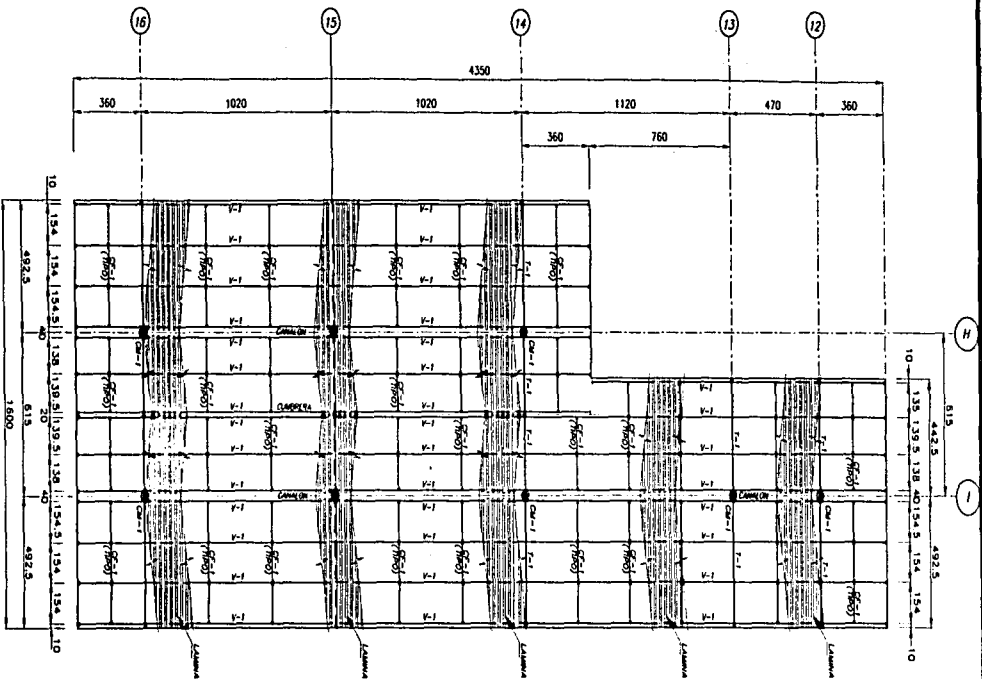
Se considerara 30 kg al fondo de cada valle por cada metro cuadrado de proyección horizontal de cubierta que desagüe hacia dicho valle

b (tributario) ( m )	Carga uniforme ( t/m )	Miembros
4.930	0.148	13 a 16 y de 50 a 55
3.075	0.092	17 a 20 y de 44 a 49



— 8 —  
cubierta

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



PLANTA DE CUBIERTA  
(CUBIERTA PARA DESPACHO DE CASAJUA)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

1:90  
cubierta

5.3) ANÁLISIS SISMICO

Datos de análisis:

El coeficiente sísmico a utilizar es  $C_s = 0.16$  por ser terreno tipo 1 y estructura grupo B

El factor de comportamiento sísmico será  $Q = 4$  por cumplir con los requisitos correspondientes en las normas técnicas complementarias para diseño por sismo.

5.3.1) OBTENCIÓN DE RIGIDECES

Nodo	P (t)	V sísmico (t)
100	3.39	0.136
101	3.38	0.135
102	4.07	0.163
103	4.30	0.172
104	4.63	0.185
105	3.30	0.132
106	3.37	0.135
107	2.51	0.100

Marco en eje	Cortante (t)	delta (cm)	Nodos	k = f / delta (t/cm)
12	0.100	0.165	99	0.608
13	0.135	0.150	98	0.854
14	0.317	0.094	95, 97	3.372
15	0.335	0.097	92, 94	3.454
16	0.271	0.08	89, 91	3.388
H	0.439	0.242	91, 94, 97	1.814
I	0.719	0.227	89, 92, 95, 98, 99	3.167

5.3.2) OBTENCIÓN DEL CENTRO DE MASAS

Nodo	P (t)	Dx (m)	Dz (m)	P * Dx	P * Dz
100	3.39	3.600	4.925	12.204	16.696
101	3.38	3.600	11.075	12.168	37.434
102	4.07	13.800	4.925	58.166	20.045
103	4.30	13.800	11.075	59.340	47.623
104	4.63	24.000	4.925	111.120	22.803
105	3.30	24.000	11.075	79.200	36.548
106	3.37	35.200	4.925	118.624	16.597
107	2.51	39.900	4.925	100.149	12.382
SUMA	28.95			548.971	210.108

Los centros de masas se obtienen:

$$X_m = \frac{\sum(P)(dx)}{\sum P} = \frac{548.971}{28.95} = 18.963$$

$$Z_m = \frac{\sum(P)(dz)}{\sum P} = \frac{210.108}{28.95} = 7.258$$

5.3.2) OBTENCIÓN DE CORTANTES SISMICOS DE DISEÑO.

Datos de análisis:

Cortante total  $V_{total} = \frac{(Cs)(\Sigma P)}{Q}$

Centro de torsión  $X_t = \frac{\Sigma kx}{\Sigma k}$

Cortante directo =  $V_d = \frac{v}{\Sigma k} ki$

Cortante por torsión =  $V_t = \frac{Mt}{J} kd$

Momento torsionante  $M = (V_{total})(e)$

Momento polar de inercia  $J = \Sigma kdx^2 + \Sigma kdz^2$

Excentricidad básica  $e_x = X_m - X_t$

Excentricidades de diseño  $e_1 = 1.5e + 0.1B$ ;  $e_2 = e - 0.1B$

Cortante de diseño  $V_{sismo} = \text{cortante directo} + \text{cortante por torsión} = V_d + V_t$

Vtotal =	1.62
Xt =	16.71
Bx =	43.50
ex =	2.26
ex1 =	7.73
ex2 =	-2.09

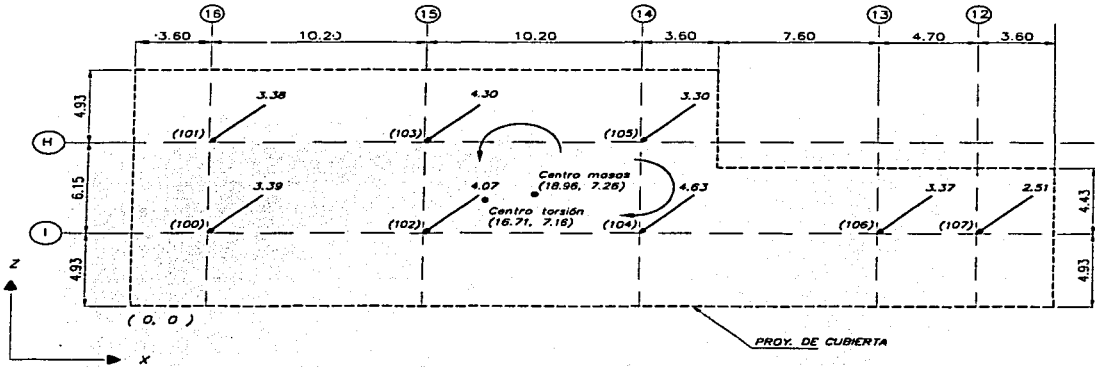
Zt =	7.16
Bz =	16.00
ez =	0.09
ez1 =	1.74
ez2 =	-1.51

J =	1452.23
M=(V)(ex1)=	12.54
M=(V)(ex2)=	-3.39
M=(V)(ez1)=	2.82
M=(V)(ez2)=	-2.44

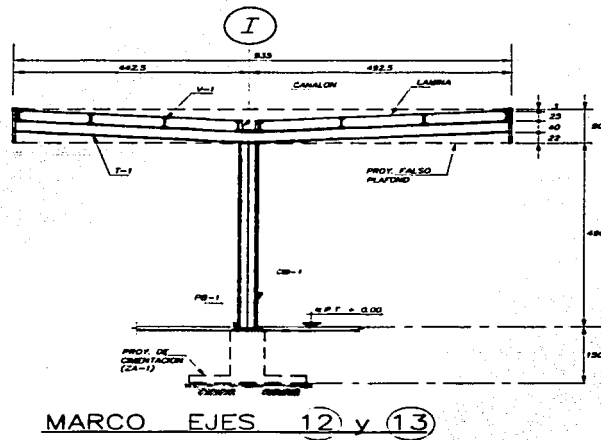
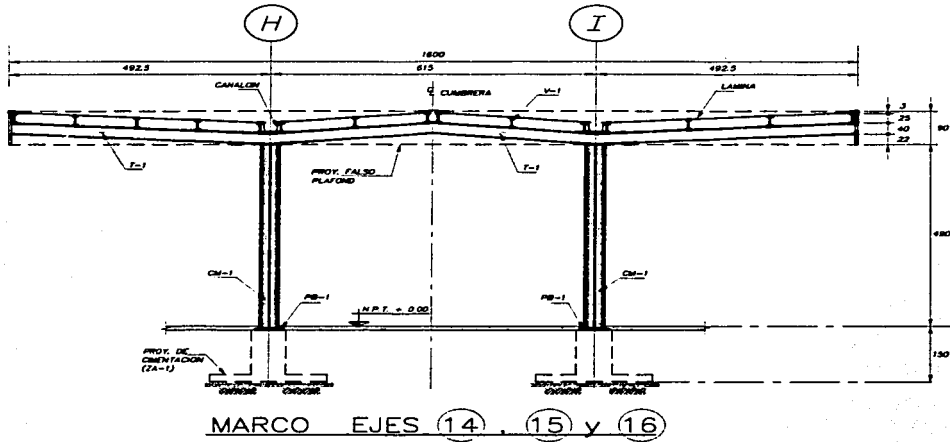
Marco	k (t/cm)	x (m)	k x	d x	k dx	k dx <sup>2</sup>	Vd z	Vt x1	Vt x2	Vt z1	Vt z2
16	3.388	3.6	12.197	13.11	44.40	581.98	0.471	0.383	-0.104	0.086	-0.075
15	3.454	13.8	47.665	2.91	10.04	29.18	0.480	0.087	-0.023	0.019	-0.017
14	3.372	24.0	80.928	-7.29	-24.59	179.38	0.468	-0.212	0.057	-0.048	0.041
13	0.854	35.2	30.061	-18.49	-15.79	292.08	0.119	-0.136	0.037	-0.031	0.027
12	0.606	39.9	24.179	-23.19	-14.06	325.99	0.084	-0.121	0.033	-0.027	0.024
Suma	11.674		195.030			1408.61	1.621				

Marco	k (t/cm)	z (m)	k z	d z	k dz	k dz <sup>2</sup>	Vd x	Vt x1	Vt x2	Vt z1	Vt z2
H	1.814	11.075	20.090	-3.91	-7.09	27.74	0.590	-0.061	0.017	-0.014	0.012
I	3.167	4.925	15.597	2.24	7.09	15.89	1.031	0.061	-0.017	0.014	-0.012
Suma	4.981		35.688			43.62	1.621				

Marco	Nodos	Vsismo x	Vx/nodo	Vsismo z	Vz/nodo
16	89 91	0.086	0.043	0.367	0.183
15	92 94	0.019	0.010	0.456	0.228
14	95 97	-0.048	-0.024	0.681	0.340
13	98	-0.031	-0.031	0.255	0.255
12	99	-0.027	-0.027	0.206	0.206
H	91 94 97	0.604	0.201	-0.061	-0.020
I	89 92 95 98 99	1.019	0.204	0.061	0.012







5.4) ANÁLISIS DE VIENTO

5.4.1) CONSIDERACIONES

Para el análisis de viento se utilizará el Manual de Diseño de Obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad porque en ellas se incluye el cálculo de la presión dinámica de base para una estructura en un terreno específico y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal la consideran de  $30 \text{ kg/m}^2$ , que por lo general es inferior a la obtenida por CFE.

La estructura por analizar consta de marcos metálicos con techos asilados invertidos, con una altura libre al punto bajo de 5.0 m, la cubierta se hará con lámina apoyada en vigas metálicas de perfil IR.

5.4.2) CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA SEGÚN SU IMPORTANCIA

Según el inciso 4.3. para estructuras que presentan un bajo riesgo de pérdida de vidas humanas y daños materiales de magnitud intermedia como plantas industriales, bodegas y gasolineras, la estructura se clasifica **GRUPO B**.

5.4.3) CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA SEGÚN SU RESPUESTA ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO

Según el inciso 4.4 de acuerdo con la sensibilidad ante los efectos de ráfagas y a su correspondiente respuesta dinámica las estructuras se clasifican en cuatro tipos y se definen con los parámetros siguientes:

Relación de aspecto  $\lambda = \frac{H}{b} = \frac{4.90}{9.33} = 0.5$

Obtención del periodo natural de vibración

Marco en eje	k (t/cm)	w (t)	m = w/g (t s <sup>2</sup> /cm)	T (s)
12	0.606	2.51	0.003	0.408
15	3.454	8.37	0.009	0.312

Por tener la relación de aspecto  $\lambda = 0.5 < 5$   
 Y un periodo natural de vibración  $T = 0.4 \text{ s} < 1 \text{ s}$   
 La estructura es **TIPO 1**

5.4.4) DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE DISEÑO

Según el inciso 4.6 la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura se obtendrá con la ecuación:

$$V_D = F_T F_\alpha V_R$$

- a)  $F_T$  = Factor que depende de la topografía del sitio  
De la tabla 1.5 por ser terreno inclinado con pendiente entre 5% y 10 %  $F_T = 1.1$
- b) Clasificación del terreno según su rugosidad  
De la tabla 1.1 por ser terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas (área urbana), el terreno es **CATEGORIA 1**
- c) Clasificación de la estructura según su tamaño  
De la tabla 1.2 por tener 43.5 m como mayor dimensión horizontal, la estructura es **CLASE B**
- d) Factor de exposición  $F_\alpha$   
 $F_\alpha$  refleja la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura  $Z$  y se calcula con la expresión:

$$F_\alpha = F_C F_{rz}$$

De la tabla 1.3, por ser estructura clase B  $F_C = 0.95$

$F_{rz}$  es el factor de rugosidad y altura y establece la variación de la velocidad del viento con la altura  $Z$  y esta en función de la categoría del terreno y del tamaño de la construcción y se calcula con la expresión:

$$F_{rz} = 1.56 \left( \frac{10}{\delta} \right)^\alpha$$

De la tabla 1.4 por ser terreno categoría 3 y estructura clase B,  $\alpha = 0.16$  y  $\delta = 390$

$$F_{rz} = 1.56 \left( \frac{10}{390} \right)^{0.16} = 0.868$$

Por lo tanto

$$F_\alpha = (0.95)(0.868) = 0.825$$

- e)  $V_R$  = Velocidad regional  
De la tabla III.1 (a) para la Ciudad de México D.F. y para un periodo de retorno de 50 años  
 $V_R = 115$  km/h

Por lo tanto la velocidad de diseño es:

$$V_D = (1.1)(0.825)(115) = 104.363 \text{ km/h}$$

5.4.5) CÁLCULO DE LA PRESIÓN DINÁMICA DE BASE

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a el, se denomina presión dinámica de base y se obtiene con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.0048 G V_D^2$$

G = Factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar y se obtiene:

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau}$$

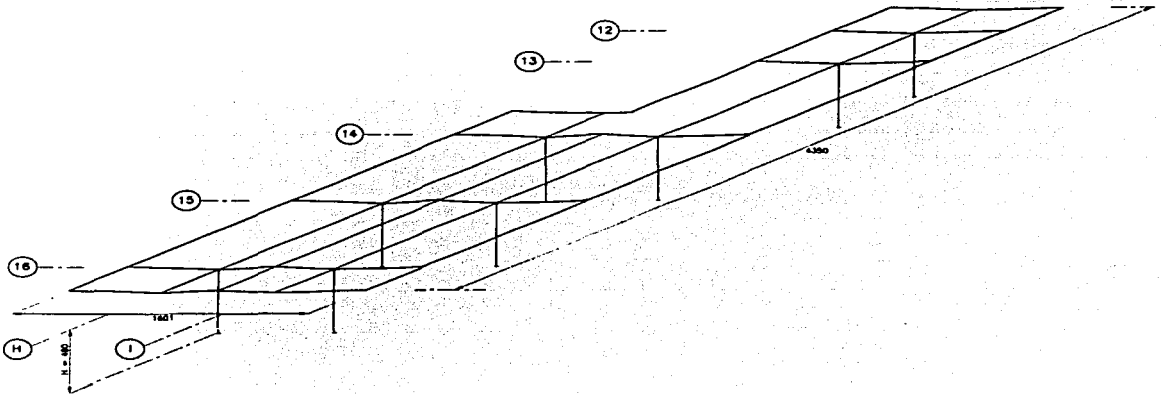
De la tabla III.1 b para la Ciudad de México  
 ASNM (Altura sobre el nivel del mar) 2240 m  
 $\tau$  = Temperatura media anual = 23.4 °C

De la tabla I.7 la presión barométrica para 2240 m es  $\Omega = 583.2$  m

$$G = \frac{(0.392)(583.2)}{273 + 23.4} = 0.771$$

Por lo tanto la presión dinámica de base es:

$$q_z = (0.0048)(0.771)(104.363)^2 = 40.308 \text{ kg/m}^2$$



5.4.6) CALCULO DE LAS PRESIONES NETAS

El calculo de la presión neta actuante en techos aislados a una o dos aguas y los invertidos se calcula según el inciso 4.8.2.6 con la expresión:

$$P_n = C_{pn} K_A K_L q_z$$

- a)  $C_{pn}$  es el coeficiente de presión y depende de la forma de la construcción, el cual se descompone en  $C_{pb}$  para la parte de barlovento y  $C_{ps}$  para sotavento.

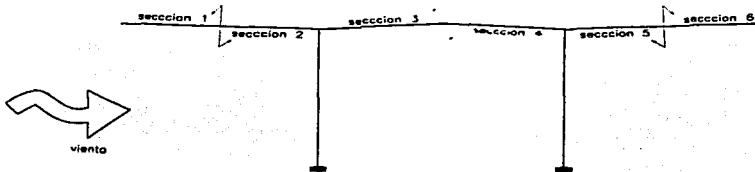
Obtención de  $C_{pb}$  para los marcos de los ejes 14, 15 y 16

Debido a que la geometría de la estructura no figura en las condiciones de análisis se considerara una combinación de techos a un agua y de techo a dos aguas

$$\gamma = \tan^{-1} \left( \frac{22}{493} \right) = 2.558 \quad \frac{H}{d} = \frac{512}{493} = 1.0$$

De la tabla 1.17(a), con la condición de "libre debajo" por tener menos del 50 % del área de la sección transversal expuesta al viento e interpolando para  $\gamma = 2.6$

SECCIÓN	CONDICIÓN	C pb	COEFICIENTES
1	succión	-0.688	Figura 1.14 (a)
	empuje	0.498	Tabla 1.17 (a)
2	succión	-0.434	Figura 1.14 (a)
	empuje	0.166	Tabla 1.17 (a)
3	succión	-0.600	Figura 1.14 (b)
	empuje	0.400	Tabla 1.18
4	succión	-0.700	Figura 1.14 (b)
	empuje	—	Tabla 1.18
5	succión	-0.498	Figura 1.14 (a)
	empuje	0.634	Tabla 1.17 (a)
6	succión	-0.332	Figura 1.14 (a)
	empuje	0.234	Tabla 1.17 (a)



MARCO EJES 14, 15 Y 16  
- 17 -  
cubierta

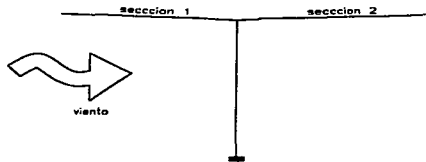
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Obtención de  $C_{pe}$  para los marcos de los ejes 12 y 13

$$\gamma = \tan^{-1}\left(\frac{22}{493}\right) = 2.558 \qquad \frac{H}{d} = \frac{490}{935} = 0.5$$

De la figura 1.14 (c) con la condición de "libre debajo" por tener menos del 50 % del área de la sección transversal expuesta al viento.

SECCIÓN	CONDICIÓN	C <sub>pb</sub>	COEFICIENTES
1	succión	-0.600	Figura 1.14 (c)
	empuje	0.400	Tabla 1.19
2	succión	---	Figura 1.14 (c)
	empuje	0.300	Tabla 1.19



MARCO EJES 12 y 13

- b)  $K_A$  es el factor de reducción de presión por tamaño de área esta, será aquella sobre la cual se considera que actúa la presión de diseño. De la tabla 1.11 e interpolando para el área tributaria de cada marco

MARCO EJE	A (tributaria)	$K_A$
12	55.633	0.859
13	93.033	0.809
14	139.200	0.800
15	163.200	0.800
16	139.200	0.800

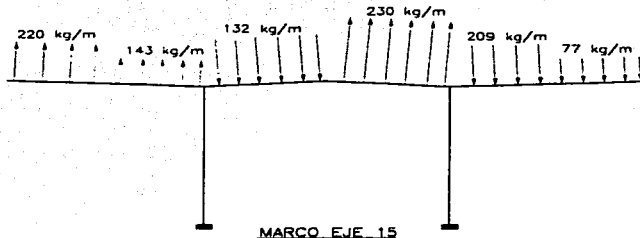
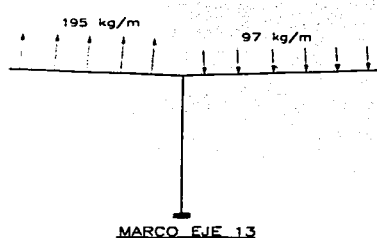
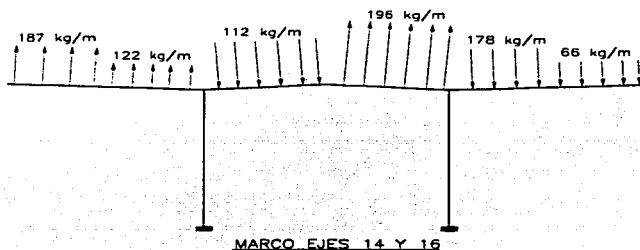
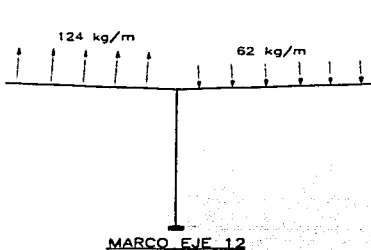
- c)  $K_L$  es el factor de presión local, sin embargo para el diseño de la estructura principal es igual a la unidad, no así para recubrimientos o dispositivos de sujeción.

d) Resumen de literales resueltas

MARCO EJE	b tributario	C pb SECCION 1	C pb SECCION 2	C pb SECCION 3	C pb SECCION 4	C pb SECCION 5	C pb SECCION 6	KA
12	5.95	-0.600	0.300	—	—	—	—	0.859
13	9.95	-0.600	0.300	—	—	—	—	0.809
14	8.70	-0.668	-0.434	0.400	-0.700	0.634	0.234	0.800
15	10.20	-0.668	-0.434	0.400	-0.700	0.634	0.234	0.800
16	8.70	-0.668	-0.434	0.400	-0.700	0.634	0.234	0.800

e) Resumen de presiones de diseño

MARCO EJE	P n (kg/m <sup>2</sup> ) SECCION 1	P n (kg/m <sup>2</sup> ) SECCION 2	P n (kg/m <sup>2</sup> ) SECCION 3	P n (kg/m <sup>2</sup> ) SECCION 4	P n (kg/m <sup>2</sup> ) SECCION 5	P n (kg/m <sup>2</sup> ) SECCION 6
12	-123.610	61.805	—	—	—	—
13	-194.577	97.338	—	—	—	—
14	-187.403	-121.756	112.217	-196.381	177.865	65.647
15	-219.714	-142.748	131.565	-230.239	208.531	76.966
16	-187.403	-121.756	112.217	-196.381	177.865	65.647



5.5) ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA VIGA V-1

5.5.1) ANÁLISIS

Para el análisis se tomarán en cuenta dos condiciones distintas que afectan en diferentes secciones. Una que es el volado de 3.60 m al final de cada viga y otra que es para el claro de 10.20 m entre apoyos (trabes), se considerará la carga gravitacional máxima con una carga puntual de 100 kg en el lugar mas desfavorable, tal y como lo indica el reglamento.

a) Condición 1 (cantiliver)

$$W = 90 \text{ kg/m} \quad b_{TRIB} = 1.558 \text{ m} \quad p = 100 \text{ kg}$$

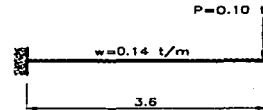
$$w = (1.558 \text{ m})(0.09 \text{ t/m}^2) = 0.140 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \frac{wl^2}{2} + pl = \frac{(0.140)(3.60)^2}{2} + (0.1)(3.6) = 1.267 \text{ t m}$$

$$\Delta_{PERM} = \left( \frac{l}{240} + 0.5 \right)^2 = \left( \frac{360}{240} + 0.5 \right)^2 = 4.0 \text{ cm}$$

$$S_{NEC} = \frac{M_1}{f_b} = \frac{1.267 \times 10^3}{1518} = 83 \text{ cm}^3$$

$$I_{NEC} = \frac{wl^4}{8E\Delta_{PERM}} + \frac{pl^3}{3E\Delta_{PERM}} = \frac{(1.40)(360)^4}{(8)(2.1 \times 10^5)(4.0)} + \frac{(100)(360)^3}{(3)(2.1 \times 10^5)(4)} = 535 \text{ cm}^4$$



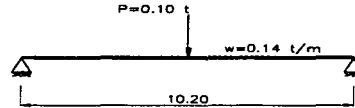
b) Condición 2 (viga simplemente apoyada)

$$M_2 = \frac{wl^2}{8} + \frac{pl}{4} = \frac{(0.140)(10.20)^2}{8} + \frac{(0.10)(10.20)}{4} = 2.076 \text{ t m}$$

$$\Delta_{PERM} = \frac{l}{240} + 0.5 = \frac{1020}{240} + 0.5 = 4.750 \text{ cm}$$

$$S_{NEC} = \frac{M_2}{f_b} = \frac{2.076 \times 10^3}{1518} = 137 \text{ cm}^3$$

$$I_{NEC} = \frac{5wl^4}{384E\Delta_{PERM}} + \frac{pl^3}{48E\Delta_{PERM}} = \frac{(5)(1.40)(1020)^4}{(384)(2.1 \times 10^5)(4.75)} + \frac{(100)(1020)^3}{(48)(2.1 \times 10^5)(4.75)}$$



La condición que rige el diseño es la 2

5.5.2) DISEÑO

Con el análisis anterior se obtiene del manual IMCA la sección necesaria y que corresponde a un perfil IR-254x22.3 kg/m y que tiene las siguientes propiedades:

$A = 28.5 \text{ cm}^2$	$r_r = 2.5 \text{ cm}$
$b_f = 10.2 \text{ cm}$	$\frac{b_f}{2f} = 7.4$
$I = 2888 \text{ cm}^4$	$S = 228 \text{ cm}^3$
$\frac{d}{t_w} = 43.4$	$\frac{d}{A_f} = 3.6$



a) Cálculo de esfuerzos actuantes

$$fb_1 = \frac{M_1}{S} = \frac{1.267 \times 10^5}{226} = 561 \text{ kg/cm}^2$$

$$fb_2 = \frac{M_2}{S} = \frac{2.076 \times 10^5}{226} = 919 \text{ kg/cm}^2$$

b) Cálculo del esfuerzo permisible a flexión

El esfuerzo cortante se desprecia por las cargas que son mínimas

De la sección 1.5.1.4 (Esfuerzos permisibles a flexión del manual IMCA)

- Revisión de la relación ancho espesor de elementos no atiesados del patín a compresión

$$-\frac{bf}{2tf} = 7.4 < \frac{545}{F_y} = \frac{545}{2530} = 10.8 \quad \therefore \text{Si cumple}$$

- Revisión de la relación peralte espesor del alma

$$fa = \frac{V}{dr} = \frac{764}{(25.4)(0.58)} = 51.86 \Rightarrow \frac{fa}{F_y} = \frac{51.86}{2530} = 0.02 < 0.16$$

$$\frac{d}{tw} = 43.4 < \frac{5370}{F_y} \left[ 1 - 3.74 \left( \frac{fa}{F_y} \right) \right] = \frac{5370}{2530} [1 - 3.74(0.02)] = 98.8 \quad \therefore \text{Si cumple}$$

- Revisión de la longitud entre soportes laterales del patín en compresión

$$\text{Se colocaran contraflambeos } \frac{l}{4} = \frac{1020}{4} = 255 \text{ cm}$$

$$\frac{637bf}{F_y} = \frac{(637)(10.2)}{2530} = 129 \text{ cm} < 255 \text{ cm} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\frac{1410000}{(d/A_f)F_y} = \frac{1410000}{(3.64)(2530)} = 153 \text{ cm} < 255 \text{ cm} \quad \therefore \text{No cumple}$$

Para elementos que no cumplen con la sección 1.5.1.4.1, aplica la sección 1.5.1.4.5 que determina el esfuerzo permisible con las siguientes ecuaciones

$$\frac{l}{r_t} = \frac{255}{2.5} = 102 \quad \frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y} = \frac{(3590 \times 10^4)(1.0)}{2530} = 119$$

$$Fb = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y (l/r_t)^2}{1080 \times 10^3 C_b} \right] F_y = \left[ \frac{2}{3} - \frac{(2530)(102)^2}{(1080 \times 10^3)(1.0)} \right] 2530 = 1070 \text{ kg/cm}^2$$

El valor de  $C_b$  se tomo igual a la unidad por presentarse el momento máximo al centro del claro

c) Interacciones de esfuerzo a flexión y de deformaciones

$$\Delta_{MAX} = \frac{5wl^4}{384EI} + \frac{pl^3}{48EI} = \frac{(5)(1.40)(1020)}{(384)(2.1 \times 10^6)(2686)} + \frac{(100)(1020)^3}{(48)(2.1 \times 10^6)(2686)} = 3.89 \text{ cm}$$

$$\text{Interacción } \frac{fb}{Fb} = \frac{919}{1070} = 0.86 < 1.0 \quad \therefore \text{Bien por resistencia a flexión}$$

$$\text{Interacción } \frac{\Delta_{MAX}}{\Delta_{PERM}} = \frac{3.89}{4.75} = 0.82 < 1.0 \quad \therefore \text{Bien por deformaciones}$$

5.6) ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA TRABE T-1

5.6.1) ANÁLISIS

De la corrida del programa de análisis estructural obtenemos el momento máximo actuante para todas las traveses de cubierta y bajo todas las combinaciones de carga posibles.

CONDICION	MIEMBRO	CARGA	V	Mz
			(T)	(T M)
Mz max	109	6	5.42	12.97

Calculo del modulo de sección necesario

$$S_{NEC} = \frac{M_{ZMAX}}{F_b} = \frac{12.97 \times 10^3}{1518} = 854 \text{ cm}^3$$

5.6.2) DISEÑO

Del manual IIMCA obtenemos la sección necesaria y que corresponde a un perfil IR- 406x53.7 kg/m y que tiene las siguientes propiedades:

$$t_w = 7.5 \text{ cm} \quad \frac{d}{r_w} = 53.8 \quad \frac{b_f}{2t_f} = 8.1$$

$$b_f = 17.7 \text{ cm} \quad r_T = 4.5 \text{ cm} \quad S_x = 926 \text{ cm}^3$$

$$A = 68.4 \text{ cm}^2 \quad \frac{d}{A_f} = 2.08$$

a) Calculo del esfuerzo actuante máximo

$$f_{b_x} = \frac{12.97 \times 10^3}{926} = 1400.648 \text{ kg/cm}^2$$

b) Calculo del esfuerzo permisible a flexión

De la sección 1.5.1.4.1 (Esfuerzo permisible a flexión del manual IMCA)

- Revisión de la relación ancho / espesor de elementos no atesados del patín en compresión

$$\frac{b_f}{2t_f} = 8.1 < \frac{545}{\sqrt{F_y}} = \frac{545}{2530} = 10.8 \quad \therefore \text{Si cumple}$$

- Revisión de la relación peralte / espesor del alma

$$f_a = \frac{V}{d_t} = \frac{5420}{(40.3)(0.75)} = 179.322 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \frac{f_a}{F_y} = \frac{179.322}{2530} = 0.071$$

$$\frac{d}{r_w} = 53.8 < \frac{5370}{\sqrt{F_y}} \left[ 1 - 3.74 \left( \frac{f_a}{F_y} \right) \right] = \frac{5370}{2530} [1 - 3.74(0.071)] = 78.4 \quad \therefore \text{Si cumple}$$

- Revisión de la longitud entre soportes laterales del patín en compresión  
Se colocaran contraflambeos a cada 156 cm (aprovechando las vigas V-1)

$$L = 156 \text{ cm} < \frac{637b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{(637)(17.7)}{\sqrt{2530}} = 224 \text{ cm} \quad \therefore \text{Si cumple}$$

$$L = 156 \text{ cm} < \frac{1410000}{\left( \frac{d}{A_f} \right) F_y} = \frac{1410000}{(2.08)(2530)} = 268 \text{ cm} \quad \therefore \text{Si cumple}$$

$$F_b = 0.66 F_y = (0.66)(2530) = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

c) Interacciones de esfuerzo a flexión y de deformaciones

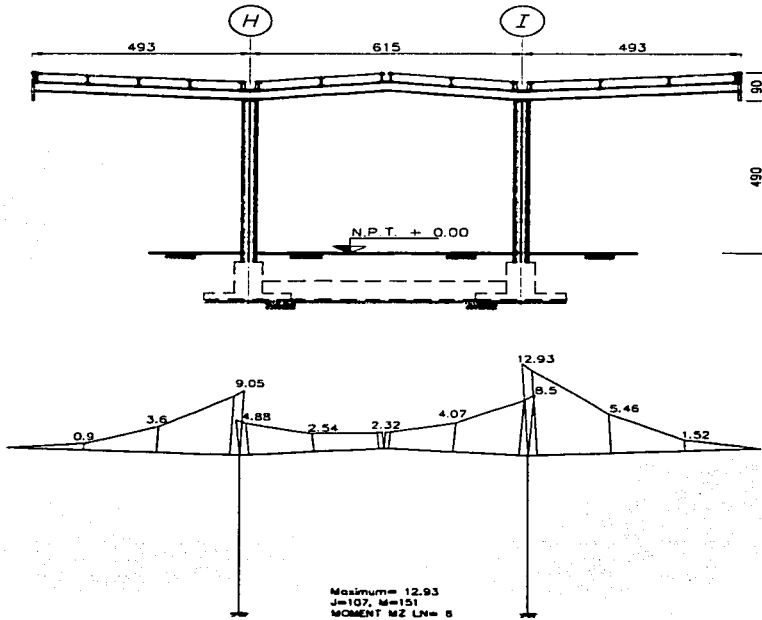
$$\Delta_{PERM} = \left( \frac{l}{240} + 0.5 \right)^2 = \left( \frac{493}{240} + 0.5 \right)^2 = 5.1 \text{ cm}$$

De la corrida del programa de análisis estructural obtenemos la deformación máxima por carga gravitacional en todas las traves de cubierta

Deformación máxima por carga gravitacional  $\Delta_{MAX} = 4.94 \text{ cm}$

Interacción  $\frac{fb}{Fb} = \frac{1400}{1670} = 0.84 < 1.0$   $\therefore$  Bien por resistencia a flexión

Interacción  $\frac{\Delta_{MAX}}{\Delta_{PERM}} = \frac{4.94}{5.1} = 0.97 < 1.0$   $\therefore$  Bien por deformaciones



5.7) ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA COLUMNA CM-1

5.7.1) ANÁLISIS

De la corrida del programa estructural Staad III obtenemos los elementos mecánicos máximos por flexión en ambos ejes, así como por carga axial

CONDICION	MIEMBRO	CARGA	P	My	Mz
			(T)	(T M)	(T M)
P max	142	6	9.17	4.13	0.03
My max	144	15	3.41	6.85	0.03
Mz max	141	8	6.05	1.49	0.74

Calculo aproximado de la sección necesaria

$$S_{NEC} = \frac{M_{max}}{S} = \frac{6.85 \times 10^3}{1518} = 451 \text{ cm}^3$$

5.7.2) DISEÑO

Del manual IMCA obtenemos la sección necesaria y que corresponde a un perfil tubular OC-324x6.35 y que tiene las siguientes propiedades:

$$A = 63.35 \text{ cm}^2$$

$$I = 7988.09 \text{ cm}^4$$

$$S = 493.24 \text{ cm}^3$$

$$r = 11.23 \text{ cm}$$

a) Calculo de esfuerzos actuantes

La combinación crítica de diseño es la No. 15

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{9170}{63.35} = 53.828 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{b_y} = \frac{M_y}{S} = \frac{6.85 \times 10^3}{493.24} = 1388.776 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{b_z} = \frac{M_z}{S} = \frac{0.03 \times 10^3}{493.24} = 6.082 \text{ kg/cm}^2$$

b) Calculo del esfuerzo permisible a flexión

De la sección 1.5.1.4 (Esfuerzo permisible a flexión del manual IMCA)

Revisión de la relación diámetro espesor

$$\frac{d}{t} = \frac{324}{6.35} = 51 < \frac{232000}{F_y} = \frac{232000}{2530} = 92$$

∴ Si cumple

$$F_b = 0.66 F_y = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

c) Calculo del esfuerzo permisible a compresión

De la sección 1.5.1.3 (Esfuerzo permisible a compresión del manual IMCA)

El factor de longitud efectiva es K = 2.1

La longitud libre de la columna es L = 490 cm

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{(2)(\pi)^2 (E)}{2530}} = 128 \quad \frac{kl}{r} = \frac{(2.1)(490)}{11.23} = 91.63$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(kl/r)^2}{2Cc^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(kl/r)^2}{8Cc}} = \frac{\left[1 - \frac{(91.63)^2}{2(128)^2}\right] 2530}{\frac{5}{3} + \frac{3(91.63)^2}{8(128)^2}} = 996.029 \text{ kg/cm}^2$$

d) Revisión por esfuerzos combinados  
De la sección 1.6 (Compresión axial y flexión)

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{53.828}{996.029} = 0.054 < 0.15$$

$$\text{Interacción} = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{by}}{F_{by}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}}$$

$$\text{Interacción} = \frac{53.828}{996.029} + \frac{1388.776}{1670} + \frac{6.082}{1670} = 0.889 < 1.33 \quad \therefore \text{Bien por resistencia a esfuerzos combinados}$$

e) Revisión por desplazamientos

Desplazamiento permisible máximo  $\Delta_{perm} = 0.012 H = (0.012)(490) = 5.88 \text{ cm}$

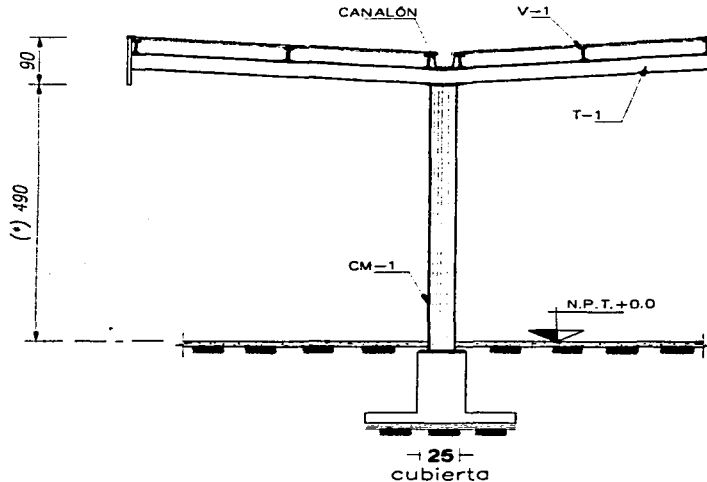
De la corrida del programa estructural Staad III se obtuvieron los desplazamientos máximos, que corresponden a acciones de viento y sismo

Desplazamiento máximo por viento  $\Delta_{max} = 3.54 \text{ cm}$

Desplazamiento máximo por sismo  $\Delta_{max} = (1.86 \text{ cm})(4) = 7.44 \text{ cm}$  Ríge diseño

Para la obtención del desplazamiento real por sismo deberá multiplicarse este por el coeficiente de amortiguamiento Q utilizado en el análisis sísmico.

$$\text{Interacción} \frac{\Delta_{des.}}{\Delta_{perm}} = \frac{7.44}{5.88} = 1.265 \approx 1.0 \quad \therefore \text{Se considera aceptable por desplazamientos}$$



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

5.8) ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA PLACA BASE PB-1

De la corrida del programa estructural Staad III obtenemos los elementos mecánicos máximos por flexión en ambos ejes, así como por carga axial

CONDICION	NODO	CARGA	P	Mx	Mz	Vz
			(T)	(T.M)	(T.M)	(T)
P max	104	6	9.15	1.96	0.03	1.3
Mx max	106	15	3.41	6.87	0.04	1.35
Mz max	103	8	6.04	1.61	0.75	1.02

Propongo una placa base de 55 x 55 cm y un dado de 60 x 60 cm, con lo que se garantiza: Facilidad en la colocación de la soldadura columna-placa, espacio para la llave que ha de apretar las tuercas de las anclas y separación entre las anclas y el acero de refuerzo del dado.

a) Cálculo de esfuerzos actuantes máximos de tensión y compresión.

La condición crítica de diseño es con Mx max, es decir por viento en el nodo 15

$$\text{Modulo de sección de la placa } S = \frac{HF^2}{6} = \frac{(55)(55)^2}{6} = 27729 \text{ cm}^3$$

$$\text{Esfuerzo máximo a compresión } f_1 = \frac{P}{A} + \frac{Mx}{Sx}$$

$$f_1 = \frac{3410}{(55)^2} + \frac{6.87 \times 10^3}{27729} = 25.903 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo máximo a tensión } f_2 = \frac{P}{A} - \frac{Mx}{Sx}$$

$$f_2 = \frac{P}{A} - \frac{Mx}{Sx} = \frac{3410}{(55)^2} - \frac{6.87 \times 10^3}{27729} = -23.648 \text{ kg/cm}^2$$

b) Revisión por aplastamiento del dado

$$\text{Área de aplastamiento } = A_1 = 55 \times 55 \text{ cm} = 3025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de concreto } = A_2 = 60 \times 60 \text{ cm} = 3600 \text{ cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo permisible de aplastamiento } F_p = 0.35 f'c \cdot \frac{A_1}{A_2}$$

$$F_p = (0.35)(250) \cdot \frac{3025}{3600} = 80.208 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_p < f_1 \quad \therefore \text{Bien por aplastamiento}$$

c) Análisis de cuerpo libre

$$\Sigma F_y = 0$$

$$T + P - C = 0 \quad \Rightarrow \quad T + 3410 - \frac{1}{2} (25.903)(55)kd = 0$$

$$T - 712.333 \text{ kd} + 3410 = 0$$

$$\Sigma M_x = 0$$

$$T G + C \bar{x} - Mx = 0 \quad \Rightarrow \quad T(22.5) + \frac{1}{2} (25.903)(55)kd(27.5 - \frac{kd}{3}) - 687000 = 0$$

$$22.5 T + 19589.144 \text{ kd} - 237.444 \text{ kd}^2 - 687000 = 0$$

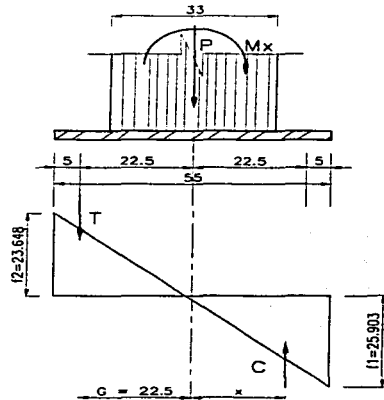
De las ecuaciones anteriores obtenemos:

$$10.553 \text{ kd}^2 - 1582.962 \text{ kd} + 33943.333 = 0$$

Y resolviendo tenemos que

$$kd = 25.923 \text{ cm}$$

- 26 -  
cubierta



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

d) Cálculo del número de anclas

Despejando T:

$$T = (237.444 \text{ kd}^2 - 19589.144 \text{ kd} + 687000)(1/25)$$

$$T = 10.553 \text{ kd}^2 - 870.629 \text{ kd} + 30533.333$$

$$T = 15056 \text{ kg}$$

$$\text{No. Anclas de } \phi = 1" = \frac{T}{AsFt} = \frac{15056}{(3.55)(1518)} = 2.8 \approx 3$$

Propongo 3 anclas por lado

$$f_t = \frac{15056}{(3.55)(3)} = 1413.709 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{1350}{(3.55)(3)} = 126.761 \text{ kg/cm}^2$$

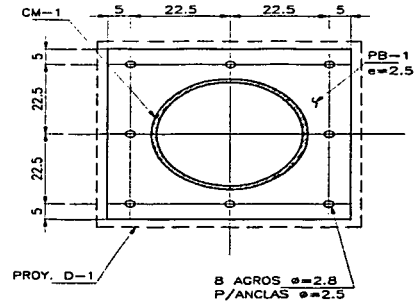
$$F_t = 1820 \cdot 1.8 f_v$$

$$F_t = 1820 \cdot 1.8(126.761) = 1591.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4 F_y = 0.4(2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{INTERACCIÓN } \frac{f_t}{F_t} = \frac{1413.709}{1591.830} = 0.888 < 1.0$$

∴ Bien por anclaje



e) Cálculo del espesor de placa

Por semejanza de triángulos obtenemos  $f_3$  y  $f_4$

$$\frac{25.903}{f_3} = \frac{14.923}{14.923}$$

$$f_3 = 14.911 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_4 = 25.903 - 14.911 = 10.992 \text{ kg/cm}^2$$

Para el momento de un cantiliver con carga uniforme mas carga triangular y simplificando con J el momento de diseño se obtiene con:

$$M = \frac{f_3 J^2}{2} + \frac{f_4 J^2}{3}$$

$$M = \frac{(14.911)(11)^2}{2} + \frac{(10.992)(11)^2}{3} = 1346 \text{ kg-cm}$$

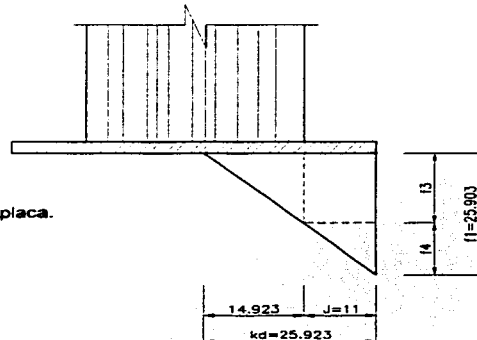
El espesor de placa se obtiene con:

$$t = \frac{6M}{0.75 F_y}$$

$$t = \frac{(6)(1346)}{(0.75)(2530)} = 2.06 \text{ cm}$$

Propongo que la placa sea de  $t = 1"$

$t = 2.54 \text{ cm} > 2.06 \text{ cm}$  ∴ Bien por espesor de placa.



5.9) ANALISIS Y DISEÑO DE LA ZAPATA AISLADA ZA-1

a) Elementos de diseño  
 Del análisis de la placa ( PB-1 )  
 $P = 3.41 \text{ t}$   
 $M_x = 6.87 \text{ t m}$   
 $M_z = 0.04 \text{ t m}$   
 $V = 1.35 \text{ t}$

b) Revisión por capacidad de carga  
 La descarga de la zapata al terreno se calcula con:

$$\sigma = \frac{Pu}{A(B-2e)} \Rightarrow e = \frac{\Sigma M}{\Sigma P}$$

Para estimar el peso de la cimentación supongo una zapata de 2.20 m x 2.20 m a 1.50 m de profundidad

W DADO =	$(2.4)(0.60)^2(1.30) =$	1.123 t
W LOSA =	$(2.4)(2.20)^2(0.20) =$	2.323 t
W RELLENO =	$(1.6)(1.60)^2(1.30) =$	5.325 t
W CIMENTACION =		8.771 t

La reacción en la base produce un momento adicional:  
 $M = V d_r = 1.35 (1.50) = 2.025 \text{ t m}$

$$\Sigma M = 6.87 + 2.025 = 8.895 \text{ t m}$$

$$\Sigma P = 3.41 + 8.771 = 12.181 \text{ t m}$$

$$e = \frac{8.895}{12.181} = 0.73 \text{ t m}$$

$$\sigma = \frac{1.1(12.181)}{2.2[2.2-2(0.73)]} = 8.23 \text{ t/m}^2 < 20.0 \text{ t/m}^2$$

∴ Bien por capacidad de carga

c) Factor de seguridad a volteo

$$FS_{volteo} = \frac{M_R}{M_V} \quad M_R = \Sigma P \frac{B}{2} \quad M_V = \Sigma M$$

$$M_R = 12.181 \frac{2.2}{2} = 13.399 \text{ t m}$$

$$FS_{volteo} = \frac{13.399}{8.895} = 1.506 > 1.5$$

∴ Bien por seguridad a volteo

d) Revisión por punzonamiento

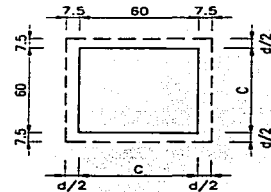
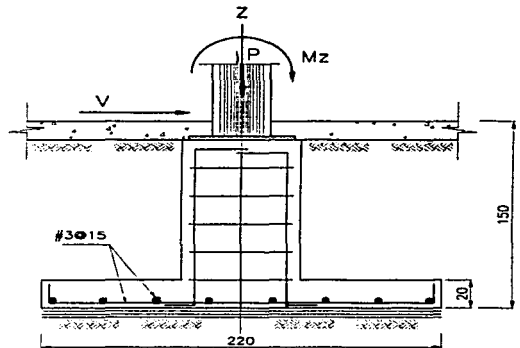
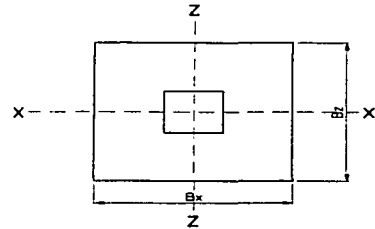
Propongo que la losa tenga un espesor total de 20 cm  
 El cortante por penetración del dado sobre la losa se calcula con:

$$V_p = \frac{P_u}{A_p} + \frac{\alpha M C_{ub}}{J_c}$$

$$P_u = \frac{F_c P}{A'} = \frac{1.1(3.41)}{2.2[2.2-2(0.73)]} = 2.304 \text{ t/m}^2$$

$$P_u = F_c P - P_u b_1 b_2 = 1.1(3.41) - 2.304(0.75)(0.75) = 2.455 \text{ t}$$

$$A_p = 4(C+d)d = 4(60+15)15 = 4500 \text{ cm}^2$$





Fracción de momento que induce cortante en la losa  $\alpha$  :

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 2.3 \sqrt{\frac{(C_1 + d)}{(C_2 + d)}}} = 0.4$$

$$C_{AB} = \frac{b_1}{2} = \frac{60 + 15}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

$$J = \frac{d(C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(C_2 + d)(C_1 + d)^2}{2}$$

$$J = \frac{15(75)^3}{6} + \frac{75(15)^3}{6} + \frac{15(75)^3}{2} = 4260938 \text{ cm}^4$$

$$V_p = \frac{P_u}{A_p} + \frac{\alpha M C_{AB}}{J_c} = \frac{2455}{4500} + \frac{(0.4)(8.895 \times 10^3)(37.5)(1.1)}{4260938} = 3.99 \text{ kg/cm}^2$$

El cortante resistente  $V_R$  se calcula:

$$V_R = F_R \sqrt{f'c} = 0.8 \cdot 200 = 11.314 \text{ kg/cm}^2 > 3.99 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ Bien por resistencia a punzonamiento}$$

e) Diseño del acero de refuerzo

$$P_u = \sigma - P_v$$

$$P_u = 1.1W = 1.1[2.4(0.20) + 1.6(1.30)] = 2.816 \text{ t/m}^2$$

$$P_u = 8.23 - 2.816 = 5.414 \text{ t/m}^2$$

$$M_u = \frac{P_u l^2}{2} = \frac{(5.414)(0.80)^2}{2} = 1.732 \text{ t m}$$

Del apéndice A del González Cuevas

$$\frac{M_u}{bd^2 f'c} = \frac{1.732 \times 10^5}{(100)(15)^2 (170)} = 0.045 \quad \Rightarrow \quad q = 0.05$$

$$A_s = \frac{q b d f'c}{F_y} = \frac{(0.05)(100)(15)(170)}{4200} = 3.036 \text{ cm}^2$$

Propongo colocar Vs # 3 @ 15

$$A_s = \frac{0.71(100)}{15} = 4.73 \text{ cm}^2 > 3.036 \text{ cm}^2$$

$\therefore$  Bien por acero de refuerzo

$$P = \frac{4.73}{(100)(15)} = 0.003 = 0.003$$

$\therefore$  Bien por acero mínimo

f) Revisión por cortante como viga ancha

$$V_u = P_u l = 5.414(0.80) = 4.331 \text{ t}$$

$$V_u = [0.2 + 30p] \cdot \sqrt{f'c} (b)(d)(F_R)$$

$$V_u = [0.2 + 30(0.003)] \cdot \sqrt{170} (100)(15)(0.85) = 5229 \text{ kg} > 4331 \text{ kg} \quad \therefore \text{ Bien por resistencia a cortante}$$

g) Diseño del dado

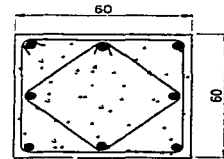
El dado se diseñará como columna corta, la cual se armara con la cuantía mínima para columnas

$$p_{\min} = 0.01 \quad A_s = 0.01 (60)^2 = 36 \text{ cm}^2$$

Propongo colocar 8 Vs # 6

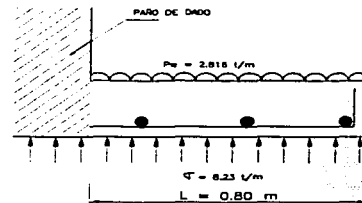
$$A_s = 8(5.07) = 40.56 \text{ cm}^2 > 36 \text{ cm}^2$$

$\therefore$  Bien por acero de refuerzo



(\*) 800  
EST. #34020

DADO



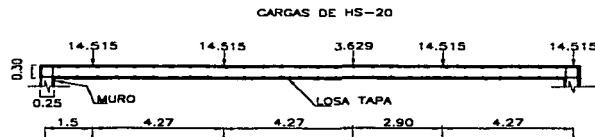
## 6. FOSA PARA TANQUES DE ALMACENAMIENTO

### 6.1) ANALISIS DE CARGAS GRAVITATORIAS

#### 6.1.1) CARGAS MUERTAS

Para la obtención de la carga muerta se presupone un espesor de 30 cm y se considera una densidad máxima de concreto armado de  $2.4 \text{ t/m}^3$

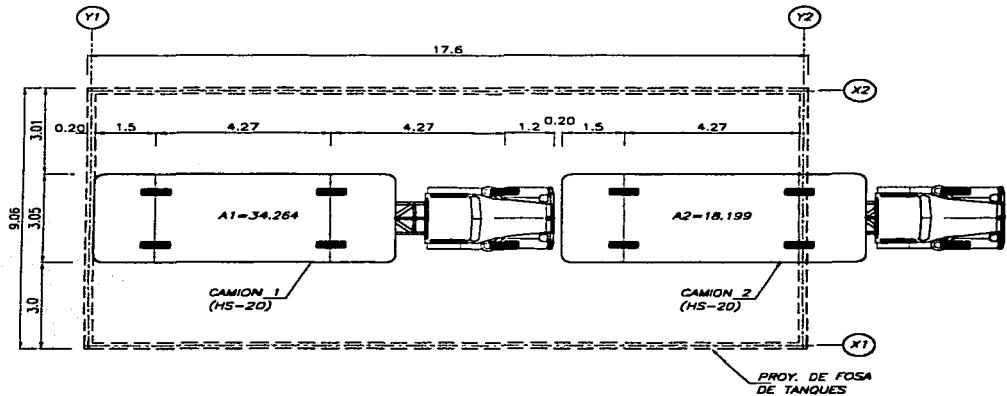
$$W_{muerta} = 2.4 \text{ ton/m}^3 (0.30 \text{ m}) = 720 \text{ kg/m}^2$$



#### 6.1.2) CARGAS VIVAS

Para el análisis de la carga viva se consideraron dos camiones HS-20 distribuidos en su posición crítica para la geometría de esta fosa.

$$\text{HS-20} = 1176 \text{ kg/m}^2$$



30  
fosa

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

6.2) ANALISIS DE EMPUJE DE TIERRAS

El terreno existente es muy accidentado con cambios de nivel importantes, además de que se tiene un suelo muy duro lo que encarece la excavación para alojar los tanques de almacenamiento de combustible, por lo que se optó por construir la fosa en la colindancia del terreno aprovechando el desnivel existente y utilizar la fosa como sistema de piso y muro de contención.

Lo anterior define condiciones de análisis complejas y que se han de realizar con cargas muertas y vivas, empujes activos y pasivos actuando todos de manera simultánea en un elemento que ha de analizarse como continuo para disminuir espesores y acero de refuerzo. Este análisis se realizará con la teoría general del elemento finito que aplica el Staad en su opción para placas y cascarones.

Las cargas que van a actuar sobre la fosa son:

- 1.) En losa tapa actuarán cargas vivas de un HS-20, además de la carga muerta de la losa.
- 2.) En losa fondo actuará la reacción del suelo debida a las cargas de la losa tapa y al peso de los muros perimetrales.
- 3.) En los muros perimetrales actuarán en la parte exterior de la fosa un empuje activo, este es inducido por el terreno natural constituido por tepetate con una densidad  $\gamma=2.0 \text{ t/m}^3$  y un ángulo de fricción interna  $\phi=20^\circ$ , estos empujes exteriores serán contrarrestados con un empuje pasivo, este es inducido por un relleno el cual está constituido de grava redondeada no menor de  $1/8"$  y ni mayor de  $3/8"$  con una densidad  $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$  y un ángulo de fricción interna  $\phi=30^\circ$ .

a) Empuje pasivo de relleno

El empuje pasivo es inducido por el relleno en la fosa y se determina con la siguiente densidad y peso volumétrico:

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2$$

$$\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$$

$$E_p = \frac{1}{2} (3.0)(1.8 \text{ t/m}^3)(4.7)^2 = 59.643 \text{ ton}$$

b) Empuje activo de terreno natural

El empuje activo es provocado por el terreno natural y se calcula con las siguientes propiedades:

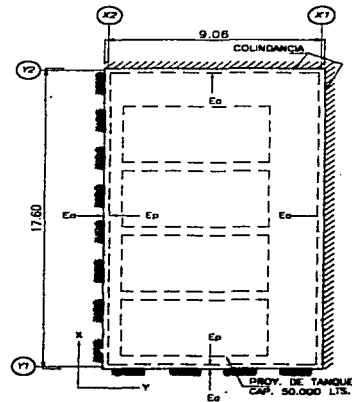
$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma h^2$$

$$\gamma = 2.0 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 20^\circ$$

$$K_A = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$$

$$E_A = \frac{1}{2} (0.49)(2.0 \text{ t/m}^3)(5.3)^2 = 13.764 \text{ ton}$$



c) El relleno al interior de la fosa produce un empuje activo en el muro de colindancia y se calcula:

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

$$\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$K_A = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$$

$$E_A = \frac{1}{2} (0.333)(1.8/m^3)(4.7)^2 = 6.62 \text{ ton}$$

### 6.3) REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO

Se obtiene la fuerza resistente al deslizamiento con la fórmula:

$$F_{FRICC} = \mu P_v$$

$\mu = 0.3$  Coeficiente de fricción entre el suelo y el concreto

Area de fosa = 159.46 m<sup>2</sup>

Del peso del relleno se descontará el volumen de los tanques:

$$V_{TANQUES} = \frac{\pi(3.275)^2}{4} (6.06)(4.0) = 204 \text{ m}^3$$

$$W_{LOSA TAPA} = 2.4 \text{ ton/m}^3 (0.30 \text{ m})(159.46 \text{ m}^2) = 114.81 \text{ ton}$$

$$W_{LOSA FONDO} = 2.4 \text{ ton/m}^3 (0.30 \text{ m})(159.46 \text{ m}^2) = 114.81 \text{ ton}$$

$$W_{MUROS} = 2.4 \text{ ton/m}^3 (0.25 \text{ m})(4.70 \text{ m})(53.32 \text{ m}) = 150.36 \text{ ton}$$

$$W_{RELLENO} = 1.8 \text{ ton/m}^3 [(4.7 \text{ m})(8.56 \text{ m})(17.10 \text{ m}) - 204 \text{ m}^3] = 871.14 \text{ ton}$$

$$P_v = \Sigma W = 1251.12 \text{ ton}$$

$$F_{FRICC} = 0.3(1251.12 \text{ ton}) = 375.336 \text{ ton}$$

El empuje de diseño es el provocado por el terreno natural actuando en toda la longitud de la fosa

$$E_{TOTAL} = 13.764 \text{ ton/m} (17.6 \text{ m}) = 242 \text{ ton}$$

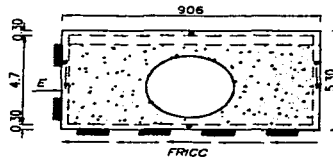
Factor de seguridad a deslizamiento

$$F.S. = \frac{FRICCION}{EMPUJE}$$

$$F.S. = \frac{375.336}{242} = 1.551$$

$$1.551 > 1.5$$

△ BIEN POR DESLIZAMIENTO



- 32 -  
fosa

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

6.4) DISEÑO DE ACERO POR FLEXION

De la corrida del programa de análisis estructural obtenemos el momento máximo actuante para todos los elementos estructurales obtenemos el acero necesario por flexión.

TABLERO	MOMENTO	CLARO	Mi (t m)	K	q	As	Ve #
LOSA TAPA	Negativo	corto	-1.32	0.017	0.015	1.518	#3@30
		largo	-1.10	0.014	0.015	1.518	#3@30
	Positivo	corto	7.84	0.103	0.110	11.131	#5@20
		largo	3.88	0.051	0.050	5.060	#4@20
LOSA FONDO	Negativo	corto	-4.95	0.065	0.070	7.083	#5@25
		largo	-5.13	0.068	0.075	7.589	#5@25
	Positivo	corto	3.83	0.048	0.050	5.060	#4@25
		largo	3.19	0.042	0.042	4.250	#4@25
MURO X1	Negativo	corto	-3.32	0.068	0.068	5.505	#4@20
		largo	-0.68	0.014	0.015	1.214	#3@30
	Positivo	corto	2.52	0.052	0.050	4.048	#4@30
		largo	8.42	0.173	0.190	15.381	#5@10
MURO X2	Negativo	corto	-3.51	0.072	0.075	6.071	#4@20
		largo	-0.88	0.018	0.018	1.457	#3@30
	Positivo	corto	1.86	0.038	0.038	3.076	#3@20
		largo	6.65	0.137	0.150	12.143	#5@15
MURO Y1	Negativo	corto	-3.42	0.070	0.075	6.071	#5@30
		largo	-0.93	0.019	0.020	1.619	#3@30
	Positivo	corto	1.67	0.034	0.035	2.833	#3@25
		largo	4.19	0.086	0.092	7.448	#5@25
MURO Y2	Negativo	corto	-4.04	0.083	0.088	7.124	#5@25
		largo	-0.69	0.014	0.015	1.214	#3@30
	Positivo	corto	2.93	0.060	0.060	4.857	#4@25
		largo	5.15	0.106	0.115	9.310	#5@20

Donde:

Mi = Momento actuante

Mn = Momento nominal

Mn = Mi Fc

$$K = \frac{Mn}{bd^2 f_c}$$

q = se obtiene del Apéndice A de González Cuevas en función de K

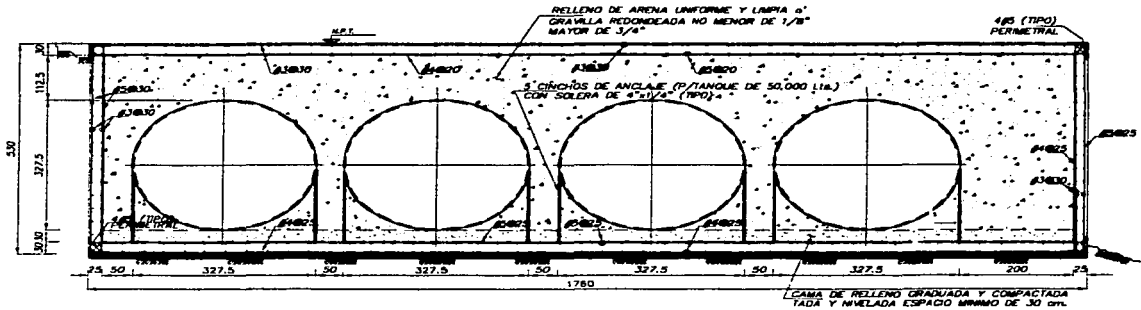
As = Area de acero

6.5) CALCULO DE ACERO POR CONTRACCION

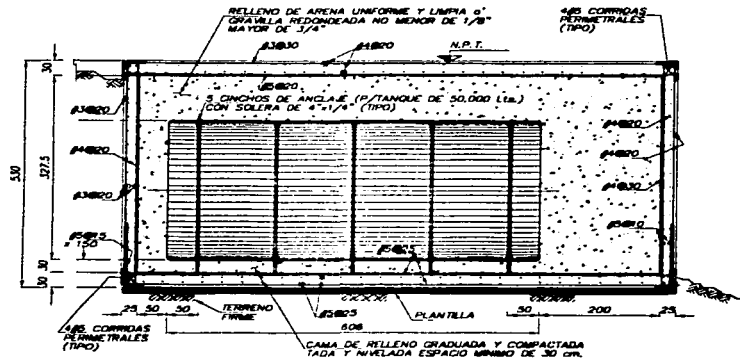
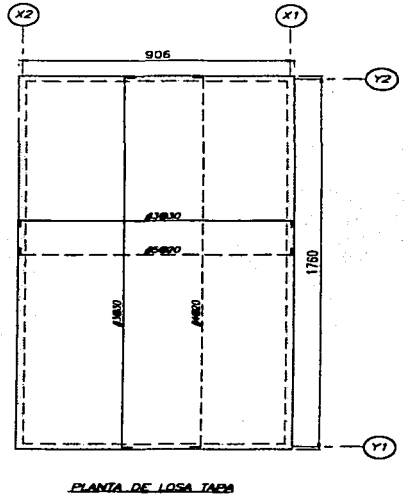
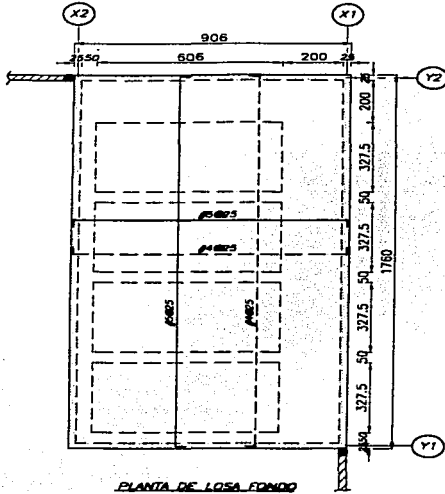
Un elemento sufre contracción debido a temperatura, el acero necesario se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$A_{s\text{contr}} = \frac{66000h}{f_y(h+100)} \Rightarrow h = \text{espesor total de losa ó muro}$$

ELEMENTO	ESPESOR (h)	A <sub>s</sub> CONTR.	Vs #
LOSA TAPA	30	3.826	#3 @ 20
LOSA FONDO	30	3.826	#3 @ 20
MURO X1	25	3.143	#3 @ 20
MURO X2	25	3.143	#3 @ 20
MURO Y1	25	3.143	#3 @ 20
MURO Y2	25	3.143	#3 @ 20



CORTE LONGITUDINAL DE TANQUES



CORTE TRANSVERSAL DE TANQUES

6.6) ACERO DE DISEÑO

Del acero necesario por flexión y contracción obtenemos el acero de diseño

ELEMENTO	MOMENTO	CLARO	AS <sub>PLACIA</sub>	AS <sub>TRINCH</sub>	*AS <sub>CONTR.</sub>	Vs f
LOSA TAPA	Negativo	corto	1.518	3.626	3.626	#3@20
		largo	1.518	3.626	3.626	#3@20
	Positivo	corto	11.131	3.626	11.131	#5@20
		largo	5.060	3.626	5.060	#4@20
LOSA FONDO	Negativo	corto	7.083	3.626	7.083	#5@25
		largo	7.589	3.626	7.589	#5@25
	Positivo	corto	5.060	3.626	5.060	#4@25
		largo	4.250	3.626	4.250	#4@25
MURO X1	Negativo	corto	5.505	3.143	5.505	#4@20
		largo	1.214	3.143	3.143	#3@20
	Positivo	corto	4.048	3.143	4.048	#4@30
		largo	15.381	3.143	15.381	#5@10
MURO X2	Negativo	corto	6.071	3.143	6.071	#4@20
		largo	1.457	3.143	3.143	#3@20
	Positivo	corto	3.076	3.143	3.143	#3@20
		largo	12.143	3.143	12.143	#5@15
MURO Y1	Negativo	corto	6.071	3.143	6.071	#5@30
		largo	1.619	3.143	3.143	#3@20
	Positivo	corto	2.833	3.143	3.143	#3@20
		largo	7.448	3.143	7.448	#5@25
MURO Y2	Negativo	corto	7.124	3.143	7.124	#5@25
		largo	1.214	3.143	3.143	#3@30
	Positivo	corto	4.857	3.143	4.857	#4@25
		largo	9.310	3.143	9.310	#5@20

\* Para el acero definitivo se considero la cuantía mayor, además de considerar simplicidad para el procedimiento constructivo.

6.7) REVISIÓN POR CORTANTE

El esfuerzo cortante se calcula de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.



La fuerza cortante que toma el concreto  $V_{CR}$  se calcula con el siguiente criterio:

$$\text{si } p < 0.01 \quad V_{CR} = F_{Rbd} (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c}$$

donde:

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

ELEMENTO	CLARO	V	$V_U$	$A_{s\text{-REQERD}}$	p	e ( cm )	$V_{CR}$ ( ton )
LOSA TAPA	corto	13.67	19.138	11.131	0.004	0.30	10.02
	largo	15.76	22.064	5.060	0.002	0.30	7.84
LOSA FONDO	corto	27.96	39.144	7.083	0.003	0.30	8.56
	largo	22.09	30.926	7.589	0.003	0.30	8.75
MURO X1	corto	16.68	23.352	4.554	0.002	0.25	6.45
	largo	29.63	41.482	3.143	0.002	0.25	5.94
MURO X2	corto	16.17	22.638	3.143	0.002	0.25	5.94
	largo	19.17	26.838	9.613	0.005	0.25	8.28
MURO Y1	corto	15.54	21.756	3.143	0.002	0.25	5.94
	largo	21.14	29.596	5.565	0.003	0.25	6.82
MURO Y2	corto	14.01	19.614	5.565	0.003	0.25	6.82
	largo	29.62	41.468	3.143	0.002	0.25	5.94

El esfuerzo cortante en losas no debe exceder de:

$$0.5db \sqrt{f_c} = 0.5(100)(25) \sqrt{250} = 20 \text{ ton}$$

La resistencia nominal de los miembros se determino con las ecuaciones anteriores, según la relación de refuerzo y se muestra que la resistencia disponible es superior a la requerida.

7.- TIENDA DE CONVENIENCIA

7.1) DISTRIBUCIÓN DE CARGA MUERTA EN TOPOLOGÍA DE ESTRUCTURA

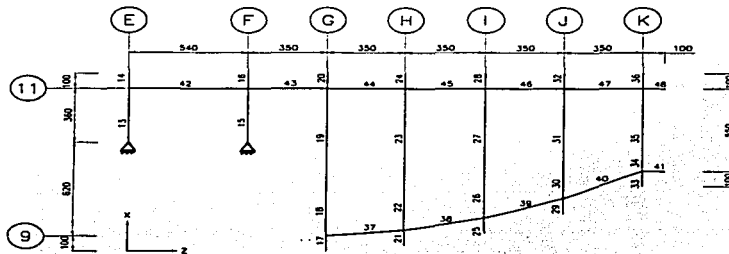
Cargas muertas de diseño  $W_D = 0.045 \text{ T/m}^2$

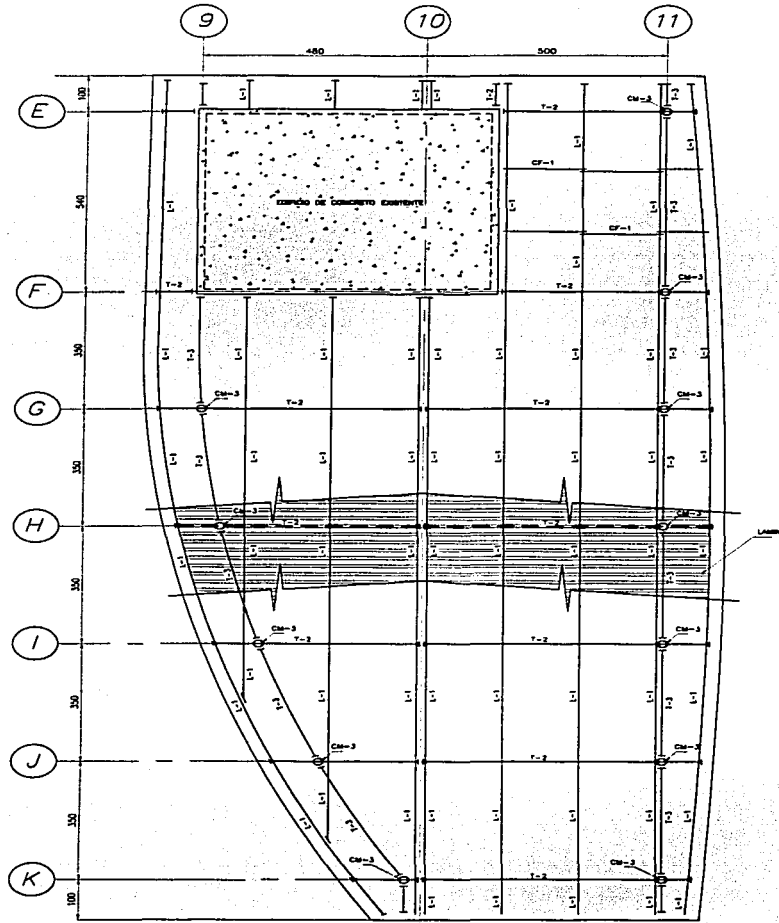
MIEMBROS	b (tributario) (m)	Carga uniforme (m)
13 y 14	2.70	0.12
15 y 16	4.45	0.20
17 al 32	3.50	0.16
33 al 36	2.75	0.12

7.2) ANÁLISIS POR GRANIZO

Se considerara 30 kg al fondo de cada valle por cada metro cuadrado de proyección horizontal de cubierta que desagüe hacia dicho valle.

b (tributario) (m)	Carga uniforme ( $\text{t/m}$ )	Miembros
4.60	0.138	42
4.60	0.138	43
5.00	0.150	44 al 48
4.60	0.138	37
4.00	0.120	38
2.95	0.089	39
1.40	0.042	40 y 41





PLANTA DE CUBIERTA

7.3) ANÁLISIS SISMICO

Datos de análisis:

El coeficiente sísmico a utilizar es  $C_s = 0.16$  por ser terreno tipo 1 y estructura grupo B

El factor de comportamiento sísmico será  $Q = 4$  por cumplir con los requisitos correspondientes en las normas técnicas complementarias para diseño por sismo.

7.3.1) OBTENCIÓN DE RIGIDECES

Nodo	P (t)	V sísmico $v = (P)(C_s)/(Q)$
2	0.55	0.022
4	0.91	0.036
6	1.37	0.055
8	1.37	0.055
10	1.29	0.051
12	1.33	0.053
14	1.21	0.049
16	1.23	0.049
18	1.10	0.044
20	1.08	0.043
22	0.66	0.027
24	0.65	0.026

Marco en eje	Cortante (t)	delta (cm)	Nodos	k = f / delta (t/cm)
E	0.022	0.025	2	0.893
F	0.036	0.043	4	0.851
G	0.110	0.067	6 y 8	1.626
H	0.105	0.066	10 y 12	1.573
I	0.098	0.061	14 y 16	1.601
J	0.087	0.053	18 y 20	1.654
K	0.053	0.036	22 y 24	1.442
9	0.225	0.047	6,10,14,18 y 22	4.756
11	0.285	0.035	2,4,8,12,16,20 y 24	8.049

7.3.2) OBTENCIÓN DEL CENTRO DE MASAS

Nodo	P (t)	Dx (m)	Dz (m)	P * Dx	P * Dz
1	0.55	10.800	1.000	5.929	0.549
3	0.91	10.800	6.400	9.828	5.824
5	1.37	1.000	9.900	1.372	13.583
7	1.37	10.800	9.900	14.818	13.583
9	1.29	1.400	13.400	1.799	17.219
11	1.33	10.800	13.400	14.342	17.795
13	1.21	2.700	16.900	3.275	20.500
15	1.23	10.800	16.900	13.252	20.736
17	1.10	3.500	20.400	3.840	22.379
19	1.08	10.800	20.400	11.696	22.093
21	0.66	5.300	23.900	3.519	15.870
23	0.65	10.800	23.900	7.020	15.535
SUMA	12.75			90.690	185.665

Los centros de masas se obtienen:

$$X_m = \frac{\Sigma(PX)(dx)}{\Sigma P} = \frac{53.556}{8.83} = 7.110$$

$$Z_m = \frac{\Sigma(PX)(dz)}{\Sigma P} = \frac{119.76}{8.83} = 14.560$$

7.3.2) OBTENCIÓN DE CORTANTES SISMICOS DE DISEÑO.

Datos de análisis:

Cortante total  $V_{total} = \frac{(Cs)(\Sigma P)}{\Omega}$

Centro de torsión  $X_t = \frac{\Sigma kx}{\Sigma k}$

Cortante directo =  $V_d = \frac{v}{\Sigma k} ki$

Cortante por torsión =  $V_t = \frac{M_t}{J} kd$

Momento torsionante  $M = (V_{total})(e)$

Momento polar de inercia  $J = \Sigma kdx^2 + \Sigma kdz^2$

Excentricidad básica  $e_x = X_m - X_t$

Excentricidades de diseño  $e_1=1.5e+0.1B$ ;  $e_2=e-0.1B$

Cortante de diseño  $V_{sismo} = \text{cortante directo} + \text{cortante por torsión} = V_d + V_t$

V total =	0.510
Zt =	17.07
Bz =	24.90
ez =	2.51
ez1 =	6.25
ez2 =	0.02

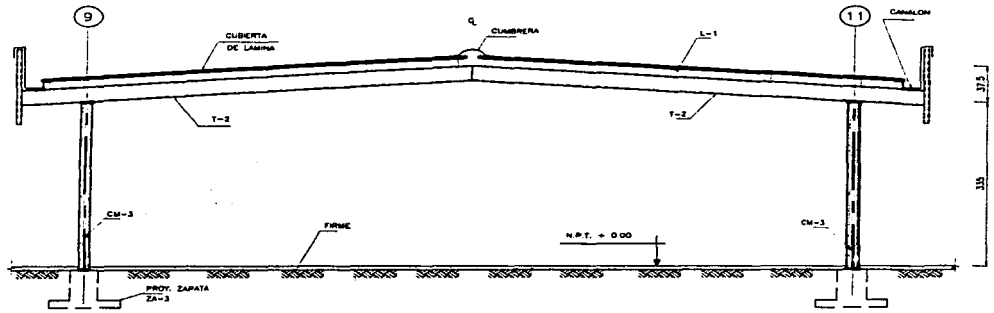
Xt =	7.63
Bx =	11.80
ex =	0.52
ex1 =	1.96
ex2 =	-0.66

J =	623.97
M=(V)(ez1)=	3.19
M=(V)(ez2)=	0.01
M=(V)(ex1)=	1.00
M=(V)(ex2)=	-0.34

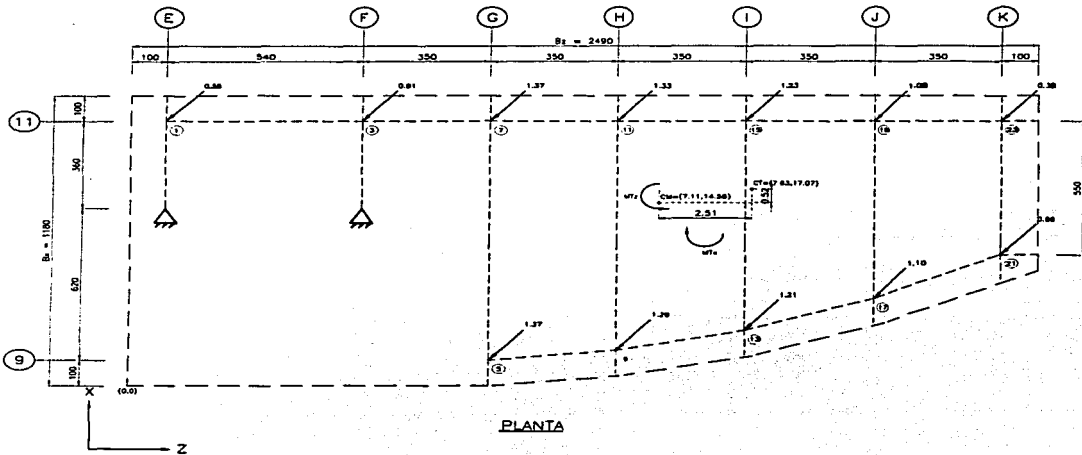
Marco	k (t/cm)	z (m)	k z	d z	k dz	k dz <sup>2</sup>	Vd x	Vt ez1	Vt ez2	Vt ex1	Vt ex2
E	0.893	5.4	4.824	-11.67	-10.43	121.70	0.047	-0.053	0.000	-0.017	0.006
F	0.851	8.9	7.573	-8.17	-6.95	56.81	0.045	-0.036	0.000	-0.011	0.004
G	1.626	12.4	20.166	-4.67	-7.60	35.49	0.086	-0.039	0.000	-0.012	0.004
H	1.573	15.9	25.017	-1.17	-1.84	2.16	0.083	-0.009	0.000	-0.003	0.001
I	1.601	19.4	31.060	2.33	3.73	8.88	0.085	0.019	0.000	0.006	-0.002
J	1.654	22.9	37.870	5.83	9.64	56.18	0.087	0.049	0.000	0.015	-0.005
K	1.442	26.4	38.068	9.33	13.45	125.49	0.076	0.069	0.000	0.022	-0.007
Suma	9.641		164.579			406.51	0.510				

Marco	k (t/cm)	x (m)	k x	d x	k dx	k dx <sup>2</sup>	Vd z	Vt ez1	Vt ez2	Vt ex1	Vt ex2
9	4.756	2.271	10.801	-5.36	-25.50	136.69	0.189	-0.130	0.000	-0.041	0.014
11	8.049	10.800	86.925	3.17	25.50	80.77	0.321	0.130	0.000	0.041	-0.014
Suma	12.805		97.726			217.46	0.510				

Marco	Nodos	Vsismo x	Vx/nodo	Vsismo z	Vz/nodo
E	2	0.101	0.101	0.017	0.017
F	4	0.081	0.081	0.011	0.011
G	6,8	0.125	0.062	0.012	0.006
H	10,12	0.093	0.046	0.003	0.001
I	14,16	0.085	0.042	-0.006	-0.006
J	18,20	0.087	0.044	-0.015	-0.008
K	22,24	0.076	0.038	-0.022	-0.011
9	6,10,14,18,22	0.130	0.026	0.230	0.046
11	2,4,8,12,16,20,24	-0.130	-0.019	0.307	0.044



MARCO TIPO



PLANTA

7.4) ANÁLISIS DE VIENTO

7.4.1) CONSIDERACIONES

La cubierta por analizar es a dos aguas con un ancho variable de  $\pm 11.80$  m, con una longitud total de 24.90 m y la altura a la cumbrera de 3.70 m, es de lamina apoyada en largueros de perfil monten (CF), y los marcos principales son metálicos con traves en perfil (CF) en caja y columnas tubulares de perfil OC.

7.4.2) PRESION DINAMICA DE BASE

La presión dinámica de base es la misma que la calculada para la cubierta de dispensarios aun cuando son dos tipos de estructuras diferentes la diferencia es despreciable.

$$q_z = (0.0048)(0.771)(104.363)^2 = 40.308 \text{ kg/m}^2$$

7.4.3) CALCULO DE PRESIONES INTERIORES

Según el inciso 4.8.2.2.2 la presión interior se calcula con la siguiente expresión:

$$P_i = C_{pi} q_z$$

a) Viento normal a las generatrices

De la tabla I.13 (b)

$$\text{Relación de área abierta muro barlovento - área abierta total} = \frac{A_a}{A_t} = \frac{2x^2}{2} = 2.0$$

$C_{pi} = 0.5$

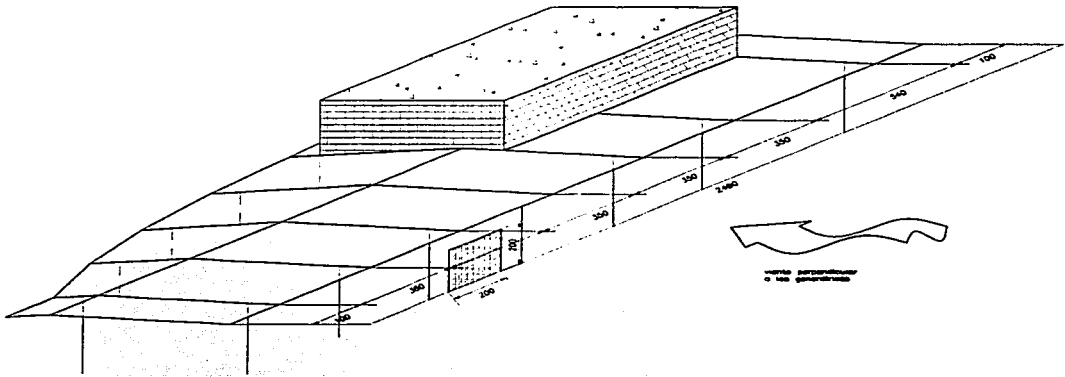
$$\text{La presión interior } P_i = (0.5)(40.308) = 20.154 \text{ kg/m}^2$$

b) Viento paralelo a las generatrices

Por encontrarse la puerta sobre un muro lateral  $C_{pi}$  es igual al  $C_{pe}$  para muros laterales

$H = 3.70$  m La puerta se encuentra a 6.0 m;  $C_{pe} = -0.5$

$$\text{La presión interior } P_i = (-0.5)(40.308) = -20.154 \text{ kg/m}^2$$



7.4.4) CALCULO DE PRESIONES DE DISEÑO

La presión de diseño para elementos estructurales principales se calcula con la siguiente expresión:

$$P_d = C_{pe} K_A qz - P_i$$

a) Viento normal a las generatrices

- Muro barlovento ( eje 11)

De la tabla I.8

$C_{pe} = 0.8$  Por ser muro de barlovento  $K_A = 1.0$

$$P_d = (0.8)(1.0)(40.308) - 20.154 = 12.092 \text{ kg/m}^2$$

- Muro de sotavento ( eje 9)

De la tabla I.8

$$\frac{d}{b} = \frac{11.80}{24.90} = 0.474 < 1.0$$

$$\gamma = \tan^{-1}\left(\frac{op}{ad}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{35}{500}\right) = 4.0^\circ < 10^\circ$$

$C_{pe} = -0.5$  Por ser muro de sotavento  $K_A = 1.0$

$$P_d = (-0.5)(1.0)(40.308) - 20.154 = -40.308 \text{ kg/m}^2$$

- Muro lateral ( eje E )

De la tabla I.9 obtenemos el coeficiente  $C_{pe}$  variable en función de H

H = 3.7 m > 3.6 m

$C_{pe} = -0.65$

De la tabla I.11 obtenemos  $K_A$  en función del área tributaria

$$A = \frac{B+b}{2} h = \frac{3.6+3.35}{2} (3.6) = 12.51 \text{ m}^2$$

Interpolando  $K_A = 0.983$

$$P_d = (-0.65)(0.983)(40.308) - 20.154 = -45.909 \text{ kg/m}^2$$

- Muro lateral ( eje K )

De la tabla I.9 obtenemos el coeficiente  $C_{pe}$  variable en función de H

$C_{pe} = -0.65$  de 0.0 a 3.7 m

$C_{pe} = -0.50$  de 3.7 a 6.4 m

De la tabla I.11 obtenemos el factor  $K_A$  en función del área tributaria

$$A_{muro} = \frac{3.723+3.32}{2} (0.5) + \frac{(3.723+3.35)}{2} (5.0) = 19.443 \text{ m}^2$$

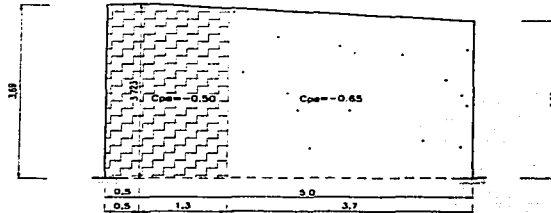
Interpolando  $K_A = 0.937$

$$A_1 = \frac{3.723+3.32}{2} (0.5) + \frac{3.723+3.626}{2} (1.3) = 6.538 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{3.626+3.35}{2} (3.7) = 12.906 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = \frac{-0.65(6.538) - 0.5(12.906)}{19.443} = -0.55$$

$$P_d = (-0.55)(0.937)(40.308) - 20.154 = -40.927 \text{ kg/m}^2$$



tienda

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



- Cubierta

De la tabla I.10 obtenemos el coeficiente  $C_{pe}$  variable en función de H

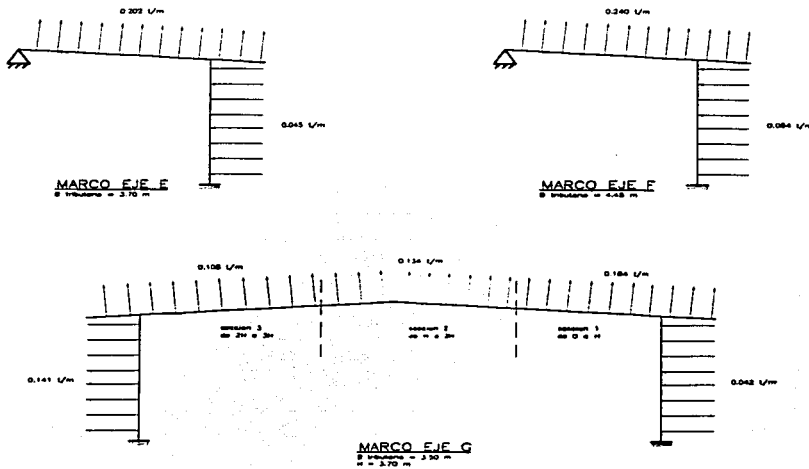
$$\gamma = 4^\circ < 10^\circ \quad \frac{H}{d} = \frac{3.7}{7.5} = 0.493$$

$C_{pe} = -0.90$  de 0.0 a 3.7 m  
 $C_{pe} = -0.50$  de 3.7 a 7.4 m  
 $C_{pe} = -0.30$  de 11.1 a 14.8 m

El factor  $K_a$  lo obtenemos interpolando de la tabla I.11 para el área tributaria de cada marco y la presión de diseño queda en función de H

MARCO	A (m <sup>2</sup> )	K <sub>a</sub>	Pe (kg/m <sup>2</sup> )	Pe (kg/m <sup>2</sup> )	Pe (kg/m <sup>2</sup> )
			C <sub>pe</sub> =-0.9	C <sub>pe</sub> =-0.5	C <sub>pe</sub> =-0.3
E	17.020	0.953	-54.726	-39.361	-31.678
F	20.470	0.930	-53.892	-38.897	-31.400
G	28.700	0.895	-52.622	-38.192	-30.977
H	39.900	0.880	-52.078	-37.890	-30.795
I	37.100	0.884	-52.223	-37.970	-30.844
J	32.550	0.890	-52.441	-38.091	-30.916
K	20.625	0.929	-53.856	-38.877	-31.388

- Resumen de presiones de diseño



b) Viento paralelo a las generatrices

- Muro barlovento ( eje K )

De la tabla I.8

$C_{pe} = 0.8$  Por ser muro de barlovento  $K_A = 1.0$

$P_d = (0.8)(1.0)(40.308) - (-20.154) = 52.40 \text{ kg/m}^2$

- Muro de sotavento ( eje E )

De la tabla I.8

$\frac{d}{b} = \frac{24.90}{5.50} = 4.5 > 4$

$C_{pe} = -0.2$  Por ser muro de sotavento  $K_A = 1.0$

$P_d = (-0.2)(1.0)(40.308) - (-20.154) = 12.092 \text{ kg/m}^2$

- Muros laterales ( ejes 9 y 11 )

De la tabla I.9 obtenemos el coeficiente  $C_{pe}$  variable en función de H

$C_{pe} = -0.65$  de 0.0 a 3.7 m

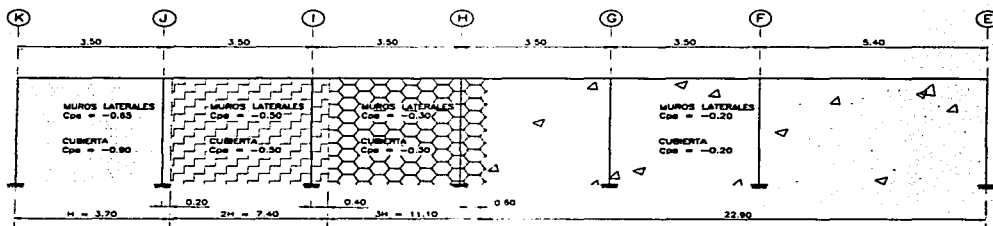
$C_{pe} = -0.50$  de 3.7 a 7.4 m

$C_{pe} = -0.30$  de 7.4 a 11.10 m

$C_{pe} = -0.20$  de 11.10 m

De la tabla I.11 obtenemos  $K_A$  en función del área tributaria

MARCO	A (m <sup>2</sup> )	K <sub>A</sub>	C <sub>pe</sub>	P <sub>e</sub> (kg/m <sup>2</sup> )
E	12.395	0.984	-0.200	12.221
F	14.908	0.967	-0.200	12.358
G	11.725	0.989	-0.200	12.181
H	11.725	0.989	-0.267	9.510
I	11.725	0.989	-0.423	3.291
J	11.725	0.989	-0.584	-3.127
K	9.213	1.000	-0.650	-6.046



VARICION DE C<sub>pe</sub> EN FUNCION DE H

- Cubierta

De la tabla I.10 obtenemos el coeficiente  $C_{pe}$  variable en función de H

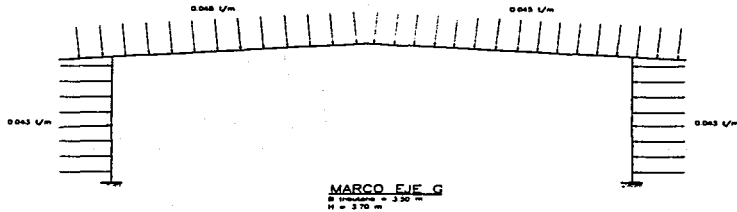
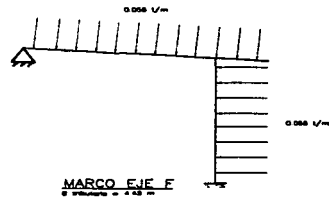
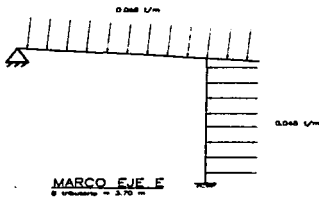
$$\frac{H}{d} = \frac{3.7}{24.90} = 0.149$$

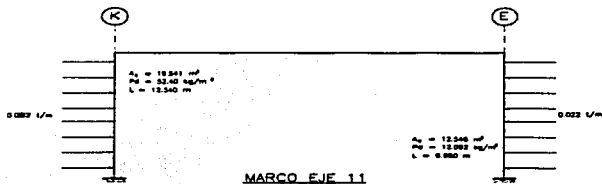
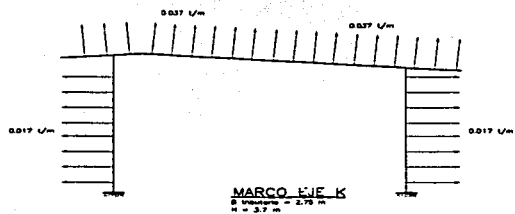
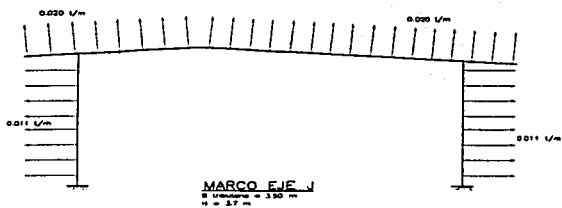
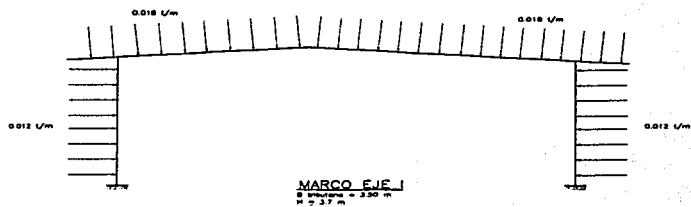
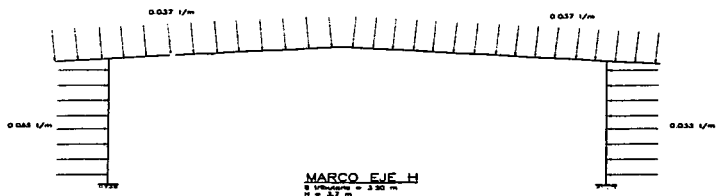
$C_{pe} = -0.90$  de 0.0 a 3.7 m  
 $C_{pe} = -0.50$  de 3.7 a 7.4 m  
 $C_{pe} = -0.30$  de 7.4 a 11.1 m  
 $C_{pe} = -0.20$  de 11.10 m

El factor  $K_A$  lo obtenemos interpolando de la tabla I.11 para el área tributaria de cada marco y la presión de diseño queda en función de H

MARCO	A (m <sup>2</sup> )	K <sub>A</sub>	C <sub>pe</sub>	P <sub>e</sub> (kg/m <sup>2</sup> )
E	17.020	0.953	-0.200	12.471
F	20.470	0.930	-0.200	12.657
G	28.700	0.895	-0.200	12.939
H	39.900	0.880	-0.267	10.683
I	37.100	0.884	-0.423	5.082
J	32.550	0.890	-0.723	-5.783
K	20.625	0.929	-0.900	-13.548

- Resumen de presiones de diseño





7.5) ANÁLISIS Y DISEÑO DEL LARGUERO L-1

7.5.1) ANÁLISIS

Para el análisis se tomarán en cuenta dos condiciones distintas que afectan en diferentes secciones. Una que es el volado de 1.0 m al final de cada larguero y otra que es para el claro de 5.40 m entre apoyos (trabes), se considerará la carga gravitacional máxima con una carga puntual de 100 kg en el lugar mas desfavorable, tal y como lo indica el reglamento.

a) Condición 1 (cantiliver)

$$W = 85 \text{ kg/m} \quad b_{TRIB} = 1.80 \text{ m} \quad p = 100 \text{ kg}$$

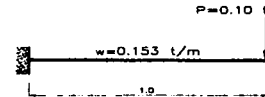
$$w = (1.80 \text{ m})(0.085 \text{ t/m}^2) = 0.153 \text{ t/m}$$

$$M_1 = \frac{wl^2}{2} + pl = \frac{(0.153)(1.0)^2}{2} + (0.1)(1.0) = 0.177 \text{ t m}$$

$$\Delta_{PERM} = \left( \frac{l}{240} + 0.5 \right) 2 = \left( \frac{100}{240} + 0.5 \right) 2 = 1.883 \text{ cm}$$

$$S_{NEC} = \frac{M_1}{fb} = \frac{0.177 \times 10^3}{2100} = 8.4 \text{ cm}^3$$

$$I_{NEC} = \frac{wl^4}{8E\Delta_{PERM}} + \frac{pl^3}{3E\Delta_{PERM}} = \frac{(1.53)(100)^4}{(8)(2.1 \times 10^6)(1.883)} + \frac{(100)(100)^3}{(3)(2.1 \times 10^6)(1.883)} = 13 \text{ cm}^4$$



b) Condición 2 (viga simplemente apoyada)

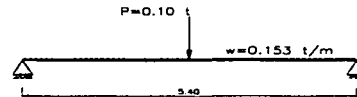
$$M_2 = \frac{wl^2}{8} + \frac{pl}{4} = \frac{(0.153)(5.40)^2}{8} + \frac{(0.10)(5.40)}{4} = 0.693 \text{ t m}$$

$$\Delta_{PERM} = \frac{l}{240} + 0.5 = \frac{540}{240} + 0.5 = 2.75 \text{ cm}$$

$$S_{NEC} = \frac{M_2}{fb} = \frac{0.693 \times 10^3}{2100} = 33 \text{ cm}^3$$

$$I_{NEC} = \frac{5wl^4}{384E\Delta_{PERM}} + \frac{pl^3}{48E\Delta_{PERM}} = \frac{(5)(1.53)(540)^4}{(384)(2.1 \times 10^6)(2.75)} + \frac{(100)(540)^3}{(48)(2.1 \times 10^6)(2.75)} = 350 \text{ cm}^4$$

La condición que rige el diseño es la 2



7.5.2) DISEÑO

Con el análisis anterior se obtiene del manual IMCA la sección necesaria y que corresponde a un perfil CF-203x14 y que tiene las siguientes propiedades:

$$A = 7.18 \text{ cm}^2 \quad r_y = 2.71 \text{ cm}$$

$$I = 458.63 \text{ cm}^4 \quad S_x = 45.14 \text{ cm}^3$$

a) Cálculo de esfuerzos actuantes

$$fb_1 = \frac{M_1}{S} = \frac{0.177 \times 10^3}{45.14} = 392.113 \text{ kg/cm}^2$$

$$fb_2 = \frac{M_2}{S} = \frac{0.693 \times 10^3}{45.14} = 1535.224 \text{ kg/cm}^2$$

b) Cálculo del esfuerzo permisible a flexión

El esfuerzo de fluencia para el perfil propuesto formados en frío es  $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

El esfuerzo permisible a flexión para perfiles formados en frío se calcula con las siguientes expresiones:

$$F_b = \frac{F_y}{1.65} \quad \text{para } \frac{l}{r} \leq 58$$

$$F_b = 0.67 F_y - \frac{(l/r)^2 F_y^2}{1.73 \times 10^4} \quad \text{para } 58 \leq \frac{l}{r} \leq 129$$

$$F_b = \frac{19686800}{(l/r)^2} \quad \text{para } \frac{l}{r} \geq 129$$

Se colocaran contraflameos  $\frac{l}{2} = \frac{540}{2} = 270 \text{ cm}$   $\frac{l}{r_y} = \frac{270}{2.71} = 99.631$

$$F_b = 0.67(3515) - \frac{(99.631)^2 (3515)^2}{1.73 \times 10^4} = 1646.136 \text{ kg/cm}^2$$

c) Interacciones de esfuerzo a flexión y de deformaciones

$$\Delta_{MAX} = \frac{5wl^4}{384EI} + \frac{pl^3}{48EI} = \frac{(5)(1.53)(540)^4}{(384)(2.1 \times 10^6)(458.63)} + \frac{(100)(540)^3}{(48)(2.1 \times 10^6)(458.63)} = 2.099 \text{ cm}$$

Interacción  $\frac{f_b}{F_b} = \frac{1535}{1646} = 0.933 < 1.0$

∴ Bien por resistencia a flexión

Interacción  $\frac{\Delta_{MAX}}{\Delta_{PERM}} = \frac{2.099}{2.75} = 0.763 < 1.0$

∴ Bien por deformaciones

7.6) ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA TRABE T-2

7.6.1) ANÁLISIS

De la corrida del programa de análisis estructural obtenemos el momento máximo actuante para todas las traveses de cubierta y bajo todas las combinaciones de carga posibles.

CONDICION	MIEMBRO	CARGA	V	Mz
			(T)	(T.M)
Mz max	18	7	1.41	2.02

Calculo del modulo de seccion necesario

$$S_{NEC} = \frac{M_{MAX}}{F_b} = \frac{2.02 \times 10^3}{2100} = 96 \text{ cm}^3$$

7.6.2) DISEÑO

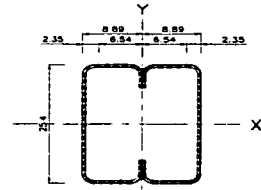
Del manual IMCA obtenemos la seccion necesaria y que corresponde a un perfil CF-254x14 en caja y que tiene las siguientes propiedades:

Sección sencilla:

$A = 8.63 \text{ cm}^2$   
 $I_x = 850.22 \text{ cm}^4$   
 $I_y = 82.83 \text{ cm}^4$   
 $r_x = 9.93 \text{ cm}$   
 $r_y = 3.10 \text{ cm}$   
 $S_x = 66.95 \text{ cm}^3$

Sección compuesta:

$A = 17.26 \text{ cm}^2$   
 $I_x = 1700.44 \text{ cm}^4$   
 $I_y = 903.898 \text{ cm}^4$   
 $r_x = 9.93 \text{ cm}$   
 $r_y = 7.237 \text{ cm}$   
 $S_x = 133.90 \text{ cm}^3$



a) Calculo del esfuerzo actuante máximo

$$fb_x = \frac{2.02 \times 10^3}{133.90} = 1508.588 \text{ kg/cm}^2$$

b) Calculo del esfuerzo permisible a flexión

El esfuerzo de fluencia para el perfil propuesto formado en frío es  $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

El esfuerzo permisible a flexión para perfiles formados en frío se calcula con las siguientes expresiones:

$$Fb = \frac{F_y}{1.65} \quad \text{para } \frac{l}{r} \leq 58$$

$$Fb = 0.67 F_y - \frac{(l/r)^2 F_y^2}{1.73 \times 10^4} \quad \text{para } 58 \leq \frac{l}{r} \leq 129$$

$$Fb = \frac{19686800}{(l/r)^2} \quad \text{para } \frac{l}{r} \geq 129$$

$$\frac{l}{r_y} = \frac{500}{7.237} = 69.089$$

$$Fb = 0.67(3515) - \frac{(69.089)^2 (3515)^2}{1.73 \times 10^4} = 2014.154 \text{ kg/cm}^2$$

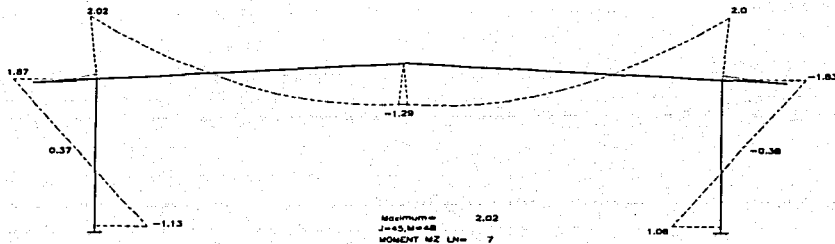
c) Interacciones de esfuerzo a flexión y de deformaciones

$$\Delta_{PERM} = \frac{l}{240} + 0.5 = \frac{1000}{240} + 0.5 = 4.667 \text{ cm}$$

De la corrida del programa de análisis estructural obtenemos la deformación máxima por carga gravitacional en todas las traves de cubierta  
 Deformación máxima por carga gravitacional  $\Delta_{MAX} = 2.03 \text{ cm}$

Interacción  $\frac{fb}{Fb} = \frac{1508.588}{2014.154} = 0.749 < 1.0 \quad \therefore \text{Bien por resistencia a flexión}$

Interacción  $\frac{\Delta_{MAX}}{\Delta_{PERM}} = \frac{2.03}{4.667} = 0.435 < 1.0 \quad \therefore \text{Bien por deformaciones}$





7.7) ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA COLUMNA CM-3

7.7.1) ANÁLISIS

De la corrida del programa estructural Staad III obtenemos los elementos mecánicos máximos por flexión en ambos ejes, así como por carga axial

CONDICION	MIEMBRO	CARGA	P	My	Mz
			(T)	(T M)	(T M)
P max	6	16	1.86	0.01	1.30
Mx max	11	17	0.22	0.40	0.03
Mz max	3	7	1.79	0.00	1.87

Calculo aproximado de la sección necesaria

$$S_{NEC} = \frac{M_{max}}{S} = \frac{1.87 \times 10^3}{1518} = 123 \text{ cm}^3$$

7.7.2) DISEÑO

Del manual IMCA obtenemos la sección necesaria y que corresponde a un perfil tubular OC-219x6.35 y que tiene las siguientes propiedades:

$$\begin{aligned} A &= 42.44 \text{ cm}^2 \\ I &= 2403.40 \text{ cm}^4 \\ S &= 219.39 \text{ cm}^3 \\ r &= 7.53 \text{ cm} \end{aligned}$$

a) Calculo de esfuerzos actuantes  
La combinación crítica de diseño es la No. 7

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{1790}{42.44} = 42.117 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M_x}{S} = \frac{1.87 \times 10^3}{219.39} = 852.363 \text{ kg/cm}^2$$

b) Calculo del esfuerzo permisible a flexión  
De la sección 1.5.1.4 (Esfuerzo permisible a flexión del manual IMCA)  
Revisión de la relación diámetro espesor

$$\frac{d}{t} = \frac{219}{6.35} = 35 < \frac{232000}{F_y} = \frac{232000}{2530} = 92$$

∴ Si cumple

$$F_b = 0.66 F_y = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

c) Calculo del esfuerzo permisible a compresión  
De la sección 1.5.1.3 (Esfuerzo permisible a compresión del manual IMCA)  
El factor de longitud efectiva es K = 2.1  
La longitud libre de la columna es L = 335 cm

$$C_c = \frac{2\pi^2 E}{F_y} = \frac{(2)(\pi)^2 (E)}{2530} = 128$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{(2.1)(335)}{7.53} = 92.426$$

$$F_u = \frac{\left[1 - \frac{(kl'r)^2}{2Cc^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(kl'r)^2}{8Cc} - \frac{(kl'r)^3}{8Cc^2}} = \frac{\left[1 - \frac{(93.426)^2}{(2)(128)^2}\right] 2530}{\frac{5}{3} + \frac{(3)(93.426)}{(8)(128)} - \frac{(93.426)^3}{(8)(128)^3}} = 981.136 \text{ kg/cm}^2$$

d) Revisión por esfuerzos combinados  
De la sección 1.6 (Compresión axial y flexión)

$$\frac{f_u}{F_u} = \frac{42.117}{981.136} = 0.043 < 0.15$$

$$\text{Interacción} = \frac{f_u}{F_u} + \frac{f_{by}}{F_{by}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}}$$

$$\text{Interacción} = \frac{42.117}{981.136} + \frac{0.00}{1670} + \frac{852.363}{1670} = 0.553 < 1.00$$

∴ Bien por resistencia a esfuerzos combinados

e) Revisión por desplazamientos

Desplazamiento permisible máximo  $\Delta_{perm} = 0.006 H = (0.006)(335) = 2.01 \text{ cm}$

De la corrida del programa estructural Staad III se obtuvieron los desplazamientos máximos, que corresponden a acciones de viento y sismo

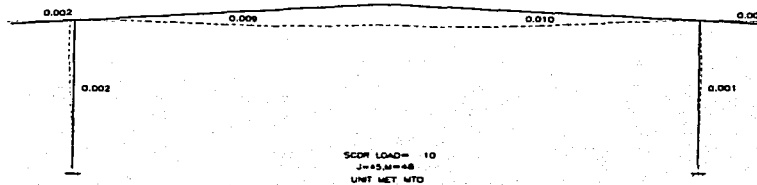
Desplazamiento máximo por viento  $\Delta_{max} = 0.20 \text{ cm}$

Desplazamiento máximo por sismo  $\Delta_{max} = (0.20 \text{ cm})(4) = 0.80 \text{ cm}$  Ríge diseño

Para la obtención del desplazamiento real por sismo deberá multiplicarse este por el coeficiente de amortiguamiento Q utilizado en el análisis sísmico.

$$\text{Interacción} \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{perm}} = \frac{0.80}{2.01} = 0.398 < 1.0$$

∴ Bien por desplazamientos



7.8) ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA PLACA BASE PB-3

De la corrida del programa estructural Staad III obtenemos los elementos mecánicos máximos por flexión en ambos ejes, así como por carga axial.

CONDICION	NODO	CARGA	P	Mx	Mz	V
			(T)	(TM)	(TM)	(T)
P max	11	16	1.86	0.01	0.75	0.81
Mx max	21	17	0.22	0.40	0.03	0.26
Mz max	5	7	1.79	0.07	1.13	0.89

Propongo una placa base de 40 x 40 cm y un dado de 45 x 45 cm, con lo que se garantiza: Facilidad en la colocación de la soldadura columna-placa, espacio para la llave que ha de apretar las tuercas de las anclas y separación entre las anclas y el acero de refuerzo del dado.

a) Cálculo de esfuerzos actuales máximos de tensión y compresión. La condición crítica de diseño es con Mz max, es decir por carga vertical máxima en el nodo 5

$$\text{Modulo de sección de la placa } S = \frac{HF^2}{6} = \frac{(40)(40)^2}{6} = 10667 \text{ cm}^3$$

$$\text{Esfuerzo máximo de compresión } f_1 = \frac{P}{A} + \frac{Mz}{S}$$

$$f_1 = \frac{1790}{(40)^2} + \frac{1.13 \times 10^3}{10667} = 11.712 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo máximo de tensión } f_2 = \frac{P}{A} - \frac{Mx}{Sx}$$

$$f_2 = \frac{P}{A} - \frac{Mx}{Sx} = \frac{1790}{(40)^2} - \frac{1.13 \times 10^3}{10667} = -9.475 \text{ kg/cm}^2$$

b) Revisión por aplastamiento del dado

Área de aplastamiento =  $A_1 = 40 \times 40 \text{ cm} = 1600 \text{ cm}^2$

Área de concreto =  $A_2 = 45 \times 45 \text{ cm} = 2025 \text{ cm}^2$

Esfuerzo permisible de aplastamiento  $F_p = 0.35 f'c \cdot \frac{A_1}{A_2}$

$$F_p = (0.35)(250) \cdot \frac{1600}{2025} = 77.778 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_p < f_1 \quad \therefore \text{Bien por aplastamiento}$$

c) Análisis de cuerpo libre

$$\Sigma Fy = 0$$

$$T + P - C = 0 \quad \Rightarrow \quad T + 1790 - \frac{1}{2} (11.712)(40) \text{kd} = 0$$

$$T - 234.240 \text{ kd} + 1790 = 0$$

$$\Sigma Mz = 0$$

$$T G + C \bar{x} - Mz = 0 \quad \Rightarrow \quad T(15) + \frac{1}{2} (11.712)(40) \text{kd} (20 - \frac{\text{kd}}{3}) - 113000 = 0$$

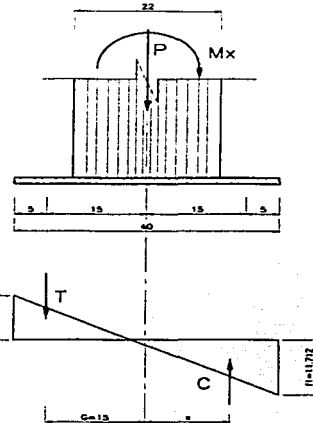
$$15 T + 4684.80 \text{ kd} - 78.08 \text{ kd}^2 - 113000 = 0$$

De las ecuaciones anteriores obtenemos:

$$5.205 \text{ kd}^2 - 544.560 \text{ kd} + 9323.333 = 0$$

Y resolviendo tenemos que

$$\text{kd} = 21.566 \text{ cm}$$



d) Cálculo del número de anclas

Despejando T:

$$T = (78.080 \text{ kd}^2 - 4684.80 \text{ kd} + 113000)(1/15)$$

$$T = 5.205 \text{ kd}^2 - 312.320 \text{ kd} + 7533.333$$

$$T = 3219 \text{ kg}$$

$$\text{No. Anclas de } \phi = 5/8" = \frac{T}{A_s F_t} = \frac{3219}{(1.30)(1518)} = 1.6 \approx 2$$

Propongo 2 anclas por lado

$$f_t = \frac{3219}{(1.30)(2)} = 1238.077 \text{ kg/cm}^2$$

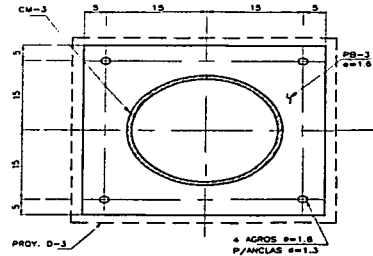
$$f_v = \frac{890}{(1.30)(2)} = 342.308 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_t = 1820 - 1.8 f_v$$

$$F_t = 1820 - 1.8(342.308) = 1203.846 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4 F_y = 0.4(2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{INTERACCIÓN } \frac{f_t}{F_t} = \frac{1238.077}{1203.846} = 1.03 \approx 1.0$$



∴ Bien por anclaje

e) Cálculo del espesor de placa

Por semejanza de triángulos obtenemos  $f_3$  y  $f_4$

$$\frac{11.712}{21.566} = \frac{f_3}{12.566}$$

$$f_3 = 6.824 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_4 = 11.712 - 6.824 = 4.888 \text{ kg/cm}^2$$

Para el momento de un cantiliver con carga uniforme mas carga triangular y simplificando con J el momento de diseño se obtiene con:

$$M = \frac{f_3 J^2}{2} + \frac{f_4 J^2}{3}$$

$$M = \frac{(6.824)(9)^2}{2} + \frac{(4.888)(9)^2}{3} = 408 \text{ kg-cm}$$

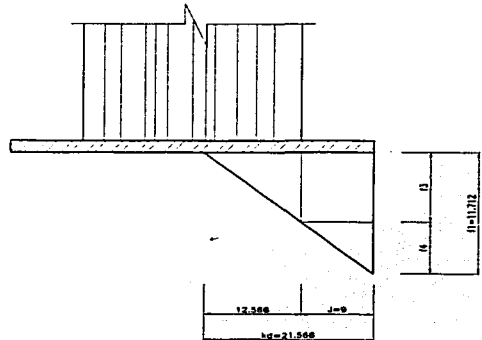
El espesor de placa se obtiene con:

$$t = \sqrt{\frac{6M}{0.75 F_y}}$$

$$t = \sqrt{\frac{(6)(408)}{(0.75)(2530)}} = 1.14 \text{ cm}$$

Propongo que la placa sea de  $t = 1/2"$

$t = 1.3 \text{ cm} > 1.14 \text{ cm}$  ∴ Bien por espesor de placa.



7.9) ANALISIS Y DISEÑO DE LA ZAPATA AISLADA ZA-3

a) Elementos de diseño  
 Del análisis de la placa ( PB-3 )  
 $P = 1.79 \text{ t}$   
 $M_x = 0.07 \text{ t.m}$   
 $M_z = 1.13 \text{ t.m}$   
 $V = 0.89 \text{ t}$

b) Revisión por capacidad de carga  
 La descarga de la zapata al terreno se calcula con:

$$\sigma = \frac{Pu}{A(B-2e)} \Rightarrow e = \frac{\Sigma M}{\Sigma P}$$

Para estimar el peso de la cimentación supongo una zapata de 1.50 m x 1.50 m a 1.00 m de profundidad

W DADO =	(2.4)(0.45)(0.85) =	0.413 t
W LOSA =	(2.4)(1.50)(0.15) =	0.810 t
W RELLENO =	(1.6)(0.55)(0.85) =	1.499 t
W CIMENTACION =		2.722 t

La reacción en la base produce un momento adicional:  
 $M = V d_r = 0.89 (1.00) = 0.89 \text{ t.m}$

$$\Sigma M = 1.13 + 0.89 = 2.02 \text{ t.m}$$

$$\Sigma P = 1.79 + 2.722 = 4.512 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{2.02}{4.512} = 0.448 \text{ t.m}$$

$$\sigma = \frac{1.4(4.512)}{1.5[1.5 - 2(0.448)]} = 6.972 \text{ t/m}^2 < 20.0 \text{ t/m}^2$$

∴ Bien por capacidad de carga

c) Factor de seguridad a volteo

$$FS_{volteo} = \frac{M_R}{M_V} \quad M_R = \Sigma p \frac{B}{2} \quad M_V = \Sigma M$$

$$M_R = 4.512 \frac{1.5}{2} = 3.384 \text{ t.m}$$

$$FS_{volteo} = \frac{3.384}{2.02} = 1.675 > 1.5$$

∴ Bien por seguridad a volteo

d) Revisión por punzonamiento

Propongo que la losa tenga un espesor total de 15 cm

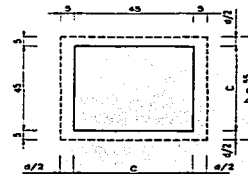
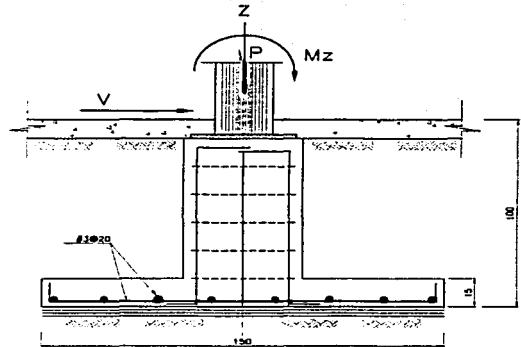
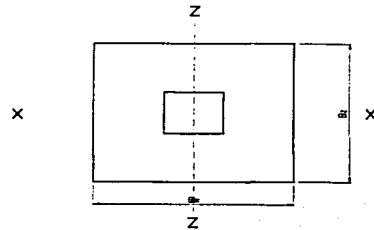
El cortante por penetración del dado sobre la losa se calcula con:

$$V_p = \frac{P_u}{A_p} + \frac{\alpha M C_{AB}}{J_c}$$

$$P_u = \frac{F_c P}{A'} = \frac{1.4(1.79)}{1.5[1.5 - 2(0.448)]} = 2.766 \text{ t/m}^2$$

$$P_u = F_c P - P_u b_1 b_2 = 1.4(1.79) - 2.766(0.55)(0.55) = 1.669 \text{ t}$$

$$A_p = 4(C+d)d = 4(45+10)10 = 2200 \text{ cm}^2$$



Fracción de momento que induce cortante en la losa  $\alpha$  :

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 2.3 \frac{(C_1 + d)}{(C_2 + d)}} = 0.4$$

$$C_{AB} = \frac{b_s}{2} = \frac{45 + 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$J = \frac{d(C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(C_2 + d)(C_1 + d)^2}{2}$$

$$J = \frac{10(55)^3}{6} + \frac{55(10)^3}{6} + \frac{10(55)^2}{2} = 1118333 \text{ cm}^4$$

$$V_p = \frac{P_u}{A_p} + \frac{\alpha M C_{AB}}{J_c} = \frac{1669}{2200} + \frac{(0.4)(2.02 \times 10^3)(27.5)(1.4)}{1118333} = 3.54 \text{ kg/cm}^2$$

El cortante resistente  $V_R$  se calcula:

$$V_R = F_R \sqrt{f'c} = 0.8 \sqrt{200} = 11.314 \text{ kg/cm}^2 > 3.54 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{Bien por resistencia a punzonamiento}$$

e) Diseño del acero de refuerzo

$$P_u = \sigma - P_c$$

$$P_u = 1.4W = 1.4[2.4(0.15) + 1.6(0.85)] = 2.408 \text{ t/m}^2$$

$$P_u = 6.972 - 2.408 = 4.564 \text{ t/m}^2$$

$$M_u = \frac{P_u l^2}{2} = \frac{(4.564)(0.525)^2}{2} = 0.629 \text{ t m}$$

Del apéndice A del González Cuevas

$$\frac{M_u}{bd^2 f'c} = \frac{0.629 \times 10^3}{(100)(10)^2 (170)} = 0.037 \Rightarrow \rho = 0.04$$

$$A_s = \frac{qb d f'c}{F_y} = \frac{(0.04)(100)(10)(170)}{4200} = 1.619 \text{ cm}^2$$

Propongo colocar  $V_s \# 3 @ 20$

$$A_s = \frac{0.71(100)}{20} = 3.55 \text{ cm}^2 > 1.619 \text{ cm}^2$$

$\therefore$  Bien por acero de refuerzo

$$\rho = \frac{3.55}{(100)(10)} = 0.004 > 0.003$$

$\therefore$  Bien por acero mínimo

f) Revisión por cortante como viga ancha

$$V_u = P_u l = 4.564(0.525) = 2.396 \text{ t}$$

$$V_c = [0.2 + 30\rho] \sqrt{f'c} (b)(d)(F_R) = 3847 \text{ kg} > 2396 \text{ kg}$$

$$V_c = [0.2 + 30(0.004)] \sqrt{200} (100)(10)(0.85) = 3847 \text{ kg} > 2396 \text{ kg} \therefore \text{Bien por resistencia a cortante}$$

g) Diseño del dado

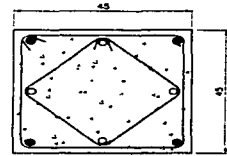
El dado se diseñará como columna corta, el cual se armara con la cuantía mínima para columnas

$$\rho_{mn} = 0.01 \quad A_s = 0.01 (45)^2 = 20 \text{ cm}^2$$

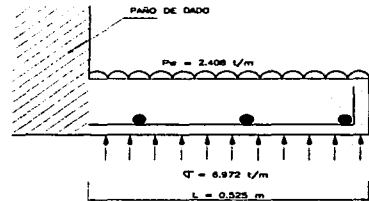
Propongo colocar 4 Vs # 6 + 4 Vs # 5

$$A_s = 4(2.87 + 1.99) = 19.44 \text{ cm}^2 \approx 20 \text{ cm}^2$$

$\therefore$  Bien por acero de refuerzo



(●) 4#6  
(○) 4#5  
EST. #3#20  
DADO



**8.- EDIFICIO DE OFICINAS Y SERVICIOS**

**8.1) ANÁLISIS SISMICO**

**a) Datos de análisis**

El coeficiente sísmico a utilizar es  $C_s = 0.08$  por ser terreno tipo 1, estructura grupo B, muros de piezas macizas de barro rojo recocido y tener una altura total de 5.40 m.

**b) Condiciones para aplicar el método simplificado**

- En cada planta al menos el 75 % de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre si mediante losas monolíticas.
  - Existen dos muros de carga paralelos cuya dimensión ( 5 m) es igual a la mitad de la dimensión mayor del edificio ( 10.25 m )
  - La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio ( $10.25 / 5.0 = 2$ ) no excederá de 2.
  - La relación entre la altura y menor dimensión del edificio ( $5.4 / 5.0 = 1.08$ ) no excederá de 1.5
  - La altura del edificio ( 5.40 m ) no excederá de 13 m
- Por cumplir condiciones si aplica método simplificado

**c) Cargas**

Área por planta =  $(10.25 \text{ m})(6.0 \text{ m}) = 61.50 \text{ m}^2$

Longitud de muros por planta = 42 m

Peso de muros = 650 kg/m

Peso azotea =  $0.590 \text{ t/m}^2 (61.5 \text{ m}^2) + 0.65 \text{ t/m} (42 \text{ m}) = 63.585 \text{ t}$

Peso entrepiso =  $0.550 \text{ t/m}^2 (61.5 \text{ m}^2) + 0.65 \text{ t/m} (42 \text{ m}) = 61.125 \text{ t}$

Peso total =  $63.585 + 61.125 = 124.71 \text{ t}$

**d) Cortante en la base**

El cortante en la base en ambas direcciones se calcula

$$V = C_s W \quad V = (0.08)(124.71 \text{ t}) = 9.977 \text{ t}$$

El cortante calculado se distribuye en los muros ocasionando un esfuerzo promedio

$$v = \frac{V}{\sum F_i L_i}$$

$F_i$  es un factor reductivo en funcion de la longitud y se calcula

$$F_i = \left( 1.33 \frac{L}{h} \right)^2 \leq 1$$

**e) Análisis sísmico en X**

El factor  $F_i$  vale 1 para todos los muros en consideración

Longitud de muros en X =  $10.25 + 2.5 = 12.75 \text{ m}$

$$v = \frac{9977}{(14)(1275)} = 0.559 \text{ kg/cm}^2$$

El cortante resistente de tabiques de barro recocido es de  $3 \text{ kg/cm}^2 > 0.559 \text{ kg/cm}^2$

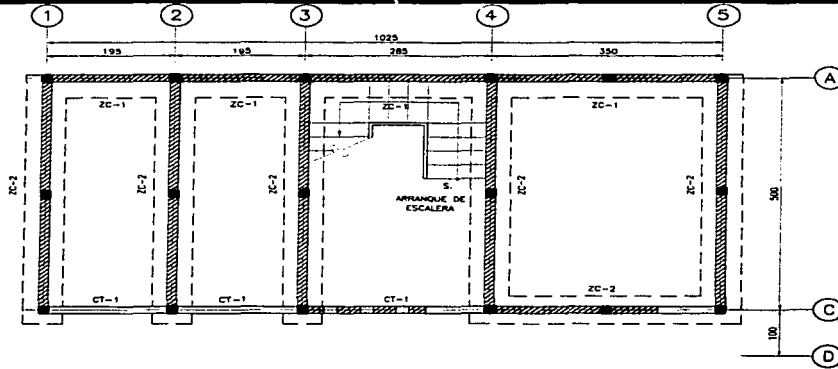
∴ Bien por sismo en X

**f) Análisis sísmico en Z**

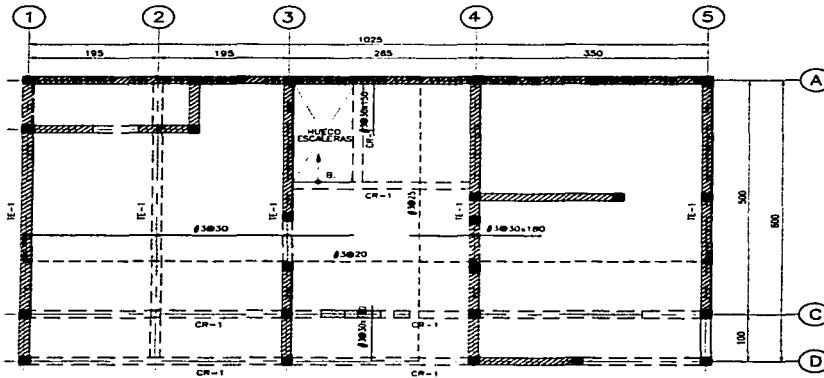
Longitud de muros en Z = 25 m

$$v = \frac{9977}{(14)(2500)} = 0.285 \text{ kg/cm}^2 < 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Bien por sismo en Z

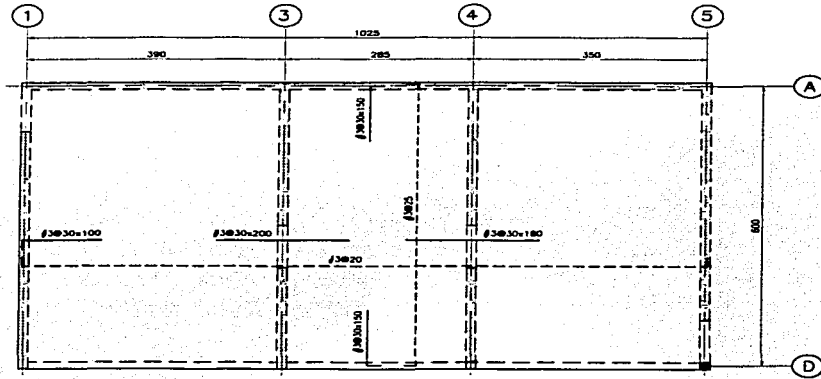


PLANTA DE CIMENTACION  
ESC. 1:100



PLANTA DE ENTREPISO  
h=10 cm ESC. 1:100





PLANTA DE AZOTEA  
n=12 cm Esc. 1:100

8.2) ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSA DE AZOTEA

a) Datos de diseño

$$W = 620 \text{ kg/m}^2$$

Tablero aislado

$$\text{Claro corto } a_1 = 390 - 15 = 375 \text{ cm}$$

$$\text{Claro largo } = a_2 = 600 - 15 = 585 \text{ cm}$$

b) Cálculo del peralte efectivo

$$d_{\min} = \frac{\text{perímetro}}{300} \cdot 0.034 \cdot (0.6)(F_c)(w)$$

$$d_{\min} = \frac{(375 + 585)(2)(1.25)}{300} \cdot (0.034) \cdot (0.6)(4200)(620) = 9.61 \text{ cm}$$

Propongo que la losa sea de 12 cm de espesor con un peralte efectivo de 10 cm > 9.61 cm

c) Cálculo de momentos en franjas centrales

$$\text{Relación } m = \frac{\text{claro} - \text{corto}}{\text{claro} - \text{largo}} = \frac{375}{585} = 0.641 \approx 0.6$$

$$(10^{-4})(W)(a_1)^2 = (10^{-4})(620)(375)^2 = 0.872$$

MOMENTO	CLARO	a	M (kg m)	Mn (kg m)	Q	q	As (cm <sup>2</sup> )	S (cm)
Neg. En bordes discontinuos	corto	530	462.16	647.02	0.038	0.042	1.70	42
	largo	330	287.78	402.86	0.024	0.025	1.01	70
Positivo	corto	800	697.60	976.64	0.057	0.065	2.63	27
	largo	500	436.00	610.40	0.036	0.040	1.62	44

d) Acero de refuerzo definitivo

El acero mínimo se calcula con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{66000h}{f_y(h+100)} = \frac{66000(12)}{4200(112)} = 1.684 \text{ cm}^2 \quad S = \frac{(100)(0.71)}{1.684} = 42 \text{ cm}$$

Propongo Vs # 3@20 para el claro corto positivo y Vs # 3@25 para el claro largo positivo, para el acero negativo propongo bastones con Vs # 3 @ 30

e) Revisión por cortante

El cortante actuante en una losa se calcula con la expresión

$$V_u = F_c \left( \frac{a_1}{2} - d \right) w + \left( 1 + \left( \frac{a_1}{a_2} \right)^0 \right) = 1.4 \left( \frac{3.75}{2} - 0.1 \right) 620 + \left( 1 + \left( \frac{3.75}{5.85} \right)^0 \right) = 1441 \text{ kg}$$

El cortante resistente se calcula con la siguiente expresión

$$V_{CR} = 0.5 F_c b d \sqrt{f_c} = (0.5)(0.85)(100)(10) \sqrt{200} = 6010 \text{ kg} > 1441 \text{ kg} \therefore \text{ Bien por resistencia a cortante}$$

8.3) ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA TRABE TE-1

La trabe de entrepiso a diseñar trabaja en volado y además de su peso propio debe soportar su carga tributaria de entrepiso, carga uniforme del muro que tiene encima y la carga tributaria de azotea que corresponde al muro en cuestión.  
 La carga de diseño es de 620 kg/m<sup>2</sup>  
 El muro pesa  $W_{muro} = (1.6 \text{ t/m}^3)(0.15 \text{ m})(2.70 \text{ m}) = 0.648 \text{ t/m}$

a) Carga de azotea

La carga uniforme de azotea se obtiene de las áreas tributarias multiplicadas por la descarga de azotea y dividiendo entre la longitud total del muro de carga.

$$A_{tributaria} = \frac{(6.0 + 2.1)(1.95)}{2} + \frac{(6.0 + 3.15)(1.425)}{2} = 14.417 \text{ m}^2$$

$$W_{azotea} = \frac{14.417(0.62)}{6} = 1.49 \text{ t/m}$$

La carga puntual es provocada por los cerramientos al final del muro de carga

$$P_{azotea} = \left[ \frac{(3.90)(1.95)}{2} + \frac{(2.85)(1.425)}{2} \right] (0.62)(0.5) = 1.808 \text{ t}$$

b) Carga de entrepiso

La carga de entrepiso se obtiene del muro y de sus áreas tributarias.

$$W_{entrepiso} = 0.648 + \frac{1.95 + 2.85}{2} (0.62) = 2.136 \text{ t/m}$$

c) Carga uniforme de diseño

$$W_{total} = 1.49 + 2.136 = 3.626 \text{ t/m}$$

d) Análisis

El momento actuante se calcula:

$$M = \frac{wl^2}{2} + pl = \frac{(3.626)(1.0)^2}{2} + 1.808(1.0) = 3.621 \text{ t m}$$

El cortante:

$$V = wl + p = (3.626)(1.0) + 1.808 = 5.434 \text{ t}$$

e) Revisión por flexión

Propongo una sección de 15 x 35 cm  
 Del apéndice A del González Cuevas.

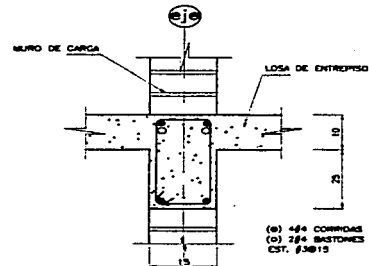
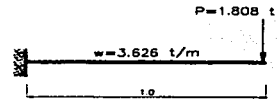
$$\frac{M_u}{bd^2 f''c} = \frac{1.4(3.621 \times 10^3)}{(15)(33.5)^2(170)} = 0.177 \quad q = 0.2$$

$$A_s = \frac{q b d f''c}{F_y} = \frac{(0.2)(15)(33.5)(170)}{4200} = 4.068 \text{ cm}^2$$

Propongo 4 Vs#4 corridas y 2 bastones de Vs#4

$$A_s = 1.27 \text{ cm}^2 (4) = 5.08 \text{ cm}^2 > 4.068 \text{ cm}^2$$

∴ Bien por acero a flexión



SECCION

(e) 4#4 CORRIDAS  
 (c) 2#4 BASTONES  
 CST. #3#15

g) Revisión por cuantía de acero máxima

Revisando la cuantía en la sección de los bastones por acero máximo

$$p = \frac{5.08}{(15)(33.5)} = 0.010$$

$$p_s = \left( \frac{f'c}{F_y} \right) \left( \frac{4800}{F_y + 6000} \right) = \left( \frac{170}{4200} \right) \left( \frac{4800}{4200 + 6000} \right) = 0.019$$

$$p_{max} = 0.75 p_s = (0.75)(0.019) = 0.014 > 0.01 \quad \therefore \text{Bien por cuantía máxima de acero}$$

h) Revisión por cortante

Revisando la cuantía en el lecho bajo por acero mínimo

$$p = \frac{(1.27)(2)}{(15)(33.5)} = 0.005$$

$$p_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{F_y} = \frac{(0.7) \sqrt{250}}{4200} = 0.003 < 0.005 \quad \text{Bien por cuantía mínima de acero}$$

La resistencia a cortante sin refuerzo transversal se calcula:

$$V_c = F_n [0.2 + 30p] b d \sqrt{f'c} = 0.85 [0.2 + (30)(0.005)] (15)(33.5) \sqrt{200} = 2214 \text{ kg}$$

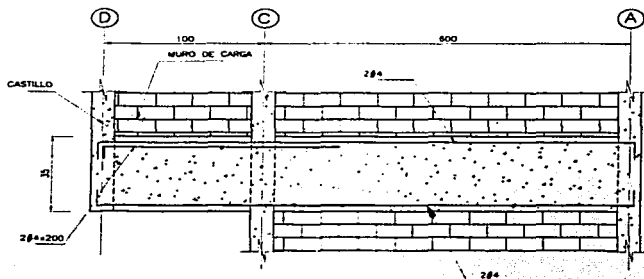
El cortante último

$$V_u = 1.4(5.434) = 7.608 \text{ t}$$

La resistencia a cortante con refuerzo transversal:

Suponiendo estribos de Va#3@15

$$V_s = \frac{A_s F_y d F_n}{s} = \frac{(0.71)(2)(4200)(33.5)(0.85)}{15} = 11322 \text{ kg} > 7608 \text{ kg} \quad \therefore \text{Bien por resistencia a cortante}$$



IPARE TE-1  
EST. #3

8.4) ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ZAPATA CORRIDA ZC-2

Para el diseño de la zapata corrida tomamos en consideración la que a simple vista esta mas cargada y obtenemos la carga conforma que recibe desde azotea.

a) Bajada de cargas

$$A_{\text{azotea}} = \frac{(6.0 + 3.15)(1.425)}{2} + \frac{(6.0 + 2.5)(1.75)}{2} = 13.957 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{azotea}} = \frac{(13.957)(0.62)}{6} = 1.442 \text{ t/m}$$

$$W_{\text{muro}} = (1.60)(0.15)(5.20) = 1.248 \text{ t/m}$$

$$W_{\text{total}} = 2(1.442) + 1.248 = 4.132 \text{ t/m}$$

b) Revisión por capacidad de carga

Propongo un zapata de 0.60 m de base a 0.60 m de dr.

$$W_{\text{contratabe}} = 2.4 (0.15)(0.45) = 0.162 \text{ t/m}$$

$$W_{\text{losa}} = 2.4 (0.60)(0.15) = 0.216 \text{ t/m}$$

$$W_{\text{retano}} = 1.6 (0.45)(0.45) = 0.324 \text{ t/m}$$

$$W_{\text{total}} = 0.702 \text{ t/m}$$

Analizando por metro unitario de zapata

$$\Sigma_w = 4.132 + 0.702 = 4.834 \text{ t}$$

$$\sigma = F_z \frac{P}{A} = 1.4 \frac{4.834}{0.60} = 11.3 \text{ t/m}^2 < 20.0 \text{ t/m}^2$$

∴ Bien por capacidad de carga

c) Diseño del acero de refuerzo a flexion

$$P_n = \sigma - P_v$$

$$P_n = 1.4W = 1.4[2.4(0.15) + 1.6(0.45)] = 1.512 \text{ t/m}$$

$$P_n = 11.3 - 1.512 = 9.788 \text{ t/m}$$

$$M_n = \frac{P_n l^2}{2} = \frac{(9.788)(0.225)^2}{2} = 0.25 \text{ t m}$$

Del apéndice A del Gonzalez Cuevas

$$\frac{M_n}{bd^2 f''c} = \frac{0.25 \times 10^3}{(100)(10)^2 (170)} = 0.015 \Rightarrow q = 0.015$$

$$A_s = \frac{q b d f''c}{F_y} = \frac{(0.015)(100)(10)(170)}{4200} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Propongo colocar  $V_s \#3 @ 20$

$$A_s = \frac{0.71(100)}{20} = 3.55 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

∴ Bien por acero de refuerzo

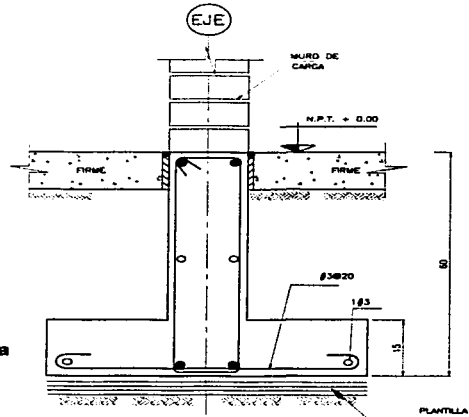
d) Revisión por cortante

$$p = \frac{3.55}{(100)(10)} = 0.004$$

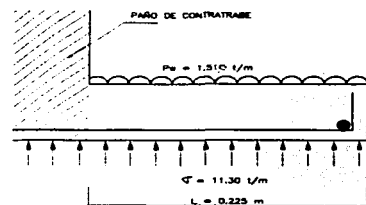
$$V_n = P_n l = 9.788(0.225) = 2.202 \text{ t}$$

$$V_{cr} = F_n [0.2 + 30p] b d \sqrt{f''c} = 0.85 [0.2 + 30(0.004)] (100)(10) \sqrt{200} = 3847 \text{ kg} > 2202 \text{ kg}$$

∴ Bien por resistencia a cortante



ZAPATA ZC-2



**9. ANUNCIO DISTINTIVO ESPECTACULAR**

9.1) ANÁLISIS DE VIENTO

9.1.1) CONSIDERACIONES

Para el análisis de viento se utilizará el Manual de Diseño de Obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad porque en ellas se incluye el cálculo de la presión dinámica de base para una estructura en un terreno específico y las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Viento del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal la consideran de  $30 \text{ kg/m}^2$ , que por lo general es inferior a la obtenida por CFE.

9.1.2) CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA SEGÚN SU IMPORTANCIA

Según el inciso 4.3, para estructuras que presentan un bajo riesgo de pérdida de vidas humanas y daños materiales de magnitud intermedia como plantas industriales, bodegas y gasolineras, la estructura se clasifica **GRUPO B**.

9.1.3) CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA SEGÚN SU RESPUESTA ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO

Según el inciso 4.4 de acuerdo con la sensibilidad ante los efectos de ráfagas y a su correspondiente respuesta dinámica.

Estructuras que por su alta relación de aspecto o las dimensiones reducidas de su sección transversal son sensibles a las ráfagas de corta duración. Se incluye los anuncios.

Por lo tanto la estructura es **TIPO 2**

9.1.4) DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE DISEÑO

Según el inciso 4.6 la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura se obtendrá con la ecuación:

$$V_D = F_T F_R V_R$$

a)  $F_T$  = Factor que depende de la topografía del sitio

De la tabla 1.5 por ser terreno inclinado con pendiente entre 5% y 10 %  $F_T = 1.1$

b) Clasificación del terreno según su rugosidad

De la tabla 1.1 por ser terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas (área urbana), el terreno es **CATEGORIA 3**

c) Clasificación de la estructura según su tamaño

De la tabla 1.2 por tener 10.90 m como mayor dimensión horizontal, la estructura es **CLASE A**

d) Factor de exposición  $F_z$

$F_z$  refleja la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura  $Z$  y se calcula con la expresión:

$$F_z = F_c F_{rz}$$

De la tabla I.3, por ser estructura clase B  $F_c = 1.0$

$F_{rz}$  es el factor de rugosidad y altura y establece la variación de la velocidad del viento con la altura  $Z$  y esta en función de la categoría del terreno y del tamaño de la construcción y se calcula con la expresión:

$$F_{rz} = 1.56 \left( \frac{10}{\delta} \right)^\alpha$$

De la tabla I.4 por ser terreno categoría 3 y estructura clase A,  $\alpha = 0.156$  y  $\delta = 390$

$$F_{rz} = 1.56 \left( \frac{10}{390} \right)^{0.156} = 0.881$$

Por lo tanto

$$F_z = (1.0)(0.881) = 0.881$$

d)  $V_R =$  Velocidad regional

De la tabla III.1 (a) para la Ciudad de México D.F. y para un periodo de retorno de 50 años

$V_R = 115$  km/h

Por lo tanto la Velocidad de diseño es de:

$$V_D = (1.1)(0.881)(115) = 111.447 \text{ km/h}$$

e) Presión dinámica de base ( $q_z$ )

Del inciso 4.7,  $q_z$  se calcula con la fórmula

$$q_z = 0.0048 G V_D^2$$

Factor de corrección por altura y temperatura  $G$

$$G = \frac{0.392 \Omega}{27.3 - t}$$

De la tabla III.1 b para México, D.F.  
a.s.n.m. = 2240

$$t = 23.4^\circ \text{C}$$

De la tabla 1.7 relación entre la altitud y la presión barométrica

Para una altitud de 2240 m

$$\Omega = 582.5 \text{ (mm de Hg)}$$

$$G = \frac{0.392(582.5)}{27.3 + 23.4} = 0.770$$

Con todos los parámetros definidos podemos calcular la presión dinámica de base

$$q_z = 0.0048(0.770)(111.447)^2 = 45.905 \text{ kg/m}^2$$

9.1.5) CALCULO DE LA PRESION NETA

Según el inciso 4.8.2.9 la presión neta se calcula con la siguiente expresión:

$$p_n = C_{Pn} K_p q_H$$

$$\text{si } \frac{b}{h_c} < 1.0 \Rightarrow \frac{3.40}{630} = 0.54 < 1.0$$

$$\text{si } \frac{h_g}{H} > 0.2 \Rightarrow \frac{630}{1120} > 0.56 > 0.2 \Leftrightarrow C_{Pn} = 2.0 \quad \text{coeficiente de presión neta}$$

$$K_p = 1.0 \quad \text{Factor de reducción de presión por porosidad}$$

$$q_H = 45.905 \text{ kg/m}^2 \quad \text{presión dinámica de base del viento}$$

$$p_n = 2.0 ( 1.0 ) 45.905 \text{ kg/m}^2 = 91.81 \text{ kg/m}^2$$

Empuje uniforme sobre una columna

$$h_{trib} = \frac{3.40}{2} = 1.70 \text{ m}$$

$$w_0 = 92 \text{ kg/m}^2 (1.70 \text{ m}) = 156 \text{ kg/m}$$

De tabla vigas en cantiliver caso 5

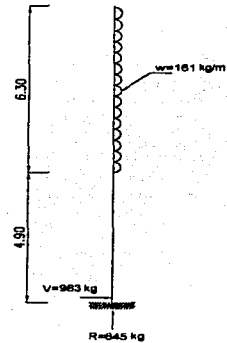
$$M = w b ( a + b/2 )$$

$$M = 0.156 \text{ t/m } (6.6 \text{ m}) ( 4.9 \text{ m} + 6.6 \text{ m} / 2 ) = 8.44 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$V = 983 \text{ kg}$$

$$R_A = 50 \text{ kg/m } ( 11.2 + 1.70 ) = 645 \text{ kg}$$

Momento ( ton/m )	Peso ( ton )	Cortante ( ton )
8.44	0.645	0.983



VIGA EN CANTILIVER



9.2) ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA COLUMNA CM-2

9.2.1) ANÁLISIS DE LA COLUMNA

Del análisis de viento:

$$\begin{aligned} M &= 8.44 \text{ ton-m} \\ P &= 0.645 \text{ ton} \\ V &= 0.983 \text{ ton} \end{aligned}$$

Calculo aproximado de la sección necesaria

$$S_{NEC} = \frac{M_{max}}{S} = \frac{8.44 \times 10^5}{1518} = 556 \text{ cm}^3$$

9.2.2) DISEÑO

De lo anterior se obtiene del manual IMCA la sección necesaria, la cual corresponde a un perfil OR-254x7.9 kg/m, contando con las siguientes propiedades:

$$\begin{aligned} A &= 76.77 \text{ cm}^2 \\ I &= 7617 \text{ cm}^4 \\ S &= 601.41 \text{ cm}^3 \\ r &= 9.98 \text{ cm} \end{aligned}$$

a) Cálculo del esfuerzo actuante máximo

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{645}{76.77} = 8.402 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{8.44 \times 10^5}{601.41} = 1403.37 \text{ kg/cm}^2$$

b) Cálculo del esfuerzo permisible a flexión

De la sección 1.5.1.4 (Esfuerzo permisible a flexión del manual IMCA)  
Revisión de la tensión y compresión en las fibras extremas

$$F_b = 0.60 F_y = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

c) Cálculo del esfuerzo permisible a compresión

De la sección 1.9.2.2 (Esfuerzo permisible a compresión del manual IMCA)  
La relación ancho espesor no debe ser mayor de :

$$\frac{a}{e} < 2000 / \sqrt{F_y}$$

$$\frac{254}{7.9} = 32.15 < 2000 / \sqrt{3515} = 33.73$$

d) Cálculo del esfuerzo permisible a compresión

De la sección 1.5.1.3 (Esfuerzo permisible a compresión del manual IMCA)

El factor de longitud efectiva es  $K = 2.1$

La longitud libre de la columna es  $L = 1120 \text{ cm}$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{(2)(\pi)^2 (E)}{2530}} = 128$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{(2.1)(1120)}{9.98} = 235.67$$

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2} = \frac{12\pi^2 2039000}{23(235.67)^2} = 189.044 \text{ kg/cm}^2$$

e) Revisión por esfuerzos combinados  
De la sección 1.6 (Compresión axial y flexión)

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{8.402}{189.044} = 0.044 < 0.15$$

$$\text{Interacción} = \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{by}}{F_{by}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}}$$

$$\text{Interacción} = \frac{8.402}{189.044} + \frac{1403.37}{1670} + \frac{0}{1670} = 0.884 < 1.0$$

∴ Bien por resistencia a esfuerzos combinados

f) Revisión por desplazamientos

Desplazamiento permisible máximo  $\Delta_{perm} = 0.012 H = (0.012)(1120) = 13.44 \text{ cm}$

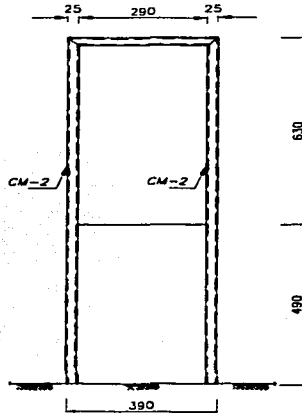
De la tabla vigas en cantiliver se obtuvo:

Desplazamiento máximo  $\Delta_{max} = 13.41 \text{ cm}$  Ríge diseño

Para la obtención del desplazamiento real por sismo deberá multiplicarse este por el coeficiente de amortiguamiento Q utilizado en el análisis sísmico.

$$\text{Interacción} \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{perm}} = \frac{13.41}{13.44} = 0.99 \approx 1.0$$

∴ Se considera aceptable por desplazamientos



CORTE ANUNCIO

9.3) ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA PLACA BASE PB-2

Del análisis de viento:

$$\begin{aligned} M &= 8.44 \text{ ton-m} \\ P &= 0.645 \text{ ton} \\ V &= 0.983 \text{ ton} \end{aligned}$$

Propongo una placa base de 50 x 50 cm y un dado de 55 x 55 cm, con lo que se garantiza: Facilidad en la colocación de la soldadura columna-placa, espacio para la llave que ha de apretar las tuercas de las anclas y separación entre las anclas y el acero de refuerzo del dado.

a) Cálculo de esfuerzos actuantes máximos de tensión y compresión.

$$\text{Modulo de sección de la placa } S = \frac{HF^2}{6} = \frac{(50)(50)^2}{6} = 20833 \text{ cm}^3$$

$$\text{Esfuerzo máximo a compresión } f_1 = \frac{P}{A} + \frac{Mx}{Sx}$$

$$f_1 = \frac{645}{(50)^2} + \frac{8.44 \times 10^5}{20833} = 40.771 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo máximo a tensión } f_2 = \frac{P}{A} - \frac{Mx}{Sx}$$

$$f_2 = \frac{P}{A} - \frac{Mx}{Sx} = \frac{645}{(50)^2} - \frac{8.44 \times 10^5}{20833} = -40.255 \text{ kg/cm}^2$$

b) Revisión por aplastamiento del dado

$$\text{Área de aplastamiento} = A_1 = 50 \times 50 \text{ cm} = 2500 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de concreto} = A_2 = 55 \times 55 \text{ cm} = 3025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo permisible de aplastamiento } F_p = 0.35 f_c \cdot \frac{A_1}{A_2}$$

$$F_p = (0.35)(250) \cdot \frac{2500}{3025} = 79.545 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_p > f_1 \quad \therefore \text{Bien por aplastamiento}$$

c) Análisis de cuerpo libre

$$\Sigma F_y = 0$$

$$T + P - C = 0 \quad \Rightarrow \quad T + 645 - \frac{1}{2} (40.771)(50)kd = 0$$

$$T - 1019.275 \text{ kd} + 645 = 0$$

$$\Sigma M_x = 0$$

$$T \cdot G + C \cdot \bar{x} - M_x = 0 \quad \Rightarrow \quad T(20) + \frac{1}{2} (40.771)(50)kd(25 - \frac{kd}{3}) - 844000 = 0$$

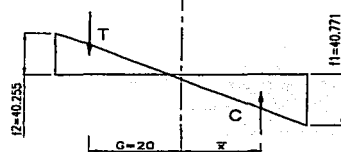
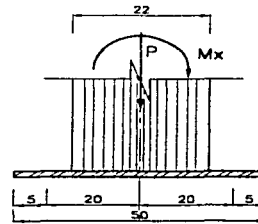
$$20T + 25481.875 \text{ kd} - 339.758 \text{ kd}^2 - 844000 = 0$$

De las ecuaciones anteriores obtenemos:

$$18.988 \text{ kd}^2 - 2293.369 \text{ kd} + 42845 = 0$$

Y resolviendo tenemos que

$$kd = 22.398 \text{ cm}$$



d) Cálculo del número de anclas

Despejando T:

$$T = (339.758 \text{ kd}^2 - 25481.875 \text{ kd} + 844000)(1/20)$$

$$T = 16.988 \text{ kd}^2 - 1274.094 \text{ kd} + 42200$$

$$T = 22185.219 \text{ kg}$$

Por la dimensión de rosca y área se toma en cuenta el área neta

$$\text{No. Anclas de } \phi = 1" = \frac{T}{AsFt} = \frac{22185}{(3.55)(1518)} = 4.1 \cong 4$$

Propongo 4 anclas por lado

$$f_t = \frac{22185}{(3.55)(4)} = 1562.324 \text{ kg/cm}^2$$

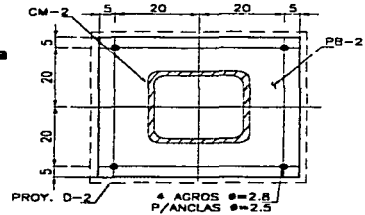
$$f_v = \frac{983}{(3.55)(4)} = 69.225 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_t = 1820 - 1.8 f_v$$

$$F_t = 1820 - 1.8(69.225) = 1695.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4 F_y = 0.4(2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{INTERACCIÓN } \frac{f_t}{F_t} = \frac{1562.324}{1695.40} = 0.922 < 1.0$$



∴ Bien por anclaje

e) Cálculo del espesor de placa

Por semejanza de triángulos obtenemos  $f_3$  y  $f_4$

$$\frac{40.771}{22.398} = \frac{f_3}{9.898}$$

$$f_3 = 18.017 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_4 = 40.771 - 18.017 = 22.754 \text{ kg/cm}^2$$

Para el momento de un cantiliver con carga uniforme mas carga triangular y simplificando con J el momento de diseño se obtiene con:

$$M = \frac{f_3 J^2}{2} + \frac{f_4 J^2}{3}$$

$$M = \frac{(18.017)(12.5)^2}{2} + \frac{(22.754)(12.5)^2}{3} = 2592.682 \text{ kg-cm}$$

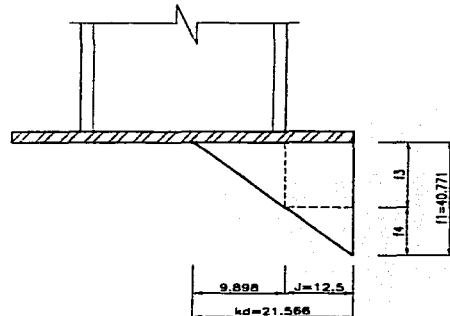
El espesor de placa se obtiene con:

$$t = \sqrt{\frac{6M}{0.75 F_y}}$$

$$t = \sqrt{\frac{(6)(2592.682)}{(0.75)(2530)}} = 2.863 \text{ cm}$$

Propongo que la placa sea de  $t = 1/4"$

$t = 3.6 \text{ cm} > 2.9 \text{ cm}$  ∴ Bien por espesor de placa.



9.4) ANALISIS Y DISEÑO DE LA ZAPATA AISLADA ZA-2

a) Elementos de diseño por columna

$$P = 0.645 \text{ t}$$

$$M_x = 8.44 \text{ t m}$$

$$V = 0.74 \text{ t}$$

b) Revisión por capacidad de carga

La descarga de la zapata al terreno se calcula con:

$$\sigma = \frac{Pu}{A(B-2e)} \Rightarrow e = \frac{\Sigma M}{\Sigma P}$$

- Para estimar el peso de la cimentación supongo una Zapata de 3.20 m x 2.50 m a 2.00 m de profundidad

$$W_{\text{DADOS}} = (2.4)(2)(0.55)^2(1.85) = 2.686 \text{ t}$$

$$W_{\text{LOSA}} = (2.4)(3.20)(2.50)(0.15) = 2.880 \text{ t}$$

$$W_{\text{RELLENO}} = (1.6)[(2.50)(3.20)(2.0) - 2.319] = 21.890 \text{ t}$$

$$W_{\text{CIMENTACION}} = 27.456 \text{ t}$$

La reacción en la base produce un momento adicional:  
 $M = V d_f = 0.74(2)(2.0) = 2.96 \text{ t m}$

$$\Sigma M = 8.44(2) + 2.96 = 19.84 \text{ t m}$$

$$\Sigma P = 27.456 + 2(0.645) = 28.746 \text{ t m}$$

$$e = \frac{19.84}{28.746} = 0.690 \text{ t m}$$

$$\sigma = \frac{1.1(28.746)}{3.2[2.5 - 2(0.690)]} = 8.823 \text{ t/m}^2 < 20.0 \text{ t/m}^2$$

∴ Bien por capacidad de carga

c) Factor de seguridad a volteo

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{M_R}{M_V} \quad M_R = \Sigma p \frac{B}{2} \quad M_V = \Sigma M$$

$$M_R = 28.746 \frac{2.5}{2} = 35.933 \text{ t m}$$

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{35.933}{19.840} = 1.811 > 1.5$$

∴ Bien por seguridad a volteo

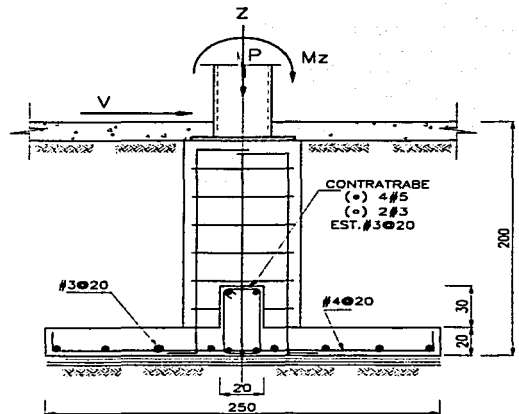
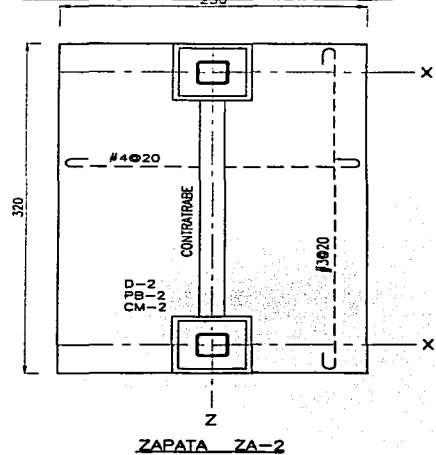
e) Diseño del acero de refuerzo de la losa

$$P_n = \sigma - P_u$$

$$P_n = 1.1W = 1.1[2.4(0.15) + 1.6(1.85)] = 3.652 \text{ t/m}^2$$

$$P_n = 8.823 - 3.652 = 5.171 \text{ t/m}^2$$

$$M_n = \frac{P_n l^2}{2} = \frac{(5.175)(1.15)^2}{2} = 3.422 \text{ t m}$$



Del apéndice A del González Cuevas

$$\frac{M_u}{bd^2 f''c} = \frac{3.422 \times 10^3}{(100)(15)^2(170)} = 0.09 \Rightarrow q = 0.095$$

$$A_s = \frac{q b d f''c}{F_y} = \frac{(0.095)(100)(15)(170)}{4200} = 5.768 \text{ cm}^2$$

Propongo colocar Vs #4 @ 20

$$A_s = \frac{1.27(100)}{20} = 6.35 \text{ cm}^2 > 5.768 \text{ cm}^2$$

∴ Bien por acero de refuerzo

$$p = \frac{6.35}{(100)(15)} = 0.004 > 0.003$$

∴ Bien por acero mínimo

f) Revisión por cortante como viga ancha (losa)

$$V_u = P_u l = 5.175(1.15) = 5.951 \text{ t}$$

$$V_u = [0.2 + 30p] \sqrt{f''c} (b)(d)(F_R)$$

$$V_u = [0.2 + 30(0.004)] \sqrt{170} (100)(15)(0.85) = 5770 \text{ kg} \approx 5963 \text{ kg} \therefore \text{Bien por resistencia a cortante}$$

g) Diseño del acero a flexión de la contratrabe

$$M_u = \frac{w l^2}{12}$$

$$w = p_u b = 5.175(2.5) = 12.938 \text{ t/m}$$

$$M_u = \frac{(12.938)(2.1)^2}{12} = 4.755 \text{ t m}$$

Propongo una sección de 20 x 50 cm

$$\frac{M_u}{bd^2 170} = \frac{4.755 \times 10^3}{(20)(45)^2(170)} = 0.069 \Rightarrow q = 0.075$$

$$A_s = \frac{(0.075)(20)(45)(170)}{4200} = 2.732 \text{ cm}^2$$

Propongo 2 Vs #5 por lecho

$$A_s = 1.99(2) = 3.98 \text{ cm}^2 > 2.732 \text{ cm}^2 \therefore \text{Bien por acero de refuerzo}$$

h) Revisión por cortante (contratrabe)

$$p = \frac{3.98}{(20)(45)} = 0.004$$

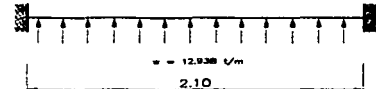
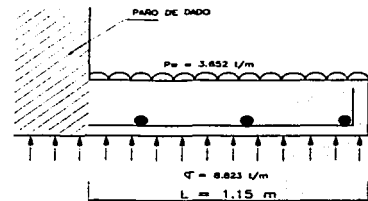
$$V_u = \frac{p_u l}{2} = \frac{(5.17)(2.1)}{2} = 5.430 \text{ t}$$

$$V_u = [0.2 + 30(0.004)] \sqrt{170} (20)(45)(0.85) = 3462 \text{ kg}$$

Propongo estribos del #3 @ 20

$$V_u = \frac{(0.71)(2)(4200)(45)(0.85)}{20} = 11408 \text{ kg}$$

$$V = 3462 + 11408 = 14868 \text{ kg} > 5430 \text{ kg} \therefore \text{Bien por resistencia a cortante}$$



## 10. PISO

### 10.1) ANALISIS Y DISEÑO DE PISO

De acuerdo a las recomendaciones AASHTO para el diseño de pavimentos rígidos se considera lo siguiente: el tránsito el cual produce las cargas a que el pavimento va a estar sujeto, el tipo de suelo de cimentación, el tipo de material para construcción, la resistencia del concreto y la junta que es importante ya que es cuando la carga pasa sobre una grieta o junta de la losa la cual desciende y transmite presión al material bajo ella si el material está muy húmedo o saturado, la mayor parte de esta presión la tomará el agua, que tiende a escapar por la grieta o junta, después de pasar la carga, la losa se recupera y levanta, este movimiento produce una succión que ayuda al movimiento del agua bajo la losa.

Los esfuerzos en pavimentos rígidos se analizan en la losa de concreto y provienen de varios efectos:

- 1) Por efecto de las cargas. Estos esfuerzos son, de los más importantes que pueden producirse. La resistencia del concreto a la compresión es importante, los esfuerzos de tensión producidos en la flexión de la losa, son los críticos.
- 2) Existen otros esfuerzos posibles en la losa de concreto, tales como los de fraguado inicial, los causados por cambios de humedad en el concreto o los de infiltración, debidos al acufamiento de agregados y materias extrañas en las grietas que pueden formarse en la losa, pero en general estos esfuerzos son de pequeña magnitud y no suelen tomarse en cuenta en los análisis.

Una característica de este método es la transformación de las cargas de ejes sencillos de todo vehículo a cargas por ejes sencillos, como sucede en todos los métodos para diseño es necesario distribuir el tránsito lo más apegado a la realidad como sea posible, así como sus tasas de crecimiento probables.

Para obtener los espesores de diseño se establecen los siguientes tres pasos principales:

- a) Evaluación de tránsito
- b) Establecer los parámetros de diseño

Es necesario definir primero un índice de confianza adecuado a la vitalidad. Se tendrán muy en cuenta aspectos tales como la importancia del pavimento, qué tan frecuentemente se puede interrumpir el tránsito para realizar reparaciones en zonas falladas o con problemas de fracturamiento. Se recomienda utilizar valores mayores a 75% ó más.

En nuestro caso para gasolinería se considera un tránsito equivalente igual a 2'189,672 cargas estándar, con un nivel de confianza del 90% , una tasa de crecimiento de 10%, diez años de servicio y un tránsito medio diario anual igual a 288.

Para dar una mejor transición a los esfuerzos inducidos por las cargas de tránsito y para dar una capa drenante durante la vida útil del proyecto, se contempla colocar una capa sub-base del tipo granular. El espesor de esta capa incidirá, sin duda, en el espesor total de la losa. Los espesores de capa más comunes empleados en tramos carreteros están en el rango de 10 cm y 20 cm.

De entrada consideraremos que la capa granular será de 30 cm. Dentro de los procedimientos y especificaciones de proyecto se indica que la capa granular se apoya en los suelos naturales debidamente despalmados, escarificados y recompactados. Todas las zonas reblandecidas serán debidamente retiradas y reemplazadas con suelos naturales si se demuestra que éstos tienen la calidad adecuada o, en su caso, por material producto de banco. En nuestro caso será proporcionado de banco con un espesor de tepetate de 30 cm. La capa granular será un buen medio para drenar el agua pluvial y la debida a elevaciones estacionales de los niveles freáticos, este material será proporcionado de banco y será de grava controlada 80-20.

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos se tiene que los materiales empleados cumplirán con las especificaciones para materiales de sub-base como son:

**Granulometría.** La curva granulométrica del material queda comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3, y tendrá una forma semejante a las de las curvas que limitan las zonas, sin presentar cambios bruscos de pendiente. La relación del porcentaje en peso que pase la malla No. 40, no será mayor de sesenta y cinco centésimos (0.65).

El tamaño máximo de las partículas no será mayor que 51 mm (2")

**Contracción Lineal.** Máxima en por ciento de 6.0, 4.5 y 3.0 respecto a la zona (1, 2 ó 3 respectivamente) en la que se ubique la curva granulométrica del material.

Cuando la curva granulométrica del material se aloje en dos zonas, en la parte correspondiente a la fracción comprendida entre las mallas No. 40 y 200, la contracción lineal se considerará para la zona en la cual quede alojada la mayor longitud de dicha parte de la curva, excepto cuando la fracción que pase la malla No. 200 sea menor que quince por ciento (15%), en cuyo caso la zona considerada será aquella en la que se aloje la mayor longitud de la totalidad de la curva.

**Valor cementante mínimo.** En  $\text{kg/cm}^2$ , de 3.5, 3.0 y 2.5 para materiales con partículas angulares y de 5.5, 4.5 y 3.5 para materiales con partículas redondeadas respecto a la zona (1, 2 ó 3 respectivamente) en la que se ubique la curva granulométrica del material.

**Equivalente de arena.** De 20% mínimo.

**Valor relativo de soporte.** Estándar saturado de 50% mínimo.

**Grado de compactación.** Mínimo de 95% del peso volumétrico seco máximo obtenido de la prueba de compactación con energía estándar.

El tepetate se colocará en capas sueltas con espesor no mayor que 20 cm, con humedad 2% menor que la humedad óptima y se compactará hasta alcanzar el peso volumétrico seco máximo que corresponda al grado de compactación especificado.

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos se tiene que los materiales empleados cumplirán con las especificaciones para materiales de base como son:

**Granulometría.** La curva granulométrica del material quedará comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3. Se emplearán materiales cuya curva granulométrica se localice en las zonas 1 ó 2. La curva granulométrica tendrá una forma semejante a las de las curvas que limitan las zonas, sin presentar cambios bruscos de pendiente y la relación del porcentaje en peso que pase la malla No. 200 al que pase la malla No. 40 no será mayor de sesenta y cinco centésimos (0.65).

El tamaño máximo de las partículas no será mayor que 50 mm.

**Límite líquido.** De 30% máximo.

**Contracción Lineal.** Máxima en por ciento de 4.5, 3.5 y 2.0 respecto a la zona (1, 2 ó 3 respectivamente) en la que se ubique la curva granulométrica del material.

**Valor cementante mínimo.** En  $\text{kg/cm}^2$ , de 3.5, 3.0 y 2.5, para materiales con partículas angulosas y de 5.5, 4.5 y 3.5 para materiales con partículas redondeadas, respecto a la zona (1, 2 ó 3 respectivamente) en la que se ubique la curva granulométrica del material.

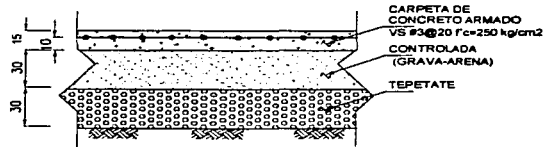
**Equivalente de arena.** De 50% mínimo.

**Durabilidad.** 40 % mínimo.

**Valor relativo de soporte.** Estándar de 100% mínimo.



Grado de compactación. Mínimo de 95% del peso volumétrico seco máximo obtenido de la prueba de compactación con energía estándar.



SECCION DE PISOS

Los materiales se colocarán en capas sueltas con espesor no mayor que 20 cm, con humedad 2% menor que la humedad óptima y se compactará hasta alcanzar el peso volumétrico seco máximo que corresponda al grado de compactación especificado.

La superficie de rodamiento estará constituida por una losa de concreto hidráulico de 15 cm de espesor, el concreto considerado para este pavimento es de una resistencia nominal de 250 kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días de edad.

## 10.2) JUNTAS

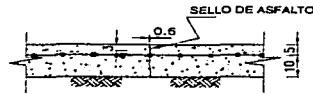
Una necesidad común en el proyecto y construcción de pavimentos rígidos es el diseño de juntas, las cuales sirven para aliviar los esfuerzos y evitar la generación de grietas por tránsito o temperatura. Las juntas de construcción dividen en secciones las losas por requerimientos constructivos y de planeación de obra.

En nuestro caso se construirán juntas de contracción, longitudinales de construcción y de expansión, estas tienen espaciamientos y están considerados como:

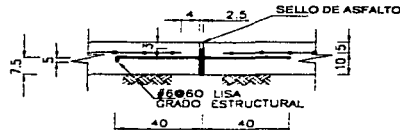
**Juntas Longitudinales.** Son construidas para controlar las grietas longitudinales. Estas son planeadas para que coincidan con la marcas de carril, llevarán varillas de sujeción y tendrán una separación entre losas de 3.00 m y su profundidad de los cortes para la ejecución será de un tercio del espesor de la losa la cual es 5.00 cm.

**Juntas de Contracción.** Son usadas para controlar las grietas transversales y contribuyen a aliviar los esfuerzos por tensión al contraerse la losa por un lado y por el otro los esfuerzos de alabeo generados en las losas por cambios en los gradientes térmicos y las variaciones de humedades a lo largo de las secciones de las losas.

Estas tendrán una separación entre losas de 3.00 m y su profundidad de los cortes para la ejecución será de 3.00 cm.



**Juntas de Expansión.** Estas juntas se colocan al llegar a un cuerpo fijo, como la fosa de tanques, la cisterna, los huesos y la trampa de combustible. Para este tipo de juntas se colocan elementos aislantes entre el concreto.



Las juntas se forman mediante cortes una vez que el concreto ha fraguado.

Las juntas y grietas del pavimento se sellan antes de abrirse al tránsito. La junta se limpia perfectamente, sin dejar polvo o partículas incompresibles. El material para sellar se coloca en forma líquida sobre la junta, volviéndose plástico posteriormente. El espesor del sello será de 0.6 cm y estará 3 cm debajo de la superficie del pavimento.

Al colocar el concreto sobre la sub-base, atraparé una cantidad de aire perjudicial para su resistencia. Para expulsar la cantidad adecuada de este aire, el concreto se sujetará a una vibración mecánica a base de batería de vibraciones de inmersión y vibradores de inmersión para compactar el concreto junto a las cimbras. En ningún caso el vibrador debe operarse por más de 15 seg.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**11. MURO DE CONTENCIÓN**

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**11.1) CRITERIOS DE ANALISIS**

Los muros de retención se dividen en dos categorías principales: a) convencionales y b) muros de tierra estabilizados mecánicamente.

Los muros de retención convencionales se clasifican como:

1. Muros de retención de gravedad
2. Muros de retención de semigravedad
3. Muros de retención en voladizo
4. Muros de retención con contrafuertes

Los muros de retención de gravedad se construyen con concreto simple o con mampostería. Dependen de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad. Este tipo de construcción no es económico para muros altos.

En muchos casos, una pequeña cantidad de acero se usa para la construcción de muros de gravedad, minimizando así el tamaño de las secciones del muro, denominados generalmente muros de semigravedad.

Los muros de retención en voladizo están hechos de concreto reforzado y constan de un tallo delgado y una losa de base. Este tipo es económico hasta una altura aproximada de 25 pies (8 m).

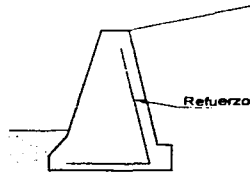
Los muros de retención con contrafuertes son similares a los muros en voladizo. Sin embargo, a intervalos regulares éstos tienen losas delgadas de concreto conocidas como contrafuertes que conectan entre sí el muro con la losa de la base. El propósito de los contrafuertes es reducir la fuerza cortante y los momentos flexionantes.

Existen dos fases en el diseño de un muro de retención convencional. Primero, conocida la presión lateral de la tierra, la estructura en su conjunto se revisa por estabilidad, que incluye la revisión de posibles fallas por volteo, deslizamiento y capacidad de carga. En segundo lugar, cada componente de la estructura se revisa por resistencia adecuada y se determina el refuerzo de acero de cada componente.

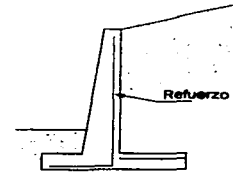
Existen taludes verticales o casi verticales de suelo que son soportados por muros de retención, tablaestacas en voladizo vertical, ataguías de tablaestacas, cortes apuntalados y otras estructuras similares. Para el diseño de estas estructuras se requiere la estimación de la presión lateral de la tierra, interviniendo varios factores como son: a) tipo y magnitud del movimiento de los muros, b) los parámetros de resistencia cortante del suelo, c) el peso específico del suelo y d) las condiciones de drenaje en el relleno.



MURO DE GRAVEDAD



MURO DE SEMIGRAVEDAD



MURO EN VOLADIZO

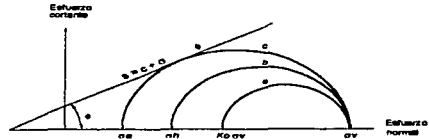
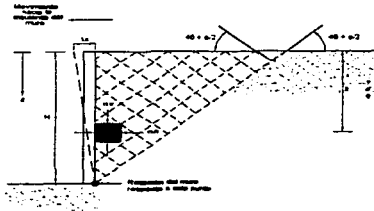
De acuerdo a la naturaleza de la presión lateral de la tierra sobre un muro de retención, se encuentran:

- El muro está restringido contra movimiento. La presión lateral de la tierra sobre el muro a cualquier profundidad se llama *presión de la tierra en reposo*.
- El muro se inclina respecto al suelo retenido. Con suficiente inclinación del muro, fallará una cuña triangular de suelo detrás del muro. La presión lateral para esta condición se llama *presión activa de la tierra*.
- El muro es empujado hacia el suelo retenido. Con suficiente movimiento del muro, fallará una cuña de suelo. La presión lateral para esta condición se llama *presión pasiva de la tierra*.

En nuestro caso la presión lateral de tierra implica a un muro que tiende a moverse alejándose del suelo a una distancia  $\Delta x$ , como se muestra en la fig., la presión del suelo sobre el muro a cualquier profundidad decrecerá. Por lo que  $\Delta x > 0$ ,  $\sigma_h$  será menor que  $K_0 \sigma_v$ .

Los círculos de Mohr correspondientes a desplazamientos del muro de  $\Delta x > 0$  se muestran por los círculos a y b. Si el desplazamiento del muro,  $\Delta x$ , continúa creciendo, el correspondiente círculo de Mohr tocará eventualmente la envolvente de falla de Mohr-Coulomb definida por la ecuación:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$



El círculo marcado con c representa la condición de falla en la masa del suelo; el esfuerzo horizontal es igual entonces a  $\sigma_a$  y se denomina presión activa de Rankine. Las líneas de deslizamiento (planos de falla) en el suelo forman ángulos de  $\pm(45 + \phi/2)$  con la horizontal.

Se considerará un empuje igual a:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \rho H^2$$

Fuerza total por unidad de longitud del muro

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

coeficiente de presión activa

Al diseñar el muro de retención se suponen algunas de las dimensiones, lo que se llama proporcionamiento o dimensionamiento, que permite revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si las revisiones por estabilidad dan resultados no deseados, las secciones se cambian y vuelven a revisarse.

Las fuerzas actuantes contra un muro de retención que se consideran son:

- El peso propio del muro. Esta fuerza, que actúa en el centro de gravedad de la sección, se calcula subdividiendo la sección en áreas parciales.
- La presión del relleno contra el respaldo del muro.
- La presión de la tierra contra el frente del muro. El nivel de despiante de un muro de retención debe colocarse bajo la zona de influencia de las heladas y a nivel que garantice la adecuada capacidad de carga del terreno.

En el análisis de estabilidad del muro, si se aplica la teoría de la presión activa de Coulomb, las únicas fuerzas por considerarse son  $P_{a(Coulomb)}$  y el peso,  $W_c$ , del muro.

El material relleno que es utilizado es un suelo de grano grueso sin partículas de suelo fino, con un ángulo de fricción de  $30^\circ$ . En este caso no se encontró problemas de nivel freático y por consiguiente de presión hidrostática.

Para revisar la estabilidad del muro de retención, son necesarios los siguientes pasos:

1. Revisión por volteo respecto a la punta
2. Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base

### 11.2) CONSIDERACIONES DE PROYECTO

Debido a la pendiente del terreno se colocarán tres tipos de muros de diferente altura y que arbitrariamente se han propuesto propiedades que se tabulan a continuación:

MURO	H(cm)	h	B	t1	t2	t3
MC-1	400 a 500	70	250	35	25	20
MC-2	300 a 400	60	200	30	20	20
MC-3	150 a 300	50	150	25	20	15

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

Fuerza total por unidad de longitud del muro

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

coeficiente de presión activa

El suelo es un limo arcilloso con grava de densidad  $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$  y ángulo de fricción interna  $\phi = 30^\circ$ .

Sobre el piso actúa una carga de  $300 \text{ kg/m}^2$

### 11.3) ANALISIS Y DISEÑO DEL MURO (MC-1)

#### a) EMPUJES

El empuje se calcula :

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

$$H = h + h'$$

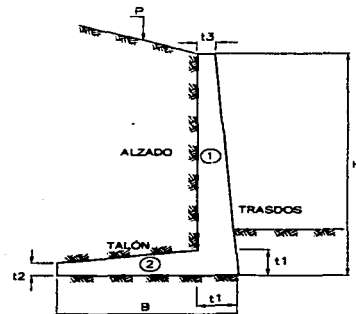
$$h = 5.0 \text{ m}$$

Sobre carga adicional  $W_a = 300 \text{ kg/m}^2$

$$h' = \frac{w_a}{\gamma} = \frac{0.30 \text{ ton/m}^2}{1.6 \text{ ton/m}^3} = 0.188 \text{ m}$$

$$K_a = \tan^2(45 - 30/2) = 0.333$$

$$E_a = \frac{1}{2} (0.333)(1.6)(5.188)^2 = 7.17 \text{ TON}$$



MURO TIPO

Peso del alzado

$$\frac{0.2 + 0.35}{2} \times 5.0 \times 2.4 = 3.370N$$

Peso del talón

$$\frac{0.35 + 0.75}{2} \times 2.15 \times 2.4 = 1.54870N$$

Peso de las tierras

$$5.0(2.5) - \left( \frac{0.2 + 0.25}{2} \times 5.0 \right) - \left( \frac{0.25 + 0.35}{2} \times 2.15 \right) \times 1.6 = 16.76870N$$

Peso total

$$P_t = 3.3 + 1.548 + 16.768 = 21.61670N$$

b) REVISION POR VOLTEO

$$F.S.VOLTEO = \frac{M_R}{M_{VOLTEO}}$$

Momento Resistente

$$M_R = 3.3(0.12) + 1.548(1.25) + 16.768(1.25) = 23.29170N \cdot M$$

Momento por volteo

$$M_{VOLTEO} = E L$$

$$M_{VOLTEO} = 7.17 \left( \frac{5}{3} \right) = 11.95270N \cdot M$$

INTERACCION

$$\frac{M_R}{M_A} = \frac{23.291}{11.952} = 1.949 > 1.5 \quad \therefore \text{EL MURO ES SEGURO AL VOLTEO}$$

c) REVISION POR DESLIZAMIENTO

$$F_{FRICC} = P_w \mu$$

$$P_w = \Sigma P$$

$\mu = 0.5$  Coef. de fricción entre el muro y el suelo

$$F_{FRICC} = 0.5(21.616) = 10.80870N$$

$$F.S.DESLIZAMIENTO = \frac{F_{FRICC}}{E}$$

INTERACCION

$$\frac{F_{FRICC}}{E_A} = \frac{10.808}{7.17} = 1.51 > 1.5 \quad \therefore \text{EL MURO ES SEGURO AL DESLIZAMIENTO}$$

d) DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO

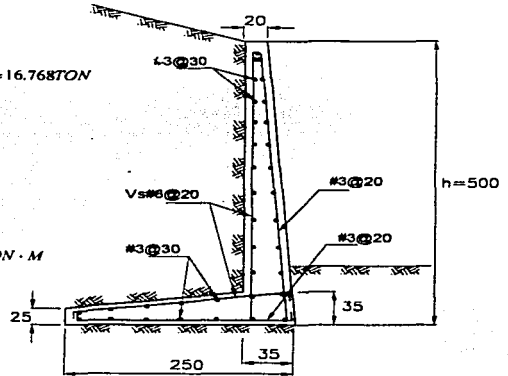
F.C. = 1.4 Carga Permanente

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

$$f'c = 250(0.8) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\frac{M_u}{bd^2 f'c} = \frac{11.952 \times 10^5 (1.4)}{100(30)^2 170} = 0.11$$



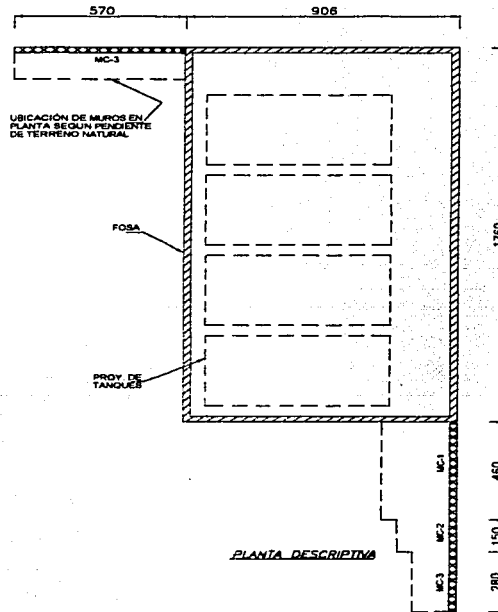
TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

de acuerdo a la gráfica para diseño por flexión del Apéndice de González Cuevas  
 $q = 0.098$

$$A_s = \frac{q b d^2 c}{f_y} = \frac{(0.098)(100)(30)(170)}{4200} = 11.9 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Propongo Vs #6 @20  $\Rightarrow A_s = \frac{100}{20} (2.87) = 14.35 \text{ cm}^2 / \text{m}$

.9  $\therefore$  BIEN POR ACERO DE REFUERZO



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

11.4) ANALISIS Y DISEÑO DEL MURO (MC-2)

a) EMPUJES

El empuje se calcula :

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2$$

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

$$H = h + h'$$

$$h = 4.0 \text{ m}$$

Sobre carga adicional  $W_a = 300 \text{ kg/m}^2$

$$h' = \frac{w_a}{\gamma} = \frac{0.30 \text{ ton/m}^2}{1.60 \text{ ton/m}^3} = 0.188 \text{ m}$$

$$K_a = \tan^2(45 - 30/2) = 0.333$$

$$E_a = \frac{1}{2} (0.333)(1.6)(4.188)^2 = 4.672 \text{ TON}$$

Pesos

Peso del alzado

$$\frac{0.20 + 0.30}{2} \times 4.0 \times 2.4 = 2.4 \text{ TON}$$

Peso del talón

$$\frac{0.20 + 0.30}{2} \times 1.70 \times 2.4 = 1.02 \text{ TON}$$

Peso de las tierras

$$4.0(2.0) - \left( \frac{0.2 + 0.30}{2} \times 4.0 \right) - \left( \frac{0.20 + 0.30}{2} \times 1.7 \right) \times 1.6 = 10.52 \text{ TON}$$

Peso total

$$P_t = 2.4 + 1.02 + 10.52 = 13.94 \text{ TON}$$

b) REVISION POR VOLTEO

$$F.S.VOLTEO = \frac{M_R}{M_{VOLTEO}}$$

Momento Resistente

$$M_R = 2.4(0.10) + 1.02(1.15) + 10.52(1.15) = 13.511 \text{ TON} \cdot \text{M}$$

Momento por volteo

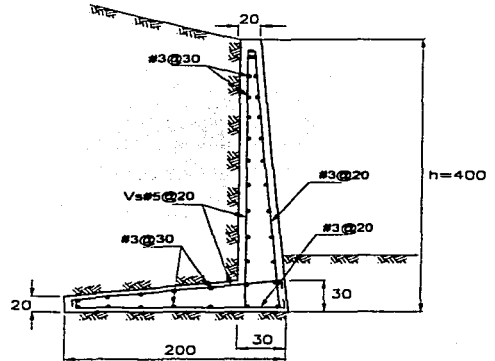
$$M_{VOLTEO} = E L$$

$$M_{VOLTEO} = 4.672 \left( \frac{5}{3} \right) = 6.228 \text{ TON} \cdot \text{M}$$

INTERACCION

$$\frac{M_R}{M_A} = \frac{13.511}{6.228} = 2.169 > 1.5$$

∴ EL MURO ES SEGURO AL VOLTEO



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



c) REVISION POR DESLIZAMIENTO

$$F_{FRICC} = P_w \mu$$

$$P_w = \Sigma P$$

$\mu = 0.5$  Coef. de fricción entre el muro y el suelo

$$F_{FRICC} = 6.5(13.94) = 6.97 \text{TON}$$

$$F.S.\text{-DESPLAZAMIENTO} = \frac{F_{FRICC}}{E}$$

INTERACCION

$$\frac{FRICC}{E_A} = \frac{6.97}{4.672} = 1.492 > 1.5 \quad \therefore \text{EL MURO ES SEGURO AL DESLIZAMIENTO}$$

d) DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO

F.C. = 1.4 Carga Permanente

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

$$f'_c = 250(0.8) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 200(0.85) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{M_n}{bd^2 f'_c} = \frac{6.228 \times 10^5 (1.4)}{100(25)^2 170} = 0.082$$

de acuerdo a la gráfica para diseño por flexión del Apéndice A de González Cuevas  
 $q = 0.07$

$$A_s = \frac{q b d f'_c}{f_y} = \frac{(0.07)(100)(25)(170)}{4200} = 7.08 \text{cm}^2 / m$$

$$\text{Propongo Vs \#5 @20} \quad \Rightarrow \quad A_s = \frac{100}{20} (1.90) = 9.5 \text{cm}^2 / m$$

$$9.5 \text{ cm}^2 > 7.08 \text{cm}^2 \quad \therefore \text{BIEN POR ACERO DE REFUERZO}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

11.5) DISEÑO DE MURO (MC-3)

a) EMPUJES

El empuje se calcula :

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2$$

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

$$H = h + h'$$

$$h = 3.0 \text{ m}$$

Sobre carga adicional  $W_a = 300 \text{ kg/m}^2$

$$h' = \frac{w_a}{\gamma} = \frac{0.30 \text{ ton/m}^2}{1.6 \text{ ton/m}^3} = 0.188 \text{ m}$$

$$K_a = \tan^2(45 - 30/2) = 0.333$$

$$E_a = \frac{1}{2} (0.333)(1.6)(3.188)^2 = 2.708 \text{ TON}$$

Peso

Peso del alzado

$$\frac{0.15 + 0.25}{2} \times 3.0 \times 2.4 = 1.44 \text{ TON}$$

Peso del talón

$$\frac{0.20 + 0.25}{2} \times 1.25 \times 2.4 = 0.675 \text{ TON}$$

Peso de las tierras

$$3.0(1.5) - \left( \frac{0.15 + 0.25}{2} \times 3.0 \right) - \left( \frac{0.20 + 0.25}{2} \times 1.25 \right) \times 1.6 = 5.79 \text{ TON}$$

Peso total

$$P_t = 1.44 + 0.675 + 5.79 = 7.905 \text{ TON}$$

b) REVISION POR VOLTEO

$$F.S.VOLTEO = \frac{M_R}{M_{VOLTEO}}$$

Momento Resistente

$$M_R = 1.44(0.083) + .675(0.875) + 5.79(0.875) = 5.776 \text{ TON} \cdot \text{M}$$

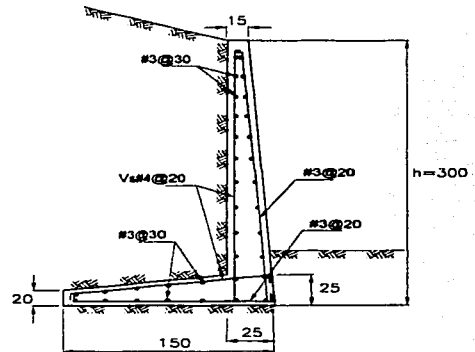
Momento por volteo

$$M_{VOLTEO} = E L$$

$$M_{VOLTEO} = 2.708 \left( \frac{5}{3} \right) = 2.708 \text{ TON} \cdot \text{M}$$

INTERACCION

$$\frac{M_R}{M_A} = \frac{5.776}{2.708} = 2.133 > 1.5 \quad \therefore \text{EL MURO ES SEGURO AL VOLTEO}$$



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

c) REVISION POR DESLIZAMIENTO

$$F_{FRICC} = P_w \mu$$

$$P_w = \Sigma P$$

$\mu = 0.5$  Coef. de fricción entre el muro y el suelo

$$F_{FRICC} = 0.5(7.905) = 3.9537 \text{TON}$$

$$F.S. \text{ DESLIZAMIENTO} = \frac{F_{FRICC}}{E}$$

INTERACCION

$$\frac{F_{FRICC}}{E_A} = \frac{3.953}{2.708} = 1.46 > 1.5 \quad \therefore \text{EL MURO ES SEGURO AL DESLIZAMIENTO}$$

d) DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO

F.C. = 1.4 Carga Permanente

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

$$f'_c = 250(0.8) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 200(0.85) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{M_n}{bd^2 f'_c} = \frac{3.953 \times 10^5 (1.4)}{100(20)^2 170} = 0.081$$

de acuerdo a la gráfica para diseño por flexión del Apéndice A de González Cuevas

$$q = 0.07$$

$$A_s = \frac{qbd f'_c}{f_y} = \frac{(0.07)(100)(20)(170)}{4200} = 5.67 \text{ cm}^2 / m$$

$$\text{Propongo Vs \#4 @20} \Rightarrow A_s = \frac{100}{20} (1.27) = 6.35 \text{ cm}^2 / m$$

$$6.35 \text{ cm}^2 > 5.67 \quad \therefore \text{BIEN POR ACERO DE REFUERZO}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**BIBLIOGRAFÍA:**

- 1) **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**  
Autores: Luis Arnal Simón y Max Betancourt Suárez  
Editorial TRILLAS
- 2) **Manual de Diseño de Obras Civiles ( Diseño por viento )**  
Comisión Federal de Electricidad- Instituto de Investigaciones Eléctricas
- 3) **Manual de Construcción en Acero ( Diseño por Esfuerzos Permisibles )**  
Instituto Mexicano de la Construcción en Acero A.C.  
Editorial LIMUSA
- 4) **Diseño Básico de Estructuras de Acero**  
Autores: Bruce G. Johnston, F.J. Lin  
Editorial PRENTICE HALL
- 5) **Diseño Practico de Estructuras de Acero**  
Autor: Delfino Rodríguez Peña  
Editorial LIMUSA
- 6) **Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado**  
Autores: Oscar M. González Cuevas y Francisco Robles Fernández- Villegas  
Editorial LIMUSA
- 7) **Diseño Estructural**  
Autor: Roberto Meli  
Editorial LIMUSA
- 8) **Principios de Ingeniería de Cimentaciones**  
Autor : Braja M. Das  
Editorial INTERNATIONAL THOMSON EDITORES

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN