



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Comentarios al diseño estructural
de una planta de tratamiento de
aguas residuales**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Francisco O. Amavizca Pacheco

DIRECTOR DE TESIS

Ing. Santiago Loera Pizarro



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2006

DEDICATORIAS

A mis padres, Blanca Alicia y Francisco Oswaldo, por sus consejos y enseñanzas, las cuales me ayudaron a estar en donde estoy...

A mis hermanos y primos, por su apoyo en todo momento...

A mis maestros de licenciatura, por su paciencia y por lo que de ellos aprendí...

A mis amigos, que me impulsaron a seguir adelante...

Dedico esta tesis a mis compañeros de licenciatura, por su amistad al compartir sus conocimientos y experiencias en todo momento...

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1. OBJETIVO Y ALCANCES	2
CAPÍTULO 2. DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA	3
CAPÍTULO 3. PRETRATAMIENTO Y CÁRCAMO DE BOMBEO	5
3.1 Croquis y datos	5
3.2 Diseño del muro más desfavorable	7
3.3 Diseño de la losa de fondo más desfavorable	9
3.4 Cálculo del centro de gravedad de la estructura	11
3.5 Planos estructurales	23
CAPÍTULO 4. REACTOR BIOLÓGICO	26
4.1 Diseño del muro del tanque	26
4.2 Diseño de la losa	35
4.3 Diseño de la cimentación	42
4.4 Planos estructurales	58
CAPÍTULO 5. MINIMIZADOR DE OXÍGENO Y FILTROS DE MEDIO PLÁSTICO	60
5.1 Minimizador de oxígeno	60
5.2 Filtros de medio plástico	67
CAPÍTULO 6. SEDIMENTADOR SECUNDARIO	74
6.1 Datos y diagramas de presiones	74
6.2 Diseño del muro del tanque	75
6.3 Revisión del tanque por sismo	85
6.4 Diseño de la losa de fondo	87
6.5 Diseño de la cimentación	88
6.6 Planos estructurales	99
CAPÍTULO 7. CÁRCAMO DE ALIMENTACIÓN A FILTROS	101
7.1 Croquis y datos	101
7.2 Diseño del muro más desfavorable	102
7.3 Diseño de la losa de fondo más desfavorable	104
7.4 Diseño de vigas V-1	105
7.5 Diseño de trabes T-1	105
7.6 Revisión de descarga al suelo producida por la estructura	106
7.7 Revisión de la estructura con respecto a la flotación	107

7.8	Planos estructurales	108
CAPÍTULO 8.	TANQUE DE DESINFECCIÓN ULTRAVIOLETA	110
8.1	Croquis y datos	110
8.2	Diseño del muro más desfavorable	111
8.3	Planos estructurales	113
CAPÍTULO 9.	FILTRO DE LODOS	115
9.1	Características del tanque	115
9.2	Diseño del tanque	117
9.3	Planos estructurales	117
CAPÍTULO 10.	CÁRCAMO DE SOBRENADANTES	119
10.1	Croquis y datos	119
10.2	Diseño del muro más desfavorable	120
10.3	Diseño de la losa de fondo	122
10.4	Diseño de vigas V-1	124
10.5	Diseño de trabes T-1	124
10.6	Revisión de descarga al suelo producida por la estructura	125
10.7	Revisión de la estructura con respecto a la flotación	125
10.8	Planos estructurales	126
CAPÍTULO 11.	TANQUE DE ESTABILIZACIÓN DE LODOS	128
11.1	Croquis y datos	128
11.2	Diseño de los muros más desfavorables	129
11.3	Cálculo del centro de gravedad de la estructura	133
11.4	Revisión de descarga al suelo producida por la estructura	138
11.5	Revisión de la estructura con respecto a la flotación	139
11.6	Planos estructurales	142
CAPÍTULO 12.	CÁRCAMO DE RECIRCULACIÓN DE LODOS	144
12.1	Croquis	144
12.2	Obtención de la presión en el tanque	148
12.3	Diseño de los muros más desfavorables	150
12.4	Cálculo del centro de gravedad de la estructura	152
12.5	Planos estructurales	157
CAPÍTULO 13.	CONCLUSIONES	159
	REFERENCIAS	161

COMENTARIOS AL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

INTRODUCCIÓN

Al estudiante de ingeniería recién egresado le surgen, entre otras, las preguntas siguientes: *¿cómo aplicar correctamente los conocimientos aprendidos en las aulas en la práctica profesional, qué tipos de normatividades existen y cuáles son los mejores procedimientos a seguir?*

Esta tesis es una serie de comentarios sobre el diseño estructural de una planta de tratamiento que realizó una empresa de ingeniería. En cada punto se va opinando sobre la pertinencia de los análisis y dimensionamientos que forman la memoria de cálculo. El objetivo del trabajo fue que el autor entrara en contacto con un diseño real de la ingeniería estructural. Se pretende que la tesis contribuya en parte a responder a su autor las preguntas anteriores.

Como antecedente se tiene la memoria de cálculo de la planta. Se recopiló el material de la memoria y las normas nacionales y extranjeras, que rigieron el análisis y diseño estructural. Con estas bases, se comentan los cálculos estructurales de la planta en cuestión. Los comentarios se incluyen al final de cada capítulo.

1. OBJETIVO Y ALCANCES

El presente trabajo consiste en comentar el diseño estructural de una planta de tratamiento de aguas residuales, los métodos de diseño, las diferentes normas empleadas, sus bases teóricas e implicaciones prácticas y limitaciones. El objetivo fue que el autor entrara en contacto con la aplicación de los conocimientos adquiridos en las aulas a un caso real de la práctica profesional del ingeniero civil.

El consumo de agua en el Distrito Federal es cuantioso. El gran inconveniente es que la mayor parte de esa agua, junto con el agua pluvial, sale de la cuenca de México, y se desperdicia. Esta circunstancia justifica la instalación de plantas de tratamiento de aguas residuales. Las aguas tratadas pueden aprovecharse para el riego de los campos y jardines que actualmente se riegan con agua potable, lo cual representa un alto costo.

El diseño de los procesos de este tipo de instalaciones es variado y depende del volumen del líquido, del tipo de desechos por tratar, etc. La ley de aguas nacionales y las normas oficiales mexicanas determinan el posible tratamiento a las aguas residuales, la calidad del agua ya tratada, y los usos que posteriormente se le pueden dar.

2. DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA

En la planta que se estudia en la tesis se realizan tres procesos principales para el tratamiento de las aguas residuales (fig 1). Los procesos son los siguientes:

- Pretratamiento. En esta fase, se retira el residuo sólido.
- Tratamiento primario. En esta fase se obtienen dos subproductos: lodos y agua semitratada.
- Tratamiento biológico, o tratamiento secundario. En esta fase, se obtienen lodos activados y agua tratada.

Cuando el agua termina estos procesos, pasa a un sistema de filtros de agua, después a una desinfección con rayos ultravioleta y finalmente sale al efluente para su uso.

Además de las estructuras sanitarias para los procesos mencionados, la planta cuenta con otros elementos, como cárcamos, filtros, etc. para su operación.

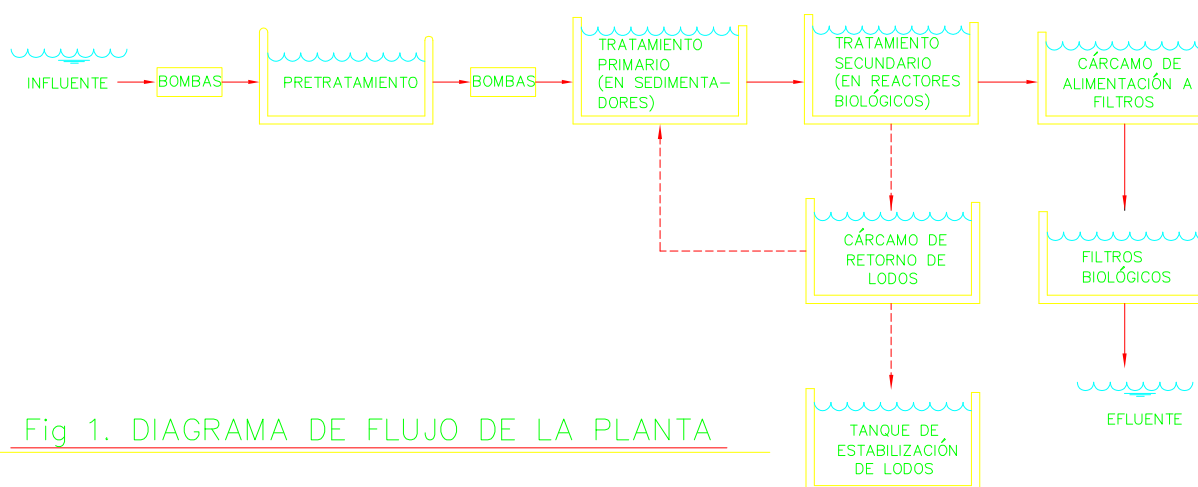
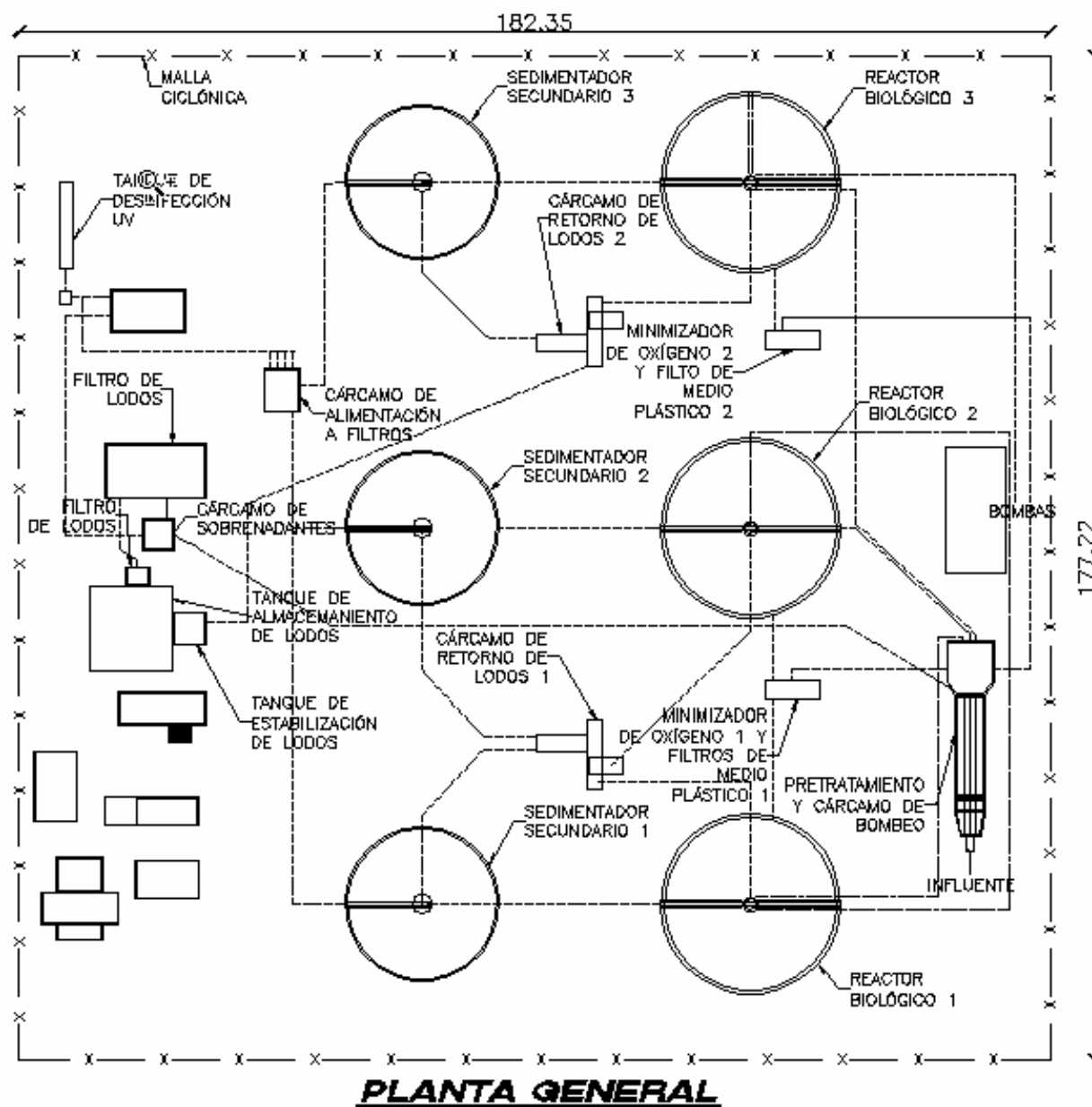


Fig 1. DIAGRAMA DE FLUJO DE LA PLANTA

La planta en estudio es grande, por lo cual tiene una superficie total de 26177 m². Los elementos que constituyen la planta se enlistan a continuación:

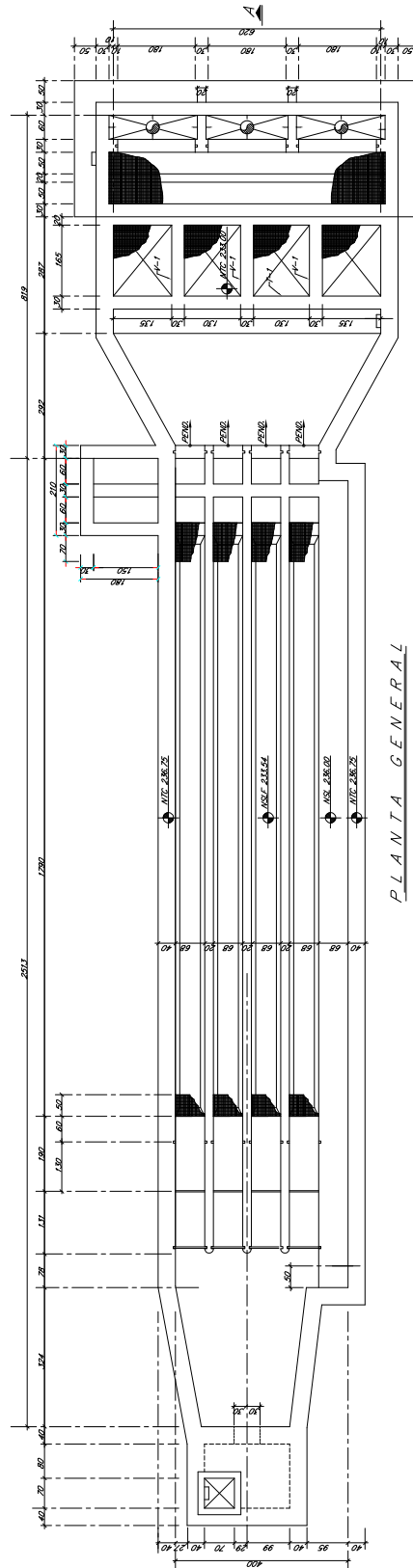
- Un tanque de pretratamiento
- Tres reactores biológicos

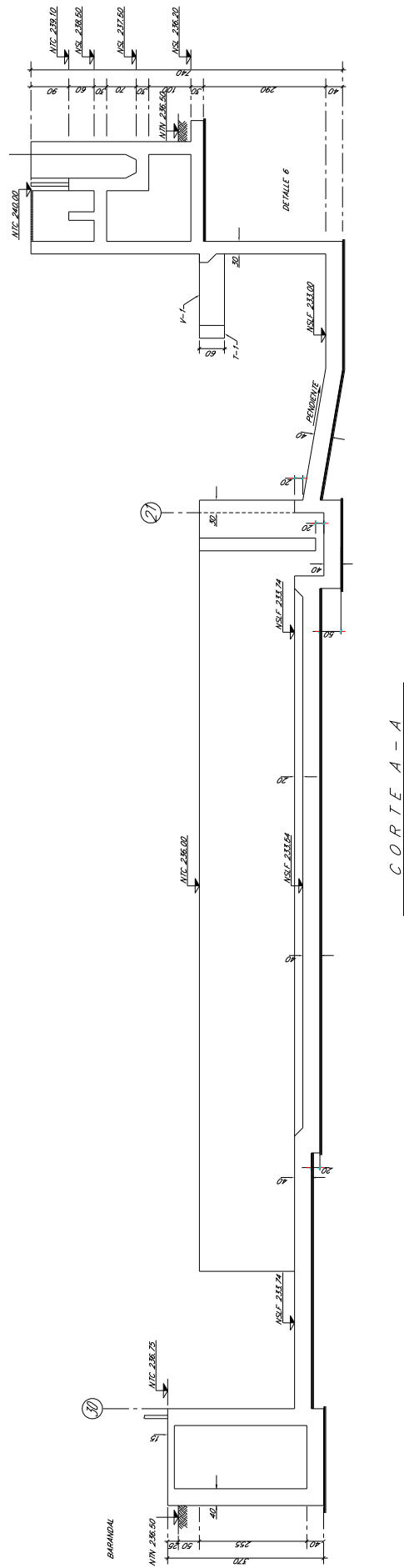
- c) Tres sedimentadores secundarios
- d) Un cárcamo de retorno de lodos activados
- e) Un tanque de estabilización de lodos activados
- f) Un cárcamo de alimentación a filtros
- g) Filtros de agua
- h) Un sistema de desinfección ultravioleta



3. PRETRATAMIENTO Y CÁRCAMO DE BOMBEO

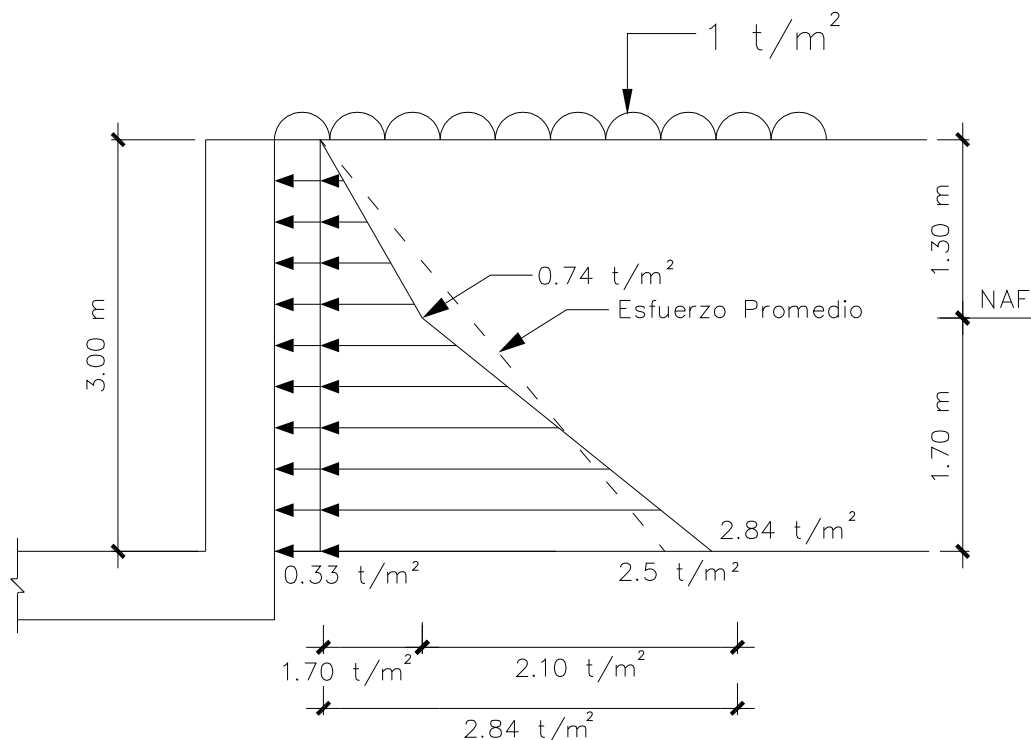
3.1 Croquis y datos





3.2 Diseño de muros más desfavorables

Muro lateral de 3 x 23 m



Se adicionó una carga uniforme sobre el suelo, que afecta al muro con una presión constante, igual a la carga uniforme multiplicada por el coeficiente de presión activa (K_A), que para nuestro caso que el suelo tiene superficie horizontal, la presión es igual a $1/3$.

$$P_1 = K_A \rho_v = \frac{1}{3} \gamma_s z = \frac{1}{3} \times 1.7 \times 1.3 = 0.74 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = K_A (\gamma_s - \gamma_w) z_2 + \gamma_w z_2 = \frac{1}{3} \times 0.7 \times 1.7 + 1 \times 1.7 = 2.10 \text{ t/m}^2$$

$$P_n = P_1 + P_2 = 2.84 \text{ t/m}^2$$

En donde:

K_A = coeficiente de presión activa

γ_s = densidad del suelo

γ_w = densidad del agua

P = presión

Para obtener los momentos en la pared, se utilizaron las tablas para ayuda de diseño (ref. 1), considerando a los muros como placas, ya que ambas realizan la misma función.

Para entrar en la tabla se necesita la relación a/b , por consiguiente:

$$\begin{aligned} a &= 3 \text{ m} \\ b &= 2.3 \text{ m} \\ \gamma &= \frac{a}{b} = 0.13 \end{aligned}$$

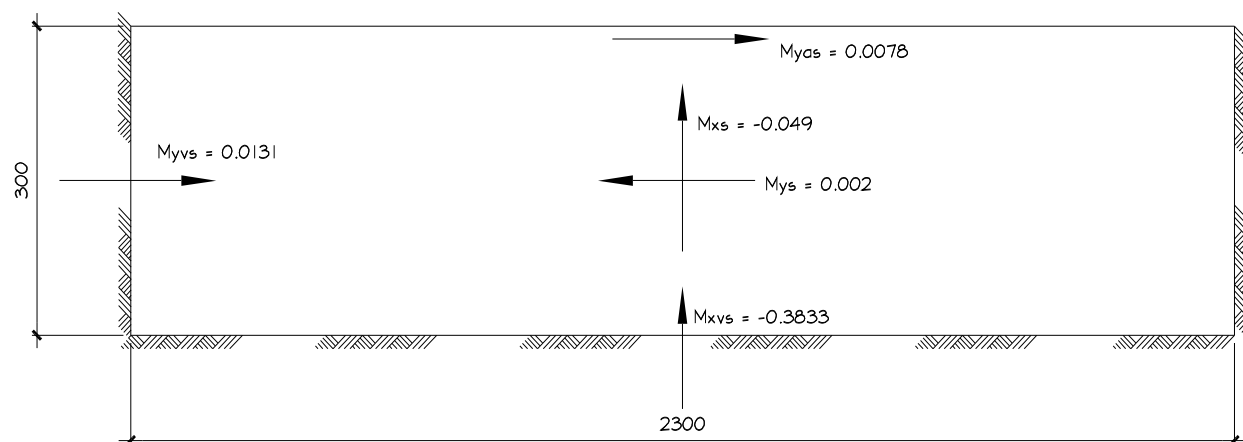
Pero como en las tablas el menor número para entrar es 0.3 la relación anterior se toma como:

$$\gamma = 0.3$$

La cual no afecta, debido a que los momentos casi no cambian cuando la relación a/b es muy pequeña.

Pero también se necesita la relación de Poisson (μ), la cual se toma de 0.15 ya que la del concreto es 0.18 y considerando una relación de Poisson menor nos encontramos en el lado de la seguridad.

Entrando en la tabla 1.35 debido a que se está tomado la carga $q = 0.33 \text{ t/m}^2$, se tiene que los momentos en la pared debido a esta carga, los cuales son:



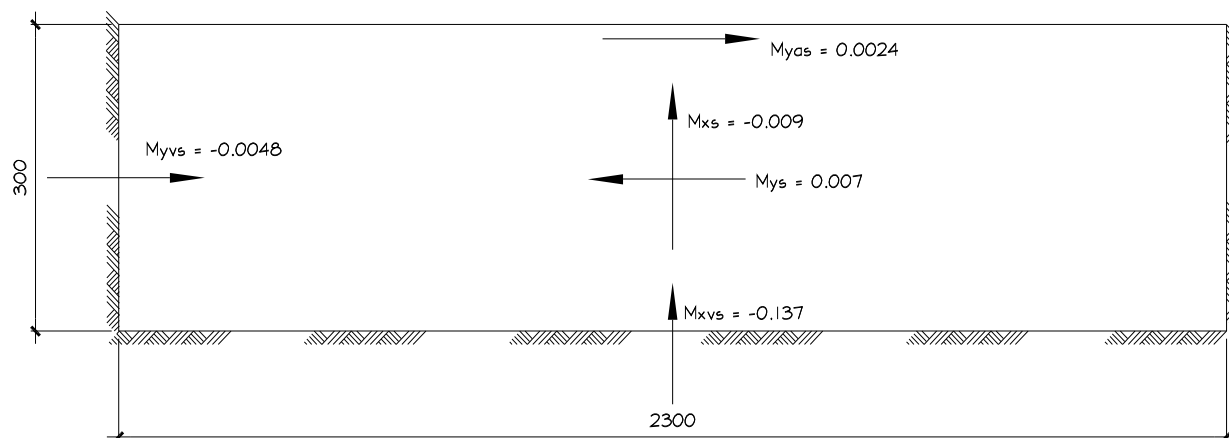
**Nota: Los momentos son en dirección de las flechas.*

De la misma manera se encuentran los momentos en la pared debidos a la carga triangular.

$$\begin{aligned} \gamma &= 0.3 \\ \mu &= 0.15 \end{aligned}$$

$$q = 2.5 \text{ t/m}^2$$

Y en la tabla 1.92 encontramos:



Superponiendo para obtener los momentos respectivos en cada sitio y dirección de la pared, encontraremos el momento más desfavorable:

$$M_{xs} = (-0.049 \times 0.33 - 0.009 \times 2.5) \times 3^2 = -0.35 \text{ t-m}$$

$$M_{xvs} = (-0.3833 \times 0.33 - 0.137 \times 2.5) \times 3^2 = -4.22 \text{ t-m}$$

$$M_{ys} = (0.002 \times 0.33 + 0.0007 \times 2.5) \times 15^2 = 0.54 \text{ t-m}$$

$$M_{yas} = (0.0078 \times 0.33 + 0.0024 \times 2.5) \times 15^2 = 1.9 \text{ t-m}$$

$$M_{yvs} = (-0.0131 \times 0.33 - 0.0048 \times 2.5) \times 15^2 = -3.67 \text{ t-m}$$

Por tanto, el momento que nos rige es el $M_{xvs} = -4.22 \text{ t-m}$

Para el acero de refuerzo:

$$K = \frac{M_R}{bd^2} = \frac{1.4 \times 4.22 \times 10^5}{100 \times 35^2} = 4.8 \Rightarrow \text{Rige } \rho_{\text{MIN}} = 0.0026$$

$$A_s = 0.0026 \times 35 \times 100 = 9.1 \text{ cm}^2$$

Por tanto se coloca #5@20 ($A_s = 10 \text{ cm}^2$)

3.3 Diseño de la losa de fondo más desfavorable

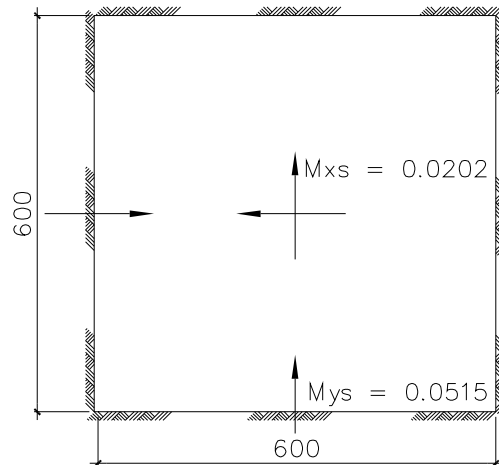
Peso de la estructura:

$$\omega_1 = 3.5 \times 0.3 \times 7 \times 2.4 = 17.64 \text{ t}$$

$$\begin{aligned}\omega_2 &= 2 \times 6 \times 0.4 \times 3.75 \times 2.4 = 43.20 \text{ t} \\ \omega_3 &= 4.8 \times 0.3 \times 3.75 \times 2.4 = 12.96 \text{ t} \\ \omega_4 &= (16.2 + 20.1) \times 0.4 \times 2.4 = 34.85 \text{ t} \\ \omega_5 &= \text{Bombas} = 20 \text{ t}\end{aligned}$$

$$\omega_T = 128.7 \text{ t}$$

La losa tiene dimensiones de 6x6 m



$$q = \frac{128.7}{6 \times 6} = 3.6 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned}d &= 35 \text{ cm} \\ h &= 40 \text{ cm} \\ \mu &= 0.15 \\ \gamma &= 1\end{aligned}$$

Y con las tablas del Bares se obtienen los momentos.

$$M_{xvs} = 0.515 \times 3.6 \times 6^2 = 6.7 \text{ t-m}$$

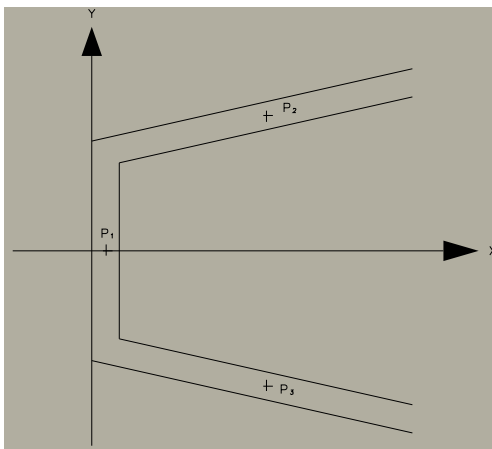
$$K = \frac{M_R}{bd^2} = \frac{1.4 \times 6.7 \times 10^5}{100 \times 35^2} = 7.6 \Rightarrow \text{Rige } \rho_{\min} = 0.0026$$

$$A_s = 0.0026 \times 35 \times 100 = 9.1 \text{ cm}^2$$

Por tanto se coloca #5@20 ($A_s = 10 \text{ cm}^2$)

3.4 Cálculo del centro de gravedad de la estructura

Elemento de la Estructura 1:



Elemento	Longitud	Espesor	Altura	Peso	Unidades
Muro 1	2.78	0.4	3.01	8.03	t
Muro 2 (2)	3.26	0.4	3.01	18.84	t
Losa de fondo	Area				
	$(4.12+3.32)*3.64/2$	0.4		13.00	t
P1=				39.87	t

Para la losa:

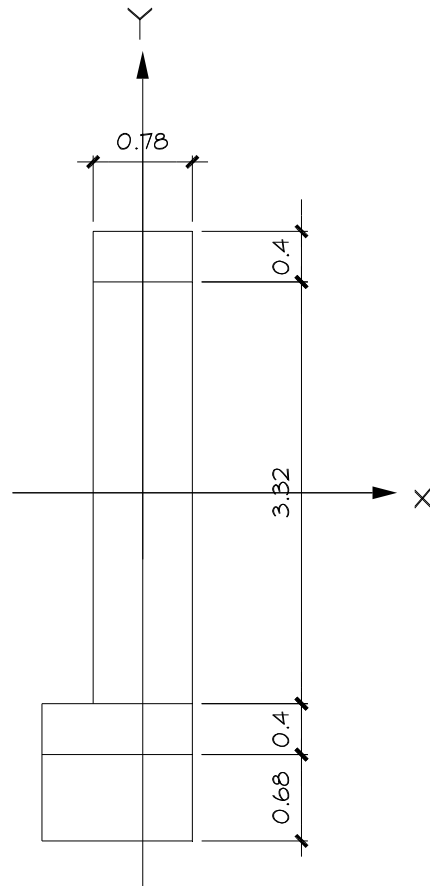
3.64	3.32	0.4	11.60	t
3.64	0.4	0.4	1.40	t
PL=			13.00	t

$$X = 1.61 \text{ m}$$

$$Y = 0 \text{ m}$$

En Y es simétrico.

Elemento de la estructura 2:

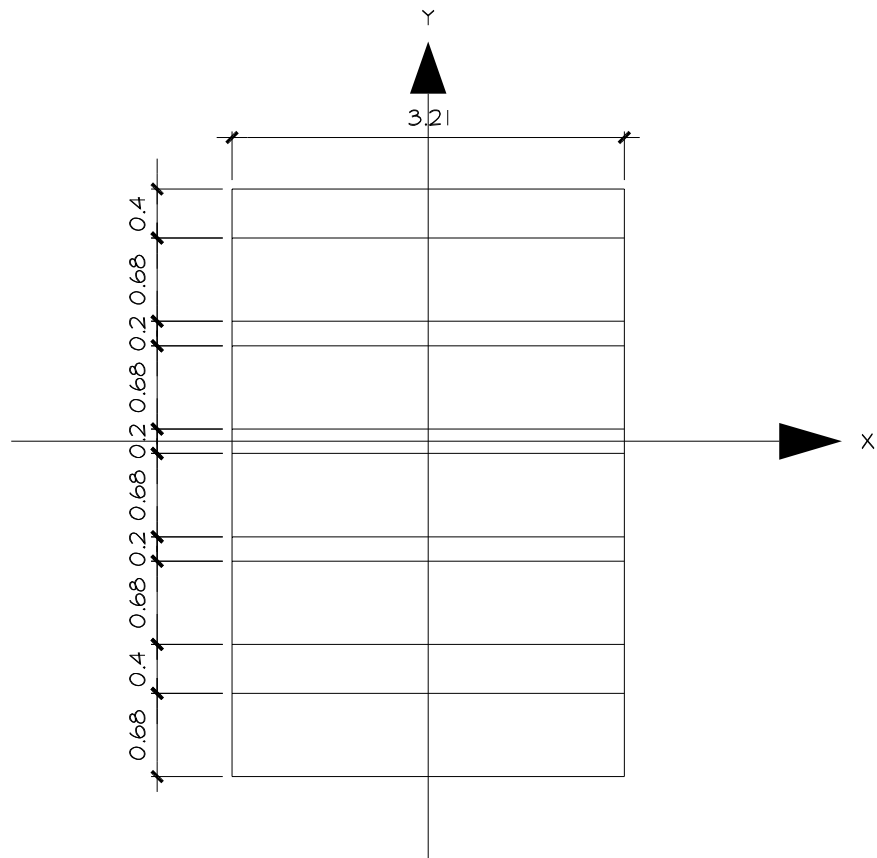


Elemento	Longitud	Espesor	Altura	Peso	Unidades
1	0.78	0.4	3.01	2.25	t
2	0.78	4.12	0.4	3.09	t
3	0.78	0.4	2.26	1.69	t
4	1.18	1.15	0.4	1.30	t
P2=				8.33	t

X = m

Y = m

Elemento de la Estructura 3:



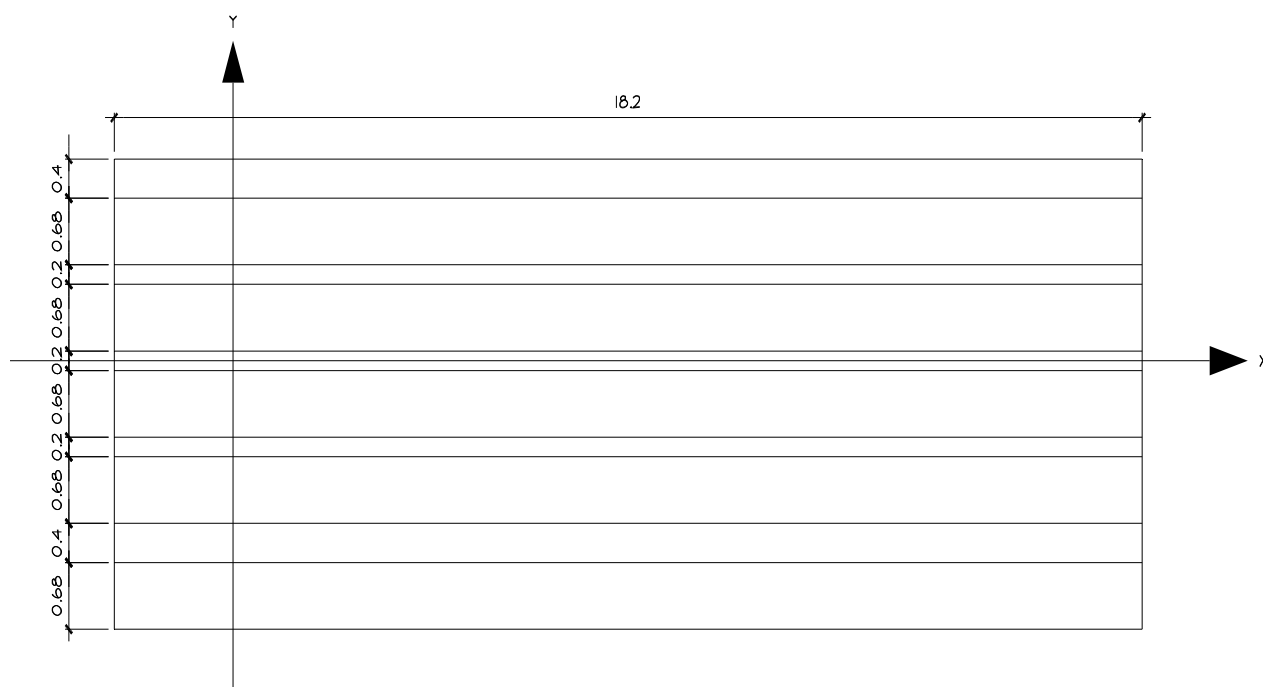
<i>Elemento</i>	<i>Longitud</i>	<i>Espesor</i>	<i>Altura</i>	<i>Peso</i>	<i>Unidades</i>
1	3.21	0.4	3.01	9.28	t
2	3.21	0.2	2.26	10.45	t
3	3.21	0.4	2.26	6.96	t
4	3.21	0.4	1.15	3.54	t
5	3.21	4.12	0.4	12.70	t
<i>P3=</i>				42.93	t

Simétrico en X

X = m

Y = m

Elemento de la estructura 4:



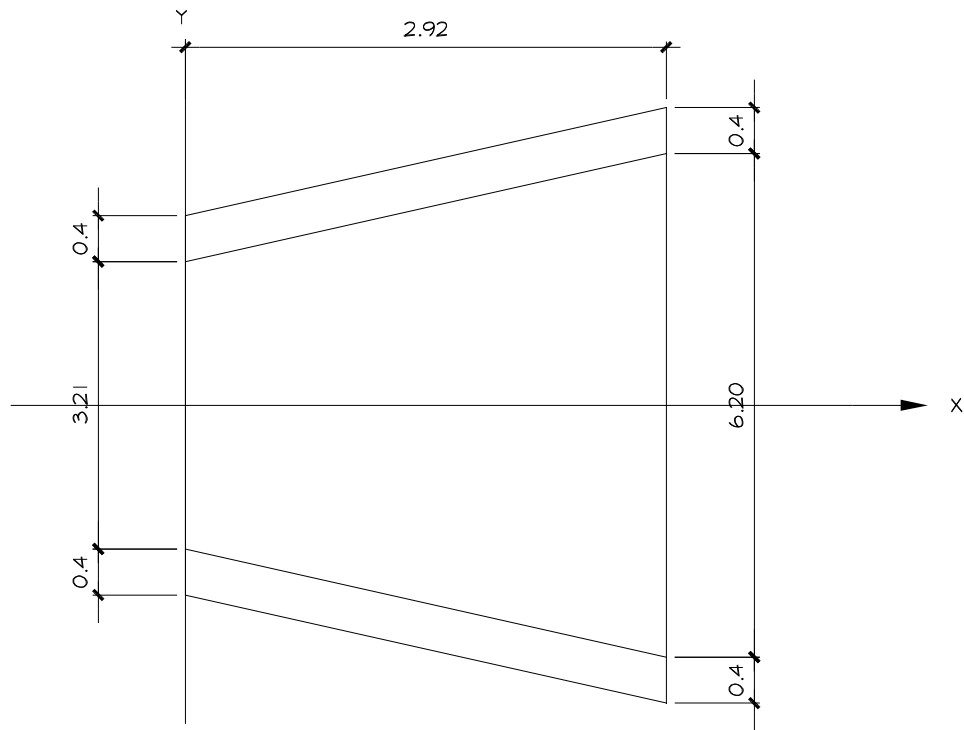
Elemento	Longitud	Espesor	Altura	Peso	Unidades
1	18.2	0.4	3.01	52.59	t
2	18.2	0.2	2.46	64.47	t
3	18.2	0.4	2.46	42.98	t
4	18.2	0.4	1.15	20.09	t
5	18.2	4.12	0.4	71.98	t
P4=				252.12	t

Simétrico en X

X = 0.00 m

Y = 0.13 m

Elemento de la estructura 5:



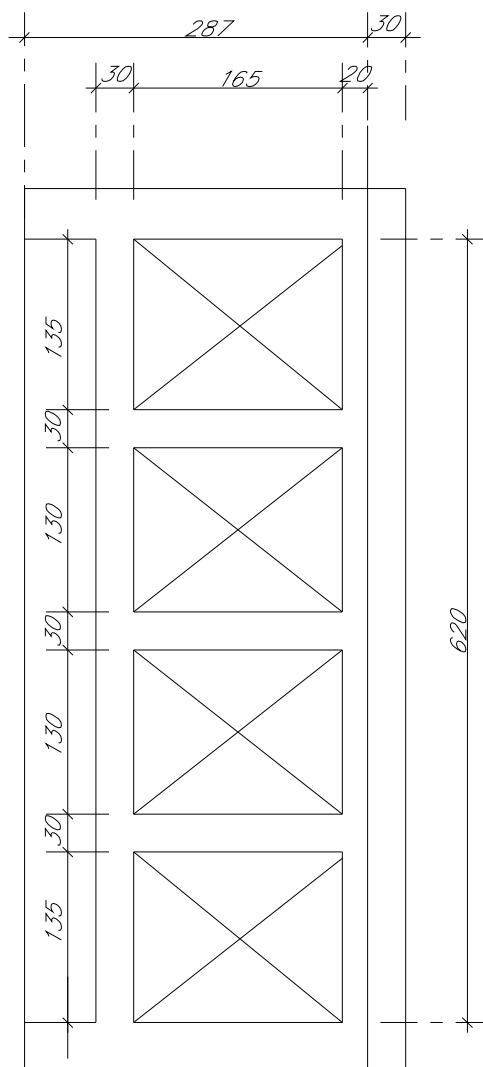
Elemento	Longitud	Espesor	Altura	Peso	Unidades
1	3.26	0.4	3.48	21.78	t
2	4.12	2.92	0.4	11.55	t
3	2.92	1.44	0.4	4.04	t
P5=				37.37	t

Simétrico en y

$$X = 1.51 \text{ m}$$

$$Y = 0.00 \text{ m}$$

Elemento de la estructura 6:



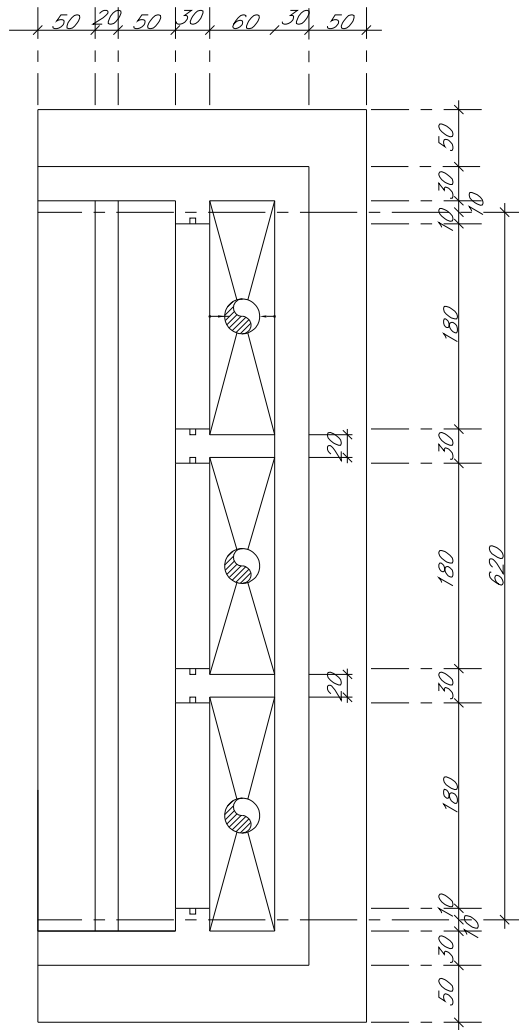
Elemento	Longitud	Espesor	Altura	Peso	Unidades
1	2.87	0.4	3.75	20.66	t
2	0.3	6.2	0.6	2.68	t
3	1.65	0.3	0.6	2.14	t
4	0.3	7	7	35.28	t
5	0.4	7	3.17	21.30	t
P6=				82.06	t

Simétrico en Y

X = 2.15 m

Y = 0.00 m

Elemento en la estructura 7:



Elemento	Longitud	Espesor	Altura	Peso	Unidades
1	2.4	0.3	3.8	13.13	t
2	0.2	6.4	0.6	1.84	t
3	1.2	6.4	0.3	5.53	t
4	0.3	6.4	3.8	17.51	t
5	2.4	6.4	0.3	11.06	t
6	0.3	1	2.2	1.58	t
7	0.6	6.4	0.3	2.76	t
8	0.6	0.4	2.5	1.44	t
9	2.4	1	0.3	1.73	t
10	0.5	8	0.3	2.88	t
11	0.5	8	0.3	1.92	t
PT=				61.39	t

Simétrico en X y Y

X = 0.00 m

Y = 0.00 m

Adicionándole otras 5 toneladas debido al peso del suelo de relleno:

$$P_7 = 66.39 \text{ t}$$

Peso total de la estructura:

$$P_{Total} = \sum_i^n P_i = 39.87 + 8.33 + 42.93 + 252.12 + 37.37 + 82.06 + 61.39$$

$$P_{Total} = 529.07 \text{ t}$$

Cálculo del CG de la estructura:

$$\bar{x} = \frac{39.87 \times 1.62 + 8.33 \times 3.61 + 37.37 \times 27.34 + 42.93 \times 6.025 + 252.12 \times 16.73 + 82.06 \times 30.6 + 61.39 \times 32.52}{529.07}$$

$$\bar{x} = 19.09 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{0.25 \times 8.33 + 0.11 \times 42.93 + 0.13 \times 252.12}{529.07}$$

$$\bar{y} = 0.07 \text{ m}$$

Obtención del centro de gravedad de la excavación:

Elemento 1:

$$\frac{(2.78 + 4.12) \times 3.64}{2} \times 3.16 = 39.68 \text{ m}^3$$

$$\frac{3.64 \times 0.67}{2} \times 3.16 = 3.85 \text{ m}^3$$

$$3.64 \times 2.78 \times 3.16 = 31.98 \text{ m}^3$$

$$\bar{x} = \frac{2 \times 3.85 \times 3.64 \times 0.66 + 31.98 \times 3.64 / 2}{39.68} = 1.94 \text{ m}$$

El elemento es simétrico en y

Elemento 2:

$$3.99 \times 4.12 \times 3.16 = 51.95 \text{ m}^3$$

$$4.39 \times 0.68 \times 3.16 = 9.43 \text{ m}^3$$

$$P_2 = 61.38 \text{ m}^3$$

Elemento 3:

$$4.12 \times 18.20 \times 3.36 = 251.95 \text{ m}^3$$

$$0.68 \times 18.20 \times 3.36 = 41.58 \text{ m}^3$$

$$P_3 = 293.53 \text{ m}^3$$

El elemento es simétrico en X

Elemento 4:

$$2 \times 1.44 \times \frac{2.92}{2} \times 3.63 = 15.26 \text{ m}^3$$

$$4.12 \times 2.92 \times 3.63 = 43.67 \text{ m}^3$$

$$P_4 = 58.93 \text{ m}^3$$

$$\bar{x} = \frac{15.26 \times 2.92 \times 0.67 + 43.67 \times 1.46}{58.93} = 1.59 \text{ m}$$

El elemento es simétrico en Y

Elemento 5:

$$P_5 = 3.17 \times 3.9 \times 7 = 86.54 \text{ m}^3$$

El elemento es simétrico en ambas direcciones

Cálculo del CG de la excavación:

$$P_{T.exc} = 39.68 + 61.38 + 293.53 + 58.93 + 86.54 + 10.10 = 550.16 \text{ m}^3$$

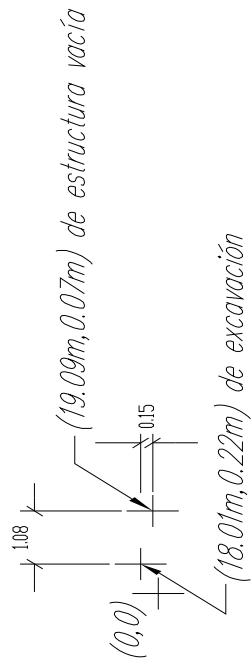
$$\bar{x} = \frac{1.94 \times 39.68 + 5.64 \times 61.38 + 16.73 \times 293.53 + 27.42 \times 58.93 + 30.34 \times 86.54 + 33.12 \times 10.10}{550.16}$$

$$\boxed{\bar{x} = 18.01 \text{ m}}$$

$$\bar{y} = \frac{0.37 \times 61.38 + 0.34 \times 293.53}{550.16}$$

$$\boxed{\bar{y} = 0.22 \text{ m}}$$

34.82 m



COMENTARIOS:

La estructura diseñada tiene por objeto remover sólidos flotantes de gran tamaño y no dejar que el agua residual fluya hacia fuera del tanque, por lo que la estructura debe tener una buena capacidad de servicio en términos de baja permeabilidad, bajo agrietamiento, deflexiones limitadas y durabilidad.

El agrietamiento puede mantenerse al mínimo por medio de un diseño apropiado, distribución del acero de refuerzo y espaciamiento de las juntas. El agrietamiento debido a la contracción por secado puede minimizarse usando concreto en el que la contracción esté compensada, pero para que el diseño sea exitoso, el ingeniero deben conocer las características y propiedades de este tipo de concreto (ref 1 Y 2).

El concreto que se utilizó para el diseño de la estructura es de $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$, y se consideró estructura grupo A, lo cual es bueno debido a que este tipo de estructura requiere funcionar en todo momento sin dejar de operar (ref 4).

Para obtener las acciones sobre el muro, se utilizó el empuje que produce el suelo hacia la estructura y se le adicionó una carga uniforme de 1 t/m^2 , debido a que puede haber almacenamiento de material granular, varillas u otros equipos cerca del tanque. Para valuar estos empujes, se utilizó un coeficiente de presión activa de $1/3$, debido a que la superficie del suelo es horizontal y se supuso un ángulo de fricción interna de 30° (ref 5).

En el diseño de los muros, apreciamos que se diseñaron como placas utilizando las tablas del Bares, debido a que los muros realizan la misma función que estas. También se apreció que la relación altura entre longitud es muy pequeña y cuando esta es menor 0.3, los momentos de diseño no cambian significativamente en el diseño (ref 1).

El diseño se hizo tomando un metro de muro, debido a que las ayudas de diseño que se utilizaron, aplican este método y como el tanque es de forma aproximadamente simétrica, el cambio en el diseño de los muros no sería de importancia. Por otro lado, utilizando las tablas (ref 1), optamos por el lado conservador.

Para el acero de refuerzo, se consideró que sería afectado fuertemente por la intemperie, y esto repercutió en el proporcionamiento del concreto, y en que los recubrimientos fueran mayores que los usuales.

Al igual que en el diseño de los muros, se necesitan losas impermeables, debido a que no queremos filtración del agua residual hacia el terreno, para no provocar cambios en la estructura del subsuelo, pues podría perjudicar en la capacidad de carga del suelo y en el peso de la estructura, que en determinado momento podría presentar fallas o hundimientos diferenciales de gran magnitud.

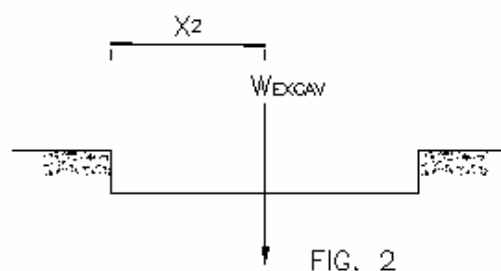
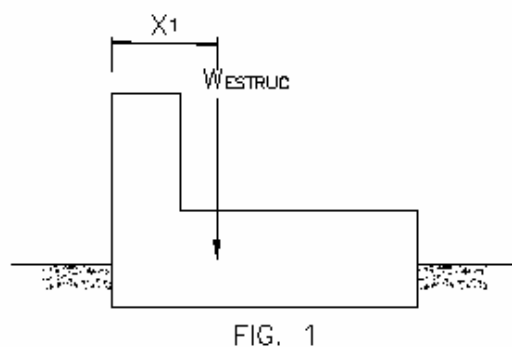
Se optó por diseñar la losa más desfavorable, con las mayores dimensiones y con la mayor carga, ya que diseñando el elemento estructural más desfavorable podemos proponer el mismo diseño estructural para los otros elementos. Se pudo haber diseñado

calculando cada uno de los elementos, pero esto nos llevaría mucho tiempo y además de que si los elementos fueran de diferentes dimensiones y armados, le sería mucho más difícil al constructor llevar a cabo el proyecto y requeriría de un mayor cuidado y tiempo en la ejecución de la obra.

El acero de refuerzo fue el mínimo, pero por ser una estructura afectada en condiciones extremas por la intemperie y la importancia de la estructura, se incrementó un poco para hacer que la estructura tenga una resistencia mayor con un agrietamiento mínimo (ref 3 Y 4).

La obtención del centro de gravedad de la excavación y de la estructura es de gran importancia, debido a que la estructura no es completamente simétrica, por lo que, en planta, los centros de gravedad no coinciden. Esto produce excentricidades que pueden provocar que la estructura tienda a inclinarse como conjunto. Para corregir las excentricidades se pudo haber propuesto algún lastre (de concreto o de otro material) o de anclas para que la estructura conserve un hundimiento uniforme.

A continuación se expone una forma para corregir las excentricidades. La figura 1 muestra una estructura que debe contar con un sótano y de la cual se requiere proponer una cimentación. La figura 2 muestra el tipo de excavación que haremos para nuestra cimentación.



Si la excavación tuviera profundidad uniforme, habría claramente una excentricidad entre los centros de gravedad de la estructura y la excavación, la cual se puede corregir con una excavación que tenga el mismo centro de gravedad que la estructura. Para ello se propone la siguiente excavación con la cual coinciden en planta ambos centros de gravedad (figura 3).

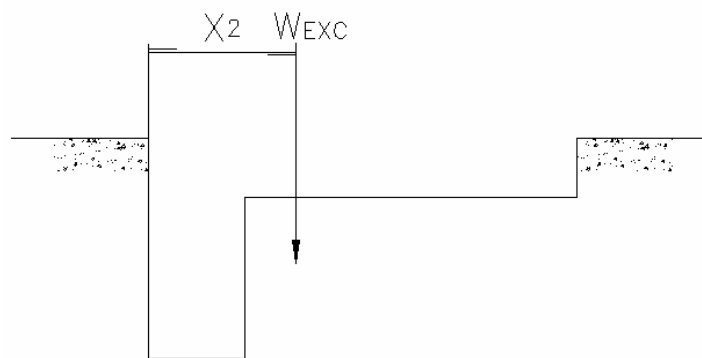


FIG. 3

Para que nuestra nueva excavación tenga el resultado deseado, se tiene que dejar el hueco en la parte inferior izquierda (figura 4).

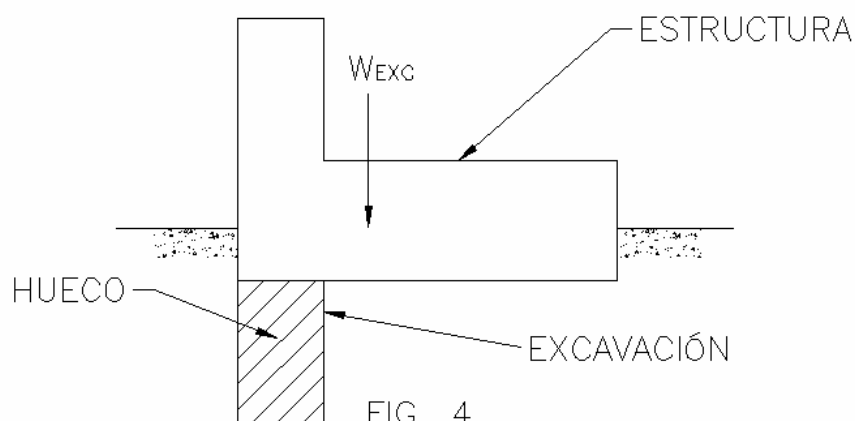


FIG. 4

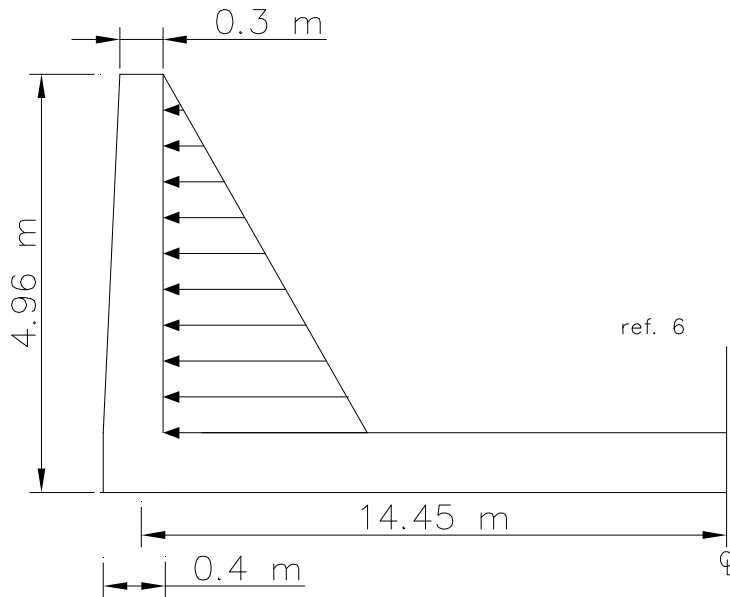
El cálculo de las excentricidades es de gran importancia en tanques o depósitos apoyados directamente sobre el terreno, ya que se requiere evitar grietas e inclinaciones grandes, pues los procesos para el tratamiento de agua residual requieren de estructuras con gran capacidad para resistir el intemperismo. Si estas excentricidades no se corrigen inmediatamente, a largo plazo será de mayor dificultad corregirlas, y los daños a la estructura pueden ser grandes; también los procedimientos de reparación son muy complicados con costos altos.

3.5 Planos Estructurales



4. REACTOR BIOLÓGICO

4.1 Diseño del muro del tanque



- *Datos:*

$$H = 4.96 \text{ m}$$

$$R = 14.45 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.03 \text{ t/m}^3 ; \text{ densidad del agua residual}$$

$$C = 0.0003 ; \text{ coeficiente de contracción en el concreto}$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ módulo de elasticidad en el acero}$$

$$E_c = 14000 \sqrt{f'_c} = 14000 \sqrt{300} = 2.425 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ módulo de elasticidad en el concreto}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8.7 ; \text{ relación de módulos de elasticidad}$$

$$f_t = 0.1 f'_c = 30 \text{ kg/cm}^2 ; \text{ esfuerzo de compresión en el concreto}$$

- *Constantes de cálculo:*

$$f_c = 0.45 f'_c = 0.45 * 300 = 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{\eta f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{980}{8.7 * 135}} = 0.545$$

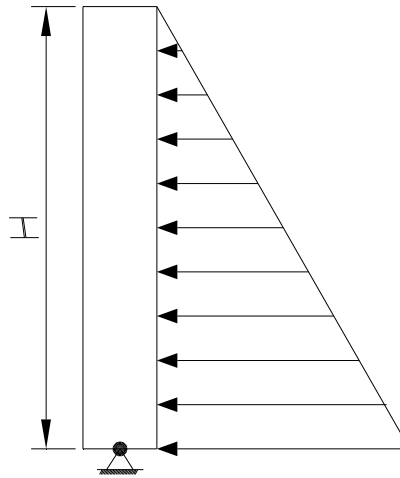
$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.545}{3} = 0.818$$

Datos y Diagramas de Presiones

Para el cálculo de los muros se consideran diversas condiciones de apoyo en la base y se reforzará para la envolvente de ellas (ref 6).

a) Tensión Horizontal

1.- Condición de articulación



$$\frac{H^2}{Dt} = \frac{4.96^2}{28.9 \times 0.4} = 2.1$$

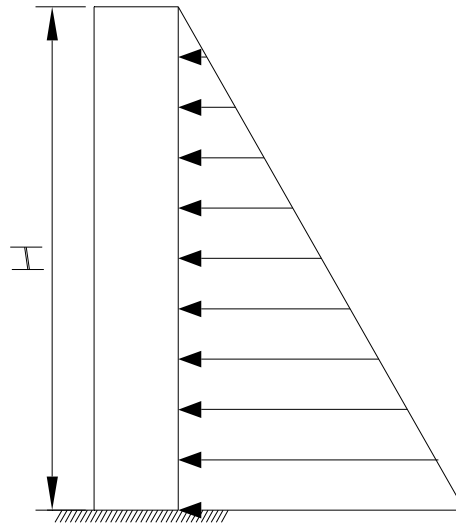
$$T_1 = c \gamma H R = c \times 1.03 \times 4.96 \times 14.45$$

$$T_1 = 73.82c$$

PUNTO	C	T1
0.9H	0.192	14.17
0.8H	0.252	18.60
0.7H	0.317	23.40
0.6H	0.373	27.54
0.5H	0.415	30.64
0.4H	0.441	32.56
0.3H	0.429	31.67
0.2H	0.380	28.05
0.1H	0.290	21.41
0.0H	0.158	11.66

Tabla 1

2.- Condición de empotramiento

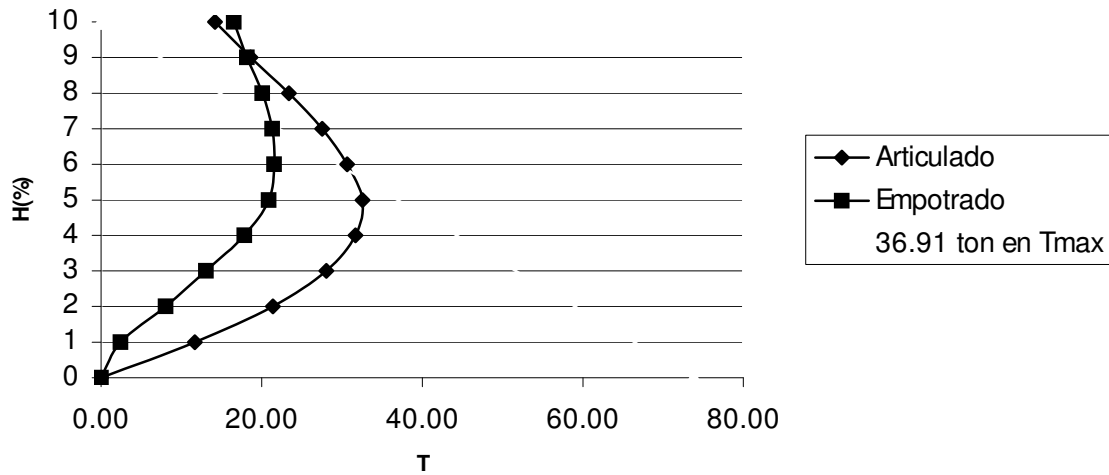


$$T_2 = c\gamma HR$$

PUNTO	C	T2
0.9H	0.224	16.54
0.8H	0.246	18.16
0.7H	0.272	20.08
0.6H	0.289	21.33
0.5H	0.292	21.56
0.4H	0.283	20.89
0.3H	0.242	17.86
0.2H	0.177	13.07
0.1H	0.109	8.05
0.0H	0.033	2.44

Tabla 2

Gráfica 1



$$T_{\max} = 32.61t$$

$$A_s = \frac{T_{\max}}{f_s} = \frac{32600}{980} = 33.27 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s \min} = 0.003 \times 35 \times 100 = 10.5 \text{ cm}^2$$

Por tanto, $A_s > A_{s \min}$

Utilizar [#6@18](#) en dos capas.

Máximo esfuerzo de tensión en el concreto incluido el efecto de contracción (ref 7)

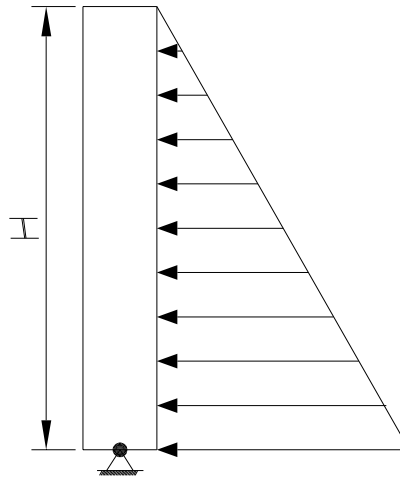
$$f_c = \frac{CE_s A_s + T_{\max}}{A_c + \eta A_s} = \frac{0.0003 \times 2.1 \times 10^6 \times 33.27 + 30910}{100 \times 35 + 8.7 \times 33.27} = 14.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 30 \text{ kg/cm}^2 > 14.76 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Bien}$$

Por lo tanto, el acero de refuerzo es suficiente.

b) Momento Vertical M_v

1.- Condición de articulación



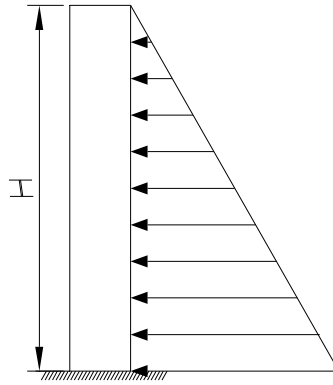
$$\frac{H^2}{Dt} = \frac{4.96^2}{28.9 * 0.4} = 2.1$$

$$\gamma H^3 = 1.03 \times 4.96^3 = 125.68$$

PUNTO	C	Mv
0.9H	0.0008	0.10
0.8H	0.0032	0.40
0.7H	0.0070	0.88
0.6H	0.0109	1.37
0.5H	0.0151	1.90
0.4H	0.0192	2.41
0.3H	0.0212	2.66
0.2H	0.0200	2.51
0.1H	0.0142	1.78

Tabla 3

2.- Condición de empotramiento



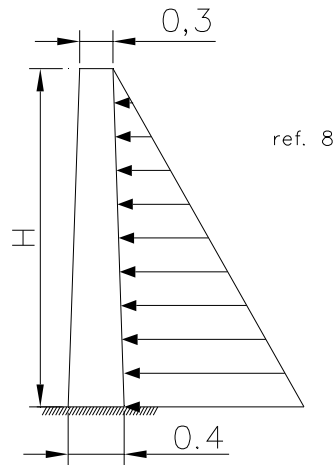
$$\frac{H^2}{Dt} = \frac{4.96^2}{28.9 \times 0.4} = 2.1$$

$$\gamma H^3 = 1.03 \times 4.96^3 = 125.68$$

PUNTO	C	Mv
1.0H	0.0010	0.13
0.9H	0.0034	0.43
0.8H	0.0066	0.83
0.7H	0.0096	1.21
0.6H	0.0117	1.47
0.5H	0.0113	1.42
0.4H	0.0075	0.94
0.3H	-0.0018	-0.23
0.2H	-0.0178	-2.24
0.1H	-0.0426	-5.35

Tabla 4

3.- Condición de empotramiento con sección variable

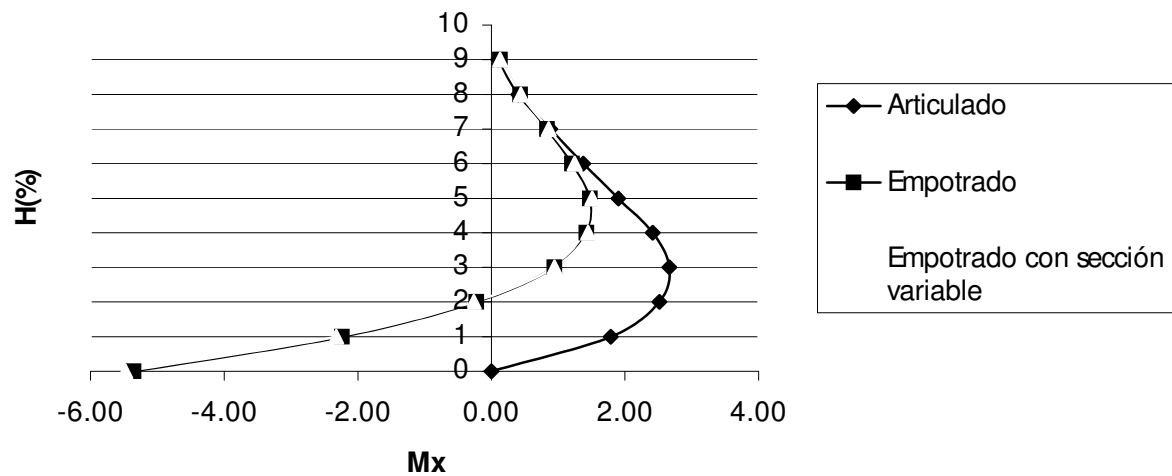


Obtenemos valores de los momentos muy aproximados cuando se utiliza un muro de espesor variable a uno de espesor constante (ref. 8), por tanto, en el diseño se consideró un muro de espesor constante de 0.35 m.

PUNTO	Mv
1.0H	0.13
0.9H	0.44
0.8H	0.85
0.7H	1.24
0.6H	1.51
0.5H	1.45
0.4H	0.94
0.3H	-0.26
0.2H	-2.33
0.1H	-5.48

Tabla 5

Gráfica 2



Con esta gráfica, podemos apreciar el cambio de signo de los momentos en el muro, el cual pasa aproximadamente al 25% a partir de la base del muro y deberá llevar un refuerzo adicional en la parte con mayor momento.

De la gráfica 2 o de las tablas, se tienen los momentos máximos positivos y negativos para el diseño del muro.

$$M_{V \max (+)} = 2.7 \text{ t-m}$$

$$M_{V \max (-)} = -5.5 \text{ t-m}$$

Cálculo del refuerzo vertical del muro (ref. 9)

En este caso, se utilizó el ACI debido a que en el RCDF no existe mucho énfasis en el diseño de estructuras sanitarias.

$$f_s = 1540 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_x}{f_x j d}$$

$$A_{s1(-)} = \frac{5.5 \times 10^5}{1540 \times 0.818 \times 32} = 13.64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizar [#5@20](#) ($A_s = 9.90 \text{ cm}^2$)

$$A_{s1(+)} = \frac{2.7 \times 10^5}{1540 \times 0.818 \times 32} = 6.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizar [#5@20](#) ($A_s = 9.90 \text{ cm}^2$)

$$\rho_{\min} = 0.003$$

Por cara: $A_{s \min} = 0.0015 \times 35 \times 100 = 5.25 \text{ cm}^2$

$$\text{Utilizar } \text{#5@20} \quad A_s = 9.90 \text{ cm}^2$$

Y por último revisaremos el cortante:

$$V = c \gamma H^2$$

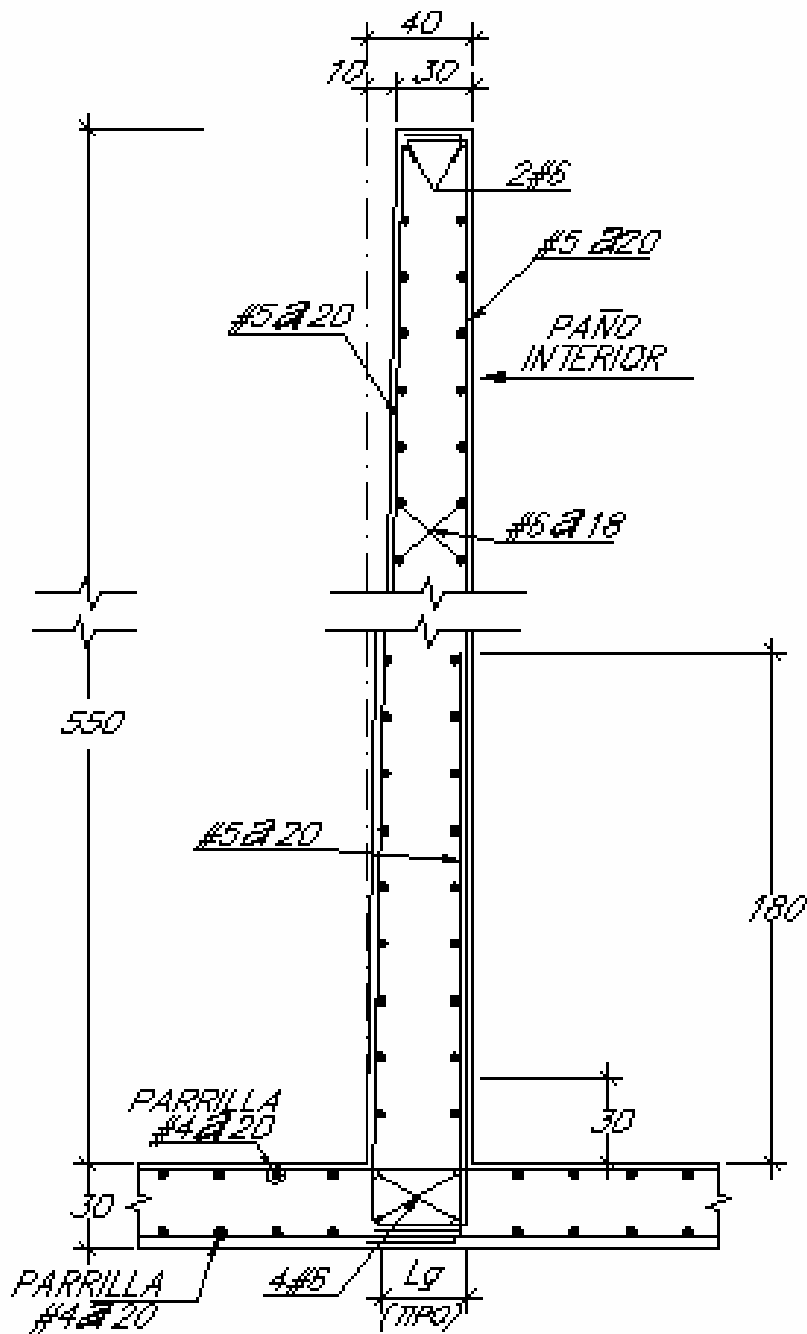
$$V = 0.295 \times 1.03 \times 4.96^2 = 7.48 \text{ t/m}$$

$$v = \frac{7480}{100 \times 40} = 1.87 \text{ kg/cm}^2$$

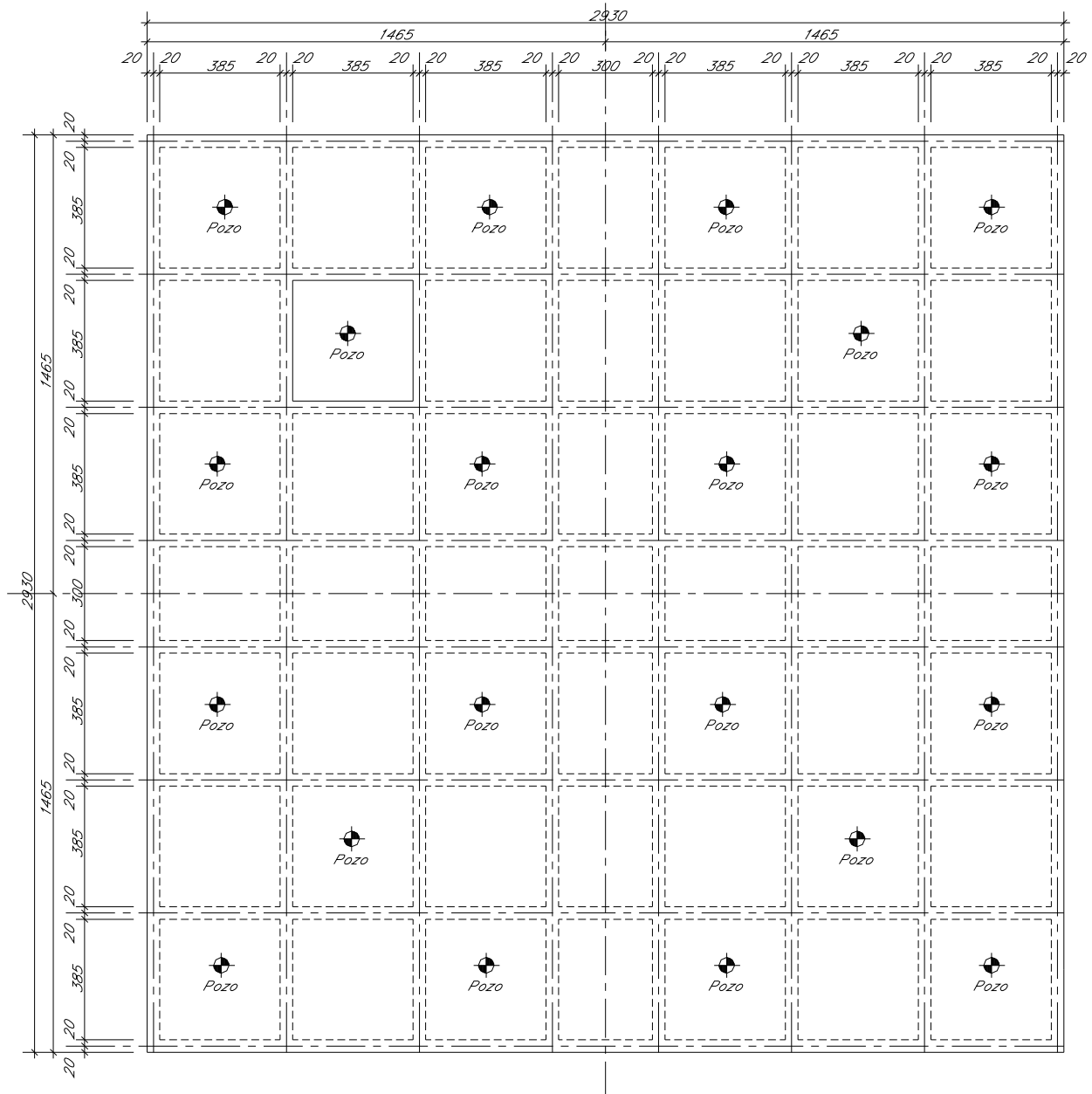
$$v_c = 0.2 \sqrt{f'c} = 3.46 \text{ kg/cm}^2$$

$v_c > v$; por tanto, pasa la revisión por cortante.

El acero en el muro perimetral quedará:



4.2 Diseño de la losa



Datos:

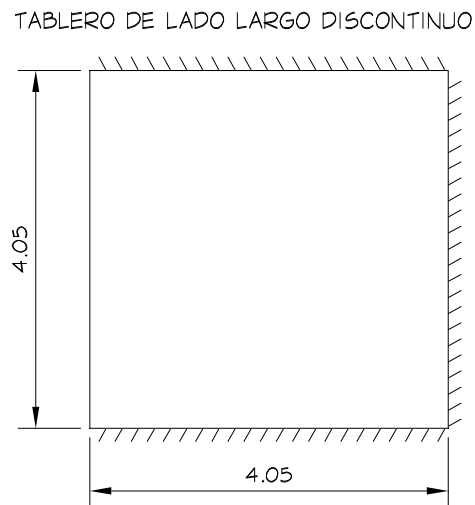
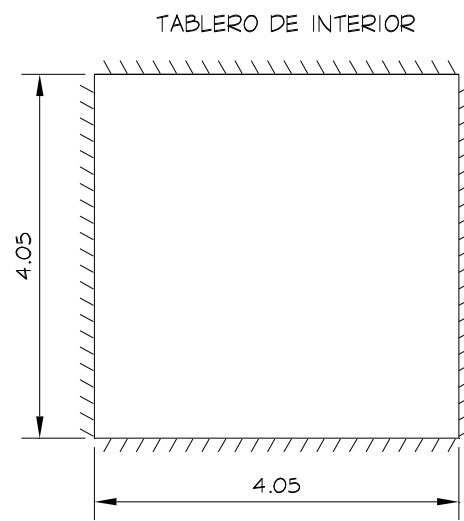
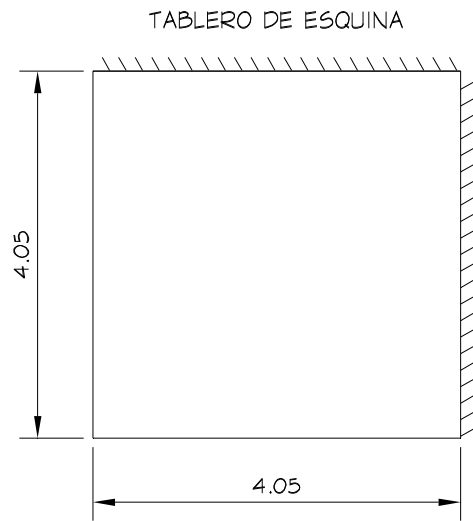
$$f'c = 300 \text{ kg / cm}^2$$

$$f'y = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

$$\text{Vars \# 4 (A}_s = 1.27 \text{ cm}^2)$$

Presión media sobre la losa:

$$7.79 - 0.3 \times 2.4 = 7.07 \text{ t/m}^2$$



Para obtener el acero y su distribución, se utilizó un programa de losas basado en el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal. Los resultados se encuentran en las siguientes páginas.

DISEÑO DE LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS

El diseño de losas perimetralmente apoyadas se realiza empleando los coeficientes del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, 1997, con los Factores de reducción de resistencia de materiales que se indican. Las losas se diseñan elásticamente y se consideran trabajando en 2 direcciones.

Este método es aplicable (NTCC 4.3.3), cuando:

- Los tableros son aproximadamente rectangulares
- La distribución de las cargas que actúan sobre la losa es aproximadamente uniforme en cada tablero
- Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes no deberán diferir entre sí en más del 50% del menor de ellos
- La relación de carga viva a carga muerta no es mayor que 2.5 para losas monolíticas, ni mayor que 1.5 en otros casos

Las secciones críticas para momento negativo, se tomarán en los bordes del tablero, y para momento positivo, en las franjas medias. Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se podrán distribuir 2/3 del momento desequilibrado entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. (4.3.3.c)

Los cinco diferentes tipos de tableros que se consideran (NTCC 4.3.3), son



Peralte Mínimo. (4.3.3e)

Podrá omitirse el cálculo de deflexiones, si el peralte efectivo no es menor que el perímetro entre 300. Para este cálculo, la longitud de los lados discontinuos se incrementarán en 50% si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25% cuando lo sean.

La limitación de lo anterior es aplicable a losas en que $f_s \leq 2000 \text{ kg/cm}^2$ y $w \leq 380 \text{ kg/m}^2$ para otras combinaciones de f_s y w , el peralte mínimo se obtendrá multiplicando por $0.034\sqrt{f_s w}$

Momento Último de Diseño

Los momentos por unidad de ancho, serán obtenidos como:

$$M_u = F_c M = F_c \left(10^{-4} w a_1^2 \alpha \right)$$

Fuerza Cortante. (NTCC 4.3.3.f)

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calcula con la expresión

$$V = \frac{\left(\frac{x_1}{2} - d\right)w}{1 + \left(\frac{x_1}{x_2}\right)^6} \quad V_u = F_c V$$

Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, V se incrementará en 15%.

La resistencia de la losa a la fuerza cortante, se supondrá igual a:

$$V_{cr} = 0.5 F_r b d \sqrt{f' c}$$

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

CONCRETO

Resistencia	$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de elasticidad	$E_c = 242487 \text{ kg/cm}^2$
Deformación máxima del concreto	$\epsilon_c = 0.003$
	$f^*_c = 240 \text{ kg/cm}^2$
	$f''_c = 206 \text{ kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO

Esfuerzo de fluencia	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo en el acero	$f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de elasticidad	$E_s = 2.0E+06 \text{ kg/cm}^2$
Deformación máxima del acero	$\epsilon_y = 0.0021$

FACTOR DE CARGA (RCDF Art. 194)

Factor de carga

- ☐ 1.40, para combinaciones de carga permanente y variable
- ☒ 1.50, para combinaciones de carga permanente y variable, y estructura del Grupo A

ACERO DE REFUERZO MÍNIMO (NTCC 4.3.3.d)

Condiciones de intemperismo

- ☐ Mínima
- ☒ Extremas

 $\rho_{\text{Temperatura}} = 0.0030$ $\rho_{\text{Flexión}} = 0.0029$ **$\rho_{\text{Mínimo}} = 0.0030$**

COLADO DE LA LOSA CON LOS APOYOS

Tipo de Colado

- ☐ Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos
- ☒ Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos

GEOMETRÍA DE TABLEROS

Número de tableros

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	LIMPIAR
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	---------

Tablero No	Dimensiones *		Tipo de Tablero
	L. Corto a_1 (m)	L. Largo a_2 (m)	
1	4.25	4.25	INTERIOR
2	4.25	4.25	DE ESQUINA
3	4.25	4.25	DE BORDE UN LADO LARGO DISCONTINUO

*Las dimensiones serán considerando los claros libres a paños interiores

CONDICIONES DE CARGA

Tablero No	Uniforme Repartida ω (ton/m ²)	Carga Lineal				Carga Concentrada				
		Paralela a eje	ω (ton/m)	Longitud (m)	$\omega_{E_{q,w}}$ (ton/m ²)	P (ton)	r (m)	R (m)	$\omega_{E_{q,w}}$ (ton/m ²)	Mom de Increment
1	7.07									
2	7.07									
3	7.07									

Tablero	ω total	ω diseño	M.I.C.P
1	7.07	10.61	
2	7.07	10.61	
3	7.07	10.61	

Cargas Lineales (NTCC 4.3.4)

Los efectos de las cargas lineales debidas a los muros que se apoyan sobre una losa, pueden tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes

Cargas Concentradas (NTCC 4.3.5)

Cuando una carga concentrada, P, es aplicada en la zona definida por la intersección de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho, positivo y negativo se incrementaran en cada dirección paralela a los bordes (M.I.C.P.)

DISEÑO POR FLEXIÓN

CALCULO DE MOMENTOS EN LAS FRANJAS CENTRALES Y DETERMINACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

Tablero 1						
Tipo de Tablero	Zona	Claro	α	$M = \alpha \cdot 10^{-4} w_s l^2$	M.I.C.P	Mom (ton-m)
INTERIOR	Borde Continuo	(-) Corto	292	5.59		5.59
		(-) Largo	292	5.59		5.59
	Centro del Claro	(+) Corto	130	2.49		2.49
		(+) Largo	130	2.49		2.49

Se empleara Varilla # 4

Zona	Claro	Mom (ton-m)	ρ	As (cm ² / m)	Separación (cm)
Borde Continuo	(-) Corto	5.59	0.0039	7.70	17
	(-) Largo	5.59	0.0039	7.70	17
Centro del Claro	(+) Corto	2.49	0.0030	7.50	17
	(+) Largo	2.49	0.0030	7.50	17

* Se empleara el porcentaje de acero mínimo

Tablero 2						
Tipo de Tablero	Zona	Claro	α	$M = \alpha \cdot 10^{-4} w_s l^2$	M.I.C.P	Mom (ton-m)
DE ESQUINA	Borde continuo	(-) Corto	364	6.97		6.97
		(-) Largo	364	6.97		6.97
	Borde Discontinuo	(-) Corto				
		(-) Largo				
	Centro del Claro	(+) Corto	153	2.93		2.93
		(+) Largo	153	2.93		2.93

Se empleara Varilla # 4

Zona	Claro	Mom (ton-m)	ρ	As (cm ² / m)	Separación (cm)
Borde continuo	(-) Corto	6.97	0.0049	9.70	14
	(-) Largo	6.97	0.0049	9.70	14
Borde Discontinuo	(-) Corto				
	(-) Largo				
Centro del Claro	(+) Corto	2.93	0.0030	7.50	17
	(+) Largo	2.93	0.0030	7.50	17

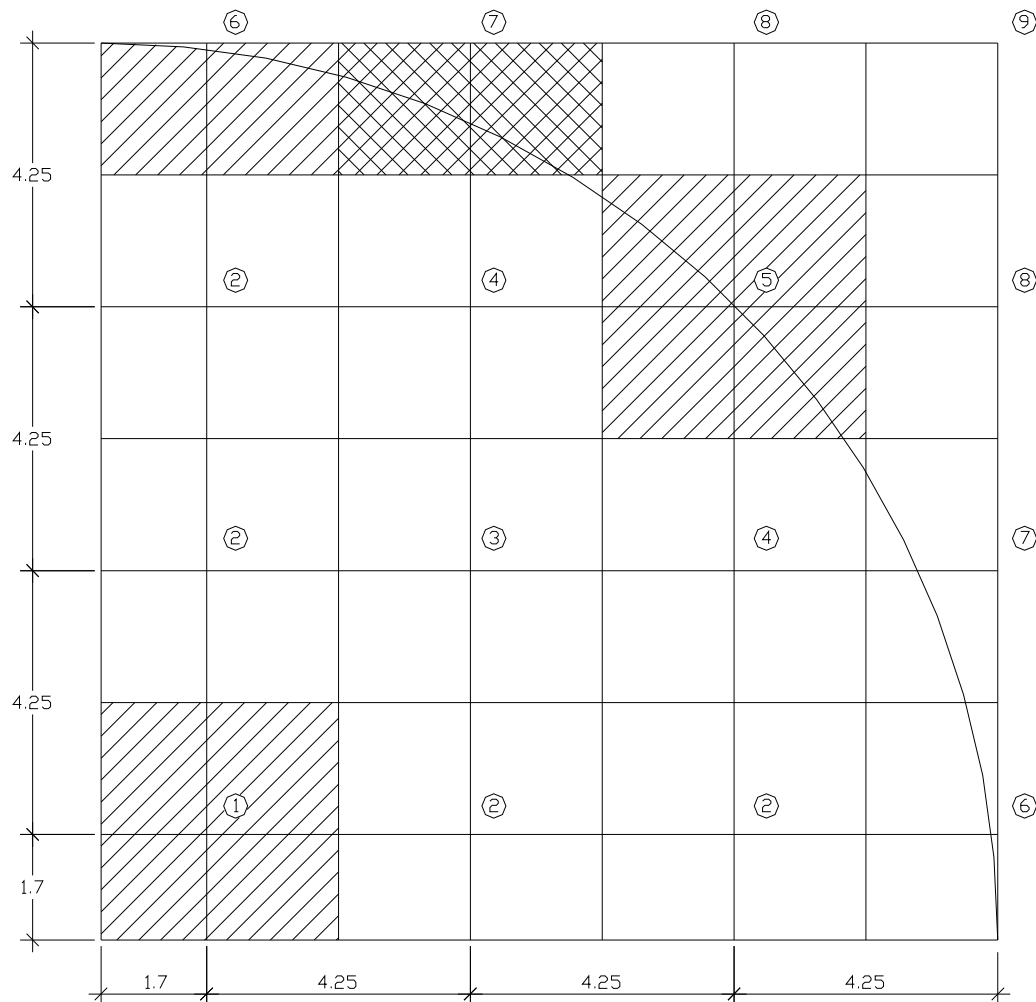
* Se empleara el porcentaje de acero mínimo

Tablero 3						
Tipo de Tablero	Zona	Claro	α	$M=\alpha \cdot 10^{-4} w_d l^2$	M.I.C.P	Mom (ton-m)
DE BORDE UN LADO LARGO DISCONTINUO	Borde continuo	(-) Corto	311	5.96		5.96
		(-) Largo	346	6.63		6.63
	Borde Discontinuo	(-) Corto				
		(+) Corto	135	2.59		2.59
	Centro del Claro	(+) Largo	144	2.76		2.76
Se empleara Varilla # 4						
Zona	Claro	Mom (ton-m)	ρ	As (cm2 / m)	Separación (cm)	
Borde continuo	(-) Corto	5.96	0.0041	8.22	16	
	(-) Largo	6.63	0.0046	9.20	14	
Borde Discontinuo	(-) Corto					
Centro del Claro	(+) Corto	2.59	0.0030	7.50	17	
	(+) Largo	2.76	0.0030	7.50	17	

* Se empleara el porcentaje de acero mínimo

4.3 Diseño de la cimentación

Cálculo de las cargas en los cruces.



Cargas en los nudos hacia abajo:

a) Nudo 1

$$\begin{aligned}
 \text{Contratraves:} & \quad (1.7 + 2.125)2 - 0.4 = 7.25 \quad m \\
 & \quad \omega_1 = 7.25 \times 2.7 \times 0.4 \times 2.4 = 18.79 \quad t \\
 \text{Losa:} & \quad \omega_2 = 3.825 \times 3.825 \times 0.3 \times 2.4 = 10.53 \quad t \\
 \text{Agua:} & \quad \omega_3 = 3.825^2 \times 5 \times 1.03 = 75.35 \quad t \\
 \text{Estructura Central:} & \quad \omega_4 = \frac{15.72 + 5.09}{4} = 5.2 \quad t
 \end{aligned}$$

$$P_1 = \sum \omega_i = 109.87 \quad t$$

b) Nudo 2

$$\begin{aligned}
 \text{Contratraves:} & \quad (1.7 + 2.125)3 - 0.4 = 7.675 \quad m \\
 & \quad \omega_1 = 7.675 \times 2.7 \times 0.4 \times 2.4 = 19.89 \quad t \\
 \text{Losa:} & \quad \omega_2 = 3.825 \times 4.25 \times 0.3 \times 2.4 = 11.70 \quad t \\
 \text{Agua:} & \quad \omega_3 = 3.825 \times 4.25 \times 5 \times 1.03 = 83.72 \quad t
 \end{aligned}$$

$$P_2 = \sum \omega_i = 115.31 \quad t$$

c) Nudo 3

$$\begin{aligned}
 \text{Contratraves:} & \quad (4.25 \times 2) - 0.4 = 8.1 \quad m \\
 & \quad \omega_1 = 8.1 \times 2.7 \times 0.4 \times 2.4 = 21 \quad t \\
 \text{Losa:} & \quad \omega_2 = 4.25^2 \times 0.3 \times 2.4 = 13 \quad t \\
 \text{Agua:} & \quad \omega_3 = 4.25^2 \times 5 \times 1.03 = 93.02 \quad t
 \end{aligned}$$

$$P_3 = \sum \omega_i = 127.02 \quad t$$

d) Nudo 4

$$P_4 = P_3 + 1.91 \times 0.70 \times 1.4 = 127.02 + 1.87$$

$$P_4 = 128.89 \quad t$$

e) Nudo 5

$$\text{Contratraves:} \quad (4.25 \times 2) - 0.4 = 8.1 \quad m$$

$$\begin{aligned}
 \omega_1 &= 8.1 \times 2.7 \times 0.4 \times 2.4 = 21 \text{ t} \\
 \text{Losa: } \omega_2 &= 4.25^2 \times 0.3 \times 2.4 = 13 \text{ t} \\
 \text{Agua: } \omega_3 &= \frac{5.2 \times 2.6}{2} \times 5.0 \times 1.03 = 34.81 \text{ t} \\
 \text{Muro: } \omega_4 &= 1.91 \times 2.4 \times 5.6 = 25.67 \text{ t} \\
 \text{Suelo } P_{VT}: &P_{VT} = 1.6 \times 1.2 + 0.6 \times 2.8 \times 1.0 \times 2.8 = 6.4 \text{ t/m}^2 \\
 \text{Suelo: } \omega_5 &= 9.06 \times 6.4 = 57.98 \text{ t} \\
 P_5 &= \sum \omega_i = 152.46 \text{ t}
 \end{aligned}$$

f) Nudo 6

$$\begin{aligned}
 \text{Contratraves: } &(1.7 + 2.125 + 2.325) - 0.4 = 5.75 \text{ m} \\
 &\omega_1 = 5.75 \times 2.7 \times 0.4 \times 2.4 = 14.90 \text{ t} \\
 \text{Losa: } \omega_2 &= 2.325 \times (1.7 + 2.125) \times 0.3 \times 2.4 = 6.40 \text{ t} \\
 \text{Muro: } \omega_3 &= 4 \times 1.91 \times 2.4 = 18.34 \text{ t} \\
 \text{Suelo: } \omega_4 &= 0.6 \times 6.4 = 3.84 \text{ t} \\
 P_6 &= \sum \omega_i = 77.95 \text{ t}
 \end{aligned}$$

g) Nudo 7

$$\begin{aligned}
 \text{Contratraves: } &(4.25 + 2.325) - 0.4 = 6.175 \text{ m} \\
 &\omega_1 = 6.175 \times 2.7 \times 0.4 \times 2.4 = 16.01 \text{ t} \\
 \text{Losa: } \omega_2 &= (4.25 \times 2.325) \times 0.3 \times 2.4 = 7.11 \text{ t} \\
 \text{Muro: } \omega_4 &= 4.4 \times 1.91 \times 2.4 = 20.17 \text{ t} \\
 \text{Suelo: } \omega_5 &= 5.58 \times 6.4 = 35.71 \text{ t} \\
 P_7 &= \sum \omega_i = 92.07 \text{ t}
 \end{aligned}$$

h) Nudo 8

$$\begin{aligned}
 \text{Contratraves: } &\omega_1 = 16.01 \text{ t} \\
 \text{Losa: } &\omega_2 = 7.11 \text{ t} \\
 P_3 &= \sum \omega_i + \text{Suelo} = 23.12 + 4.25 \times 2.33 \times 6.4 = 86.50 \text{ t}
 \end{aligned}$$

i) Nudo 9

$$\text{Contratraves: } (2.325 \times 2) - 0.4 = 4.25 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \omega_1 &= 4.25 \times 2.7 \times 0.4 \times 2.4 = 11.02 \text{ t} \\ \text{Losa: } \omega_2 &= 2.325^2 \times 0.3 \times 2.4 = 3.89 \text{ t} \\ P_3 &= \sum \omega_i + \text{Suelo} = 14.91 + 2.325^2 \times 6.4 = 49.51 \text{ t} \end{aligned}$$

Suma total de las cargas: $P_T = \sum P_i = 1671.1 \text{ t}$

Esfuerzo en el suelo: $\sigma = 7.79 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

Superponiendo las cargas (Cargas del suelo – Cargas de la estructura llena) en los nudos:

Nudo 1: $3.825^2 \times 7.79 = 1114 \text{ t}$
 $1114 - 109.9 = 4.1 \text{ t}$

Nudo 2: $3.825 \times 4.25 \times 7.79 = 126.6 \text{ t}$
 $126.6 - 115.3 = 11.3 \text{ t}$

Nudo 3: $4.25^2 \times 7.79 = 140.6 \text{ t}$
 $140.6 - 127.0 = 13.6 \text{ t}$

Nudo 4: $4.25^2 \times 7.79 = 140.6 \text{ t}$
 $140.6 - 128.9 = 11.7 \text{ t}$

Nudo 5: $4.25^2 \times 7.79 = 140.6 \text{ t}$
 $140.6 - 152.5 = -11.9 \text{ t}$

Nudo 6: $3.825 \times 2.325 \times 7.79 = 69.2 \text{ t}$
 $69.2 - 78.0 = -8.7 \text{ t}$

Nudo 7: $4.25 \times 2.325 \times 7.79 = 76.9 \text{ t}$
 $76.9 - 92.1 = -15.2 \text{ t}$

Nudo 8: $4.25 \times 2.325 \times 7.79 = 76.9 \text{ t}$
 $76.9 - 86.5 = -9.6 \text{ t}$

Nudo 9: $2.325^2 \times 7.79 = 42.1 \text{ t}$
 $42.1 - 49.5 = -7.4 \text{ t}$

Y con estas reacciones sobre los nudos, se utilizó el programa del SAP90 para obtener los valores de los diagramas de momentos y cortantes máximos en las trabes de cimentación para la estructura llena y con ellos realizar el diseño.

De la misma manera se obtendrán los diagramas de momentos y cortantes máximos de la trabes para la estructura vacía y comparando los valores máximos entre la estructura llena y vacía se decidirá el caso más extremo para el diseño de la cimentación.

Cargas en los nudos hacia abajo:

j) Nudo 1

$$\begin{aligned}
 \text{Contratraves:} \quad & (1.7 + 2.125)2 - 0.4 = 7.25 \quad m \\
 & \omega_1 = 7.25 \times 2.7 \times 0.4 \times 2.4 = 18.79 \quad t \\
 \text{Losa:} \quad & \omega_2 = 3.825 \times 3.825 \times 0.3 \times 2.4 = 10.53 \quad t \\
 \text{Estructura Central:} \quad & \omega_3 = \frac{15.72 + 5.09}{4} = 5.2 \quad t \\
 & P_1 = \sum \omega_i = 34.52 \quad t
 \end{aligned}$$

k) Nudo 2

$$\begin{aligned}
 \text{Contratraves:} \quad & (1.7 + 2.125)3 - 0.4 = 7.675 \quad m \\
 & \omega_1 = 7.675 \times 2.7 \times 0.4 \times 2.4 = 19.89 \quad t \\
 \text{Losa:} \quad & \omega_2 = 3.825 \times 4.25 \times 0.3 \times 2.4 = 11.70 \quad t \\
 & P_2 = \sum \omega_i = 31.59 \quad t
 \end{aligned}$$

l) Nudo 3

$$\begin{aligned}
 \text{Contratraves:} \quad & (4.25 \times 2) - 0.4 = 8.1 \quad m \\
 & \omega_1 = 8.1 \times 2.7 \times 0.4 \times 2.4 = 21 \quad t \\
 \text{Losa:} \quad & \omega_2 = 4.25^2 \times 0.3 \times 2.4 = 13 \quad t \\
 & P_3 = \sum \omega_i = 34.0 \quad t
 \end{aligned}$$

m) Nudo 4

$$P_4 = 37.70 \quad t$$

n) Nudo 5

$$\begin{aligned}
 \text{Contratraves:} \quad & (4.25 \times 2) - 0.4 = 8.1 \quad m \\
 & \omega_1 = 8.1 \times 2.7 \times 0.4 \times 2.4 = 21 \quad t \\
 \text{Losa:} \quad & \omega_2 = 4.25^2 \times 0.3 \times 2.4 = 13 \quad t \\
 \text{Muro:} \quad & \omega_3 = 1.91 \times 2.4 \times 5.6 = 25.67 \quad t \\
 \text{Suelo:} \quad & \omega_4 = 9.06 \times 6.4 = 57.98 \quad t \\
 & P_5 = \sum \omega_i = 117.65 \quad t
 \end{aligned}$$

o) Nudo 6

$$\begin{aligned}
 \text{Contratraves:} \quad & (1.7 + 2.125 + 2.325) - 0.4 = 5.75 \quad m \\
 & \omega_1 = 5.75 \times 2.7 \times 0.4 \times 2.4 = 14.90 \quad t \\
 \text{Losa:} \quad & \omega_2 = 2.325 \times (1.7 + 2.125) \times 0.3 \times 2.4 = 6.40 \quad t \\
 \text{Muro:} \quad & \omega_3 = 4 \times 1.91 \times 2.4 = 18.34 \quad t \\
 \text{Suelo:} \quad & \omega_4 = 0.6 \times 6.4 = 3.84 \quad t
 \end{aligned}$$

$$P_6 = \sum \omega_i = 43.48 \quad t$$

p) Nudo 7

$$\begin{aligned}
 \text{Contratraves:} \quad & (4.25 + 2.325) - 0.4 = 6.175 \quad m \\
 & \omega_1 = 6.175 \times 2.7 \times 0.4 \times 2.4 = 16.01 \quad t \\
 \text{Losa:} \quad & \omega_2 = (4.25 \times 2.325) \times 0.3 \times 2.4 = 7.11 \quad t \\
 \text{Muro:} \quad & \omega_3 = 4.4 \times 1.91 \times 2.4 = 20.17 \quad t \\
 \text{Suelo:} \quad & \omega_4 = 5.58 \times 6.4 = 35.71 \quad t
 \end{aligned}$$

$$P_7 = \sum \omega_i = 79.0 \quad t$$

q) Nudo 8

$$\begin{aligned}
 \text{Contratraves:} \quad & \omega_1 = 16.01 \quad t \\
 \text{Losa:} \quad & \omega_2 = 7.11 \quad t \\
 & P_3 = \sum \omega_i + \text{Suelo} = 23.12 + 4.25 \times 2.33 \times 6.4 = 86.50 \quad t
 \end{aligned}$$

r) Nudo 9

$$\begin{aligned}
 \text{Contratraves:} \quad & (2.325 \times 2) - 0.4 = 4.25 \quad m \\
 & \omega_1 = 4.25 \times 2.7 \times 0.4 \times 2.4 = 11.02 \quad t \\
 \text{Losa:} \quad & \omega_2 = 2.325^2 \times 0.3 \times 2.4 = 3.89 \quad t \\
 & P_3 = \sum \omega_i + \text{Suelo} = 14.91 + 2.325^2 \times 6.4 = 49.51 \quad t
 \end{aligned}$$

$$\text{Suma total de las cargas:} \quad \boxed{P_T = \sum P_i = 855.4 \quad t}$$

$$\text{Esfuerzo en el suelo:} \quad \boxed{\sigma = 3.99 \quad \frac{t}{m^2}}$$

Por tanto, este esfuerzo es el máximo que soporta el suelo y es el que utilizamos en nuestro diseño, para evitar que nuestra estructura tenga hundimiento mayor que el regional.

Superponiendo cargas (Carga del suelo – Carga de la estructura vacía) en los nudos para saber si en ciertos lugares, la estructura imparte mayor carga que la resistente del suelo y con ello conocer si la estructura penetra en el suelo.

Nudo 1: $3.825^2 \times 3.99 = 58.31 \text{ t}$

$$58.31 - 34.52 = 23.79 \text{ t}$$

Nudo 2: $3.825 \times 4.25 \times 3.99 = 64.79 \text{ t}$

$$64.79 - 31.59 = 33.2 \text{ t}$$

Nudo 3: $4.25^2 \times 3.99 = 71.99 \text{ t}$

$$71.99 - 34.0 = 37.99 \text{ t}$$

Nudo 4: $4.25^2 \times 3.99 = 71.99 \text{ t}$

$$71.99 - 37.7 = 34.29 \text{ t}$$

Nudo 5: $4.25^2 \times 3.99 = 71.99 \text{ t}$

$$71.99 - 117.65 = -45.66 \text{ t}$$

Nudo 6: $3.825 \times 2.325 \times 3.99 = 35.44 \text{ t}$

$$35.44 - 43.48 = -8.04 \text{ t}$$

Nudo 7: $4.25 \times 2.325 \times 3.99 = 39.38 \text{ t}$

$$39.38 - 79.0 = -39.62 \text{ t}$$

Nudo 8: $4.25 \times 2.325 \times 3.99 = 39.38 \text{ t}$

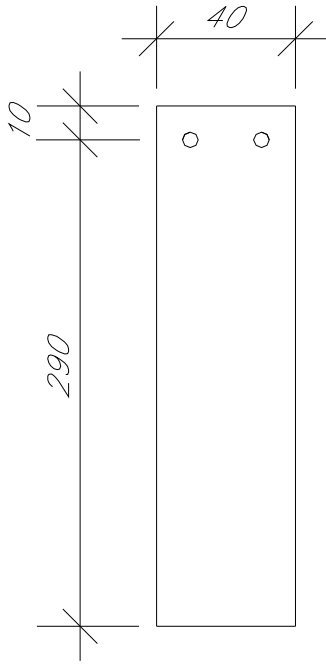
$$39.38 - 86.50 = -47.12 \text{ t}$$

Nudo 9: $2.325^2 \times 3.99 = 31.54 \text{ t}$

$$21.54 - 49.51 = -27.97 \text{ t}$$

Y con estos valores, se utilizó el programa del SAP90 para obtener los valores de los diagramas de momentos y cortantes máximos en la cimentación de la estructura.

El diseño de la cimentación se efectúa con los valores máximos encontrados anteriormente.



$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$A_s = 0.0026 \times 40 \times 290 = 30.16 \text{ cm}^2$$

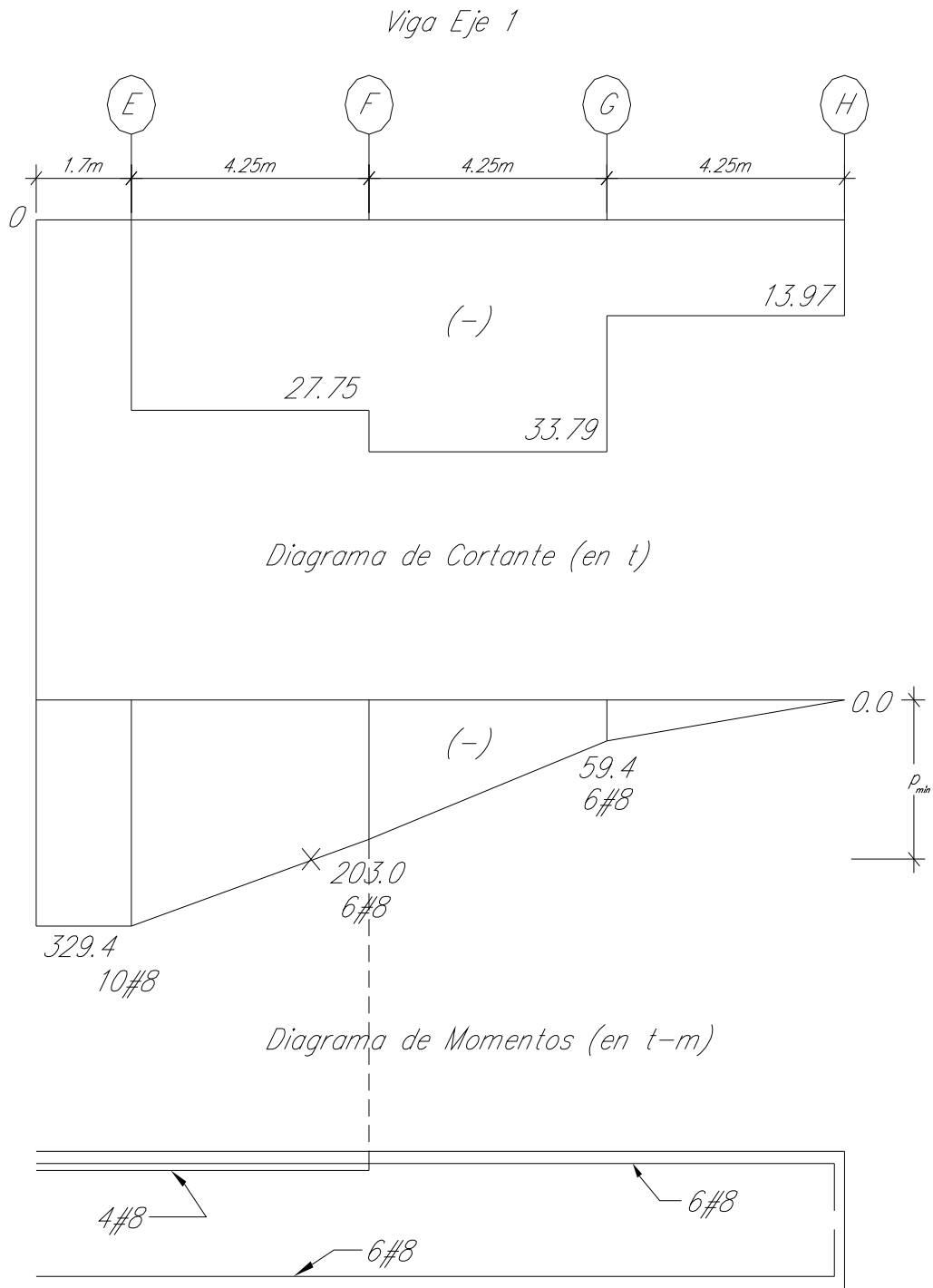
Se propone 6#8 ($A_s=30.42 \text{ cm}^2$)

$$M_{\rho_{\min}} = 322.7 \text{ t-m}$$

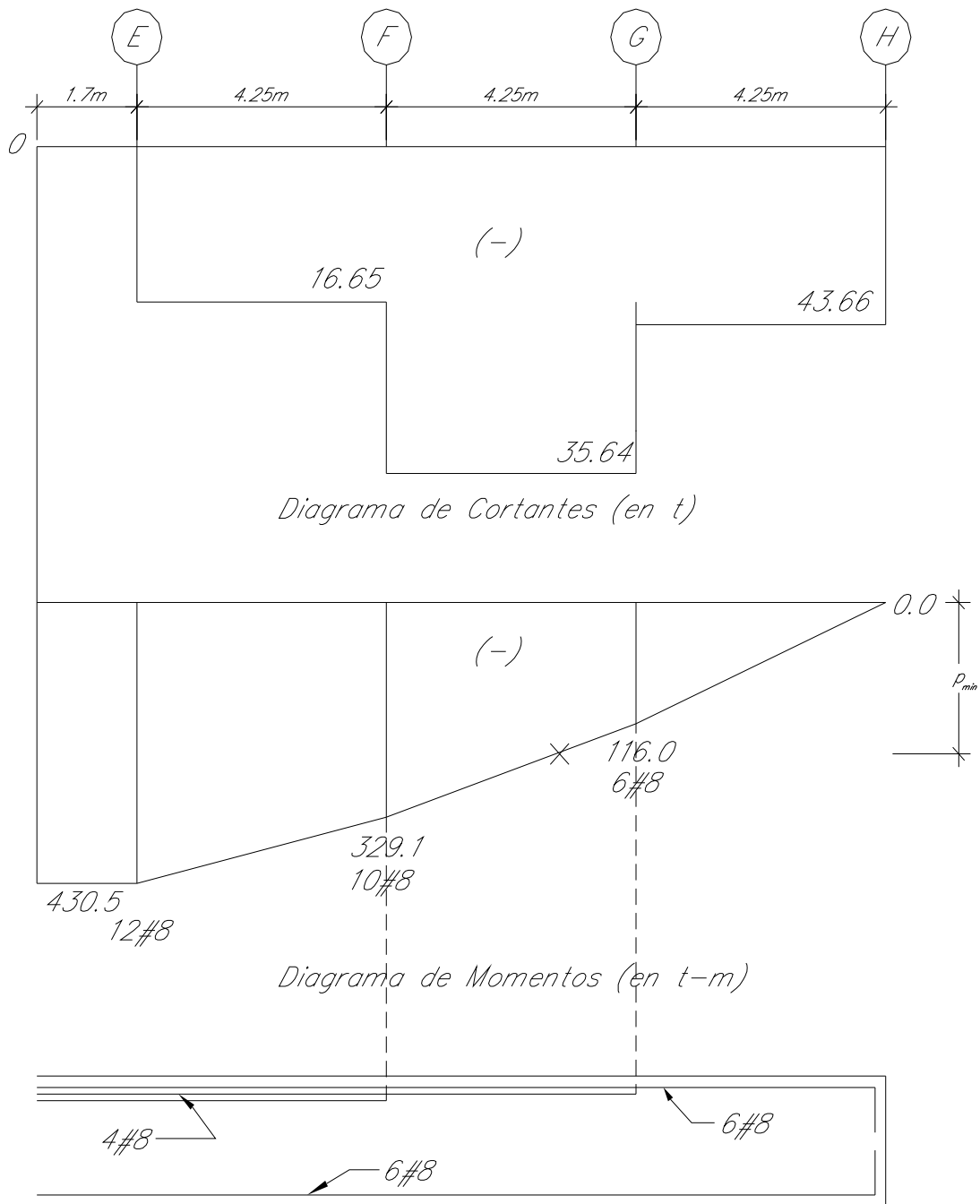
$$M_s = \frac{M_{\rho_{\min}}}{FS} = \frac{322.7}{1.4}$$

$$\boxed{M_s = 230.5 \text{ t-m}}$$

Diagramas de cortantes y momentos para el Reactor Biológico



Viga Eje 2



Viga Eje 3

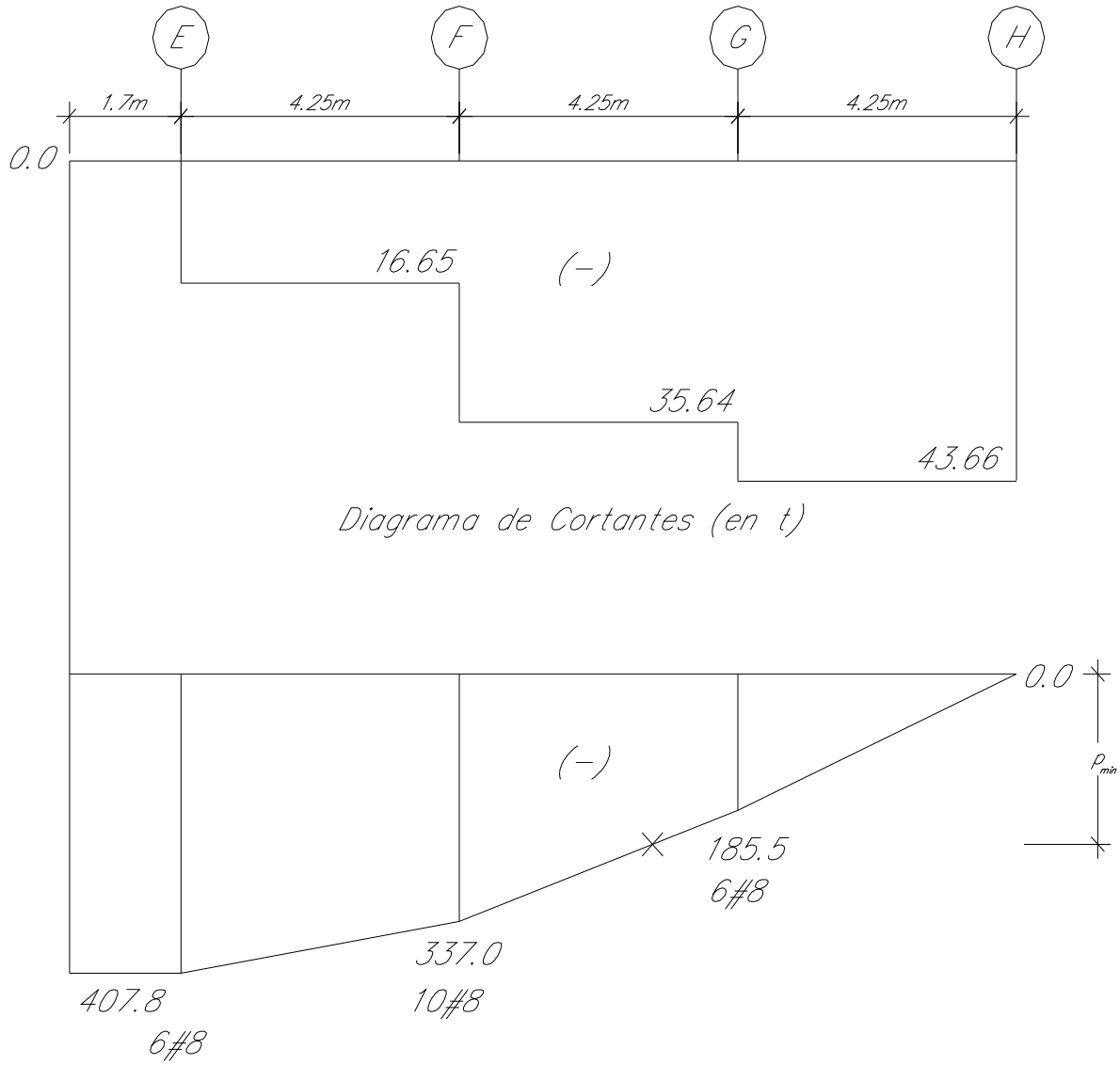
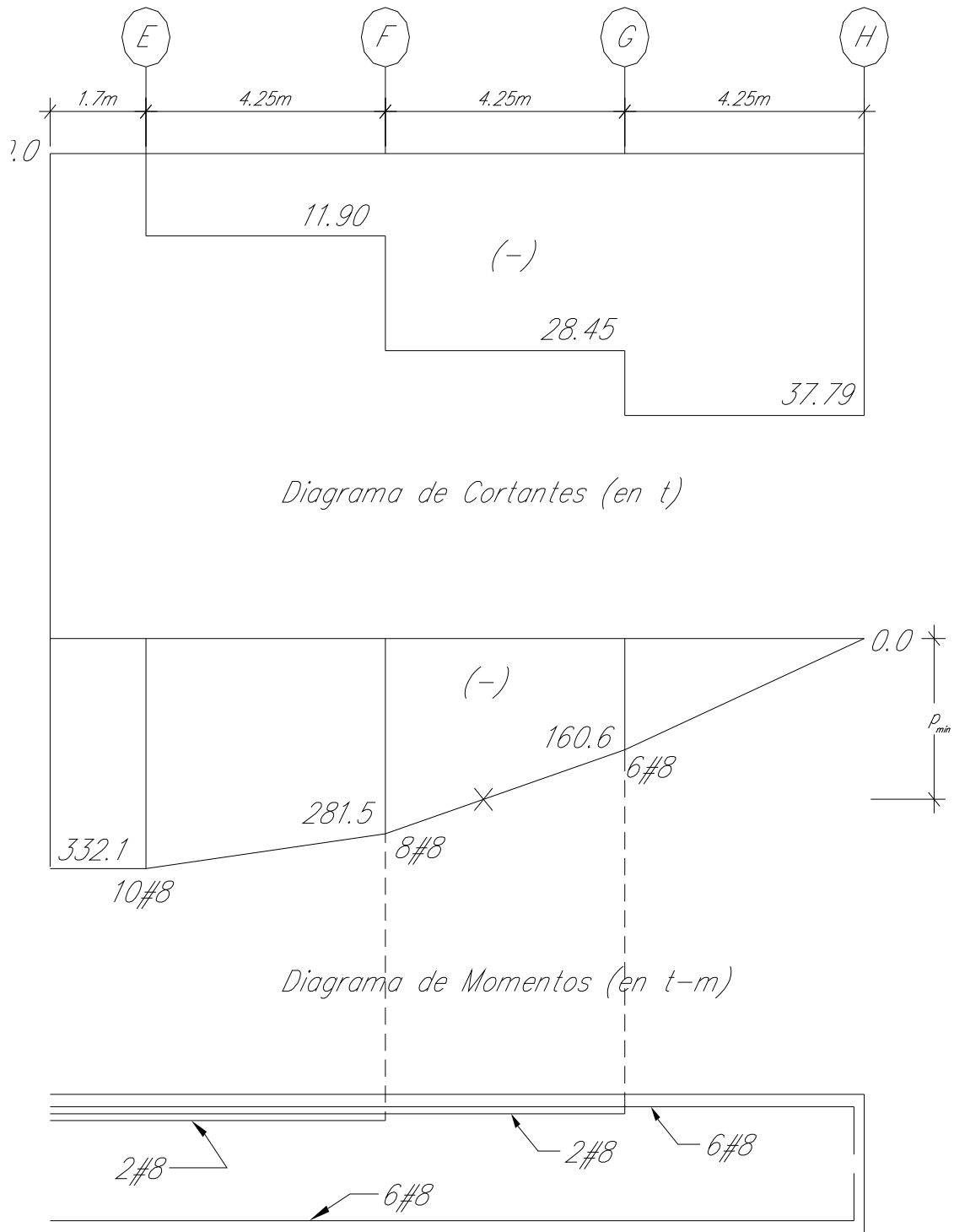


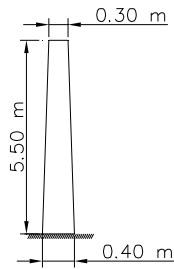
Diagrama de Momentos (en t-m)

Armado gual a la Viga Eje 2

Viga Eje 4



Peso de la estructura

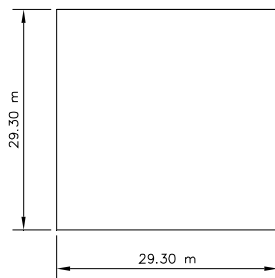


$$A = 5.5 \frac{(0.3 + 0.4)}{2} = 1.93 \text{ m}^2$$

$$V = 1.93 \times 14.43 \times 2 \times \pi = 174.53 \text{ m}^3$$

$$\omega_1 = 174.53 \times 2.4 = 418.88 \text{ t}$$

Losa de Fondo

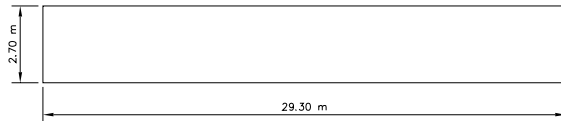


$$A = 29.3^2 = 858.49 \text{ m}^2$$

$$V = 858.49 \times 0.3 = 257.55 \text{ m}^3$$

$$\omega_2 = 257.55 \times 2.4 = 618.11 \text{ t}$$

Contratraves



$$A = 29.3 \times 2.7 = 79.11 \text{ m}^2$$

$$V = 79.11 \times 0.4 = 31.64 \text{ m}^3$$

$$\omega_3 = 31.74 \times 2.4 = 75.95 \text{ t}$$

$$\omega_{3T} = 75.95 \times 3 = 1215.13 \text{ t}$$

Intersecciones:

$$6.4 \times 0.4 \times 0.4 \times 2.70 = 27.65 \text{ m}^3$$

$$\omega_1 = (-27.65 \times 2.4) = -66.36 \text{ t}$$

Columnas

$$A = 1.0 \times 0.3$$

$$V = 4 \times 0.3 \times 5.5 = 6.6 \text{ m}^3$$

$$\omega_4 = 6.6 \times 2.4 = 15.84 \text{ t}$$

Losa

$$A = \pi 1.5^2 = 7.07 \text{ m}^2$$

$$V = 7.07 \times 0.3 = 2.12 \text{ m}^3$$

$$\omega_5 = 2.12 \times 2.4 = 5.09 \text{ t}$$

Calculo del líquido contenido

$$A = \pi 14.25^2 = 637.94 \text{ m}^2$$

$$V = 637.94 \times 5 = 3189.70 \text{ m}^3$$

$$\omega_6 = 3189.70 \times 1.03 = 3285.39 \text{ t}$$

Peso de la estructura:

$$\omega_1 = 418.88 \text{ t}$$

$$\omega_2 = 618.11 \text{ t}$$

$$\omega_3 = 1215.13 \text{ t}$$

$$\omega_4 = -66.36 \text{ t}$$

$$\omega_5 = 15.84 \text{ t}$$

$$\omega_6 = 5.09 \text{ t}$$

$$\omega_7 = 3285.39 \text{ t}$$

$$\underline{\omega_7 = 1179.07 \text{ t}}$$

Presión en el suelo:

$$\omega_T = 6671.15 \text{ t}$$

Peso del suelo de relleno:

$$A = 858.49 - 14.65^2 \pi = 184.23 \text{ m}^2$$

$$V = 184.23 \times 4 = 736.92 \text{ m}^3$$

$$\omega_7 = 736.92 \times 1.6 \text{ t/m}^3 = 1179.07 \text{ t}$$

$$\frac{6671.5}{859.49} = 7.76 \text{ t/m}^2$$

$$\omega_{\text{vacio}} = 3385.76 \text{ t}$$

$$\omega_{\text{suelo excavado}} = 858.49 \times 4.3 \times 1.5 + 31.64 \times 1.5$$

$$\omega_{\text{suelo excavado}} = 5584.72 \text{ t}$$

$$\text{presión excavada} = 6.5 \text{ t/m}^2$$

Ahora calcularemos el acero necesario para la construcción:

Acero horizontal

$$5.5/0.18 \times 14.43 \times 2 \times \pi = 2770.36$$

en dos caras $5540.7 m (\#6)$

Acero Vertical

$$\ell = 0.25 + 0.36 + 5.7 = 6.3 m$$

$$14.43 \times 2 \times \pi / 0.2 \times 6.3 = 2855.99$$

en dos capas $5711.98 m (\#5)$

Baston

$$\ell = 0.35 + 2.05 = 2.4 m$$

$$14.3 \times 2 \times \pi / 0.2 \times 2.4 = 1078.19 (\#5)$$

Pasadores horizontales

$$14.43 \times 2 \times \pi \times 6 = 544.0 m (\#6)$$

Losa

$$\ell = 29.7$$

$$29.3/0.2 \times 29.7 = 4351.05 m$$

$$\text{en dos capas} = 8702.1 m (\#4)$$

$$\text{En dos sentidos } 17404 m (\#4)$$

$$\text{Pasadores } 29.7 \times 8 = 237.6 m (\#5)$$

Contratraves

$$\ell = 30.4$$

$$CT - 1 \quad (4) \quad 12 \times 30.4 + 4 \times 11.9 = 412.40 m (\#8) \quad \underline{1649.6 m}$$

$$CT - 1 \quad (8) \quad 12 \times 30.4 + 4 \times 20.4 + 2 \times 11.9 = 470.2 m (\#8) \quad \underline{3761.6 m}$$

$$CT - 1 \quad (4) \quad 12 \times 30.4 + 2 \times 20.4 + 2 \times 11.9 = 429.4 m (\#8) \quad \underline{1717.6 m}$$

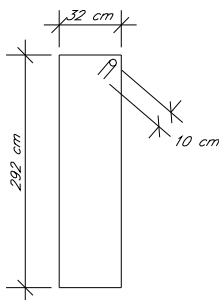
Detalle 1

$$\ell = 5.76$$

$$5.76 \times 7 / 0.2 = 201.6 m (\#3)$$

$$7.4 \times 2.6 / 0.2 \times 2 = 192.4 m (\#3)$$

Estribos en contratraves:



$$\ell = 6.68 m$$

$$= 29.3/0.3 \times 6.68 = 652.4 m$$

$$16 \text{ elementos } 10438.4 m (\#4)$$

Estribos para la estructura central:

$$8 \times 5.2 \times 1.1 = 45.76 \quad (\#6)$$

$$4 \times 5.2 \times 1.1 = 22.88 \quad (\#4)$$

$$2.20 \times 5.2 / 0.2 = 57.2 \quad (\#4)$$

$$1.2 \times 5.2 / 0.2 \times 1.1 = 34.32 \quad (\#4)$$

$$1.5^2 \pi \times 20 = 141.4 \quad (\#4)$$

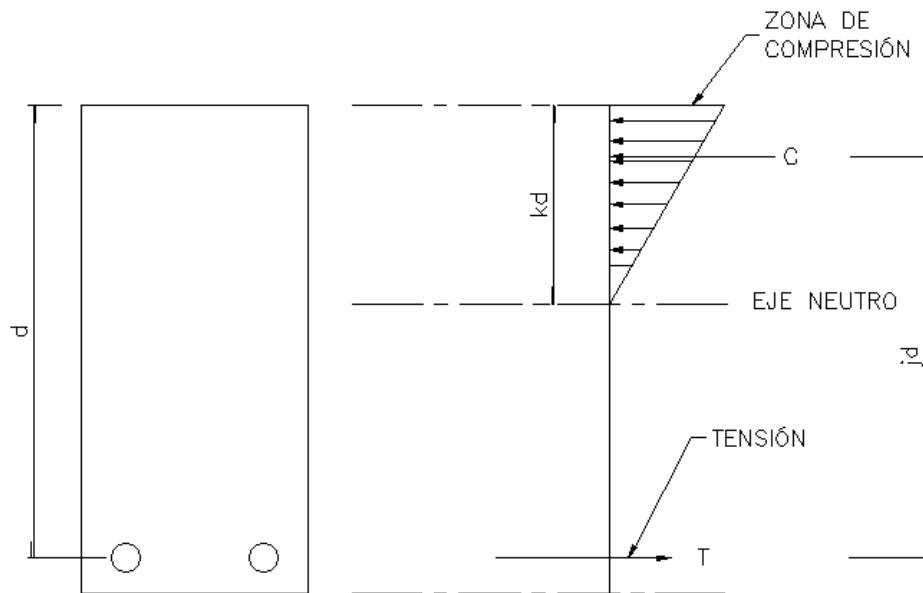
La cubicación del acero es necesaria para ofrecerle al constructor una buena noción de la cantidad necesaria de los materiales que se utilizarán en la construcción de la obra.

COMENTARIOS:

Para los tanques, la configuración teórica más conveniente es aquella que para una altura y volumen dados se tenga un perímetro y consumo mínimo de material en la pared, lo cual implica una geometría cilíndrica. En otros casos, en estos tanques la forma cilíndrica es obligada porque requieren de un equipo agitador giratorio. Pueden existir razones que obliguen a que el tanque tenga una configuración rectangular o cuadrada, como puede ser el espacio con el que se cuente o la geometría del predio.

Para la determinación de las tensiones horizontales y momentos verticales en el muro, se utilizaron unas ayudas de diseño para tanques circulares (ref 5). Hacerlo con las fórmulas convencionales, llevaría mucho tiempo y aumentaría la probabilidad de error.

Los coeficientes k y j se refieren al diseño elástico como se ve en la siguiente figura:



Aunque para estructuras de marcos se usaba ya el diseño por resistencia, los reglamentos para tanques continuaron exigiendo el diseño elástico, porque inspiraba más confianza para restringir el agrietamiento.

Con ayuda de las tablas (ref 1), se obtuvieron tensiones horizontales y momentos verticales máximos para diferentes condiciones de apoyo. Tomando las condiciones más desfavorables, se diseñó el muro del tanque. El diseño puede abreviarse con la experiencia del ingeniero y utilizando un criterio conservador.

También se utilizó un manual para estructuras sanitarias en donde vienen requisitos mínimos relativos a las características del concreto, refuerzo mínimo y juntas (ref 2 y 8). Estos requisitos no aparecen en los reglamentos convencionales.

La cimentación consta de una retícula de vigas y de una losa continua. La losa es monolítica con las vigas y va arriba de ellas. Para el diseño de los tableros del fondo de la losa, se utilizó un programa basado en las Normas técnicas complementarias para estructuras de concreto (ref 9).

La cuantía de acero mínimo utilizada para el diseño por temperatura fue de 0.003, porque la estructura trabaja en condiciones extremas debido al intemperismo, lo cual repercute en el acero de refuerzo.

En cuanto a las presiones en el suelo, se utilizó una presión media en la losa de 7.79 t/m^2 (peso del tanque lleno, dividido entre el área) y suponiendo un espesor de losa de 30 cm. La presión de 7.79 t/m^2 actúa en el nivel de desplante, y ésta menos el peso del suelo extraído ($3\text{m} \times 1.2\text{t/m}^3 = 3.60 \text{ t/m}^2$) nos da por resultado el incremento de presión que actuará sobre el suelo en ese nivel ($7.79 - 3.60 = 4.19 \text{ t/m}^2$). Este valor excede a 1.5 t/m^2 , que es el incremento neto máximo de presión que las Normas del D.F. admiten bajo losas de cimentación, sin necesidad de justificar el valor usado mediante pruebas de laboratorio o de campo.

El cálculo de la cimentación es importante. Las vigas tienen un peralte grande (3 m) para darle rigidez, a causa de la magnitud del tanque.

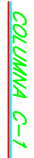
Para el diseño del tanque en general, se utilizó el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, un Reglamento de Estructuras Sanitarias de Concreto para el Mejoramiento del Medio Ambiente y el Reglamento del ACI. Con esto se buscó que el tanque cumpliera con los requisitos de las estructuras sanitarias, a saber:

- a) Ser densas e impermeables para minimizar la contaminación del abastecimiento de agua o del medio ambiente.
- b) Proporcionar la máxima resistencia al ataque de sustancias químicas, ya sean naturales o procesadas.
- c) Proporcionar superficies lisas con el objeto de minimizar la resistencia al flujo.

4.4 Planos estructurales

02

• NO INCLUIR DESPESAS NI IMPLANTES



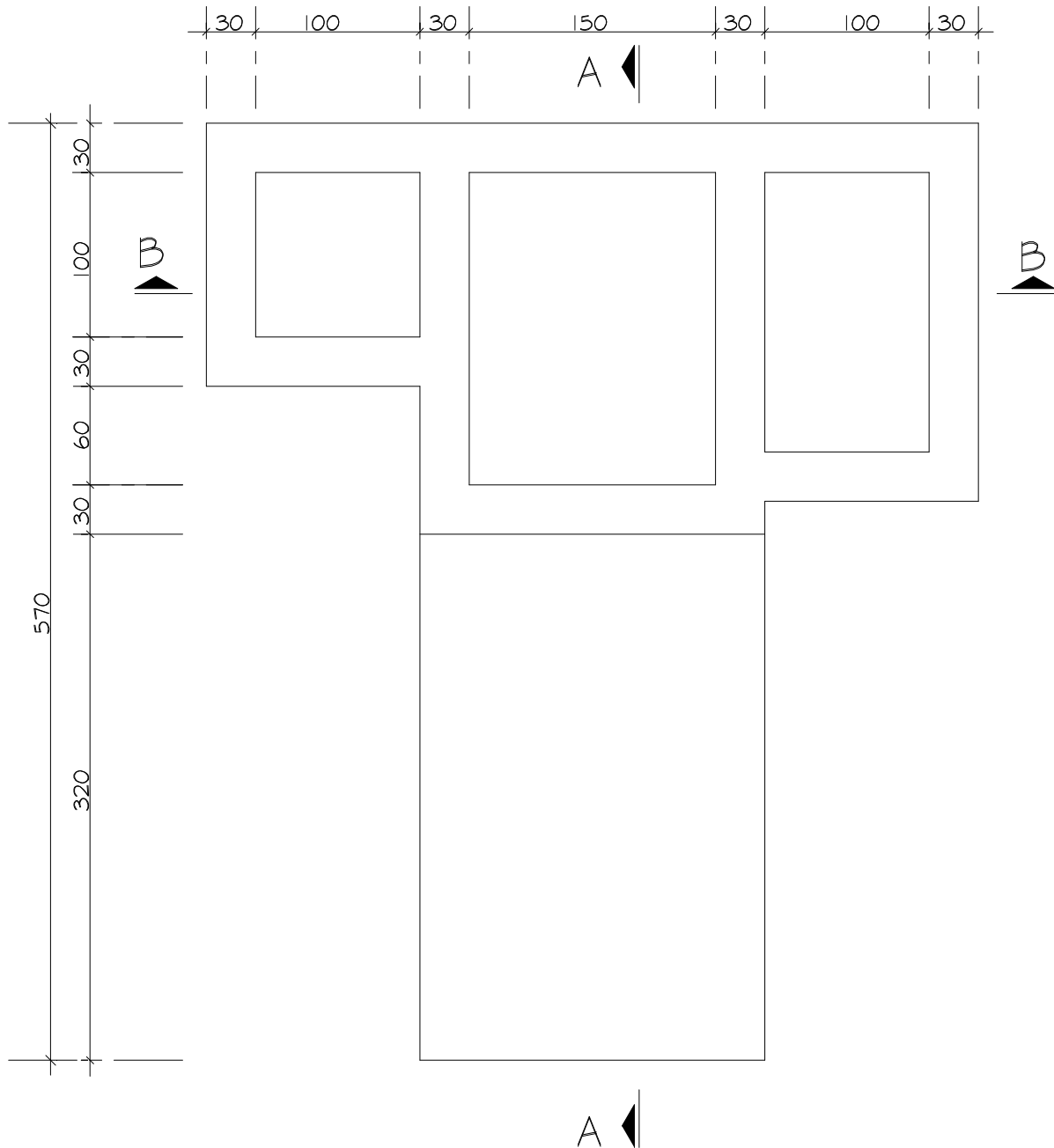
PLANOS COMPLEMENT

REV.	FECHA	MODIFICACION
------	-------	--------------

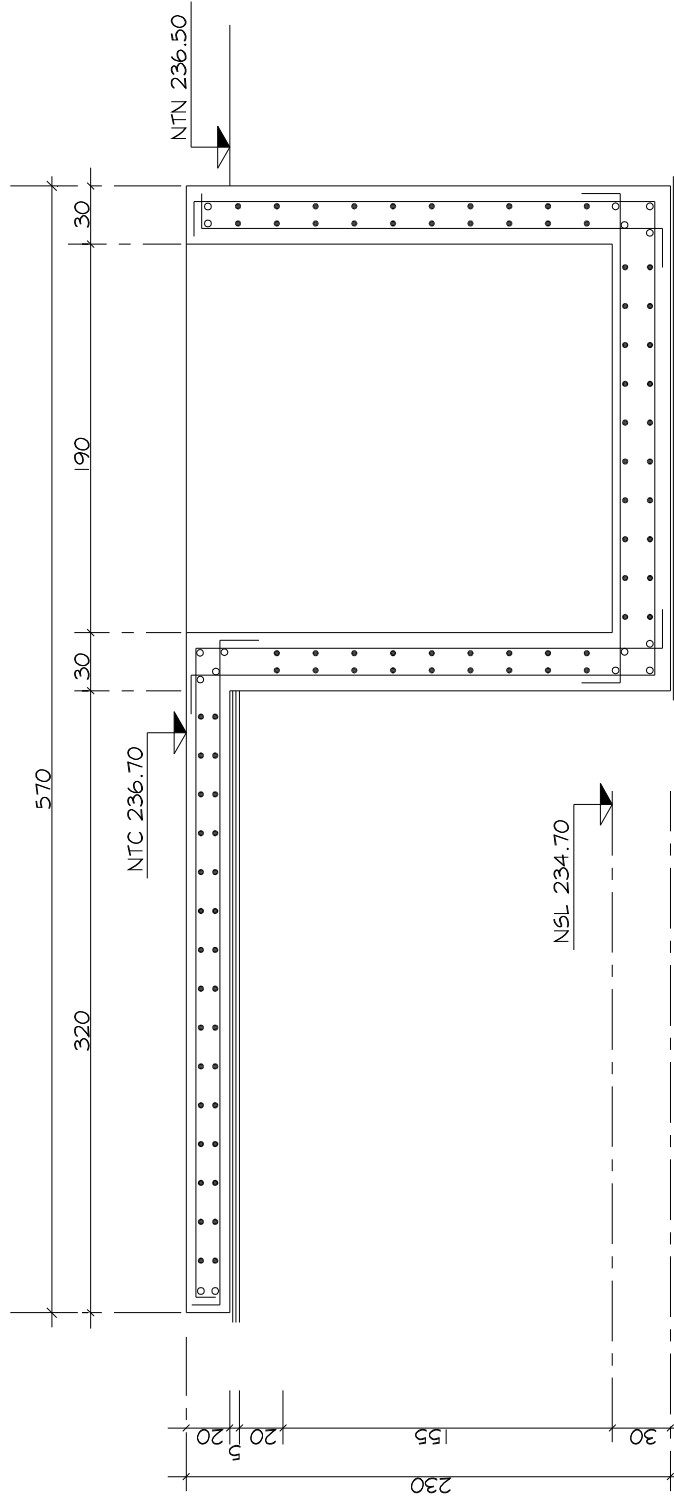
REACTOR BIOLOGIC
STRUCTURAL

5. MINIMIZADOR DE OXÍGENO Y FILTROS DE MEDIO PLÁSTICO

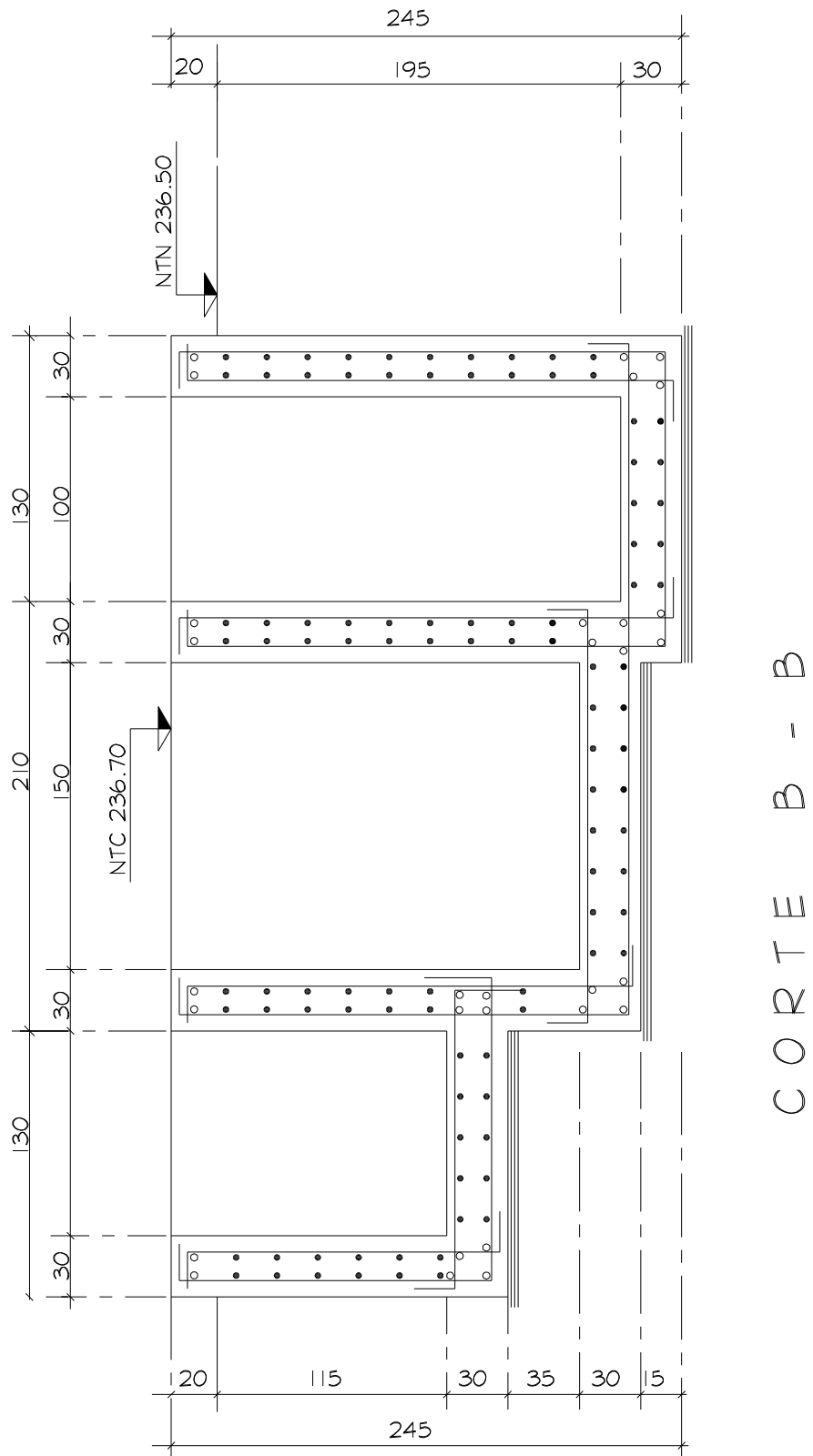
5.1 Minimizador de Oxígeno



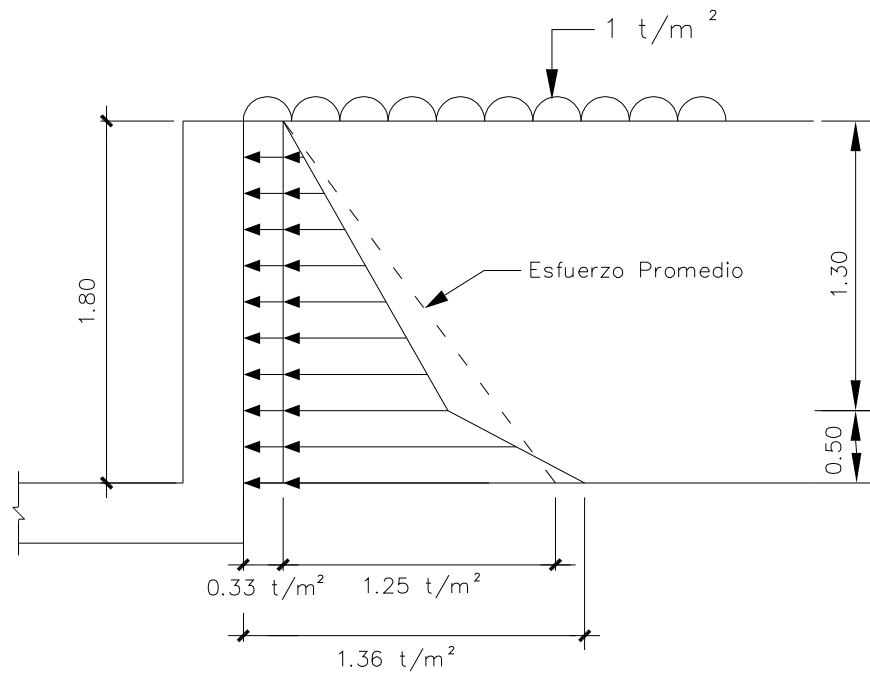
PLANTA GENERAL



C O R T E A - A



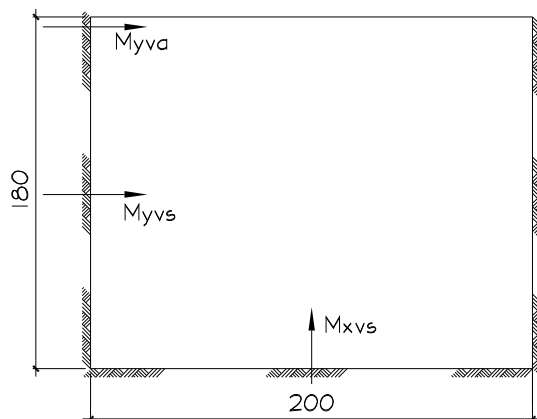
Para el diseño de los muros más desfavorables, se utiliza el mismo método que para el tanque de pretratamiento.



$$P_1 = K \rho v = 1/3 \delta_s Z = 1/3 \times 1.7 \times 1.3 = 0.74 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = Ka(\gamma_s - \gamma_w) Z_2 + \gamma_w Z_2 = \frac{1}{3} \times 0.7 \times 0.5 + 1 \times 0.5 = 0.62 \text{ t/m}^2$$

$$P_N = P_1 + P_2 = 0.74 + 0.62 = 1.36 \text{ t/m}^2$$



$$q = 0.33 \text{ t/m}^2$$

$$a = 180$$

$$b = 200$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = 0.9$$

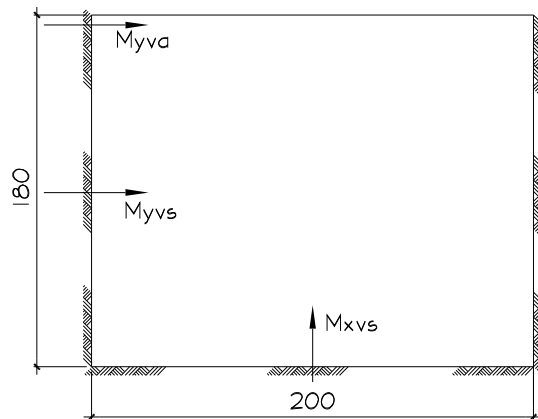
$$\mu = 0.15$$

Tabla 1.35

$$M_{\gamma s} = -0.062 \times 0.33 \times 2^2 = -0.08 \quad \text{t-m}$$

$$M_{\gamma s} = -0.069 \times 0.33 \times 1.8^2 = -0.07 \quad \text{t-m}$$

$$M_{\gamma s} = -0.085 \times 0.33 \times 2^2 = -0.11 \quad \text{t-m}$$



$$M_{xs} = 0.0202 \times 2 \times 2^2 = 0.16 \quad \text{t-m}$$

$$M_{xvs} = 0.0515 \times 2 \times 2^2 = 0.41 \quad \text{t-m}$$

$$\text{Rige} \Rightarrow \rho_{\min} = 0.0026$$

Se colocan #4 @ 20 (6.35 cm^2)

$$q = 1.25 \quad \text{t/m}^2$$

$$\gamma = 0.9$$

$$\mu = 0.15$$

$$M_{\gamma s} = -0.0272 \times 1.25 \times 2^2 = -0.14 \quad \text{t-m}$$

$$M_{xvs} = -0.039 \times 1.25 \times 1.8^2 = -0.16 \quad \text{t-m}$$

$$M_{\gamma a} = -0.0138 \times 1.25 \times 2^2 = -0.07 \quad \text{t-m}$$

$$M_{\max} = 0.16 + 0.07 = 0.23 \quad \text{t-m}$$

$$k = \frac{0.23 \times 10^5 \times 1.4}{100 \times 25^2} = 0.52 \quad \text{Rige} \quad P_{\min} = 0.0026$$

$$A_s = 0.0026 \times 25 \times 100 = 6.5 \text{ cm}^2$$

Se colocan #4 @ 20 (6.35 cm^2)

(ref. 10)

Diseño de losa de fondo

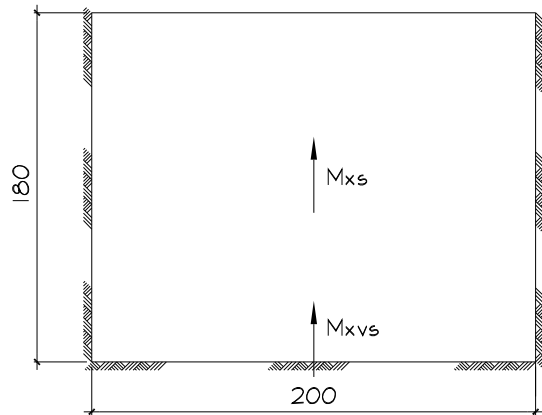
Peso de la estructura

$$9.2 \times 2 \times 0.3 \times 2.4 = 13.3 \text{ t}$$

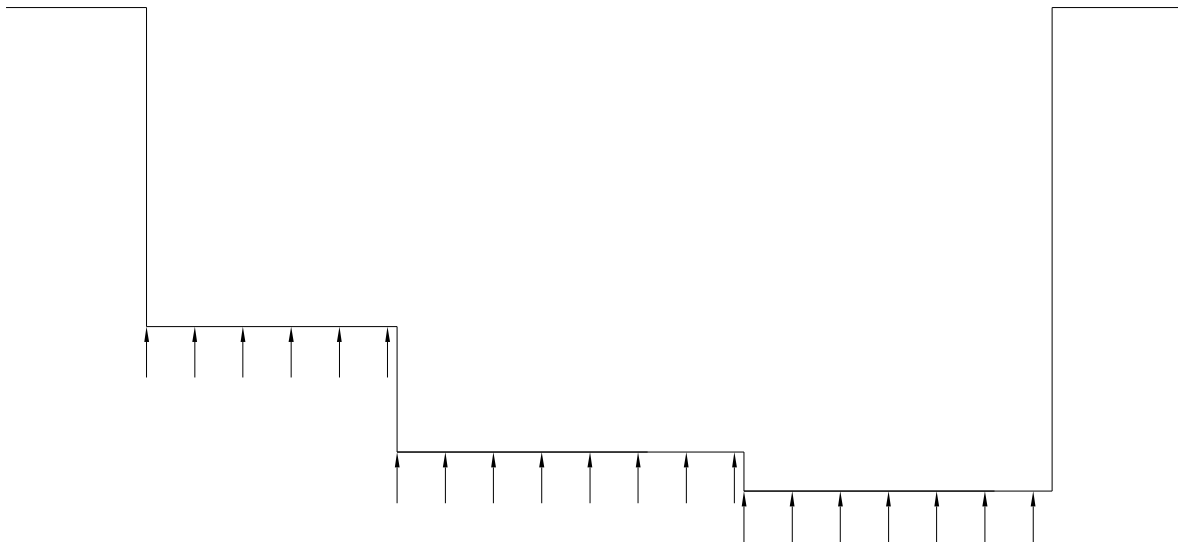
$$q = 13.3 / 2.6^2 = 1.96 \text{ t/m}^2$$

$$9.2 \times 2 \times 0.3 \times 2.4 = 13.3 \text{ t}$$

$$q = 13.3 / 2.6^2 = 1.96 \text{ t/m}^2$$



Con la siguiente revisión conoceremos la descarga al suelo producido por el peso de la estructura para determinar que no exista el efecto de flotación.



Volumen de Suelo desalojado

$$1.45 \times 1.30 \times 1.6 = 3.02 \text{ m}^3$$

$$1.80 \times 2.10 \times 2.5 = 9.45 \text{ m}^3$$

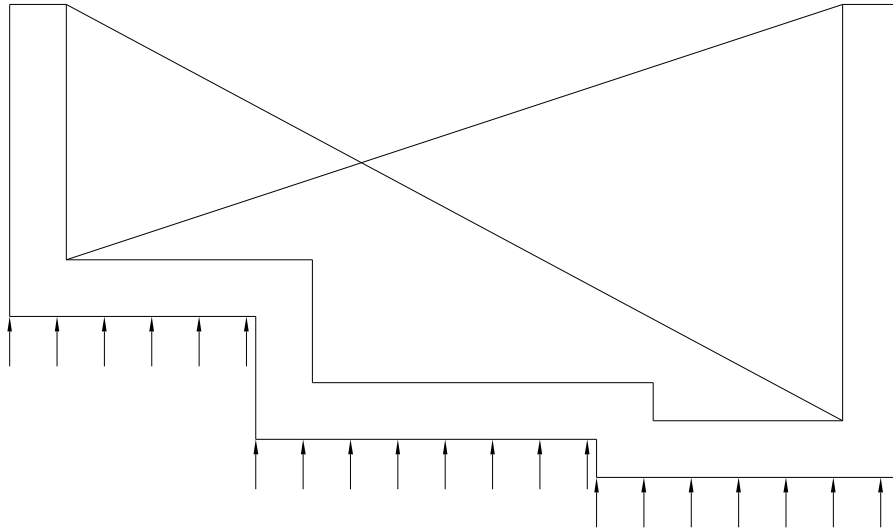
$$1.6 \times 2.25 \times 2.3 = \frac{8.28 \text{ m}^3}{20.75 \text{ m}^3}$$

Densidad del suelo $\gamma_s = 1.3 \text{ t/m}^3$

Peso total

$$20.75 \times 1.3 = 26.98 \text{ t}$$

$$q_1 = \frac{26.98}{10.32} = 2.61 \text{ t/m}^2$$



$$q_1 = \frac{29.11}{10.32} = 2.82 \text{ t/m}^2$$

$$q_u = 2.82 - 2.61 = 0.21$$

Deposito vacío

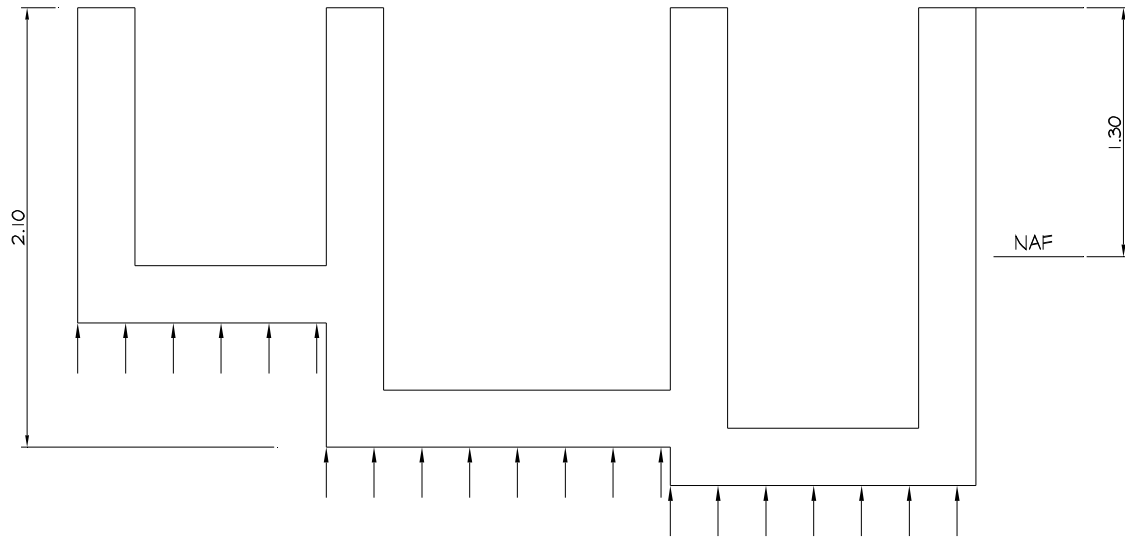
$$10.32 \times 0.3 \times 2.4 = 7.43 \text{ t}$$

$$1.35 \times 3.6 \times 0.3 \times 2.4 = 3.5 \text{ t}$$

$$2 \times 8 \times 0.3 \times 2.4 = 11.52 \text{ t}$$

$$4.3 \times 2.15 \times 0.3 \times 2.4 = 6.66 \text{ t}$$

$$\text{SUMA} = 29.11 \text{ t}$$



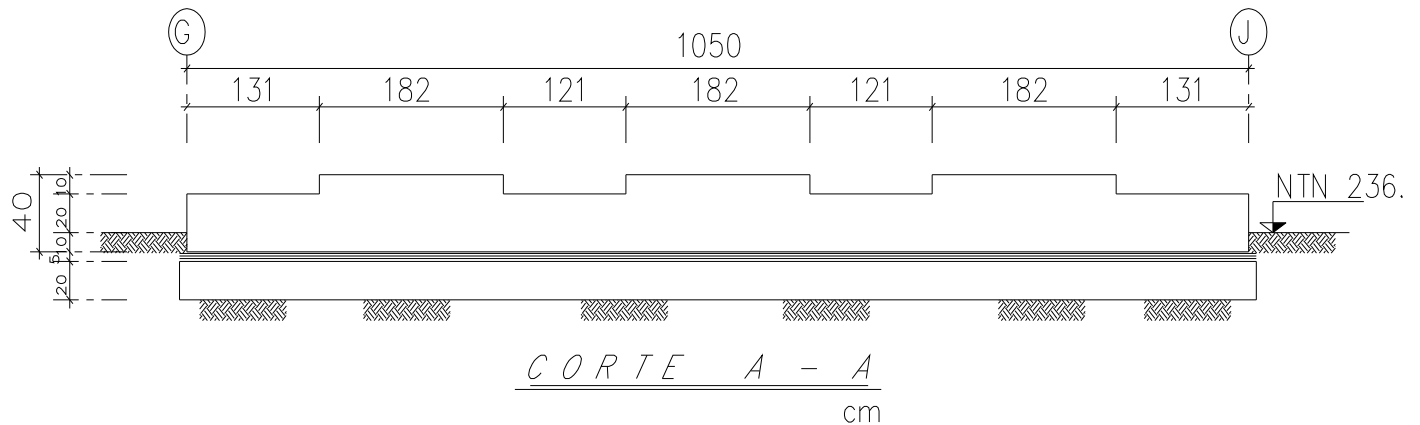
$$\text{Subpresión } q = (2.1 - 1.3) = 0.8 \text{ t/m}^2$$

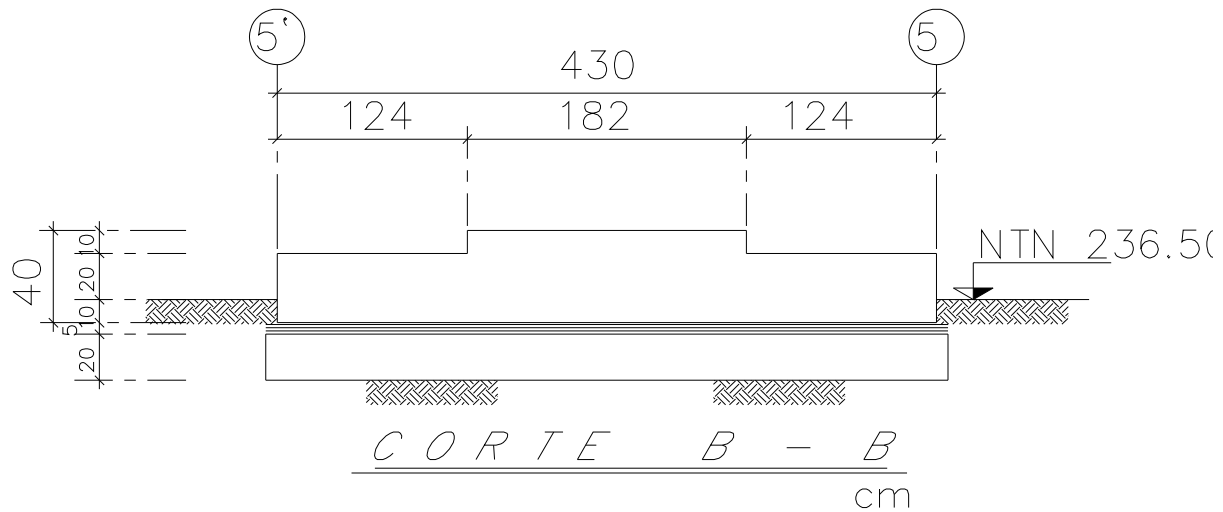
Peso de la estructura 29.11 t

$$q_2 = 2.82 \text{ t/m}^2 \quad \text{F.S.} = \frac{2.82}{0.8} = 3.53$$

Por lo tanto, podemos apreciar que el factor de seguridad es en realidad alto, lo cual es bueno debido a que es una estructura que no debe fallar en ningún momento.

5.2 Filtros de medio plástico





Datos

$$b = 4.3 \text{ m}$$

$$d = 0.3 \text{ m}$$

$$\ell = 10.5 \text{ m}$$

$$p = 23 \text{ t}$$

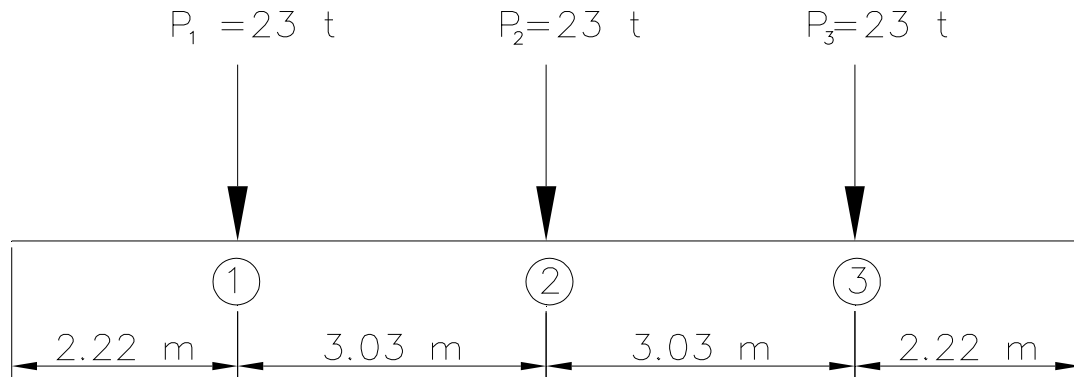
$$E = 8000 \sqrt{250} = 1.265 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 1000 \text{ t/m}^3$$

$$L = \sqrt[3]{\frac{\gamma EI}{Cb}} = \sqrt[3]{\frac{\gamma (1.265 \times 10^6) 0.009675}{1000 \times 4.3}} = 1.85$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{4.3 \times 0.3^3}{12} = 0.009675$$

Para el análisis y diseño de las vigas, se utilizaron unas tablas (ref. 11) para vigas flotantes en medio elástico.



$$\lambda_L = 2.22/1.85 = 1.25$$

$$\lambda_R = 8.28/1.85 \approx 4.3 = \infty$$

Momento en ① debido a P_1

$$M = PpL = 23 \times 0.254 \times 1.85 = 10.81 \text{ t} - \text{m}$$

Momento en ③ debido a P_1

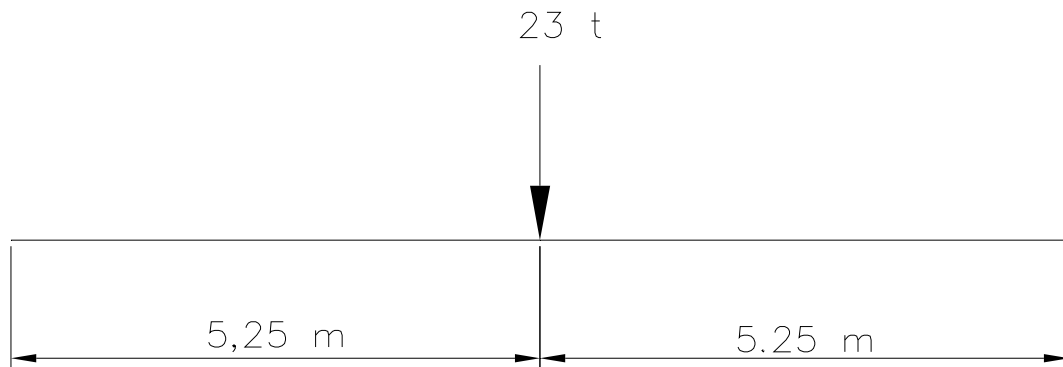
$$6.06/2.22 \times 12.5 = 34$$

$$M = PpL = 23 \times 0.006 \times 1.85 = 0.26 \text{ t} - \text{m}$$

Momento en ② debido a P_1

$$3.03/2.22 \times 12.5 = 17$$

$$M = PpL = 23 \times 0.054 \times 1.85 = 2.30 \text{ t} - \text{m}$$



$$\lambda_L = 5.25/1.85 \approx 2.75$$

$$\lambda_R = 5.25/1.85 \approx 2.75$$

Momento en ① debido a P_2

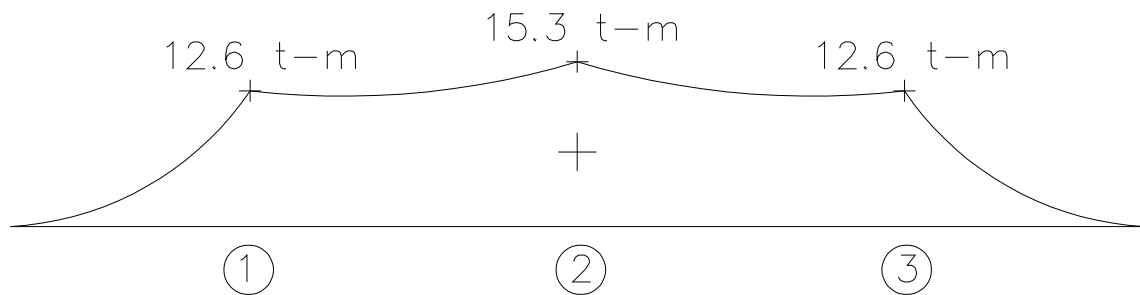
$$3.03/5.25 \times 27.5 = 16$$

$$M = P_L = 23 \times 0.035 \times 1.85 = 1.5 \text{ t-m}$$

Momento en ② debido a P_2

$$M = 23 \times 0.251 \times 1.85 = 10.7 \text{ t-m}$$

Diagrama de Momentos



Cortante en ① debido a P_1

$$+ Q = Pp = 23 \times 0.517 = 11.9 \text{ t}$$

$$- Q = Pp = 23 \times 0.483 = 11.1 \text{ t}$$

Cortante en ③ debido a P_1

$$- Q = Pp = 23 \times 0.017 = 0.4 \text{ t}$$

Cortante en ② debido a P_1

$$- Q = Pp = 23 \times 0.014 = 0.32 \text{ t}$$

Cortante en ① debido a P_1

$$+ Q = Pp = 23 \times 0.5 = 11.5 \text{ t}$$

$$- Q = Pp = 23 \times 0.5 = 11.5 \text{ t}$$

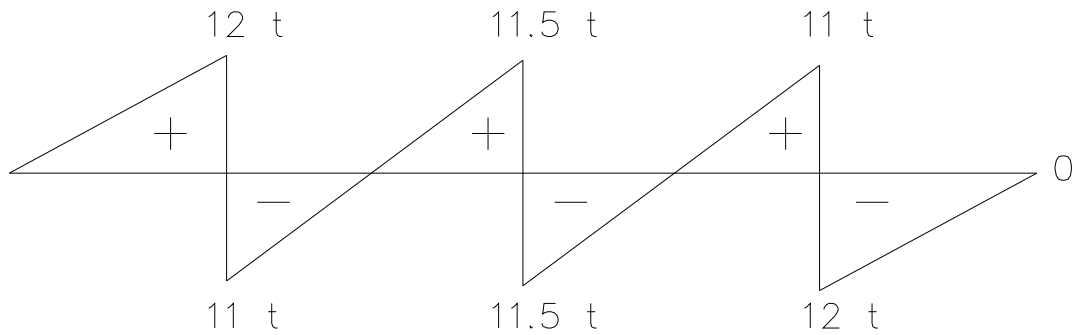
Cortante en ① debido a P_1

$$- Q = Pp = 0.02 \times 23 = 0.46 \text{ t}$$

Cortante en ② debido a P_1

$$+ Q = Pp = 23 \times 0.5 = 11.5 \text{ t}$$

$$- Q = Pp = 23 \times 0.5 = 11.5 \text{ t}$$



Esfuerzo máximo en el suelo en el punto 2:

$$q_1 = Pp_L = 23 \times 0.08 / 1.85 = 1 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = Pp_L = 23 \times 0.513 / 1.85 = 6.4 \text{ t/m}$$

$$q_1 = 2 q_1 + q_2 = 8.4 \text{ t/m}$$

Diseño de viga flotante:

Cortante

$$V_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f'c} = 0.5 \times 0.8 \times \sqrt{200} = 5.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 12.000 \times 1.4 / 30 / 430 = 1.3 \text{ kg/cm}^2 < 5.7 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto, la viga resiste porque el cortante último es menor que el cortante crítico.

Diseño por Flexión:

$$K = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{1.4 \times 15.3 \times 10^5}{430 \times 25^2} = 8 \text{ ref.10}$$

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

$$p = 0.0022 \quad \text{Rige} \quad \rho_{\min} = 0.0026$$

$$A_s = 0.0026 \times 25 \times 100 = 6.5 \text{ cm}^2$$

$$\#4 @ 20 \quad (A_s = 6.4 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Plantilla de concreto de } 100 \text{ kg/cm}^2 \quad 4.3 \times 10.50 \times 0.05 = 2.26 \text{ m}^3$$

$$\text{Excavación} \quad 4.3 \times 10.5 \times 0.15 = 6.77 \text{ m}^3$$

COMENTARIOS:

Para el diseño de las paredes del minimizador de oxígeno, se utilizó el mismo procedimiento que para el tanque de pretratamiento (ref 1). Ayudas de diseño como ésta ahorran tiempo y los resultados tienen una buena aproximación.

Se utilizó una cuantía de acero mínimo, menor que la del reactor biológico, quizá debido a que la estructura es más pequeña. Lo mejor habría sido aplicar las mismas restricciones para todas las estructuras que forman la planta.

En este caso, se revisó que la estructura no fuera a presentar el fenómeno de flotación, ya que por ser una estructura enterrada, el empuje del agua del subsuelo puede levantarla. Esto le produciría inestabilidad y mal funcionamiento.

Para el diseño de los filtros de medio plástico, se optó por un diseño como viga flotante, debido a las elevadas cargas y a las malas condiciones del terreno (ref 10). Para este diseño, el proyectista tuvo dificultades para llegar a resultados confiables, por lo que optó por usar un libro de tablas (ref 10), para no hacer simplificaciones sobre la repartición de las presiones sobre el terreno, que podrían llevar a cálculos fuera de la realidad.

Este procedimiento propone un viga apoyada sobre resortes elásticos. La rigidez de estos resortes es lo que se conoce como coeficiente de balasto. El procedimiento permite tomar en cuenta la flexión general causada por los desplazamientos verticales de la viga. Lo anterior explica la forma del diagrama de momentos flexionantes (fig. 1), según el cual, la viga requiere refuerzo positivo aun en los puntos medios entre cargas.

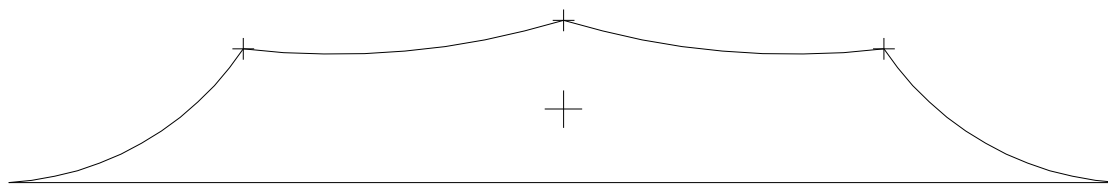


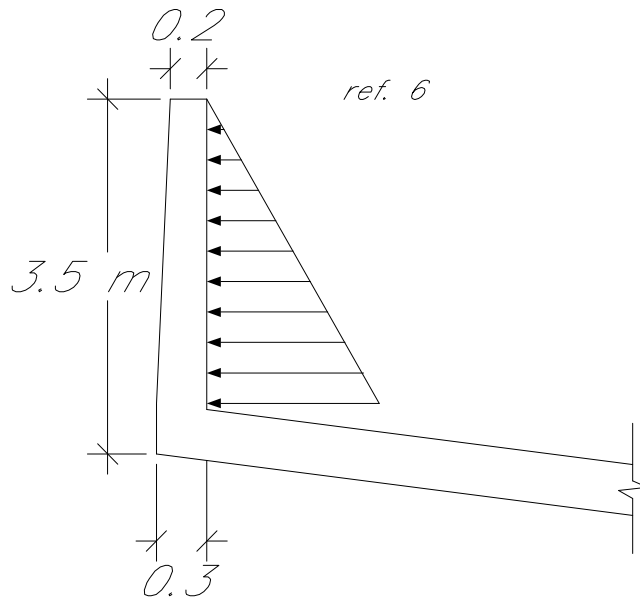
fig. 1. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

Planos estructurales

6. SEDIMENTADOR SECUNDARIO

6.1 Datos y diagramas de presiones

Sedimentador Secundario.- Tanque cilíndrico de 25 m de diámetro con fondo truncocónico.



Datos

$$H = 3.5 \text{ m}$$

$$R = 11.95$$

$$\delta = 1.03 \text{ t/m}^3$$

$$c = 0.0003$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 8000 \sqrt{f'c} = 8000 \sqrt{250} = 1.265 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 16.6$$

$$f_t = 0.1 f'c = 0.45 (250) = 112.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{\eta f c}} = \frac{1}{1 + \frac{980}{16.6(112.5)}} = 0.656 \quad j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.656}{3} = 0.781$$

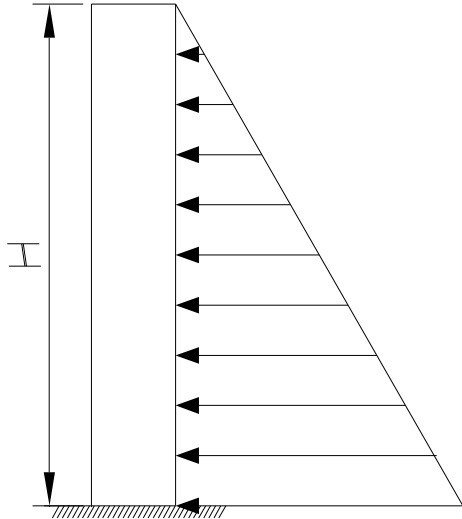
6.2 Diseño del muro del tanque

Por el cálculo de los muros se consideran diversas condiciones de apoyo en la base y se reforzará para la envolvente entre ellas.

a) Tensión horizontal

1.- Condición de empotramiento

$$\frac{H^2}{Dt} = \frac{3.5^2}{23.9 \times 10.3} = 1.7$$



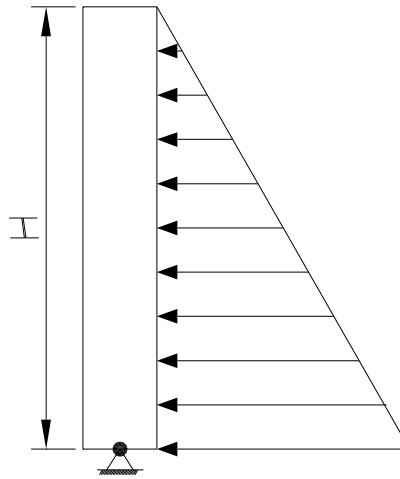
$$T_1 = c \delta H R$$

$$T_1 = c(1.03)(3.5)11.95$$

PUNTO	C	T1
0.0H	0.257	11.07
0.1H	0.264	11.37
0.2H	0.269	11.59
0.3H	0.271	11.67
0.4H	0.259	11.16
0.5H	0.238	10.25
0.6H	0.197	8.49
0.7H	0.144	6.20
0.8H	0.082	3.53
0.9H	0.025	1.08

2.- Condición de articulación

$$T_2 = c\delta HR$$



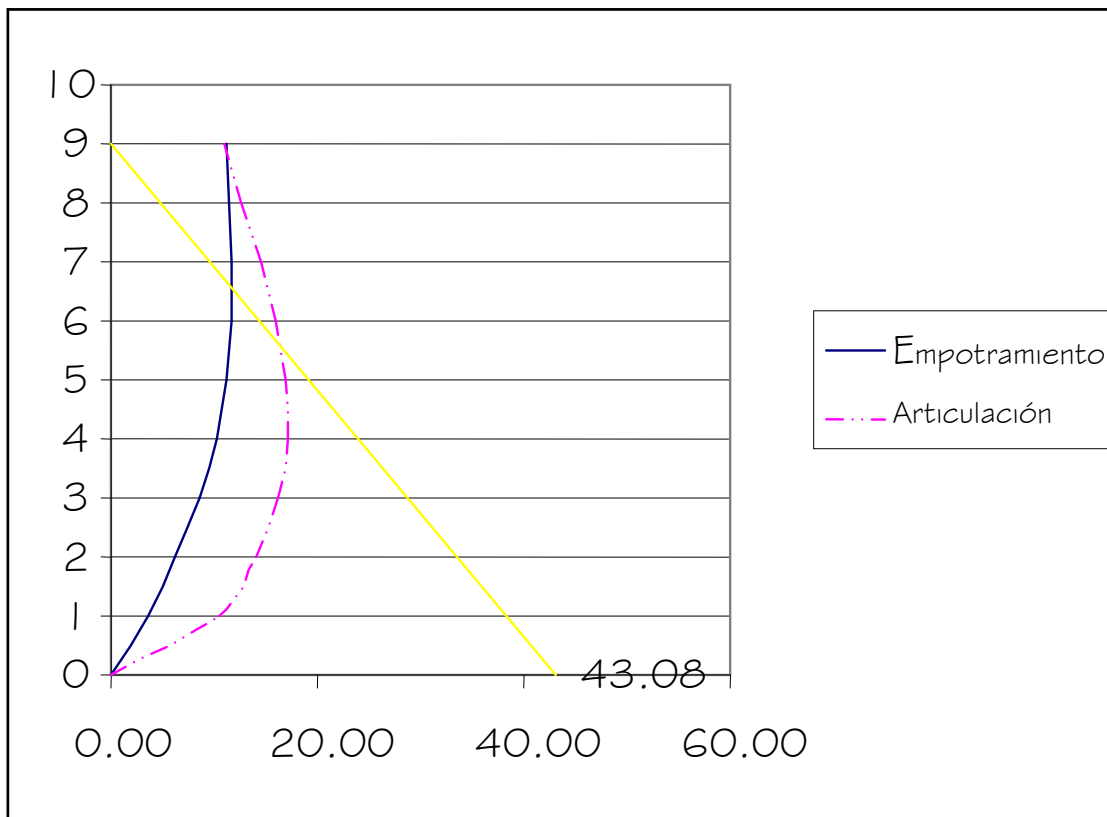
PUNTO	C	T2
0.0H	0.255	10.99
0.1H	0.292	12.58
0.2H	0.336	14.47
0.3H	0.370	15.94
0.4H	0.392	16.89
0.5H	0.397	17.10
0.6H	0.376	16.20
0.7H	0.328	14.13
0.8H	0.2448	10.55
0.9H	0.128	5.51

$$A_s = \frac{T_{\max}}{F_s} = \frac{17.100}{980} = 17.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#4 @ 14 en dos capas

$$A_{s \min} = 0.003 \times 25 \times 100 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$< 17.45 \text{ cm}^2$$



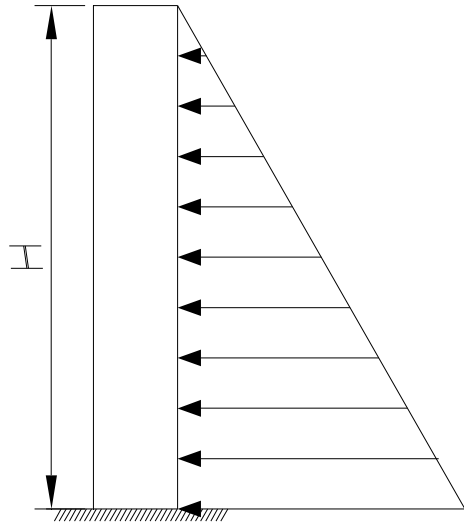
Máximo esfuerzo de tensión en el concreto incluido el efecto de contracción.

$$f'_c = \frac{C_{ES} A_s + T_{min}}{A_c + \eta A_s} = \frac{0.0003 \times 2.1 \times 10^6 \times 18.1 + 17.100}{100 \times 25 + 16.6(18.1)} = 10.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 25 \text{ kg/cm}^2 > 10.18 \text{ kg/cm}^2$$

b) Movimiento longitudinal M_x

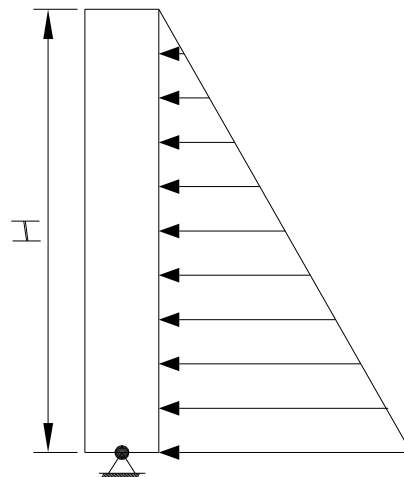
1.- Condición de empotramiento



$$H^2/Dt = 1.7 \quad \delta H^3 = 1.03 \times 3.5^3 = 44.16$$

PUNTO	C	M_x
0.1H	0.00110	0.05
0.2H	0.00395	0.17
0.3H	0.00733	0.32
0.4H	0.01050	0.45
0.5H	0.01210	0.52
0.6H	0.01120	0.48
0.7H	0.00620	0.27
0.8H	-0.00435	-0.19
0.9 H	-0.02200	-0.95
1H	-0.04880	-2.10

2.- Condición de articulación

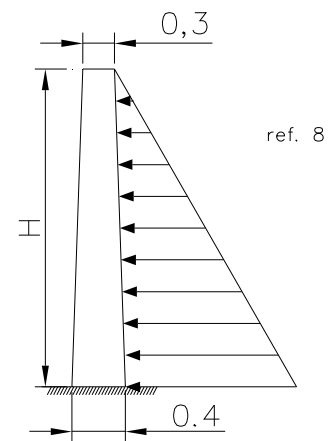


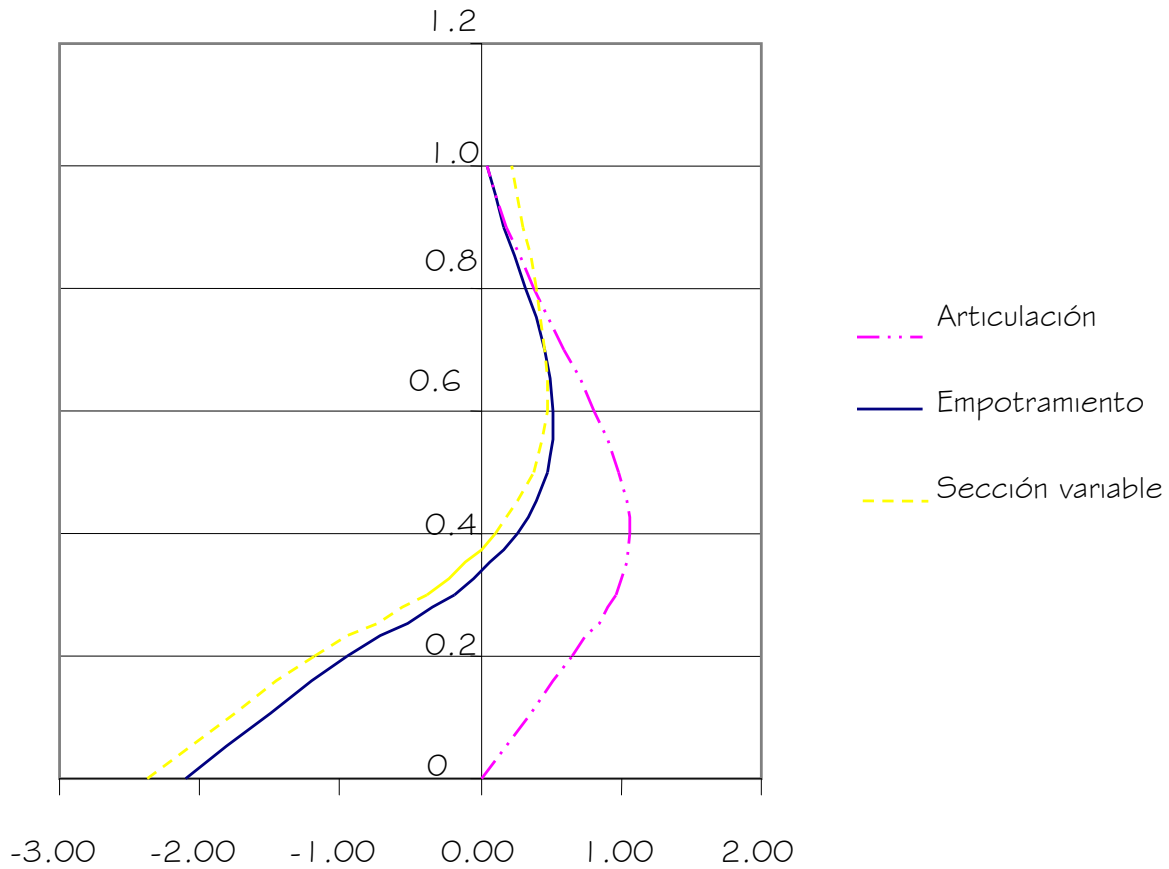
$$H^2/Dt = 1.7 \quad \delta H^3 = 44.16$$

PUNTO	C	Mx
0.1H	0.0011	0.05
0.2H	0.0041	0.18
0.3H	0.0087	0.37
0.4H	0.0137	0.59
0.5H	0.0186	0.80
0.6H	0.0227	0.98
0.7H	0.0246	1.06
0.8H	0.0225	0.97
0.9H	0.0153	0.66
1H	0.0000	0.00

3.- Condición de empotramiento con sección variable

PUNTO	Mx
1.0H	+ 0.22
0.9H	+ 0.31
0.8H	+ 0.40
0.7H	0.46
0.6H	0.47
0.5H	0.37
0.4H	0.11
0.3H	-0.38
0.2H	-1.18
0.1H	-2.37





Refuerzo vertical $f_s = 1540 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ref 9

$$A_s = \frac{Mx}{f_s \cdot jd}$$

$$A_{s1}(-) = \frac{2.07 \times 10^5}{1540 \times 0.781 \times 25} = 7.88 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \#4 @ 16 \quad (A_s = 7.94 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s2}(+) = \frac{1.07 \times 10^5}{1540 \times 0.781 \times 22} = 4.04 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \#4 @ 30 \quad (A_s = 4.23 \text{ cm}^2)$$

$$\rho_{\min} = 0.003$$

$$\text{Por cara } A_{s\min} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 3.75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

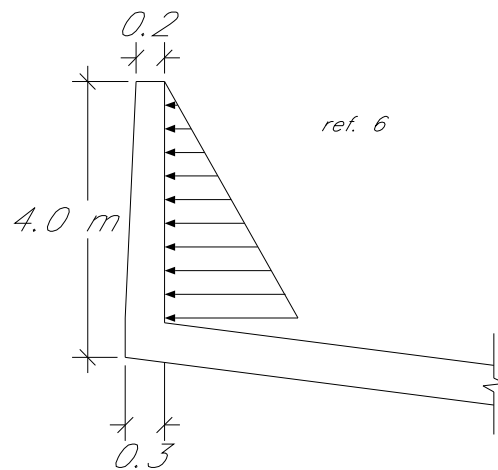
$$A_{S_{\min}} \#4 \text{ a } 33 \quad (A_s = 3.85 \text{ cm}^2)$$

$$V = Cx\delta x H^2$$

$$V = 0.313 \times 1.03 \times 3.5^2 = 3.94 \text{ t/m}$$

$$v = \frac{3940}{100 \times 30} = 1.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.2 \sqrt{f'c} = 3.16 \text{ kg/cm}^2 \quad \rangle \quad v$$



Datos

$$H = 4 \text{ m}$$

$$R = 11.95$$

$$\delta = 1.03 \text{ t/m}^3$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 8000 \sqrt{f'c} = 8000 \sqrt{250} = 1.265 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 16.6$$

$$f_t = 0.1 f'c = 0.1 (250) = 25 \text{ kg/cm}^2$$

Constantes de cálculo

$$f'_c = 120 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Combinación}) \quad f_s = 122.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{F_s}{\eta f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1225}{16.6 \times 120}} = 0.619$$

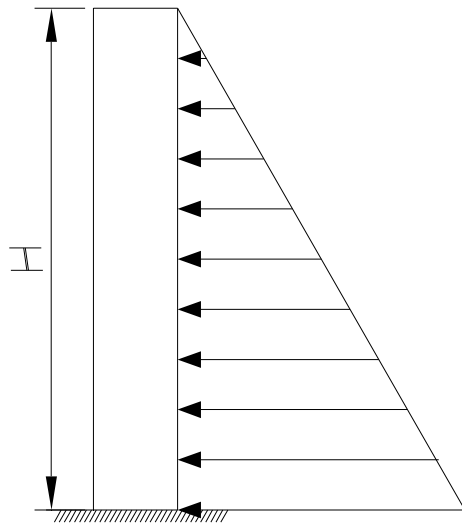
$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.619}{3} = 0.794$$

Datos diagramas de presiones.

Para el cálculo de las paredes se consideran diversas condiciones de apoyo en la base y se reforzará para la envolvente de ellas.

a) Tensión horizontal

1.- Condición de empotramiento



$$T_1 = c \delta H R$$

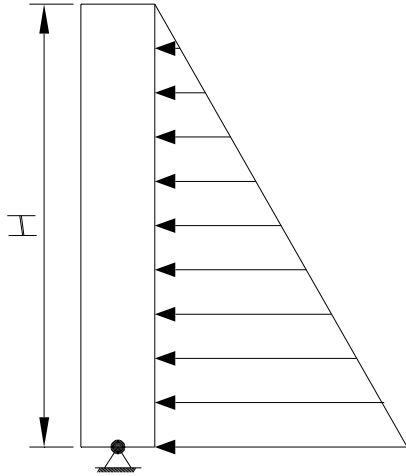
$$T_1 = c(1.03)(4.0)1.95$$

PUNTO	C	T1
0.0H	0.211	10.39
0.1H	0.240	11.82
0.2H	0.272	13.39
0.3H	0.294	14.47
0.4H	0.302	14.87
0.5H	0.294	14.47
0.6H	0.255	12.55
0.7H	0.193	9.50
0.8H	0.116	5.71
0.9H	0.036	1.77

$$\frac{H^2}{Dt} = \frac{4^2}{23.9 \times 0.3} = 2.23$$

2.- Condición de articulación

$$T_2 = c \delta H R$$



$$T_{\max} = 22.20 \text{ t}$$

PUNTO	C	T2
0.0H	0.175	8.62
0.1H	0.241	11.87
0.2H	0.312	15.36
0.3H	0.373	18.36
0.4H	0.420	20.68
0.5H	0.451	22.20
0.6H	0.442	21.76
0.7H	0.394	19.40
0.8H	0.302	14.87
0.9H	0.164	8.07

$$A_s = \frac{22.200}{1225} = 18.12 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Rige sísmo}$$

#4 @ 14 en dos capas

$$A_s = 100/14 \times 1.27 \times 2 = 18.14 \text{ cm}^2 > 18.12$$

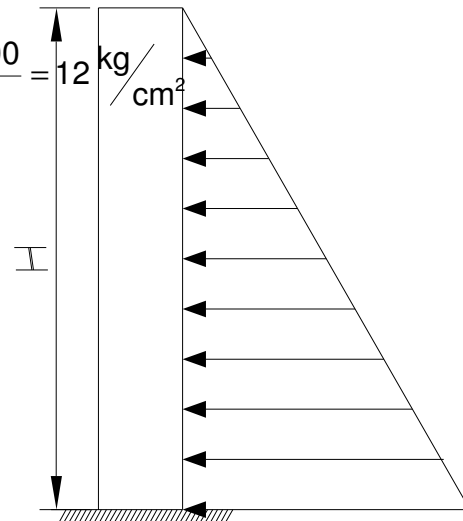
Máximo esfuerzo de tensión en el concreto incluido el efecto de contracción en el concreto (ref. 7):

$$f_t \frac{CE_s A_s + T_{\max}}{A_c + \eta A_s} = \frac{0.0003 \times 2.1 \times 10^6 \times 18.14 + 22.200}{100 \times 25 + 16.6 \times 18.14} = 12 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 25 \text{ kg/cm}^2 > 12 \text{ kg/cm}^2$$

b) Movimiento longitudinal Mx

1.- Condición de empotramiento

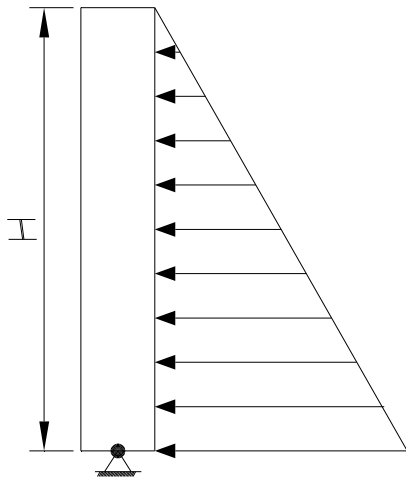


$$\delta H^3 = 1.03x4^3 = 65.92$$

PUNTO	C	Mx
0.1H	0.0009	0.04
0.2H	0.0032	0.16
0.3H	0.0063	0.31
0.4H	0.0093	0.46
0.5H	0.0113	0.56
0.6H	0.0111	0.55
0.7H	0.0075	0.37
0.8H	-0.0013	-0.06
0.9 H	-0.0170	-0.84
1H	-0.0412	-2.03

2.- Condición de articulación

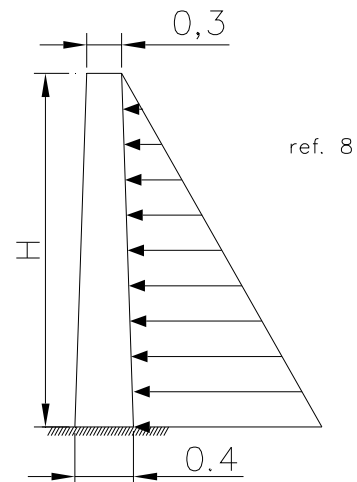
$$\delta H^3 = 65.92$$



PUNTO	C	Mx
0.1H	0.0008	0.04
0.2H	0.0030	0.15
0.3H	0.0065	0.32
0.4H	0.0102	0.50
0.5H	0.0143	0.70
0.6H	0.0182	0.90
0.7H	0.0204	1.00
0.8H	0.0193	0.95
0.9H	0.0137	0.67
1H	0.0000	0.00

3.- Condición de empotramiento con sección variable

$$T = 0.18$$



PUNTO	Mx
0.1H	0.174
0.2H	0.279
0.3H	0.400
0.4H	0.512
0.5H	0.573
0.6H	0.519
0.7H	0.262
0.8H	-0.310
0.9H	-1.319
1H	-2.37

6.3 Revisión del tanque por sismo

Se optó diseñar el sedimentador secundario considerando la acción sísmica ya que la geometría de este tanque (fondo tronco-cónico) es más compleja que la del reactor biológico (fondo plano).

$$M_0 = \frac{\tan h (1.7 H/R)}{1.7 H/R} = M$$

$$M_1 = \frac{0.46 \tan h (1.84 H/R)}{H/R} = M$$

$$K = \frac{4.75g M_1^2 H}{MR^2}$$

$$M_0 = \frac{\tan h (1.7 \times 11.95/3.5)}{1.7(11.95/3.5)} M = 0.172 M$$

$$M_1 = \frac{0.46 \tan h (1.84 \cdot 3.5/11.95)}{3.5/11.95} M = 0.773 M$$

$$K = \frac{4.75 \times 9.81 \times 0.773^2 M \cdot 3.5}{11.95^2}$$

$$H/R = 3.5/11.95 = 0.29 \quad T_1 \approx 1.05 R / \sqrt{H} = 1.05 (11.95) / \sqrt{3.5} = 6.71 \text{ seg}$$

$$T = 2\pi \sqrt{M_1/K} = 2\pi \sqrt{0.773/0.682} = 6.69 \text{ seg.}$$

$$M = \omega/g = 1691.4 \times 1.03/g = 1742.2 \text{ t/g}$$

$F/\omega = c/Q$ $Q = 1.5$ Considerando estructura Grupo A debido a que es una estructura sanitaria (multiplicar de 1.5)

$$c = 1.5$$

$$F = \frac{0.4 \times 1.5}{1.5} \times \frac{1742.2}{g} = 696.88t$$

$$K = 0.682 \times 1742.2 = 1188.2$$

$$\Delta = \frac{696.88}{1188.2} = 0.587m$$

$$d_{max} = \frac{0.41 R \coth \left(1.84 \frac{H}{R} \right)}{\frac{g^2}{0.83 \left(\frac{k}{M_1} \right)^2 A_1 R}} = \frac{0.41(11.95) \coth (1.84 \cdot 3.5/11.95)}{\frac{(9.81)^2}{0.83 \left(\frac{0.682 M}{0.773 M} \right)^2 \times 587 \times 11.95}}$$

$$= \frac{9.96}{2.025} = 0.49 m$$

Ahora se comprueba que el cortante último en la pared no sea mayor que el cortante crítico.

$$f_s = 1540 \frac{kg}{cm^2}$$

$$A_s = \frac{M_x}{f_s J d}$$

$$A_{s1}(-) = \frac{2.889 \times 10^5}{1540 \times 0.794 \times 25} = 9.45 \frac{cm^2}{m} \quad \#4 @ 13 \quad (9.77 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s2}(+) = \frac{1.34 \times 10^5}{1540 \times 0.794 \times 22} = 4.38 \frac{cm^2}{m} \quad \#4 @ 30 \quad (4.38 \text{ cm}^2)$$

$$V = 0.2905 \times 1.03 \times 4^2 = 4.79t$$

$$v = \frac{4790}{100 \times 30} = 1.61 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_c = 0.2 \sqrt{f'c} = 3.16 \frac{Kg}{cm^2} > v$$

6.4 Diseño de la losa de fondo

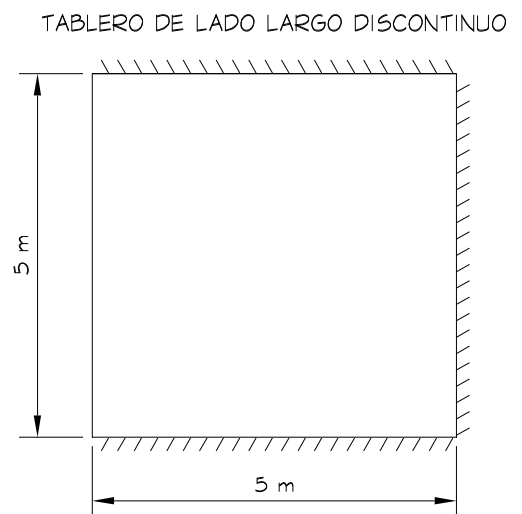
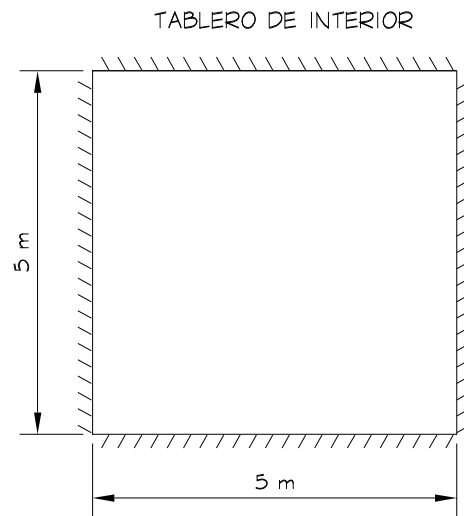
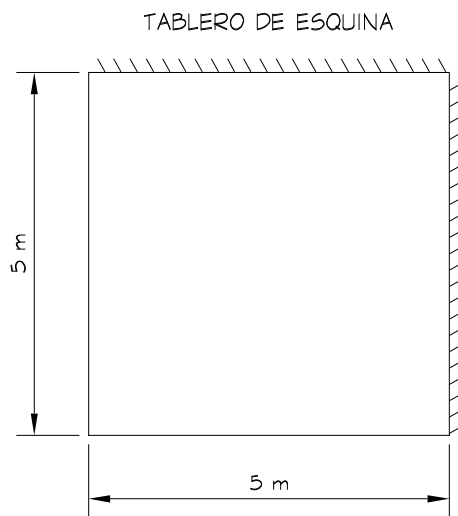
Primero se obtiene el esfuerzo que se produce en el suelo debido a la estructura y con este se calcula el acero necesario en la losa.

$$\sigma = 6.73 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} - 0.3 \times 2.4 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 6.01 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

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

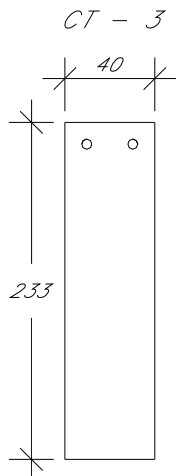
$$f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\#4 \quad (A_s = 1.27 \text{cm}^2)$$



6.5 Diseño de la cimentación

Las trabes de cimentación de la estructura son de gran peralte debido a que se encuentran diseñadas para un suelo en Zona de Lago según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.



$$M_{\max} = 253.4 \times 1.4 = 354.76 \text{ t-m}$$

$$d = 215 \text{ cm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_g} = \frac{0.7 \sqrt{2.50}}{4200} = 0.0026$$

$$A_s = 22.36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{354.76 \times 10^5}{40 \times 215^2} = 19.2 \quad p = 0.0054$$

$$A_s = 0.0054 \times 40 \times 215 = 46.44 \text{ cm}^2$$

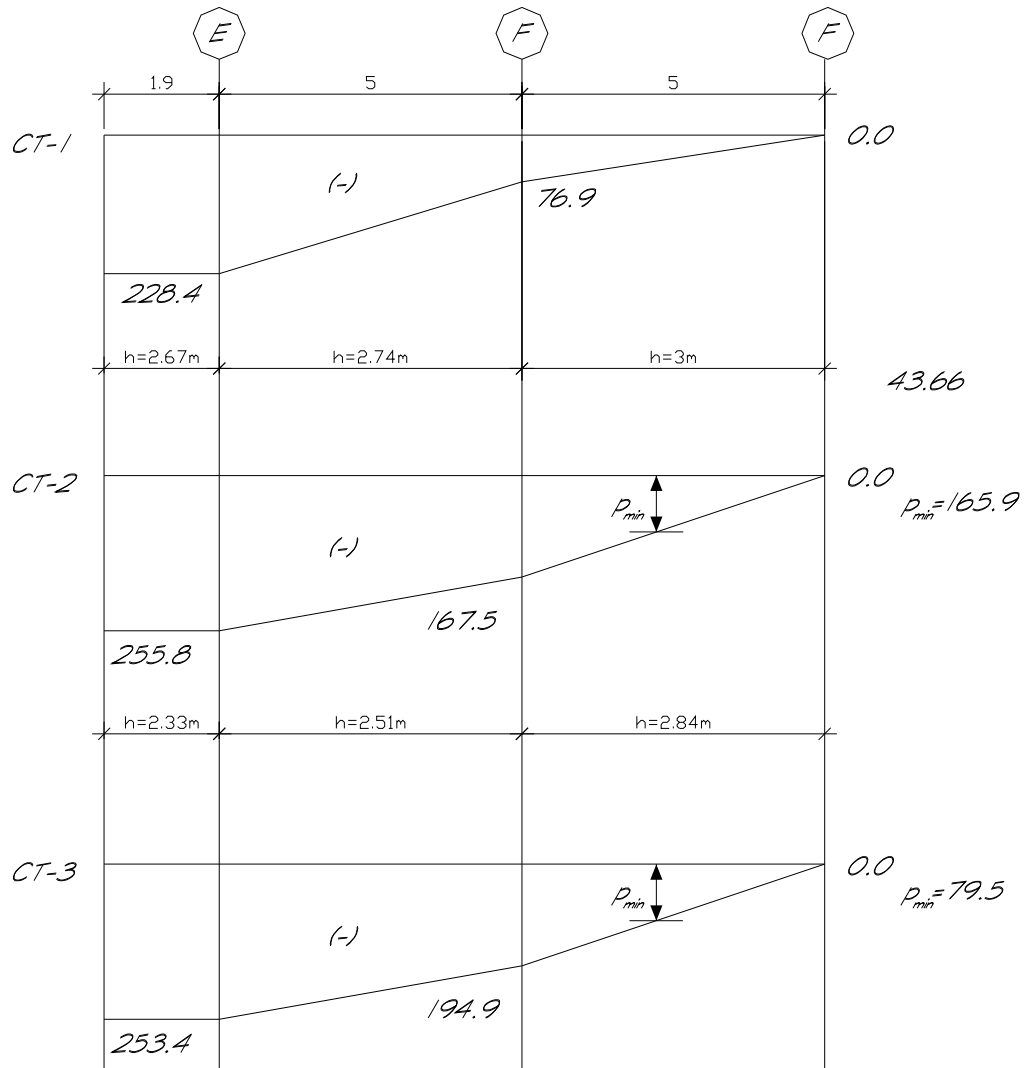
$$9\#8 \quad (A_s = 45.53 \text{ cm}^2)$$

con el $\rho_{\min}$ $9.44 = \frac{M_u}{bd^2}$

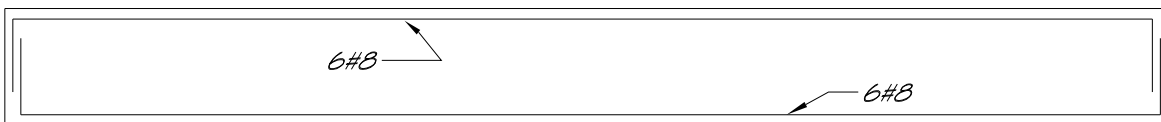
$$M_u = 9.44 \times 40 \times 215^2 = 174.5$$

$$M = 174.5 / 1.4 = 124.7 \text{ t-m}$$

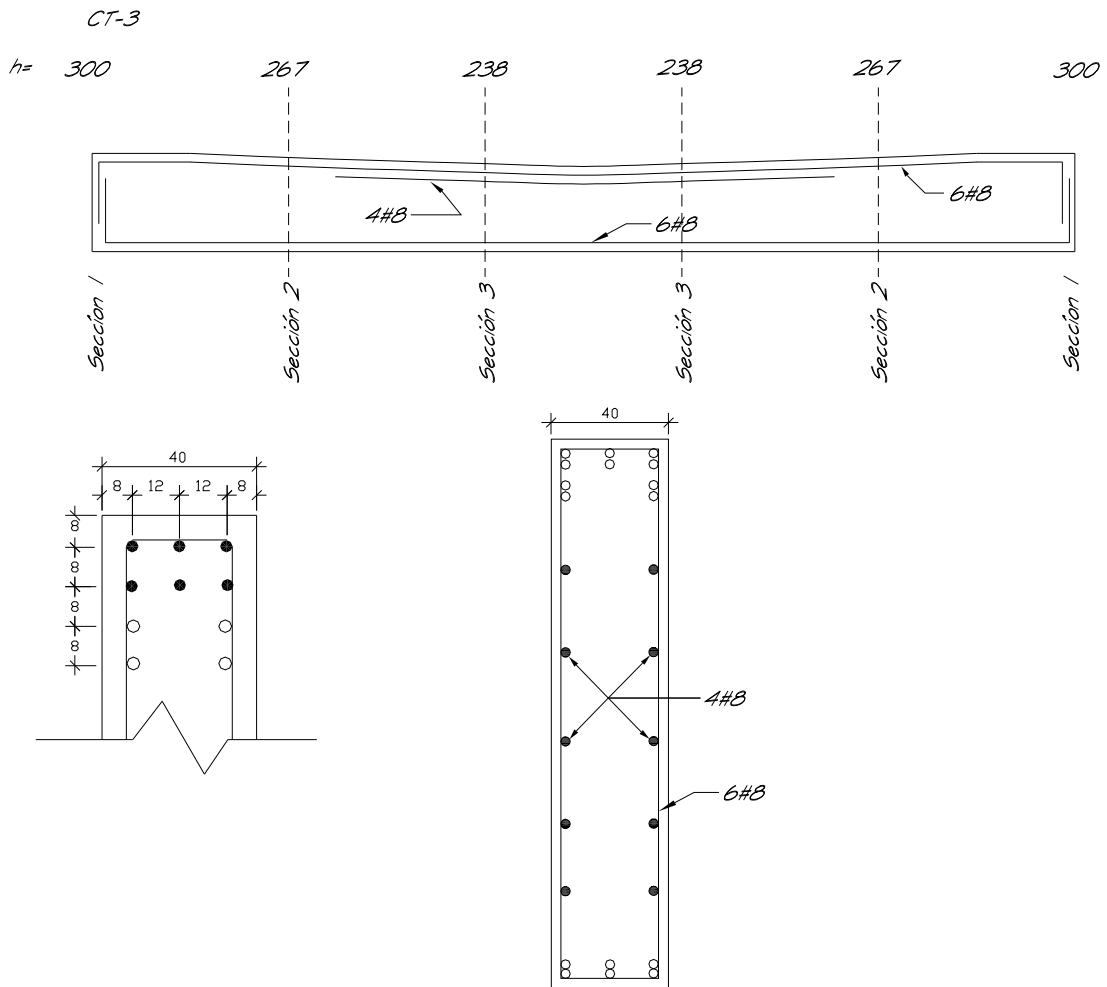
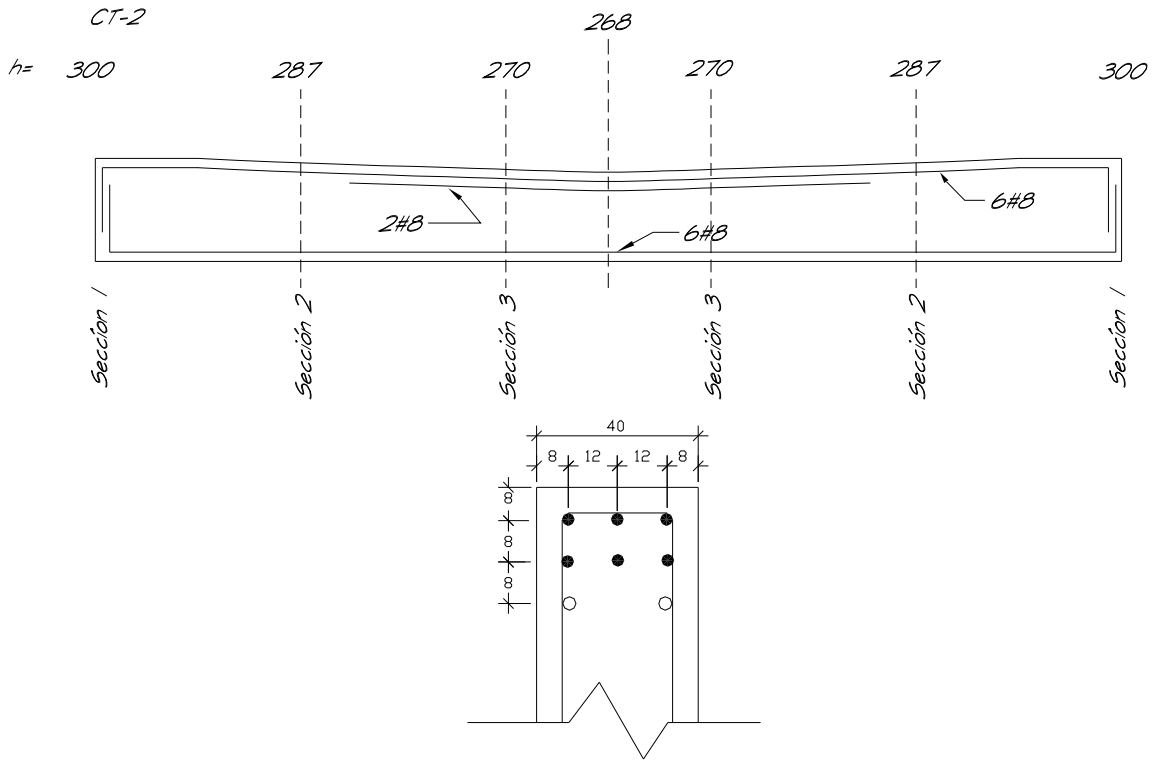
Diagramas de momentos para las traves



CT-1

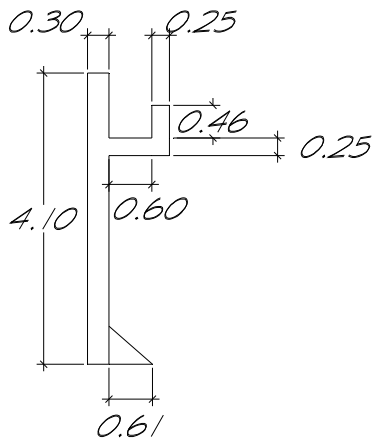
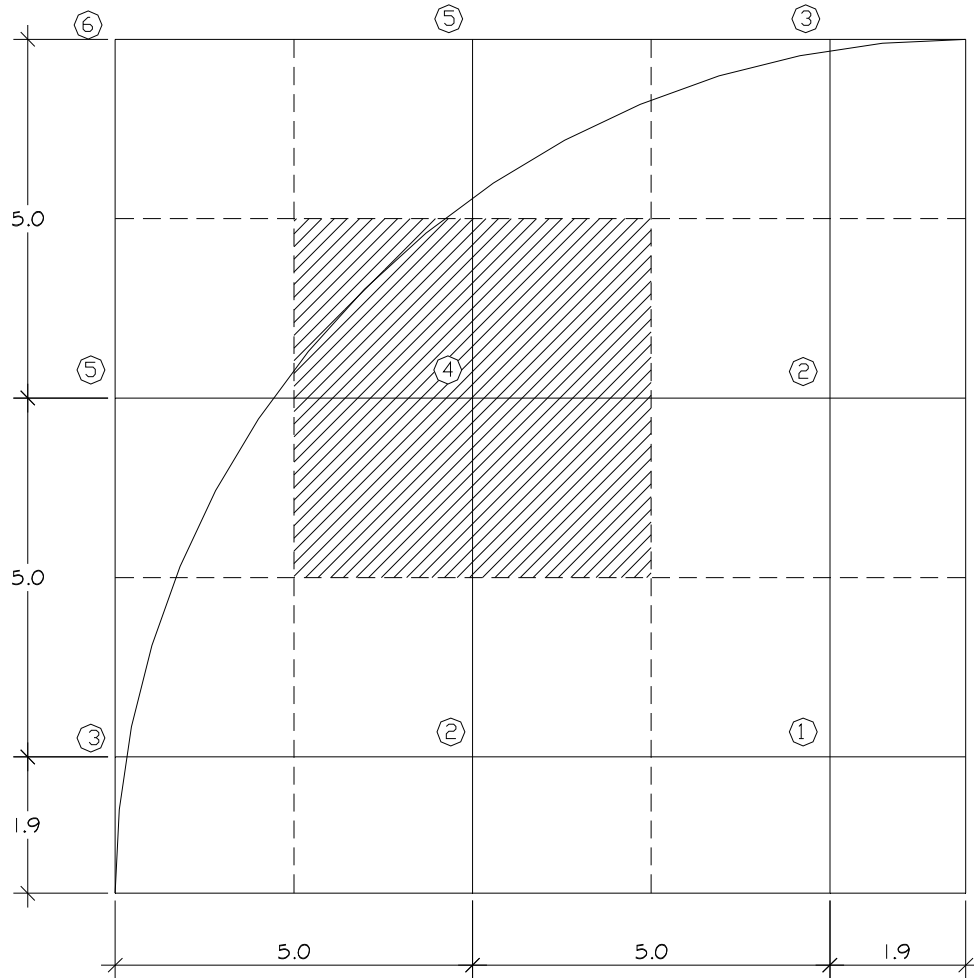


Para obtener el armado de los contratraves, se modelaron con la forma original, ya que van cambiando su peralte debido a que el tanque es tronco-cónico.



Para seguir son diseño de la cimentación, debemos conocer el peso de la estructura, ya que esta no dice que esfuerzo es el que se aplica al suelo, y si este lo resiste, no tendrá hundimientos considerables.

Peso de la estructura



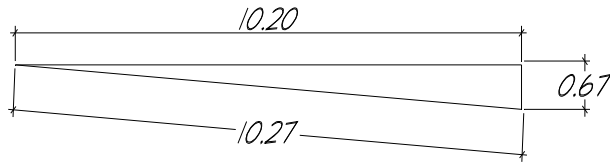
$$\omega_1 = (0.46 \times 0.25 + 0.25 \times 0.85 + 0.3 \times 4.10) \times 2.4$$

$$\omega_1 = 3.74 \text{ t/m}$$

$$\omega_2 = \frac{0.61^2}{2} \times 2.4 = 0.45 \text{ t/m}$$

$$\omega_T = 4.19 \text{ t/m}$$

Pendiente de la losa

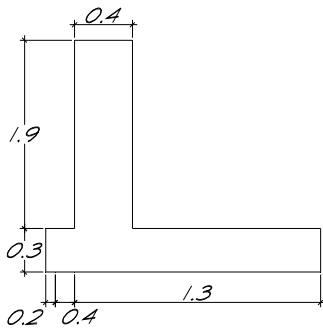


Baja 0.065^2 m/m

Altura del terreno natural con respecto a 1 3.4 m $\sigma = 5.44 \text{ t/m}^2$

Altura del agua con respecto a ① 3.6 m
Carga en los nudos hacia abajo

Peso estructural central



$$\omega_1 = 0.4 \times 1.3 \times 1.8 \times 2 \times \pi \times 2.4 = 14.11 \text{ t}$$

$$\omega_2 = 1.3 \times \frac{1.3}{2} \times 2 \times 1.17 \times \pi \times 2.4 = 14.91 \text{ t}$$

$$\omega_3 = 0.3 \times \pi \times (1.92 - 0.3052) \times 2.4 = 7.96 \text{ t}$$

Camisa de concreto en el centro

$$\omega_4 = \frac{\pi}{4} \times (3^2 - 2.4^2) \times 3 \times 2.4 = 18.3 \text{ t}$$

Columnas

$$\omega_5 = 1 \times 0.3 \times 2 \times 4 \times 2.4 = 5.76 \text{ t}$$

Losa interna

$$\omega_6 = (1.2 + 1.04) \times 1.6 / 2 \times 4 \times 0.3 \times 2.4 = 1.92 \text{ t}$$

$$\omega_7 = \text{peso del equipo} = 12 \text{ t}$$

Total

$$\omega_1 = 14.11 \text{ t}$$

$$\omega_2 = 14.91 \text{ t}$$

$$\omega_3 = 7.96 \text{ t}$$

$$\omega_4 = 18.3 \text{ t}$$

$$\omega_5 = 5.76 \text{ t}$$

$$\omega_6 = 1.92 \text{ t}$$

$$\omega_7 = 12.0 \text{ t}$$

$$\omega_T = 74.96 \text{ t}$$

En el nudo (1) $= 74.96/4 = 18.74 \text{ t}$

Losa $\omega_8 = (4.4^2 - 1.6^2 \pi/4) 0.3 \times 2.4 = 12.49 \text{ t}$

Contratabes $\omega_9 = (2 \times 1.9 \times 2.03 + 5 \times 2.20) \times 0.4 \times 2.4 = 17.97 \text{ t}$

$$\omega_{\text{parcial}} = 49.20 \quad (\text{vacío})$$

Agua $\omega_{10} = 4.4^2 \times (3.6 + 0.67) \times 1.03 = 85.15 \text{ t}$

$$\omega_1 = 134.35 \text{ t}$$

En el nudo (2)

Losa $\omega_1 = 5 \times 4.4 \times 0.3 \times 2.4 = 15.24 \text{ t}$

Contratabe $\omega_2 = 2.37 \times 0.4 \times (5 + 4.4) \times 2.4 = 21.39 \text{ t}$

$$\omega_{\text{parcial}} = 37.23 \text{ t}$$

Agua $\omega_3 = 5 \times 4.4 \times 3.93 \times 1.03 = 89.05 \text{ t}$

$$\omega_2 = 126.28 \text{ t}$$

En el nudo (3)

Losa $\omega_1 = 4.4 \times 2.7 \times 0.3 \times 2.4 = 8.55 \text{ t}$

Trabe $\omega_2 = (4.4 + 2.3) 2.68 \times 0.4 \times 2.4 = 17.24 \text{ t}$

Suelo $\omega_3 = 1.6 \times 5.44 = 8.70 \text{ t}$

Muro $\omega_4 = 4.52 \times 4.19 = 18.94 \text{ t}$

$$\omega_{\text{parcial}} = 53.43 \text{ t}$$

Agua $\omega_5 = 8.92 \times 3.68 \times 1.03 = 33.81 \text{ t}$

$$\omega_3 = 87.24 \text{ t}$$

En el nudo ④

Losa $\omega_1 = 52 \times 0.3 \times 2.4 = 18 \text{ t}$

Trabe $\omega_2 = 2.37 \times 0.4 \times 10 \times 2.4 = 22.75 \text{ t}$

Suelo $\omega_3 = 1.5 \times 5.44 = 2.16 \text{ t}$

Muro $\omega_4 = 3.20 \times 4.19 = 13.41 \text{ t}$

$$\omega_{\text{parcial}} = 62.32 \text{ t}$$

Agua $\omega_5 = 22.54 \times 3.78 \times 1.03 = 87.76 \text{ t}$

$$\omega_4 = 150.08 \text{ t}$$

En el nudo ⑤

Losa $\omega_1 = (2.7 \times 5) \times 0.3 \times 2.4 = 9.72 \text{ t}$

Trabe $\omega_2 = (5 + 2.3) \times 0.4 \times 2.7 \times 2.4 = 18.92 \text{ t}$

Suelo $\omega_3 = 10.08 \times 5.44 = 54.84 \text{ t}$

Muro $\omega_4 = 3.7 \times 4.19 = 15.5 \text{ t}$

$$\omega_{\text{parcial}} = 98.98 \text{ t}$$

Agua $\omega_5 = 2.31 \times 3.7 \times 1.03 = 8.8 \text{ t}$

$$\omega_5 = 107.78 \text{ t}$$

En el nudo ⑥

Losa $\omega_1 = 2.7^2 \times 0.3 \times 2.4 = 5.25 \text{ t}$

Trabe $\omega_2 = 5 \times 0.4 \times 2.7 \times 2.4 = 12.96 \text{ t}$

Suelo $\omega_3 = 2.7^2 \times 5.44 = 39.66 \text{ t}$

$$\omega_6 = 57.87 \text{ t}$$

Resumen

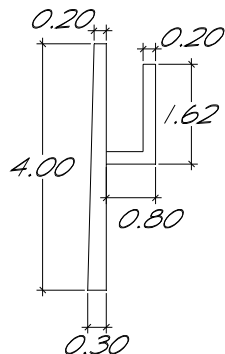
Cargas hacia abajo

		(Lleno)	(vacio)
1	134.35 t	(1) $-130.23 = 4.12 \text{ t}$	$49.20 - 72.55 = -23.35$
2	126.28 t	(2) $-147.99 = -21.71 \text{ t}$	$37.23 - 82.44 = -45.21$
3	87.24 t	(2) $-79.92 = 7.32 \text{ t}$	$53.23 - 44.52 = 8.91$
4	150.08 t	(1) $-168.17 = -18.09 \text{ t}$	$62.32 - 93.69 = -31.37$
5	107.78 t	(2) $-90.81 = 16.97 \text{ t}$	$98.98 - 50.59 = 48.39$
6	57.87 t	(1) $-49.04 = 8.83 \text{ t}$	$57.87 \text{ ton} - 27.32 = 30.55$

$$\sum 984.9 \quad \sigma = 6.73 \text{ t/m}^2$$

$$\sum 548.67 \quad \sigma = 3.75 \text{ t/m}^2$$

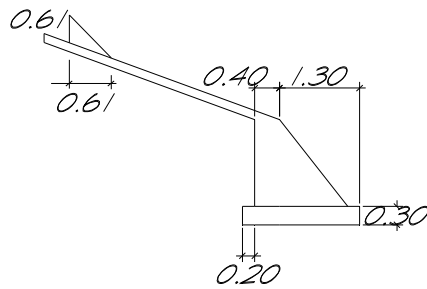
Muro perimetral



$$A = (0.6 + 1.62)0.2 + (0.2 + 0.3)4/2 = 1.44 \text{ m}^2$$

$$V = 1.44 \times \pi \times 11.9 \times 2 = 107.67 \text{ m}^3$$

$$\omega_1 = 107.67 \times 2.4 = 258.4 \text{ t}$$



$$A = \pi(12.14^2 - 1.605^2) = 454.91 \text{ m}^2$$

$$V = 4.54.91 \times 0.3 = 136.47 \text{ m}^3$$

$$\omega_2 = 136.47 \times 2.4 = 327.54 \text{ t}$$

Chaflán

$$A = 0.61 \times 0.61 \times 0.5 = 0.186 \text{ m}^2$$

$$V = 0.186 \times 11.65 \times \pi \times 2 = 13.62 \text{ m}^3$$

$$\omega_3 = 13.62 \times 2.4 = 32.68 \text{ t}$$

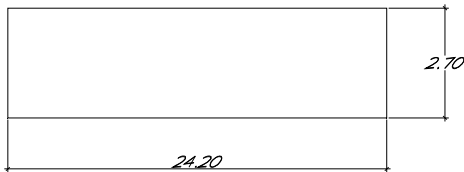
Mogote

$$\omega_4 = 0.4 \times 1.42 \times 1.8 \times 2 \times \pi \times 2.4 = 15.42 \text{ t}$$

$$\omega_5 = 1.295 \times 1.42 / 2 \times 2 \times 1.17 \times \pi \times 2.4 = 16.22 \text{ t}$$

$$\omega_6 = 0.3 \times \pi(1.895^2 - 0.305^2) \times 2.4 = 7.91 \text{ t}$$

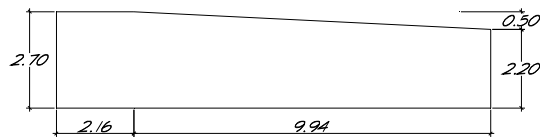
Contratraves



$$V = 24.20 \times 2.7 \times 0.4 = 26.14 \text{ m}^3$$

$$\omega_7 = 26.14 \times 2.4 = 62.73 \text{ m}^3$$

$$\omega_{7T} = 62.73 \times 4 = 250.91 \text{ t}$$

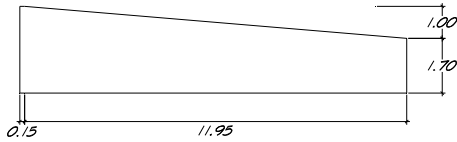


$$A = 2.70 \times 0.15 + (2.70 + 2.20) \frac{9.94}{2} = 30.19 \text{ m}^3$$

$$V_T = 30.19 \times 2 \times 0.4 = 24.15 \text{ m}^3$$

$$\omega_8 = 24.15 \times 2.4 = 57.96 \text{ t}$$

$$\omega_{8T} = 57.96 \times 4 = 231.82 \text{ t}$$



$$A = 2.70 \times 0.15 + (2.70 + 1.70) \times 1.95 / 2 = 26.70 \text{ m}^2$$

$$V_T = 26.70 \times 2 \times 0.4 = 21.36 \text{ m}^3$$

$$\omega_9 = 21.36 \times 2.4 = 51.26 \text{ t}$$

$$\omega_{9T} = 51.26 \times 4 = 205.06 \text{ t}$$

Intersecciones: $\omega_l = 36 \times 0.4 \times 0.4 \times 2.2 \times 2.4 = 30.41 \text{ t}$

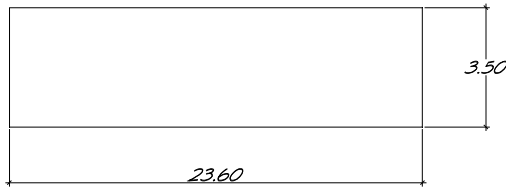
Losa horizontal

$$A = 24.202 - 12.102\pi = 125.68 \text{ m}^2$$

$$V = 125.68 \times 0.3 = 37.70 \text{ m}^3$$

$$\omega_{10} = 37.70 \times 2.4 = 90.49 \text{ t}$$

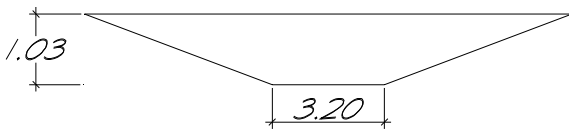
Cálculo del líquido contenido



$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 2 \frac{\pi (23.6)^2}{4} = 437.44 \text{ m}^2$$

$$V = 437.44 \times 3.5 = 1531.02 \text{ m}^3$$

Si $\delta_{\text{agua}} = 1.03 \text{ t/m}$ $\omega_{14} = 1576.97 \text{ t}$



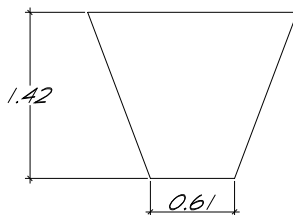
$$A_1 = 437.44 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{\pi (3.20)^2}{4} = 8.04 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{1}{3} 1.03 (437.44 + 8.04 + \sqrt{437.44 \times 8.04})$$

$$V = 173.31 \text{ m}^3$$

$$\omega_{15} = 178.51 \text{ t}$$



$$A_3 = \frac{\pi(0.61)^2}{4} = 0.29 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{1}{3} 1.42 (8.04 + .029 + \sqrt{8.04 \times 0.29})$$

$$V = 4.67 \text{ m}^3$$

$$\omega_{16} = 4.81 \text{ t}$$

$$\omega_{\text{agua}} = 1760.3 \text{ t}$$

Peso del suelo de relleno

$$A = 125.68 \text{ m}^2$$

$$V = 125.68 \times 3.40 \times 1.6$$

$$\omega_{17} = 683.70 \text{ ton}$$

Total

$$\omega_1 = 258.4 \text{ t}$$

$$\omega_2 = 327.54 \text{ t}$$

$$\omega_3 = 32.68 \text{ t}$$

$$\omega_4 = 15.42 \text{ t}$$

$$\omega_5 = 16.22 \text{ t}$$

$$\omega_6 = 7.91 \text{ t}$$

$$\omega_{7T} = 250.91 \text{ t}$$

$$\omega_{8T} = 231.82 \text{ t}$$

$$\omega_{9T} = 205.06 \text{ t}$$

$$\omega_1 = -30.41 \text{ t}$$

$$\omega_{10} = 90.49 \text{ t}$$

$$\omega_{11} = 18.30 \text{ t}$$

$$\omega_{12} = 5.76 \text{ t}$$

$$\omega_{13} = 1.92 \text{ t}$$

$$1432.02 \text{ t}$$

$$\omega_{14} = 1576.97 \text{ t}$$

$$\omega_{15} = 178.51 \text{ t}$$

$$\omega_{16} = 4.81 \text{ t}$$

$$1760.29 \text{ t}$$

$$\omega_{17} = 683.70 \text{ t}$$

Por tanto:

$\bar{x} = 3.70 \text{ m}$

$$\omega_{\text{Total}} = 3876.01 \text{ t}$$

$$\omega_{\text{Vacio}} = 2115.72 \text{ t}$$

$$\omega_{\text{Excavado}} = 2.42^2 \times 3.4 \times 1.5 +$$

$$1.5 \times 177.98 = 3253.73 \text{ t}$$

COMENTARIOS:

Para la determinación de las tensiones horizontales y momentos verticales en el muro se utilizaron nuevamente unas ayudas de diseño para tanques circulares (ref 6).

Al igual que para el diseño del reactor biológico, para este tanque también se aplicó el diseño elástico, porque inspiraba más confianza para restringir el agrietamiento como se dijo en el capítulo 4.

En la revisión por sismo de este tanque, se omitió una aceleración de la gravedad (g). Al introducirla en la fórmula, se obtienen valores demasiado grandes. Por otra lado, al aplicar el modelo del tanque se utilizó la masa total y sólo se debió considerar la masa M_1 . Tampoco se consideró que para un periodo $T=6s$, la ordenada del espectro es considerablemente menor que el valor utilizado en el diseño (0.4). Al parecer cuando se combinaron, estos errores se compensaron, con lo que se obtuvo un resultado que concordaba con lo usual, por lo que el proyectista lo juzgó aceptable. Por otro lado, existe la duda de la aplicabilidad del procedimiento para tanques con una relación de H/R pequeña.

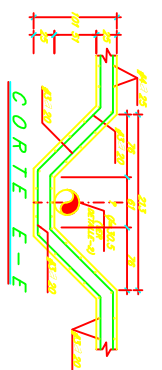
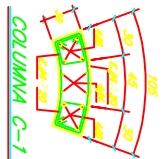
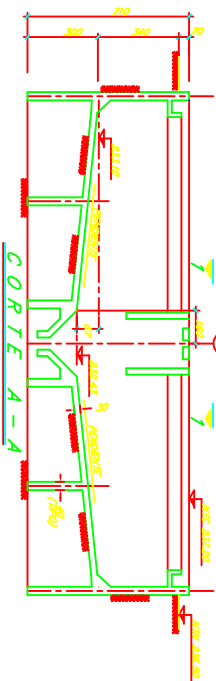
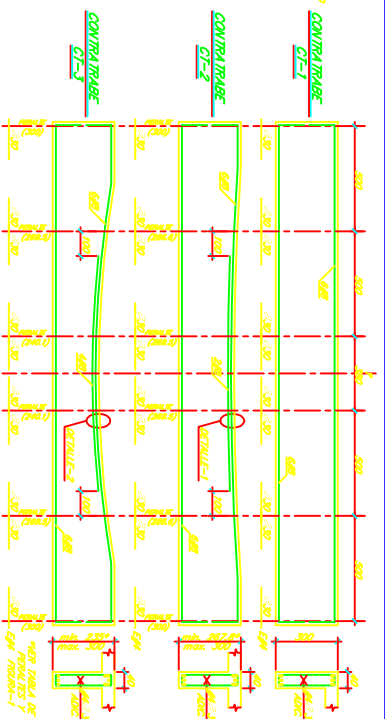
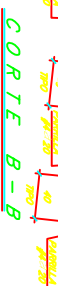
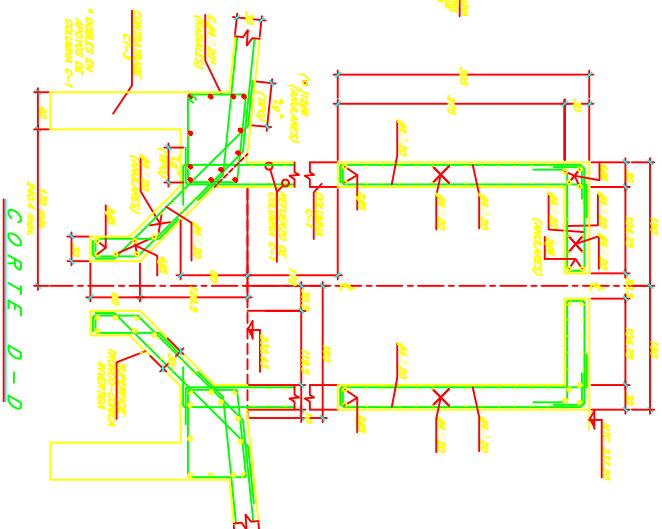
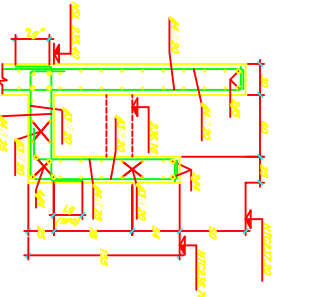
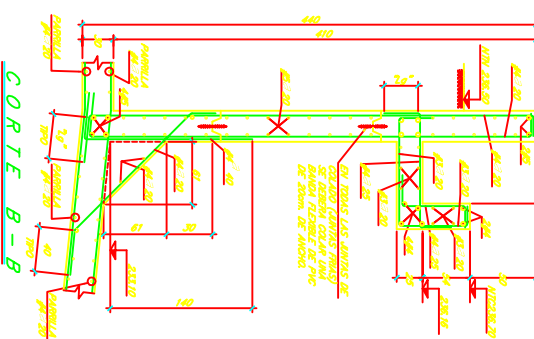
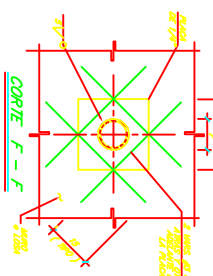
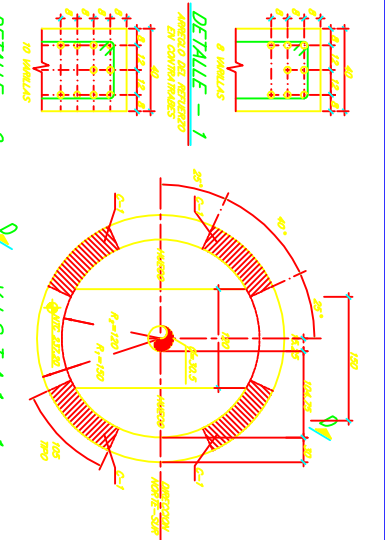
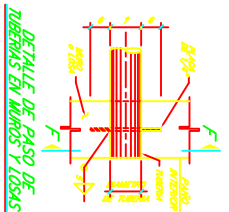
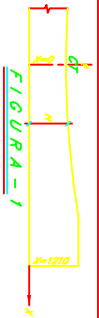
Para el diseño de la losa de fondo, se propuso el mismo espesor que la del tanque del reactor biológico. Se obtuvo el esfuerzo del suelo y se propusieron los esfuerzos del acero y del concreto. Con estos datos, obtuvieron el acero de refuerzo necesario. Ya no se calcularon las diferentes losas (de esquina, de borde e interior), debido a que como ya se había diseñado otro tanque similar y de mayores dimensiones, se supuso que la losa soportaría con mayor facilidad las cargas. Esto solo se debe hacer si el ingeniero encargado tiene buen criterio y experiencia.

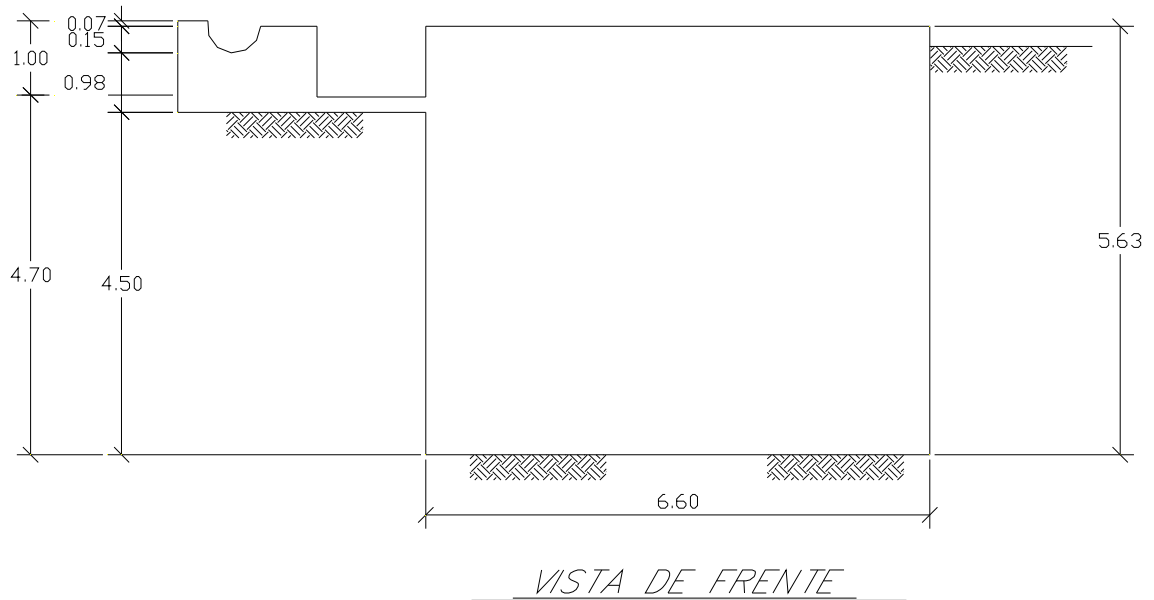
Para el cálculo de la cimentación se obtuvieron los pesos de la estructura llena para valuar la sobrecarga sobre el terreno y de la estructura vacía, para revisar el efecto de flotación.

El cálculo de la cimentación se hizo de manera semejante al del reactor biológico, pero lo interesante fue que en este caso se tenía fondo tronco-cónico, por lo que las trabes de cimentación serían de sección variable. Para estas trabes, utilizaron pura geometría tridimensional. Así, se obtuvo la ecuación del fondo tronco-cónico y con planos verticales, conocieron los puntos de intersección, y con ellos obtuvieron los diferentes peraltes de la trabe en toda su longitud. Este cálculo no se incluyó en la memoria, debido a que no pensaron que fuera algo de relevancia.

6.6 Planos estructurales

PLANTA GENERAL

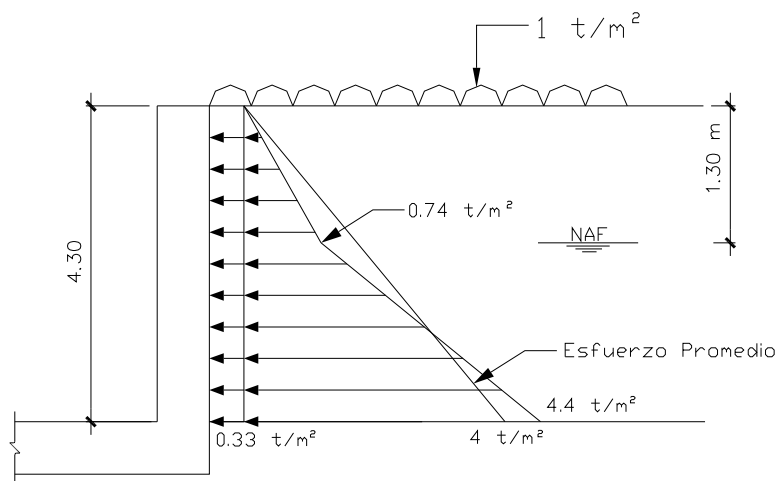
[illegible][illegible][illegible][illegible][illegible]



7.2 Diseño del muro más desfavorable

Consideraciones:

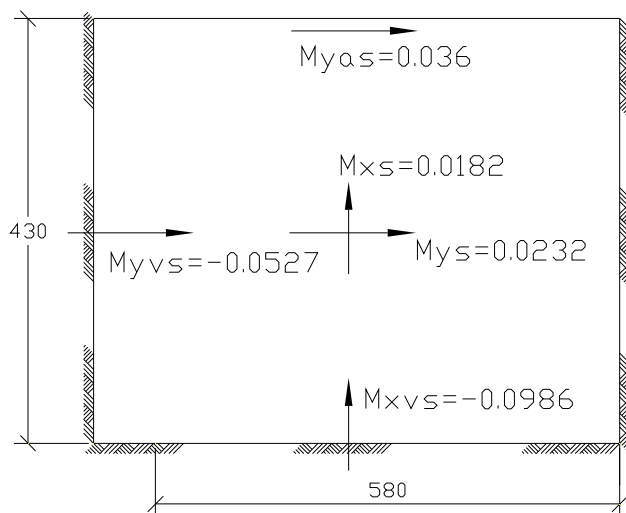
- a) Cárcamo Vacío
- b) Suelo Saturado $\delta_s = 1.7 \text{ t/m}^3$ $K_a = 1/3$
- c) Los tableros son iguales



$$P_1 = K_a \rho_v = 1/3 \delta_s \quad Z = 1/3 \times 1.7 \times 1.3 = 0.74 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = K_a (\delta_s - \delta_w) Z_2 + \delta_w Z_2 = 1/3 (0.7) 3x + 1x3 = 3.7 \text{ t/m}^2$$

$$P_n = P_1 + P_2 = 0.74 + 3.7 = 4.44 \text{ t/m}^2$$



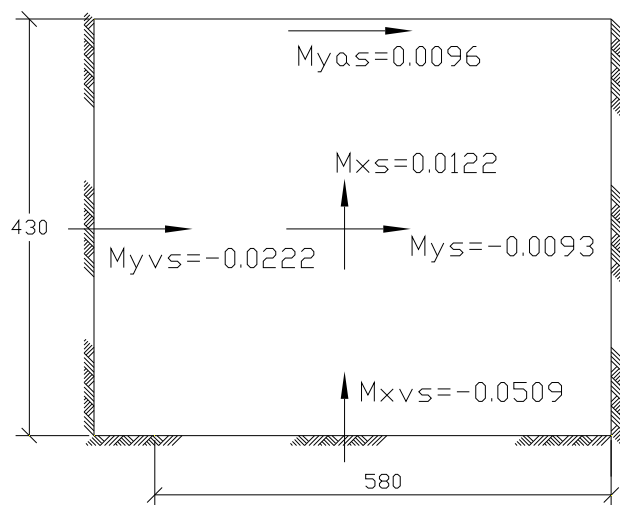
$$a = 430$$

$$b = 580$$

$$\delta = a/b \approx 0.75$$

$$\mu = 0.15$$

Ref. 1



$$\gamma = 0.75$$

$$\mu = 0.15$$

Tabla 1.92

$$M_{xs} = (0.0122 \times 0.33 + 0.0122 \times 4) 5.8^2 = 1.84 \text{ t-m}$$

$$M_{ys} = (0.0232 \times 0.33 + 0.0093 \times 4) 5.8^2 = 1.51 \text{ t-m}$$

$$M_{xvs} = (-0.0986 \times 0.33 + (-0.0509) \times 4) 5.8^2 = -7.94 \text{ t-m} \Rightarrow \text{Rige}$$

$$M_{yvs} = (-0.0527 \times 0.33 + (-0.0222) \times 4) 5.8^2 = -3.57 \text{ t-m}$$

$$M_{yas} = (0.036 \times 0.33 + 0.0096 \times 4) 5.8^2 = 1.70 \text{ t-m}$$

$$K = \frac{7.94 \times 10^5 \times 1.4}{100 \times 35^2} = 9.07 \quad \Rightarrow \rho = 0.0025 \approx \rho_{\min} = 0.0026$$

$$A_s = 0.0026 \times 100 \times 3.5 = 9.1 \text{ cm}^2$$

Se colocan #5 @ 20 (9.9 cm^2)

7.3 Diseño de losa de fondo más desfavorable

Peso de la estructura

$$(1.6 \times 3 + 5.8)0.3 + 0.6 \times 2.4 = 4.6 \text{ t}$$

$$(2 \times 6.6 + 2 \times 5.8)4.6 \times 0.4 \times 2.4 = 109.5 \text{ t}$$

Peso de bombas $\frac{16 \text{ t}}{130.1 \text{ t}}$

$$q = 130.1 / (6.6 \times 6.6) = 2.99 \text{ t/m}^2 \approx 3 \text{ t/m}^2$$

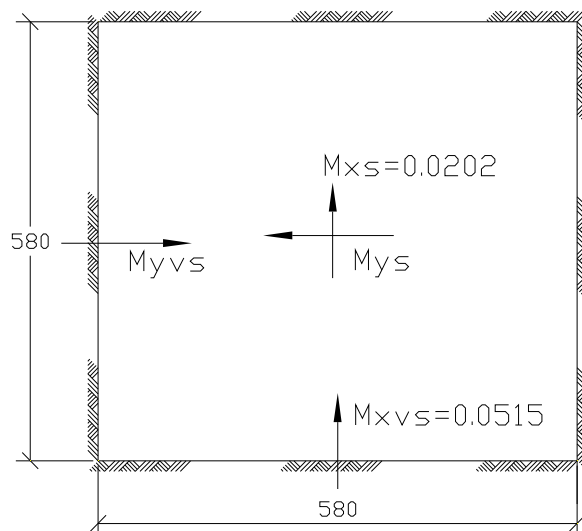
Si $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Losa de $5.8 \times 5.8 \text{ m}$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$H = 40 \text{ cm}$$



$$\mu = 0.15$$

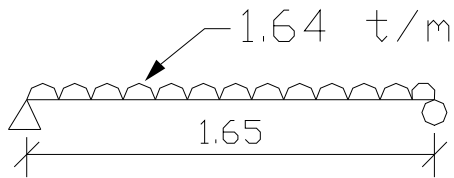
$$\gamma = \frac{a}{b} = 1$$

$$M_{xvs} = 0.0515 \times 3 \times 5.8^2 = 520 \text{ t} - \text{m}$$

$$k = \frac{5.20 \times 1.4 \times 10^5}{100 \times 35^2} = 5.94 \quad \rho = 0.0016 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\min} = 0.0026 \quad A_a = 0.0026 \times 35 \times 100 = 9.1 \text{ cm}^2 \text{ \#5 @ 20 (9.9 cm}^2\text{)}$$

7.4 Diseño de Vigas V-1



Suponiendo que tendrá una carga repartida de 2 ton.

$$\omega_{pp} = 0.3 \times 0.6 \times 2.4 = 0.43 \text{ t/m}$$

$$\omega_b = 2/1.65 = 1.21 \text{ t/m}$$

$$\omega_T = 1.64 \text{ t/m}$$

$$M_{\max} = \frac{1.64 \times 1.65^2}{8} = 0.56 \text{ t} - \text{m}$$

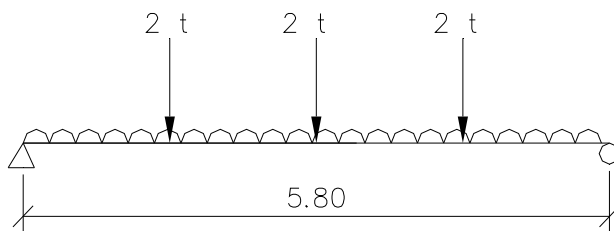
$$k = \frac{0.56 \times 1.4 \times 10^5}{30 \times 55^2} = 0.86$$

$$\text{Rige } \rho_{\min} = 0.0024$$

$$A_s = 0.0024 \times 30 \times 55 = 3.96 \text{ cm}^2$$

Se colocan 2#5 ($A_s = 3.96 \text{ cm}^2$)

7.5 Diseño de Trabe T-1



$$\omega_{pp} = 0.3 \times 0.6 \times 2.4 = 0.43 \text{ t/m}$$

$$\omega_b = 2/5.80 = 1.34 \text{ t}$$

$$\omega_T = 0.77 \text{ t}$$

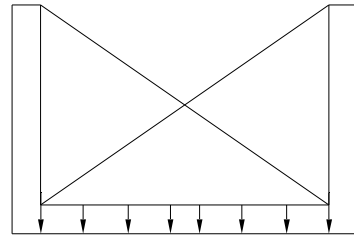
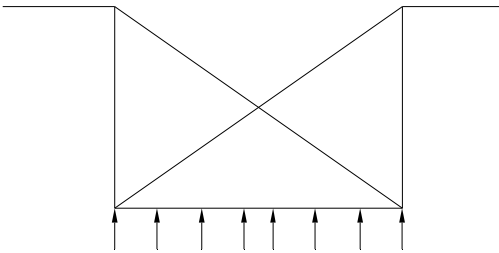
$$M_{\max} = \frac{\omega \ell^2}{8} + \frac{pL^2}{2} = \frac{0.77 \times 5.8^2}{8} + \frac{2 \times 5.8^2}{2} = 9.04 \text{ t-m}$$

$$k = \frac{9.04 \times 1.4 \times 10^5}{30 \times 55^2} = 13.95 \quad \rho = 0.00388$$

$$A_s = 0.00388 \times 30 \times 55 = 6.40 \text{ cm}^2$$

Se colocan 3#6 ($A_s = 8.55 \text{ cm}^2$)

7.6 Revisión de descarga al suelo producido por la estructura



$$q_1 = \frac{266.15}{6.6^2}$$

$$q_2 = \frac{171.9}{6.6^2}$$

Volumen de suelo desalojado

$$6.6 \times 6.6 \times 4.7 = 204.73 \text{ m}^3$$

Densidad del suelo $\delta_s = 1.3 \text{ t/m}^3$

Peso total:

$$204.73 \times 1.3 = 266.15 \text{ t}$$

Peso de la estructura

$$130.1 \text{ t}$$

$$6.6^2 \times 2.4 \times 0.4 = 41.82 \text{ t}$$

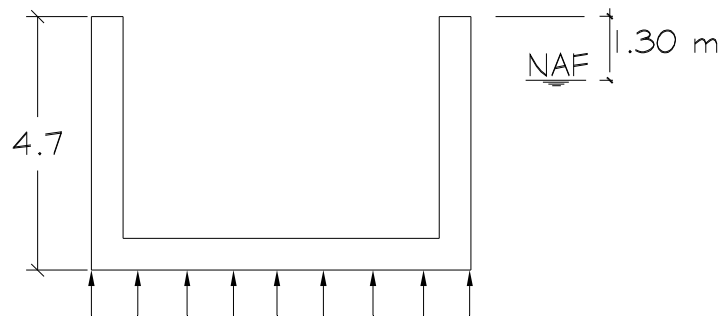
Peso total

$$130.1 + 41.8 = 171.9 \text{ t}$$

$$q_u = 6.11 \frac{t}{m^2} - 3.95 \frac{t}{m^2} = 2.16 \frac{t}{m^2} \uparrow$$

Por tanto la descarga de la estructura es menor que la reacción en el suelo.

7.7 Revisión de la Estructura con respecto a la flotación



$$\text{Subresión } q = (4.7 - 1.3) = 3.4 \frac{t}{m^2}$$

Peso de la estructura 171.9 t

$$q = 3.95 \frac{t}{m^2}$$

$$FS = \frac{3.95}{3.4} = 1.16$$

Y con este factor de seguridad nos damos cuenta que la estructura queda dentro de los límites permisibles.

COMENTARIOS:

Los muros se diseñaron como placas utilizando las ayudas de diseño (ref 1), con una relación Poisson de 0.15 que es la que aproximadamente corresponde al concreto. También se apreció que la relación altura entre longitud es muy pequeña y cuando esta es menor 0.3, los momentos de diseño no cambian significativamente en el diseño (ref 1).

Para obtener las acciones sobre el muro, se utilizó el empuje que produce el suelo hacia la estructura y se le adicionó una carga uniforme de $1 \frac{t}{m^2}$, debido a que puede haber almacenamiento de material granular, varillas u otros equipos cerca del tanque. Para valuar estos empujes, se utilizó un coeficiente de presión activa de $1/3$, debido a que la superficie del suelo es horizontal y se supuso un ángulo de fricción interna de 30° (ref 5).

Para el diseño de la losa de fondo, se propuso un peralte de 40 cm. Esto se debió para que sirviera como lastre y aumentar el peso de la estructura a fin de evitar la flotación.

Para este diseño, al igual que en el de los muros, se utilizaron las ayudas de la ref 1, ya que la losa se puede suponer como una placa. Con esto se calculó momento máximo en la losa y se obtuvo la cuantía del acero de refuerzo necesario.

Se diseñaron las vigas V-1 y las trabes T-1. Las vigas se supusieron como simplemente apoyadas en sus extremos, con la carga del peso propio más una carga de 2 t repartida uniformemente, para obtener el momento máximo y calcular el acero de refuerzo.

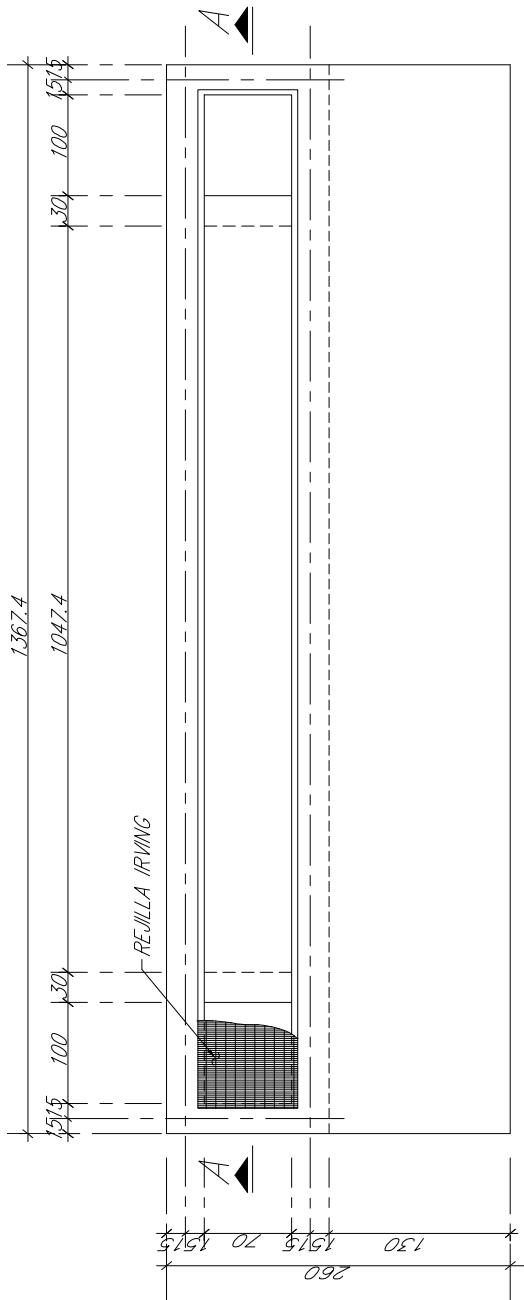
Para el cálculo del acero de la trabe, se le puso una carga de 2 t repartida uniformemente más su peso propio. También se le pusieron tres cargas puntuales que son las reacciones de las tres vigas V-1 que se apoyan sobre la trabe. Con estas cargas se obtuvo el momento máximo en la trabe y calcular el acero de refuerzo.

En este tanque también se revisó el efecto de flotación. Para ello, se obtuvo el empuje del agua (3.4 t/m^2) y se comparó con la presión que ejerce el peso del tanque vacío sobre la superficie de contacto (3.95 t/m^2), y se concluyó que no se presenta el efecto de flotación.

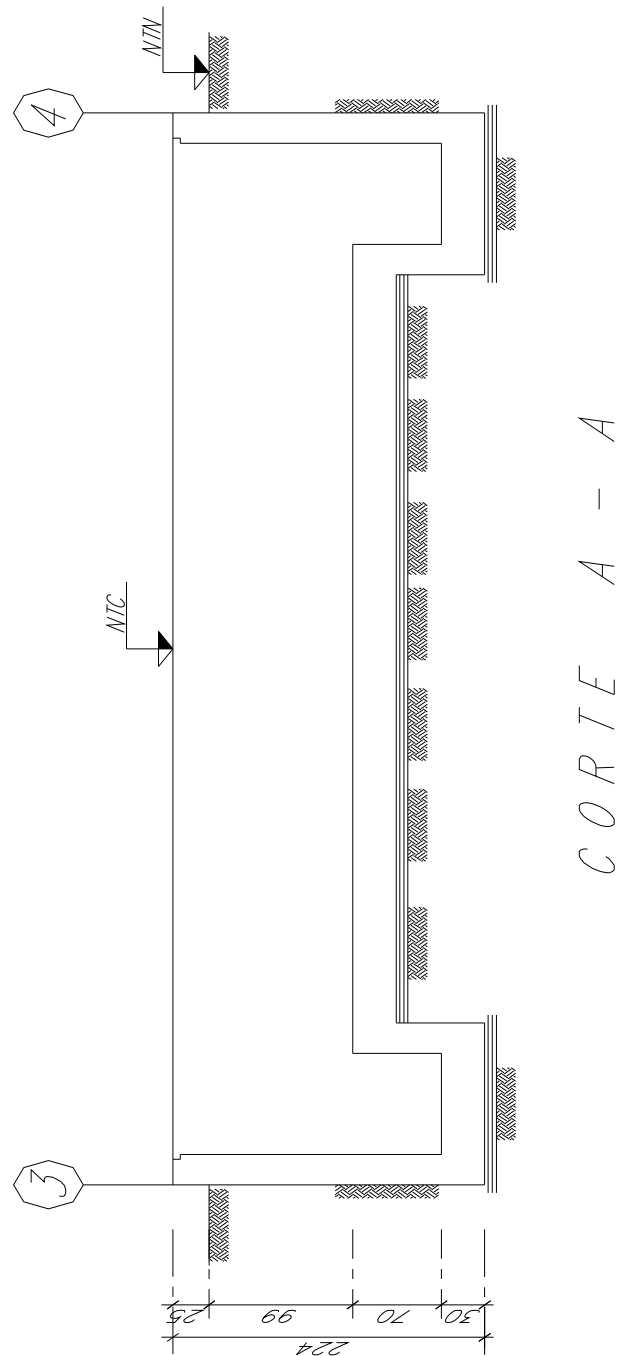
7.8 Planos estructurales

8. TANQUE DE DESINFECCIÓN ULTRAVIOLETA

8.1 Croquis y datos

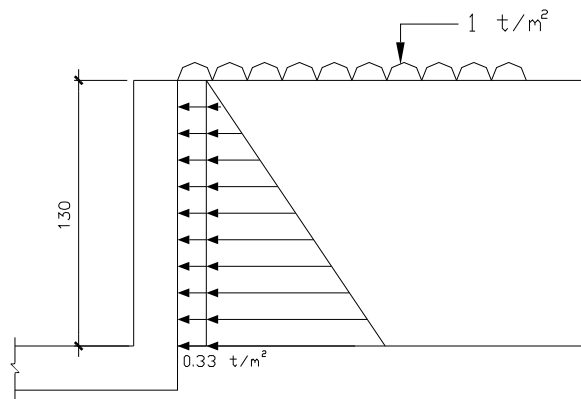


PLANTA GENERAL



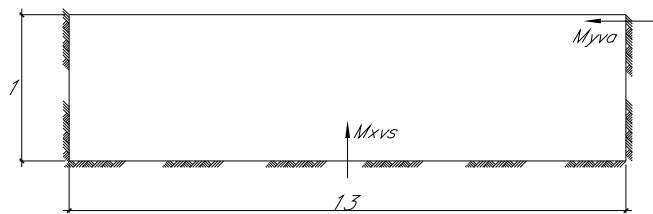
8.2 Diseño de muro más desfavorable

- a) Estructura Vacía
- b) Suelo Saturado ($\delta_s = 1.7 \text{ t/m}^3$) $K = 1/3$
- c) Tablero más desfavorable



$$P = K p_v = 1/3 \delta_s Z = 1/3 \times 1.7 \times 1 = 0.57$$

$$q = 0.33 + 0.57 = 0.9 \text{ únicamente carga triangular } q = 1$$



$$q = 1430$$

$$\delta = a/b = 1/13 = 0.1$$

$$\mu = 0.15$$

$$M_{xvs} = -0.137 \times 1 \times 1^2 = -0.137 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_{yva} = -0.0083 \times 1 \times 4^2 = -0.133 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_{\max} = 0.13 \text{ t} - \text{m}$$

$$k = \frac{0.14 \times 10^5 \times 1.4}{100 \times 25^2} = 0.31 \quad \text{Rige } p_{\min} = 0.0026$$

$$A_s = 0.0026 \times 25 \times 100 = 6.5 \text{ cm}^2$$

Se Colocan #4 @ 20 (6.35 cm²)

COMENTARIOS:

Para este tanque, solo se diseñaron los muros, debido que la losa es de geometría semejante a la de los otros tanques y la carga que soporta no es grande, además de que no presenta problema en su diseño. Por tanto, como ya se tenía el diseño de los tanques anteriores, se repitieron las cuantías de acero de refuerzo.

En el muro más desfavorable, se utilizaron nuevamente las ayudas de diseño (ref 1) para obtener los momentos en varios puntos. Con el momento máximo se obtuvo la cuantía necesaria de acero de refuerzo.

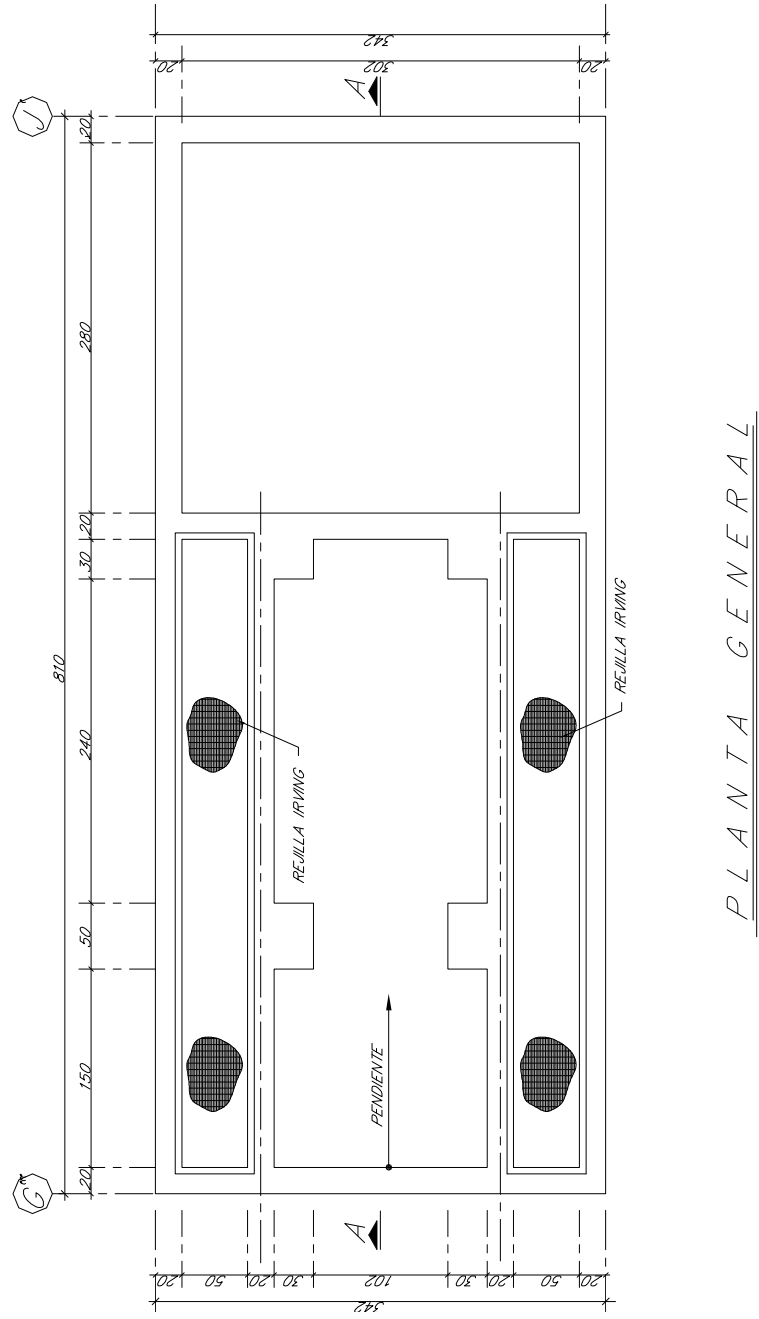
En los otros muros se puede apreciar que seguirá rigiendo el acero de refuerzo mínimo ($\rho_{\min}$), debido a que estos elementos son de dimensiones menores y deben resistir las mismas condiciones de carga.

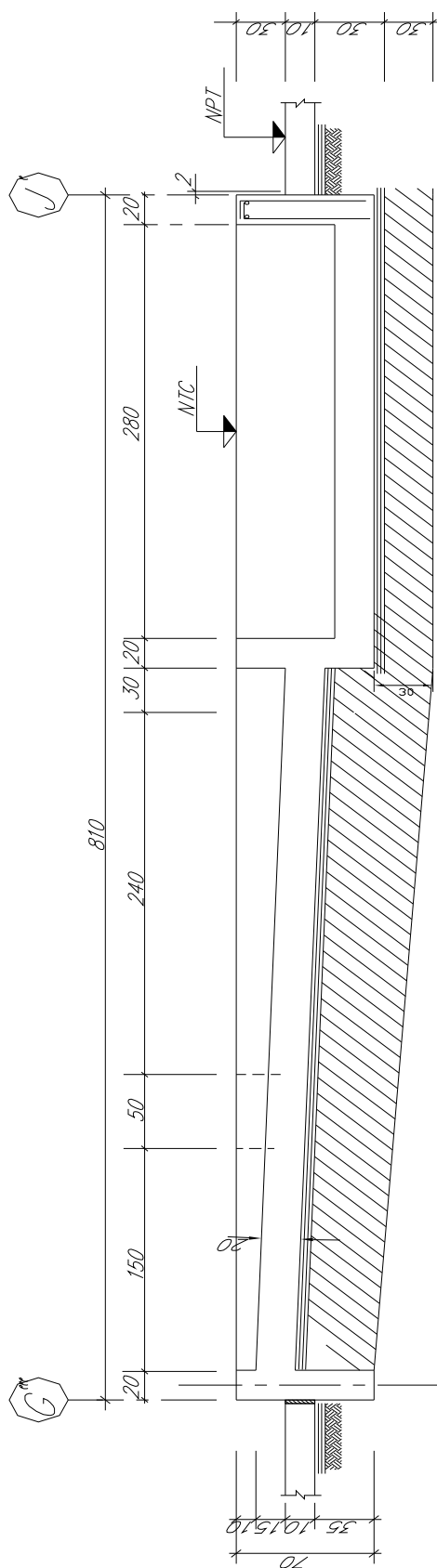
No se revisaron otras cuestiones (sismo, efecto de flotación, etc), porque para un tanque tan pequeño desplantado sobre el terreno, se sabe por experiencia del diseño de los otros tanques, que estas revisiones no son necesarias.

8.3 Planos estructurales

9. FILTRO DE LODOS

9.1 Características del tanque




$$\frac{CORTE\ A - A}{}$$

9.2 Diseño del tanque

La losa de esta estructura tiene cargas mínimas $w_T = 2 \text{ t}$

Por lo que rige el acero de refuerzo mínimo ($p_{\min}$).

Para tener en cuenta el acero por efectos de temperatura en los posibles esfuerzos de tensión con componentes en cualquier dirección, se colocan barras en dos direcciones perpendiculares en dos capas.

$$p_{\min} = 0.0026 \quad A_s = 0.0026 \times 15 \times 100 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\#3 \quad @ 20 \quad (A_s = 3.55 \text{ cm}^2)$$

COMENTARIOS:

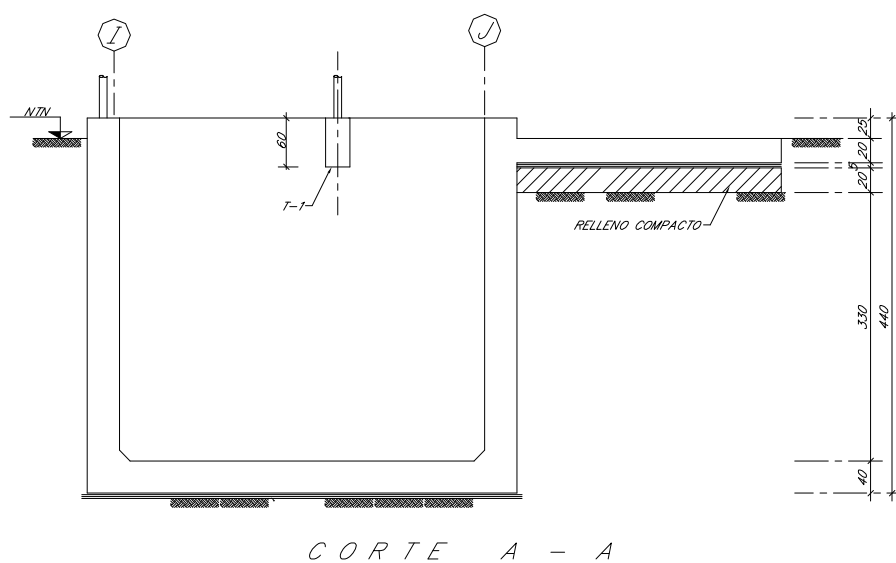
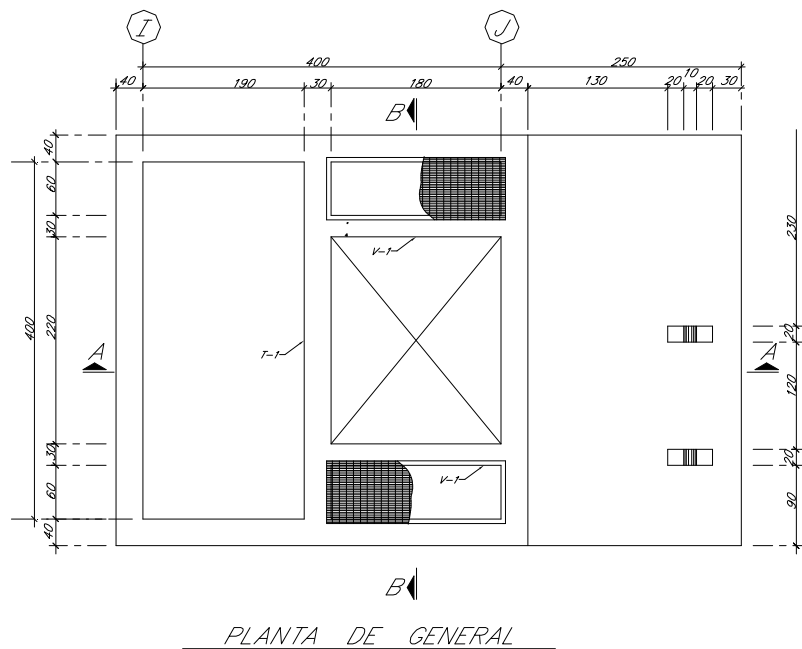
Para este tanque, sólo se hizo el diseño de la losa de fondo, debido a que por experiencia en el diseño de los otros elementos en los tanques anteriores, no tiene caso volverlos a diseñar.

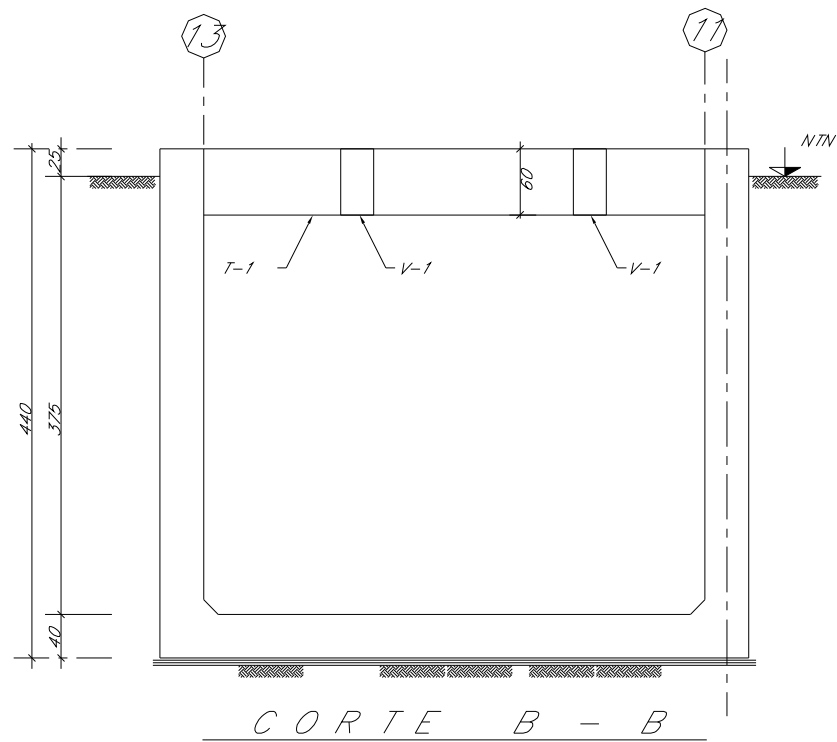
Para la losa se tuvo una carga mínima de 2 t, por lo cual se dedujo que rige el acero de refuerzo mínimo. Para que no resultara que por efecto de temperatura aumentara la cuantía de acero, se colocaron varillas en dos direcciones perpendiculares en dos capas con cuantía de acero mínimo.

9.3 Planos Estructurales

10. CÁRCAMO DE SOBRENADANTES

10.1 Croquis y datos

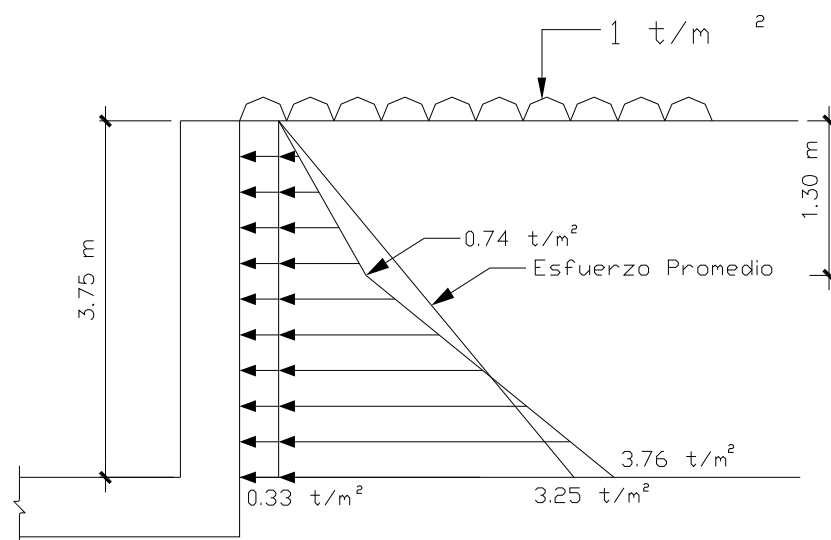




10.2 Diseño del muro más desfavorable

Consideraciones:

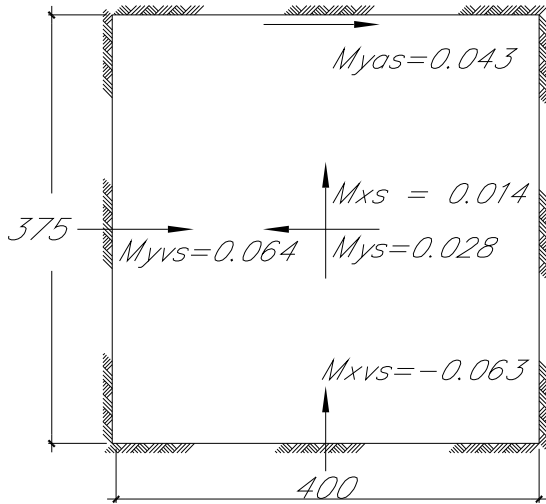
- a) Cárcamo vacío
- b) Suelo saturado ($\gamma_s = 1.7 \text{ t/m}^3$ $k_a = 1/3$)
- c) Se analiza el tablero más desfavorable



$$P_1 = K_a \rho_v = 1/3 \gamma_s \quad Z = 1/3 \times 1.7 \times 1.3 = 0.74$$

$$P_2 = K_a (\gamma_s - \gamma_w) Z_2 + \gamma_w Z_2 = 1/3 (0.7) 2.45 \times 1 + 1 \times 2.45 = 3.02$$

$$P_n = P_1 + P_2 = 0.74 + 3.02 = 3.76 \text{ t/m}^2$$



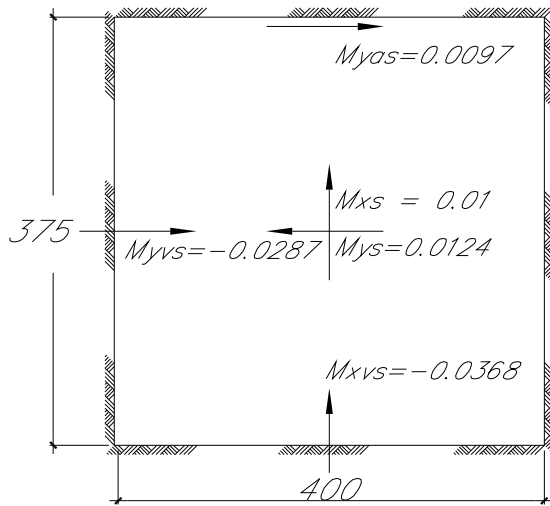
$$a = 375 \text{ cm}$$

$$b = 400 \text{ cm}$$

$$\gamma = a/b = 375/400 \approx 0.95$$

$$\mu = 0.15$$

Tabla 1.35



$$\gamma = 0.95$$

$$\mu = 0.15$$

Tabla 1.92

$$M_{xs} = (0.01 \times 3.25 + 0.014 \times 0.33) 4^2 = 0.6 \text{ t-m}$$

$$M_{ys} = (0.0124 \times 3.25 + 0.028 \times 0.33) 4^2 = 0.8 \text{ t-m}$$

$$M_{xvs} = (-0.0368 \times 3.25 - 0.063 \times 0.33) 4^2 = 2.25 \text{ t-m}$$

$$M_{yvs} = (-0.0287 \times 3.25 - 0.064 \times 0.33) 4^2 = 1.83 \text{ t-m}$$

$$M_{yas} = (0.0097 \times 3.25 + 0.043 \times 0.33) 4^2 = 0.73 \text{ t-m}$$

$$k = \frac{2.25 \times 10^5 \times 1.4}{100 \times 35^2} = 2.57 \quad \Rightarrow \text{Rige } \rho_{\min} = 0.0026$$

$$A_s = 0.0026 \times 100 \times 3.5 = 9.1 \text{ cm}^2$$

Se coloca #5 @ 20 (9.9 cm²)

10.3 Diseño de la losa de fondo

Para el diseño de la losa, primero debemos conocer el peso que soportará la misma.

Peso de la estructura

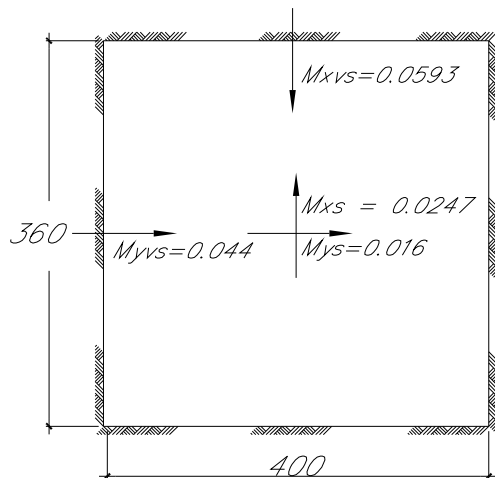
$$(1.8 \times 2 + 4.4) \times 0.3 \times 0.6 \times 2.4 = 3.46 \text{ t}$$

$$(4.8 \times 2 + 3.6 \times 2) \times 3.75 \times 0.4 \times 2.4 = 60.48 \text{ t}$$

Peso de bombas = 8 t

Peso total = 71.94 t

$$q = 71.94 / 4.8 / 4.4 = 3.4 \text{ t/m}^2$$



$$\mu = 0.15$$

$$\gamma = \frac{360}{400} = 0.9$$

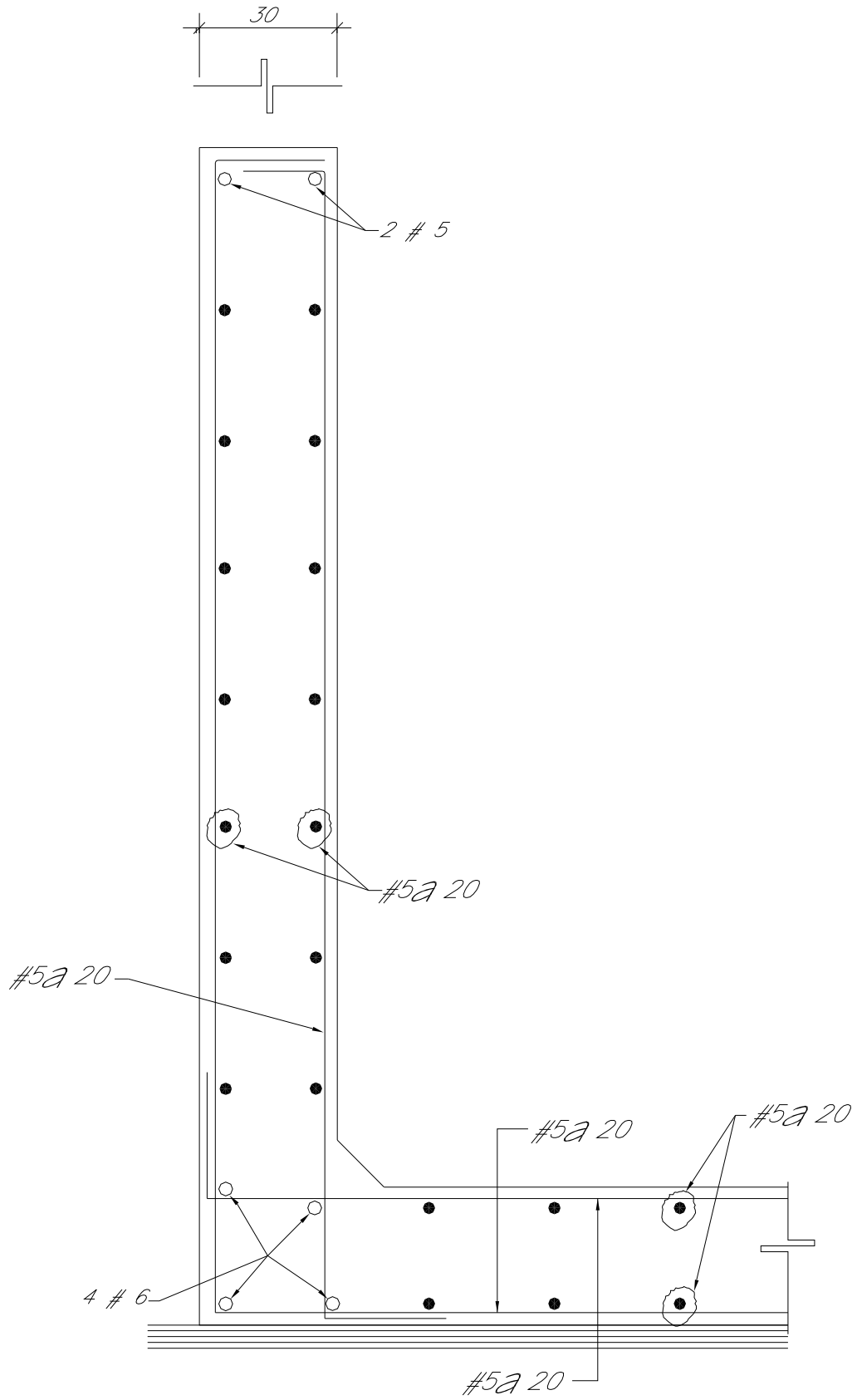
$$a = 360$$

$$b = 400$$

$$M_{xvs} = 0.0593 \times 3.4 \times 3.6^2 = 2.61 \text{ t-m}$$

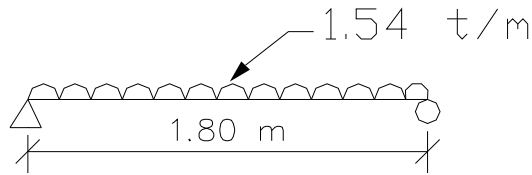
$$k = \frac{2.61 \times 1.4 \times 10^5}{100 \times 35^2} = 2.994 \quad \text{Rige} < \rho_{\min}$$

$$A_a = 0.0026 \times 35 \times 100 = 9.1 \text{ cm}^2 \quad \#5 @ 20 (9.9 \text{ cm}^2)$$



10.4 Diseño de vigas V-1

Para el diseño de este tipo de vigas, se utiliza una viga simplemente apoyada en sus extremos y se diseña con carga uniforme en toda su longitud.



$$M_{\max} = \frac{1.54 \times 1.8^2}{8} = 0.62 \text{ t-m}$$

$$k = \frac{2.62 \times 10^5 \times 1.4}{30 \times 55^2} = 0.96$$

$$\text{Rige } \rho_{\min} = 0.0024$$

$$A_a = 0.0024 \times 30 \times 55 = 3.96 \text{ cm}^2$$

Se colocan 2 #5 ($A_s = 3.96 \text{ cm}^2$)

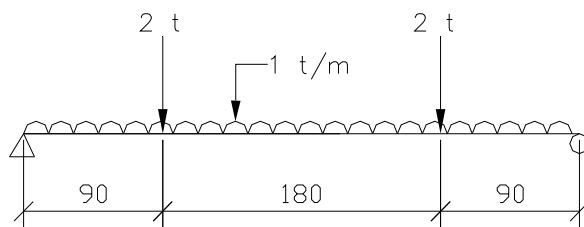
Suponiendo que tendrá una carga repartida de 2 t.

$$\omega_{pp} = 0.3 \times 0.6 \times 2.4 = 0.43 \text{ t/m}$$

$$\omega_b = 2/1.8 = 1.1 \text{ t/m}$$

$$\omega_T = 1.54 \text{ t/m}$$

10.5 Diseño de trabes T-1



$$\omega_{pp} = 0.43 \text{ t/m}$$

$$\omega_b = 2/2.36 = 0.55 \text{ t/m}$$

$$\omega_T = 1 \text{ t/m}$$

$$M_{\max} = \frac{\omega \ell^2}{8} + \frac{pL}{2} - \frac{pL}{4} = \frac{\omega \ell^2}{8} + \frac{pL}{4}$$

$$M_{\max} = \frac{1 \times 3.6^2}{8} + \frac{2 \times 3.6}{4} = 3.42 \text{ t-m}$$

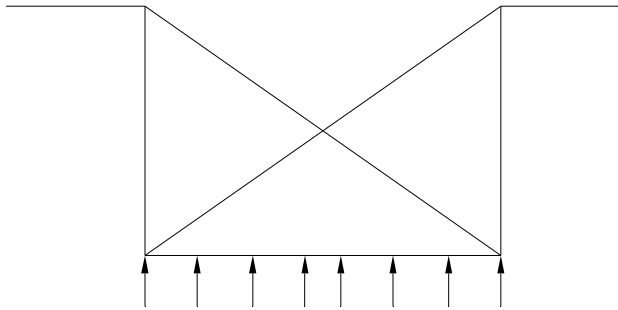
$$k = \frac{3.42 \times 1.4 \times 10^5}{30 \times 55^2} = 5.28 \quad \rho = 0.0015 < \rho_{\min}$$

$$\rho_{\min} = 0.0026 \quad A_a = 0.0026 \times 30 \times 55 = 4.3 \text{ cm}^2$$

Se colocan 3#6 ($A_s = 8.55 \text{ cm}^2$)

10.6 Revisión de descarga al suelo producida por la estructura

Este cálculo nos dará la información necesaria para conocer la carga que le estamos poniendo a suelo y si esta es mayor o menor que el suelo extraído.



$$q_1 = \frac{113.94}{4.4 \times 4.8} = 5.4$$

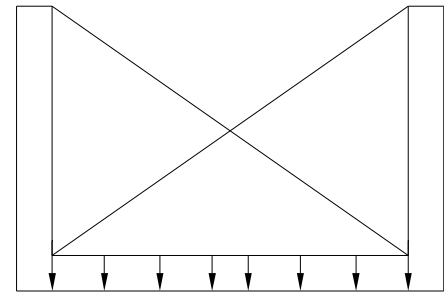
Volumen de suelo desalojado

$$4.4 \times 4.8 \times 4.15 = 87.65 \text{ m}^3$$

densidad del suelo $\gamma_s = 1.3 \text{ ton/m}^3$

Peso total

$$87.65 \times 1.3 = 113.94 \text{ ton}$$



$$q_2 = \frac{92.2}{4.4 \times 4.8} = 4.37$$

Peso de la estructura

$$71.94 \text{ ton}$$

$$4.4 \times 4.8 \times 0.4 \times 2.4 = 20.3 \text{ ton}$$

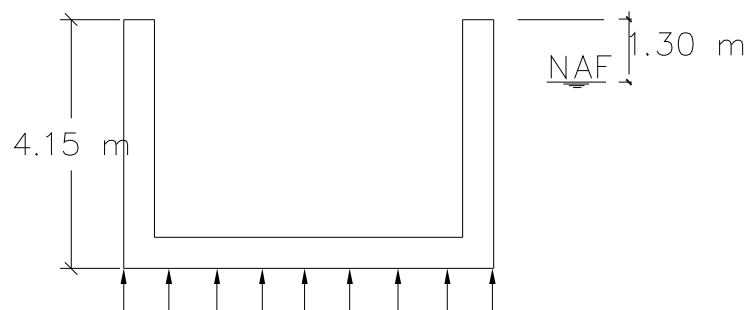
Peso total

$$71.94 + 20.3 = 92.2 \text{ ton}$$

$$q\eta = 5.4 - 4.37 = 1.03 \text{ t/m}^2$$

10.7 Revisión de la estructura con respecto a la flotación

Con el análisis anterior debemos de corroborar que la estructura no sea de menor peso que el extraído, porque esto nos puede presentar problemas de que la estructura emerja.



$$\text{Subresión } q = (4.15 - 1.3) = 2.85 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Peso de la estructura } 92.2 \text{ t}$$

$$q_2 = 4.37$$

$$F_s = \frac{4.37}{2.85} = 1.53$$

COMENTARIOS:

El método para el diseño de este tanque es el mismo que el utilizado para el cárcamo de alimentación a filtros (capítulo 7).

Los muros se diseñaron como placas utilizando las ayudas de diseño (ref 1) y se tomaron las mismas consideraciones que en el capítulo 7.

Para el diseño de la losa de fondo, se propuso un peralte de 40 cm y se obtuvo el peso de la estructura. A este peso, se le añadieron 8 t debido al peso de las bombas. Los 40 cm del peralte de la losa, pueden servir como lastre en algunos casos para que la estructura sea más pesada. Para este diseño, al igual que los muros, se utilizaron las ayudas de diseño (ref 1) ya que la losa se puede suponer como una placa. Con esto se calculó momento máximo en la losa y se obtuvo la cuantía del acero de refuerzo necesario.

Se diseñaron las vigas V-1 y las trabes T-1 (fig. de la sección 10.1). Las vigas V-1 se supusieron como simplemente apoyadas en sus extremos, con una carga viva de 2 t repartida uniformemente sobre la viga más su peso propio, para obtener el momento máximo y calcular el acero de refuerzo a flexión.

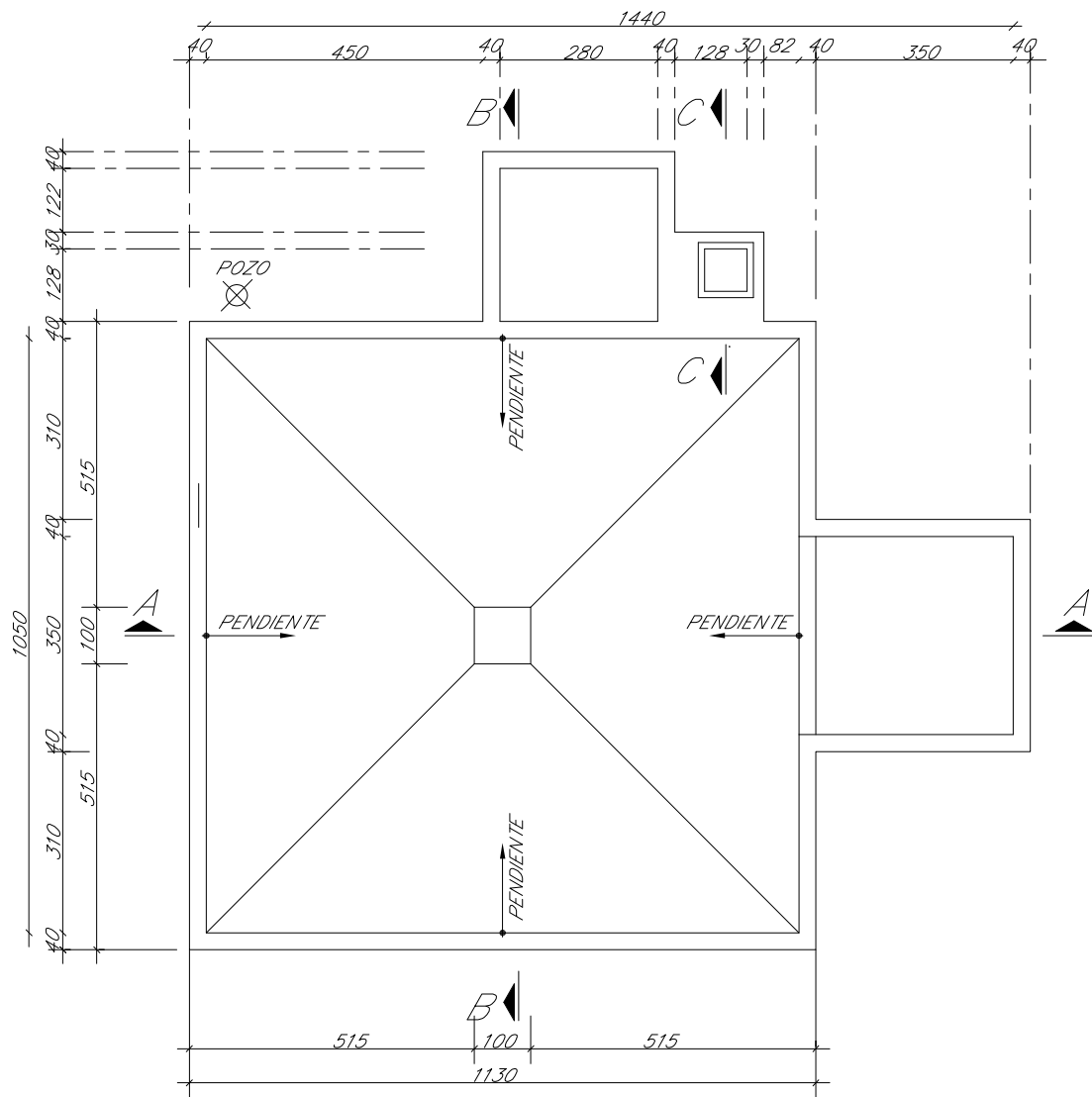
Para el cálculo del acero de la trabe T-1, se le puso una carga viva de 2 t repartida uniformemente más el peso propio. Se pusieron dos cargas puntuales en donde se soportan las vigas V-1 sobre la trabe. Con estas cargas se obtuvo el momento máximo en la trabe y se calculó el acero de refuerzo.

Para revisar el efecto de flotación del tanque, se obtuvo el empuje del agua (2.85 t/m^2) y se comparó con la presión que ejerce el peso del tanque sobre la superficie de contacto (4.37 t/m^2). Se obtuvo un factor de seguridad de 1.53, resultado de dividir la carga que produce el peso de la estructura entre la presión hidrostática que produce el agua del subsuelo, factor que el diseñador juzgó adecuado.

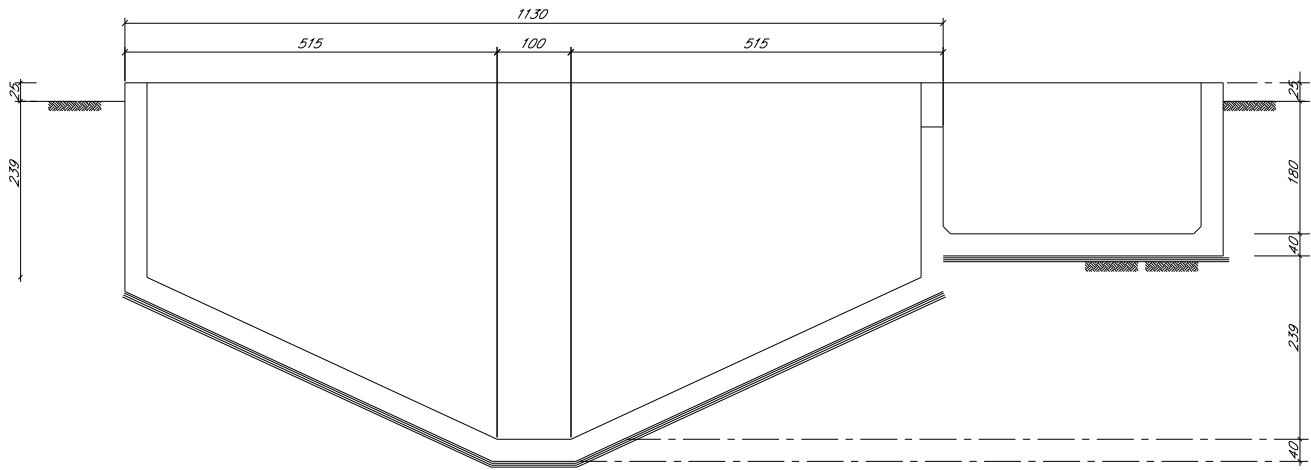
10.8 Planos Estructurales

11. TANQUE DE ESTABILIZACIÓN DE LODOS

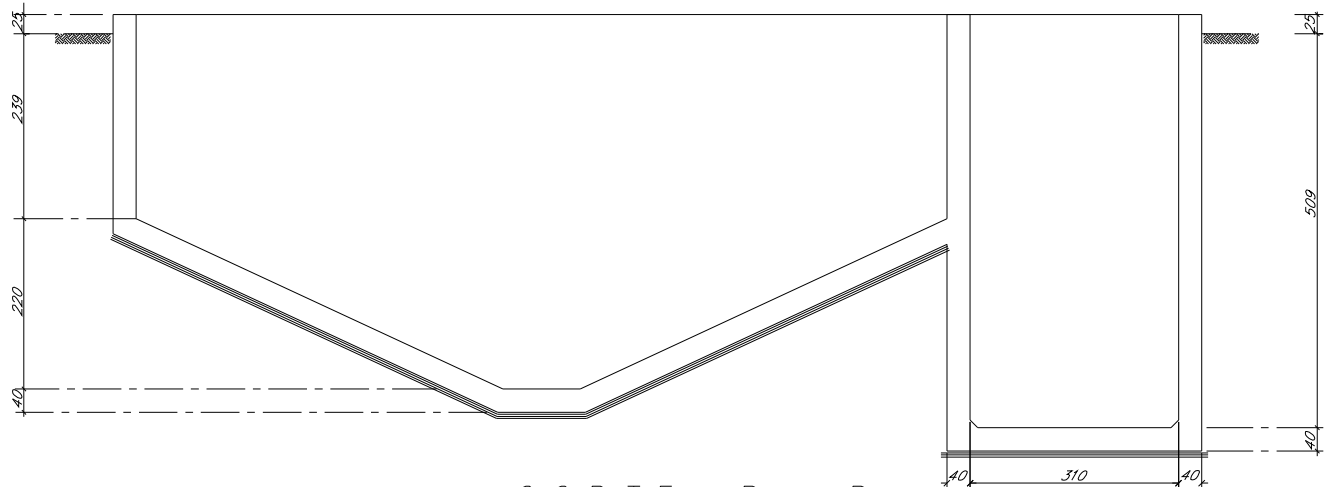
11.1 Croquis y datos



PLANTA GENERAL



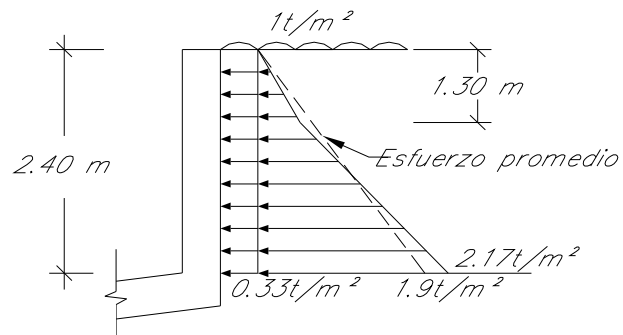
CORTE A - A



CORTE B - B

11.2 Diseño de los muros más desfavorables

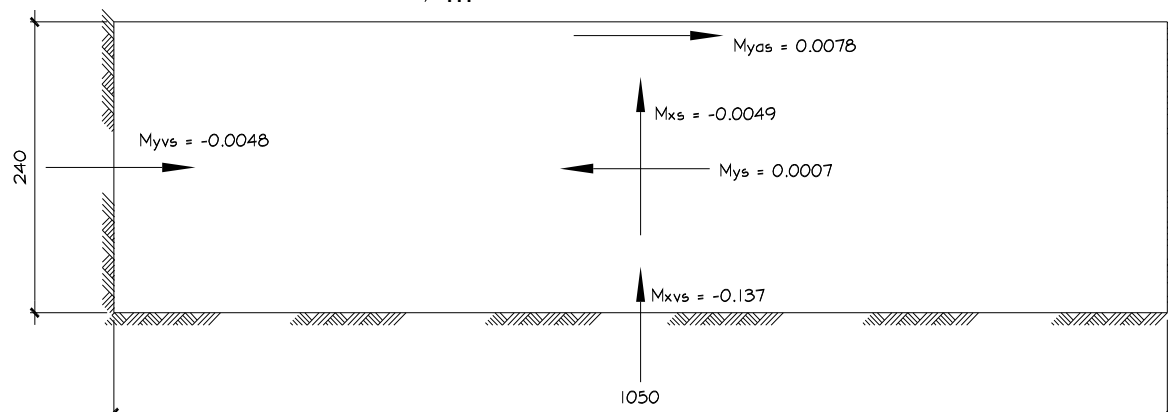
Muro de 2.4 m x 10.5 m



$$P_1 = K_a p_v = 1/3 \gamma_s \quad Z = 1/3 \times 1.7 \times 1.3 = 0.74 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = K_a (\gamma_s - \gamma_w) Z_2 + \gamma_w Z_2 = 1/3 (0.7) 1.1 + 1.1 = 3.36 \text{ t/m}^2$$

$$P_n = P_1 + P_2 = 0.74 + 1.36 = 2.1 \text{ t/m}^2$$



$$a = 240$$

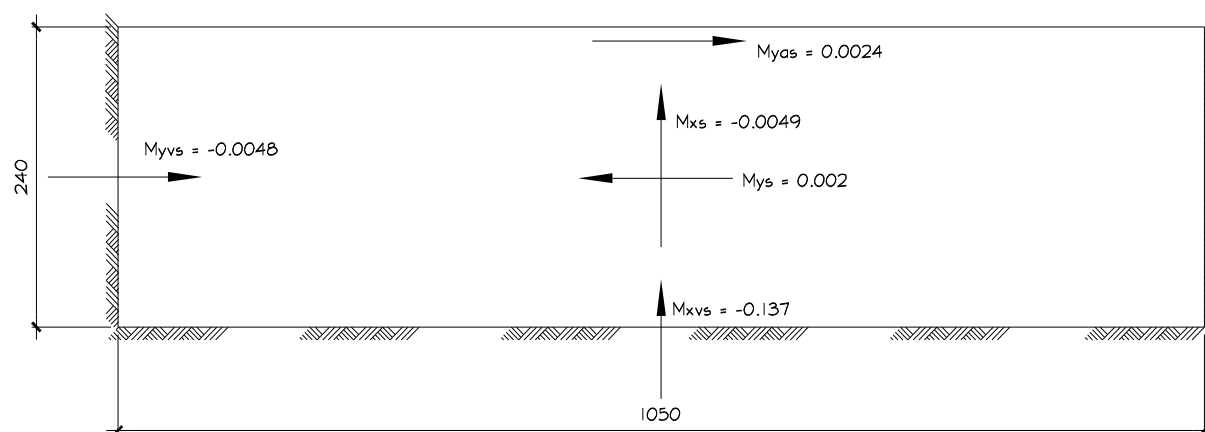
$$b = 105.0$$

$$\gamma = a/b \approx 0.3$$

$$\mu = 0.15$$

Tabla 1.35

$$q = 0.33 \text{ t/m}^2$$



$$\gamma = 0.3$$

$$\mu = 0.15$$

Tabla 1.92

$$q = 1.9 \text{ t/m}^2$$

$$M_{XS} = (-0.049 \times 0.33 - 0.009 \times 1.9) 2.4^2 = -0.2 \text{ t-m}$$

$$M_{XVS} = (-0.3833 \times 0.33 - 0.137 \times 1.9) 2.4^2 = -2.2 \text{ t-m} \Rightarrow \text{Rige}$$

$$M_{YS} = (0.002 \times 0.33 + 0.0007 \times 1.9) 10.5^2 = 0.2 \text{ t-m}$$

$$M_{yAS} = (0.0078 \times 0.33 + 0.0024 \times 1.9) 10.5^2 = 0.8 \text{ t-m}$$

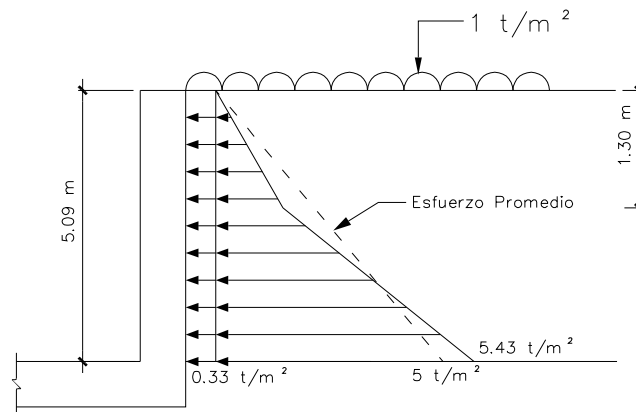
$$M_{yaS} = (-0.0131 \times 0.33 - 0.0048 \times 1.9) 10.5^2 = 1.5 \text{ t-m}$$

$$k = \frac{1.4 \times 2.2 \times 10^5}{100 \times 25^2} = 5 \Rightarrow \text{Rige } \rho_{\min} = 0.0026$$

$$A_S = 0.0026 \times 25 \times 100 = 6.5 \text{ cm}^2$$

Se colocan #4 @ 20 ($A_S = 6.35 \text{ cm}^2$)

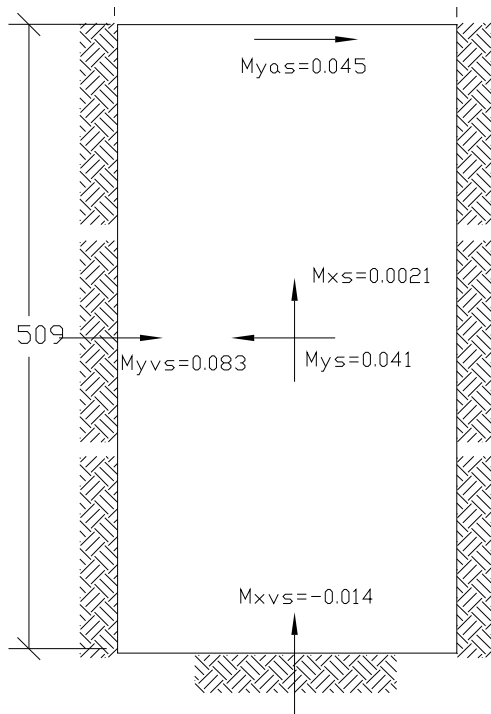
Muro de $5.09 \times 2.80 \text{ m}$



$$P_1 = 0.74 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = K_a (\gamma_s - \gamma_w) Z_2 + \delta_w Z_2 = 1/3 (0.7) 3.8 + 1 \times 3.8 = 4.69 \text{ t/m}^2$$

$$P_u = P_1 + P_2 = 0.74 + 4.69 = 5.43 \text{ t/m}^2$$



$$a = 509$$

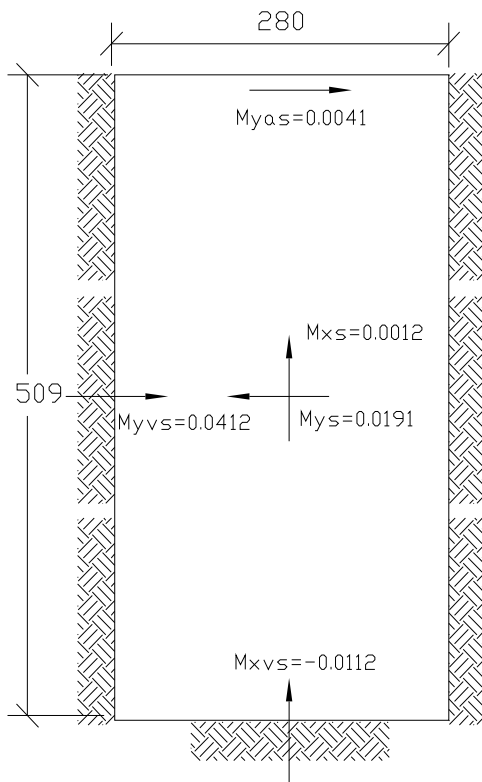
$$b = 280$$

$$\gamma = \frac{a}{b} \approx 2$$

$$\mu = 0.15$$

Tabla 1.35

$$q = 0.33 \text{ t/m}^2$$



$$\gamma = 2$$

Tabla 1.92

$$q = 5 \text{ t/m}^2$$

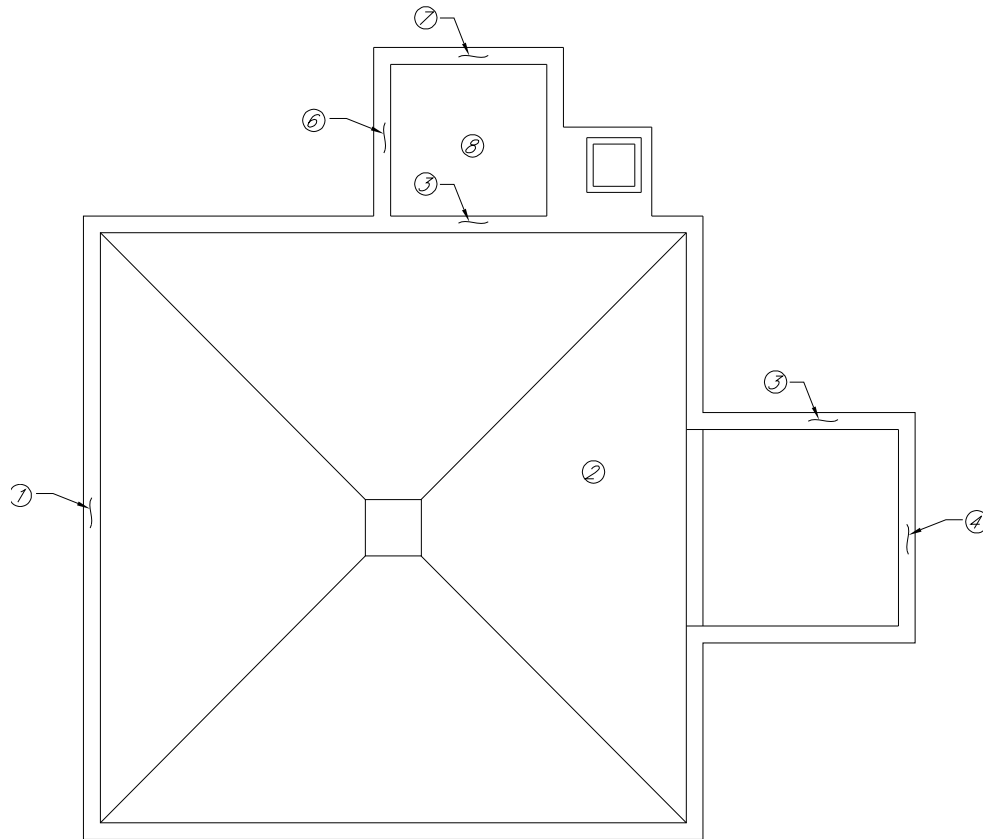
$$k = \frac{1.4 \times 1.83 \times 10^5}{100 \times 25^2} = 4.1 \quad \text{Rige } p_{\min} = 0.0026$$

$$A_s = 0.0026 \times 25 \times 100 = 6.5 \text{ cm}^2$$

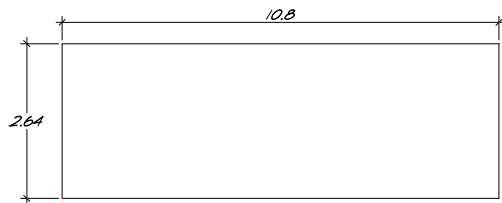
Se colocan #4 @ 20 ($A_s = 6.35 \text{ cm}^2$)

11.3 Cálculo del centro de gravedad de la estructura

Este cálculo nos dice que tanta excentricidad tendrá la estructura, comparando el centroide de la estructura con el centroide de la sección excavada.

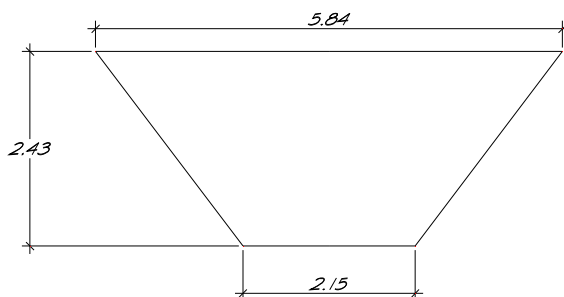


Muro perimetral 1

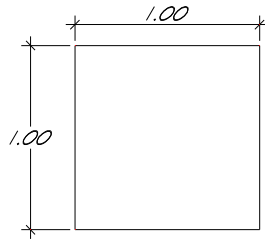


$$\omega_1 = 2.64 \times 10.8 \times 0.3 \times 2.4 \times 4 = 82.11 \text{ t}$$

Losa de fondo 2



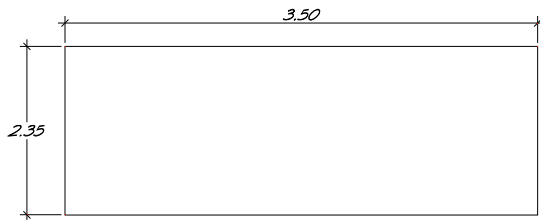
$$\omega_2 = \frac{(1 + 10.5) \times 5.23}{2} \times 0.3 \times 2.4 \times 4 = 86.61 \text{ t}$$



$$\omega_3 = 1 \times 1 \times 0.3 \times 2.4 = 0.72 \text{ t}$$

Elemento unido 1:

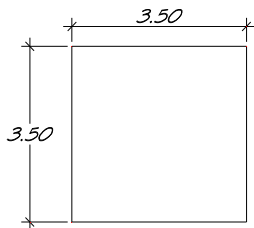
Muro perimetral 3



$$\omega_4 = 2.35 \times 3.50 \times 0.3 \times 2.4 \times 2 = 11.84 \text{ t}$$

$$\omega_{4_1} = \frac{11.84}{2} + 0.6 \times 0.3 \times 2.35 \times 2.4 = 6.94 \text{ t}$$

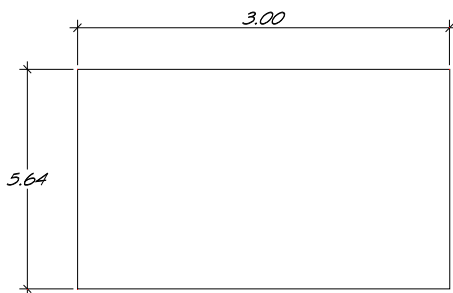
Losa 5



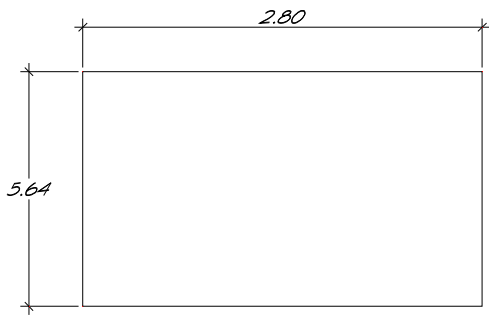
$$\omega_5 = 3.5 \times 3.5 \times 0.3 \times 2.4 = 8.82 \text{ t}$$

Elemento unido 2:

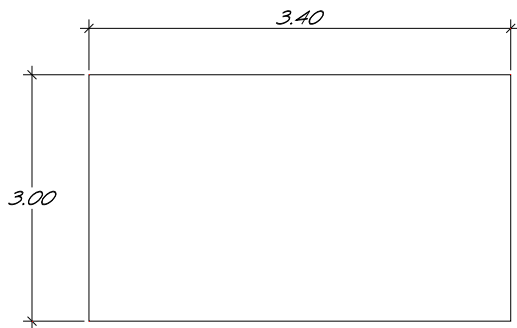
Muro perimetral 6



$$\omega_6 = 3 \times 5.64 \times 0.3 \times 2.4 \times 2 = 24.36 \text{ t}$$

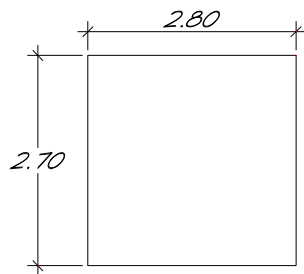


$$\omega_7 = 2.8 \times 5.64 \times 0.3 \times 2.4 = 11.37 \text{ t}$$



$$\omega_8 = 3.4 \times 3.0 \times 0.3 \times 2.4 = 7.34 \text{ t}$$

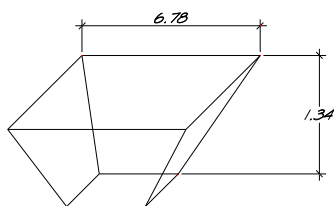
Losa



$$\omega_9 = 2.80 \times 2.70 \times 0.3 \times 2.4 = 5.44 \text{ t}$$

Peso del agua:

- Con el nivel mínimo de agua



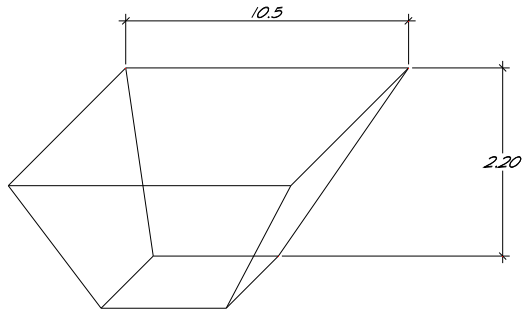
$$h = 1.34 + 0.23 = 1.57$$

$$V = \frac{1}{3}(6.78)^2 \times 1.57 - \frac{1}{3}(1)^2(0.23)$$

$$V = 23.98 \text{ m}^3$$

$$\omega_{10} = 23.98 \times 1.03 = 24.70 \text{ t}$$

- Con el nivel máximo de agua

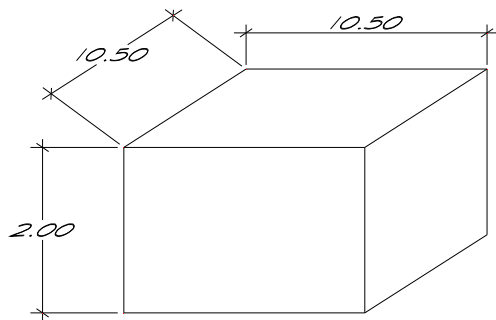


$$h = 2.2 + 0.23$$

$$V = \frac{1}{3}(10.5)^2 \times 2.43 - \frac{0.23}{3} = 89.23 \text{ m}^3$$

$$\omega_{11} = 89.23 \times 1.03 = 91.91 \text{ t}$$

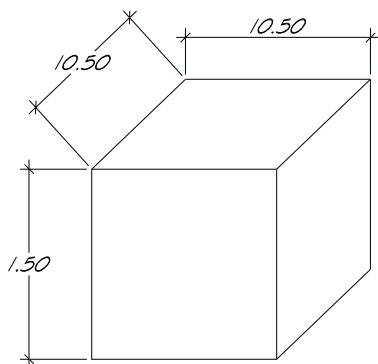
Peso de agua:



$$V = 10.50 \times 10.50 \times 2 = 220.5 \text{ m}^3$$

$$\omega_{12} = 220.5 \times 1.03 = 227.12 \text{ t}$$

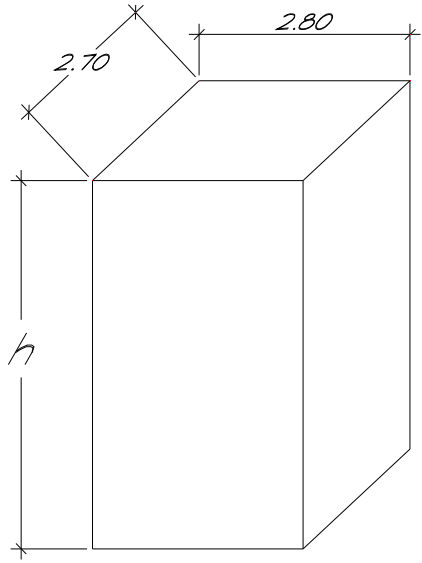
Deposito unido 1



$$V = 3.5 \times 3.50 \times 1.50 = 18.38 \text{ t}$$

$$\omega_{12} = 18.38 \times 1.03 = 18.93 \text{ t}$$

Deposito unido 2



$$h_{\min} = 1.84 \text{ m} \quad h_{\max} = 4.69 \text{ m}$$

$$V_1 = 2.7 \times 2.8 \times 1.84 = 13.91 \text{ m}^3$$

$$\omega_{14} = 14.33 \text{ t}$$

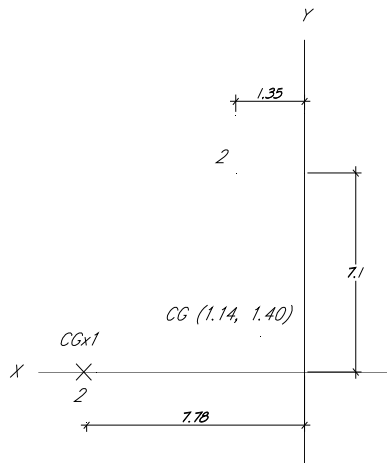
$$V_2 = 2.7 \times 2.8 \times 4.69 = 35.46 \text{ m}^3$$

$$\omega_{15} = 36.52 \text{ t}$$

- Coordenadas del centro de gravedad cuando el depósito esta vacío.

Vacio

$$\omega_{T1} = 245.55 \text{ t}$$



$$\frac{13.91 \times 1.5 - 7.34 \times 1.5}{24.36 + 11.37 + 7.34 + 5.44} = 0.2$$

$$CG_{y2} = 6.9 + 0.2 = 7.1$$

$$\frac{6.94 \times 1.9}{11.84 + 6.94 + 8.82} = 0.48$$

$$CG_{x1} = 7.30 + 0.48 = 7.78$$

$$CG_x \frac{48.51 \times 1.35 + 27.6 \times 7.78}{245.55}$$

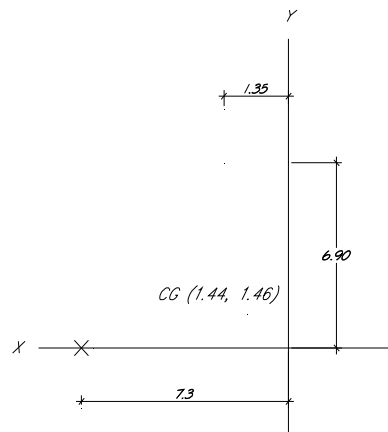
$$CG_x = 1.14 \text{ m}$$

$$CG_y \frac{48.51 \times 7.1}{245.55} = 1.40 \text{ m}$$

- Coordenadas del centro de gravedad cuando el depósito tiene el volumen de agua mínimo.

Vacio

$$\omega_{T2} = 303.51 \text{ t}$$



$$CG_x = \frac{1.14 \times 245.55 + 18.93 \times 7.3 + 14.33 \times 1.35}{278.81 + 24.70}$$

$$CG_x = 1.44 \text{ m}$$

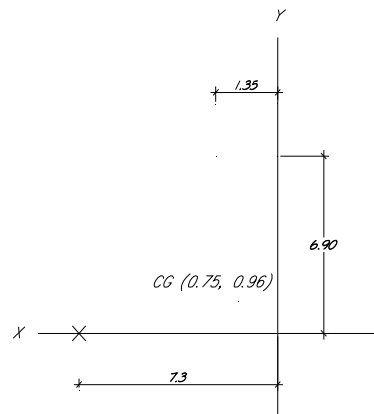
$$CG_y = \frac{1.4 \times 245.5 + 14.33 \times 6.90}{278.81 + 24.70} = 1.40 \text{ m}$$

$$CG_y = 1.46 \text{ m}$$

- Coordenadas del centro de gravedad cuando el depósito está lleno.

Máximo

$$\omega_{T3} = 620.3 \text{ t}$$



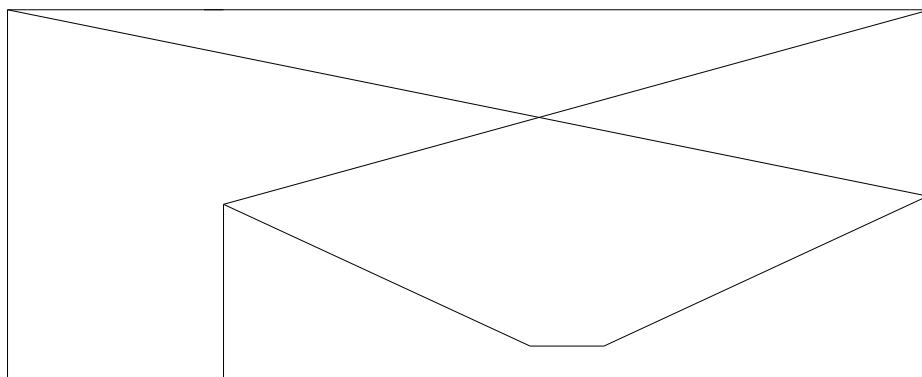
$$CG_x = \frac{1.14 \times 245.55 + 18.93 \times 7.3 + 36.52 \times 1.35}{620.03}$$

$$CG_x = 0.75 \text{ m}$$

$$CG_y = \frac{1.4 \times 245.5 + 36.52 \times 6.90}{620.03}$$

$$CG_y = 0.96 \text{ m}$$

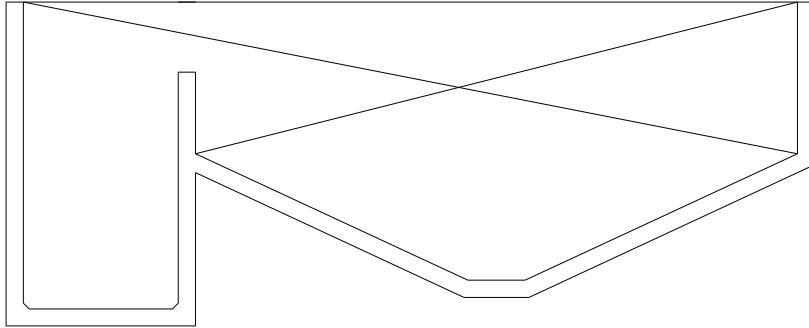
11.4 Revisión de descarga al suelo producido por la estructura



Volumen de suelo desalojado 516.54 m^3

Peso total $516.54 \times 1.3 = 671.5 \text{ t}$

$$q_1 = \frac{671.5}{149} = 4.51 \uparrow$$



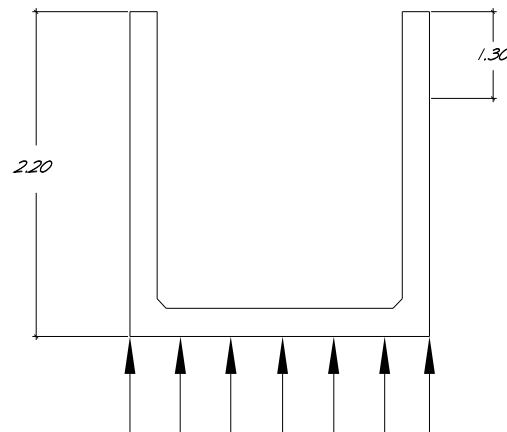
Peso de la estructura = 245.55

$$q_2 = \frac{245.55}{149} = 1.65 \downarrow$$

$$q_n = 4.51 - 1.65 = 2.86 \text{ ton} \uparrow$$

11.5 Revisión de la estructura con respecto a la flotación

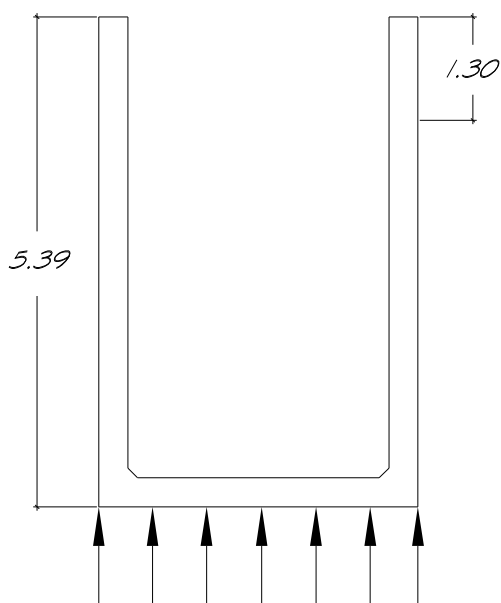
Elemento 1



Subpresión $q = (2.2 - 1.3) = 0.9 \text{ t/m}^2$

Area 15.58 m^2 $P_1 = 0.9 \times 15.58 = 14.02 \text{ t}$

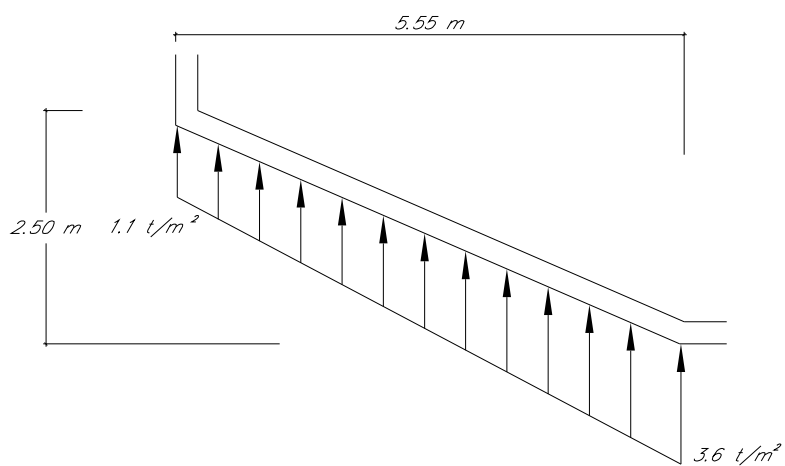
Elemento 2



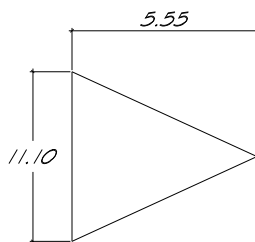
Subpresión $q = (5.39 - 1.3) = 4.09 \text{ t/m}^2$

Area 10.2m^2 $P_2 = 4.09 \times 10.2 = 41.72 \text{ t}$

Elemento 3



Elemento 4



$$\text{Área } 30.8m^2$$

$$p_{\text{repartida}} = 1.1 \times 30.8 = 33.88 \text{ t}$$

$$p_{\text{variable}} = 30.8 \times (3.06 - 1.1) / 3 = 20.12 \text{ t}$$

Carga total que produce la subpresión.

$$p_1 = 14.02 \text{ t}$$

$$p_2 = 41.72 \text{ t}$$

$$4p_R = 135.52 \text{ t}$$

$$4p_V = 80.48 \text{ t}$$

$$p_T = 271.74 \text{ t} \uparrow$$

Peso de la estructura.

$$p_E = 245.55 \downarrow$$

$$F_s = \frac{245.55}{271.74} = 0.9$$

Si e =espesor de los muros y losas = 0.4 m

Peso de la estructura

$$245.55 \times 0.4 / 0.3 = 327.4 \text{ t}$$

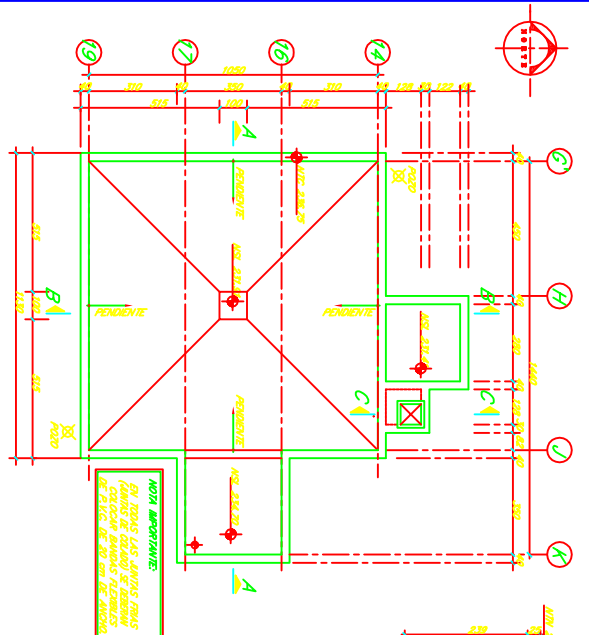
$$FS = \frac{327.4}{271.74} = 1.2 = FS \quad \text{Por tanto, el espesor se acepta.}$$

COMENTARIOS:

Para el diseño de los muros perimetrales del tanque, se volvieron a utilizar las ayudas de diseño (ref 1). En este caso se diseñaron varios muros debido a que su geometría variaba y no se tenía la certeza de cual sería el diseño que se podía emplear para todos los muros.

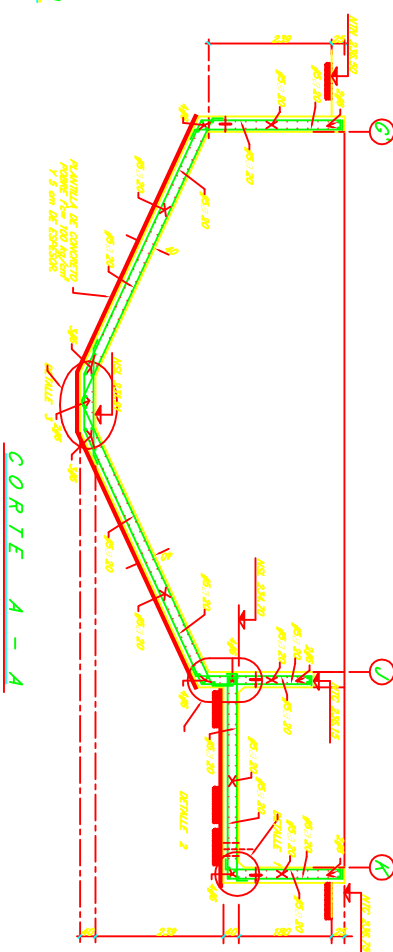
Se calcularon los centros de gravedad del tanque para diferentes condiciones, y así conocer si este presentaría excentricidades grandes con respecto al centro de gravedad de la excavación. Las posiciones de esos puntos no difirieron mucho, lo cual nos indica que la estructura no tendrá problemas cuando se encuentre a tanque vacío, con nivel de agua mínimo, y lleno.

11.6 Planos Estructurales

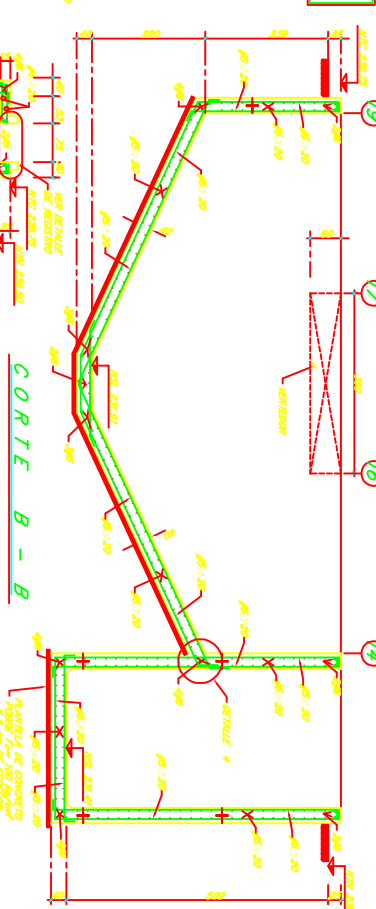


PLANTA GENERAL

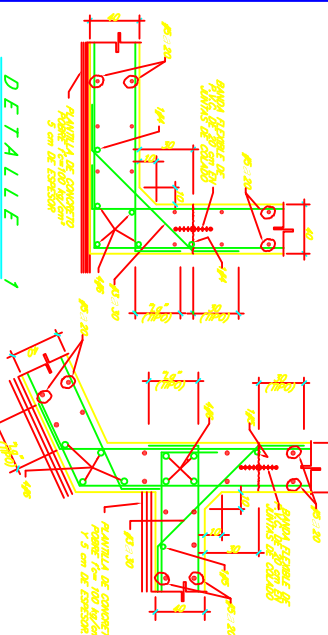
NOTA IMPORTANTE:
EN TODAS LAS JUNTAS TRANS-
VERSALES DE COLUMNOS Y BEAMAS
DEBEN USARSE 20 cm DE ANCHO
DE PISO DE 30 cm DE ESPESOR.



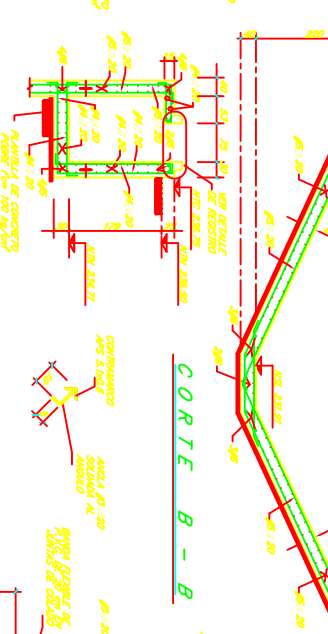
CORTE A - A



CORTE B - B



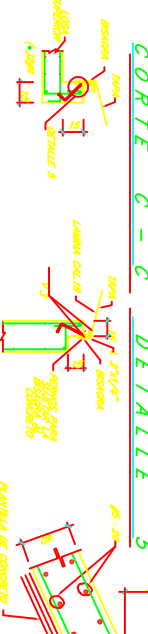
DETALLE 1



DETALLE 2



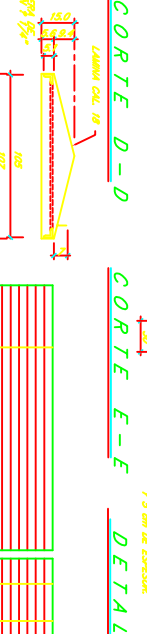
DETALLE 3



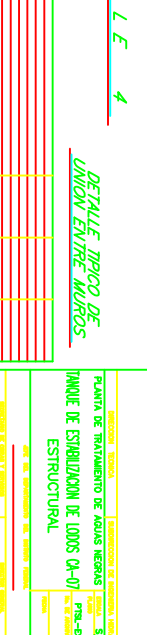
DETALLE 4



DETALLE 5



DETALLE 6



DETALLE 7

TAPA DE REGISTRO

CORTE D-D

CORTE E-E

DETALLE 8

DETALLE 9

DETALLE 10

DETALLE 11

DETALLE 12

DETALLE 13

DETALLE 14

DETALLE 15

DETALLE 16

DETALLE 17

DETALLE 18

DETALLE 19

DETALLE 20

DETALLE 21

DETALLE 22

DETALLE 23

DETALLE 24

DETALLE 25

DETALLE 26

DETALLE 27

DETALLE 28

DETALLE 29

DETALLE 30

DETALLE 31

DETALLE 32

DETALLE 33

DETALLE 34

DETALLE 35

DETALLE 36

DETALLE 37

DETALLE 38

DETALLE 39

DETALLE 40

DETALLE 41

DETALLE 42

DETALLE 43

DETALLE 44

DETALLE 45

DETALLE 46

DETALLE 47

DETALLE 48

DETALLE 49

DETALLE 50

DETALLE 51

DETALLE 52

DETALLE 53

DETALLE 54

DETALLE 55

DETALLE 56

DETALLE 57

DETALLE 58

DETALLE 59

DETALLE 60

DETALLE 61

DETALLE 62

DETALLE 63

DETALLE 64

DETALLE 65

DETALLE 66

DETALLE 67

DETALLE 68

DETALLE 69

DETALLE 70

DETALLE 71

DETALLE 72

DETALLE 73

DETALLE 74

DETALLE 75

DETALLE 76

DETALLE 77

DETALLE 78

DETALLE 79

DETALLE 80

DETALLE 81

DETALLE 82

DETALLE 83

DETALLE 84

DETALLE 85

DETALLE 86

DETALLE 87

DETALLE 88

DETALLE 89

DETALLE 90

DETALLE 91

DETALLE 92

DETALLE 93

DETALLE 94

DETALLE 95

DETALLE 96

DETALLE 97

DETALLE 98

DETALLE 99

DETALLE 100

DETALLE 101

DETALLE 102

DETALLE 103

DETALLE 104

DETALLE 105

DETALLE 106

DETALLE 107

DETALLE 108

DETALLE 109

DETALLE 110

DETALLE 111

DETALLE 112

DETALLE 113

DETALLE 114

DETALLE 115

DETALLE 116

DETALLE 117

DETALLE 118

DETALLE 119

DETALLE 120

DETALLE 121

DETALLE 122

DETALLE 123

DETALLE 124

DETALLE 125

DETALLE 126

DETALLE 127

DETALLE 128

DETALLE 129

DETALLE 130

DETALLE 131

DETALLE 132

DETALLE 133

DETALLE 134

DETALLE 135

DETALLE 136

DETALLE 137

DETALLE 138

DETALLE 139

DETALLE 140

DETALLE 141

DETALLE 142

DETALLE 143

DETALLE 144

DETALLE 145

DETALLE 146

DETALLE 147

DETALLE 148

DETALLE 149

DETALLE 150

DETALLE 151

DETALLE 152

DETALLE 153

DETALLE 154

DETALLE 155

DETALLE 156

DETALLE 157

DETALLE 158

DETALLE 159

DETALLE 160

DETALLE 161

DETALLE 162

DETALLE 163

DETALLE 164

DETALLE 165

DETALLE 166

DETALLE 167

DETALLE 168

DETALLE 169

DETALLE 170

DETALLE 171

DETALLE 172

DETALLE 173

DETALLE 174

DETALLE 175

DETALLE 176

DETALLE 177

DETALLE 178

DETALLE 179

DETALLE 180

DETALLE 181

DETALLE 182

DETALLE 183

DETALLE 184

DETALLE 185

DETALLE 186

DETALLE 187

DETALLE 188

DETALLE 189

DETALLE 190

DETALLE 191

DETALLE 192

DETALLE 193

DETALLE 194

DETALLE 195

DETALLE 196

DETALLE 197

DETALLE 198

DETALLE 199

DETALLE 200

DETALLE 201

DETALLE 202

DETALLE 203

DETALLE 204

DETALLE 205

DETALLE 206

DETALLE 207

DETALLE 208

DETALLE 209

DETALLE 210

DETALLE 211

DETALLE 212

DETALLE 213

DETALLE 214

DETALLE 215

DETALLE 216

DETALLE 217

DETALLE 218

DETALLE 219

DETALLE 220

DETALLE 221

DETALLE 222

DETALLE 223

DETALLE 224

DETALLE 225

DETALLE 226

DETALLE 227

DETALLE 228

DETALLE 229

DETALLE 230

DETALLE 231

DETALLE 232

DETALLE 233

DETALLE 234

DETALLE 235

DETALLE 236

DETALLE 237

DETALLE 238

DETALLE 239

DETALLE 240

DETALLE 241

DETALLE 242

DETALLE 243

DETALLE 244

DETALLE 245

DETALLE 246

DETALLE 247

DETALLE 248

DETALLE 249

DETALLE 250

DETALLE 251

DETALLE 252

DETALLE 253

DETALLE 254

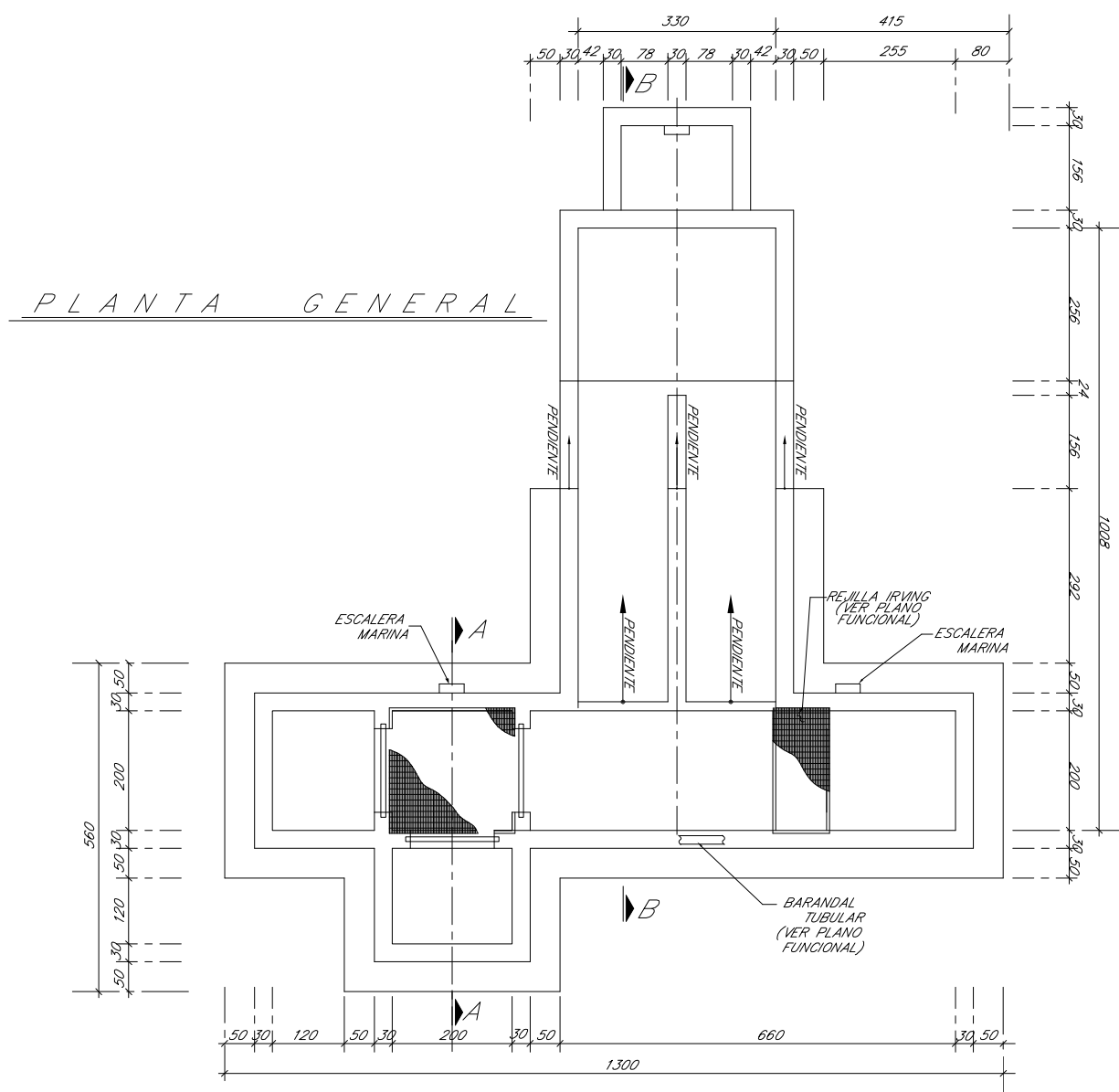
DETALLE 255

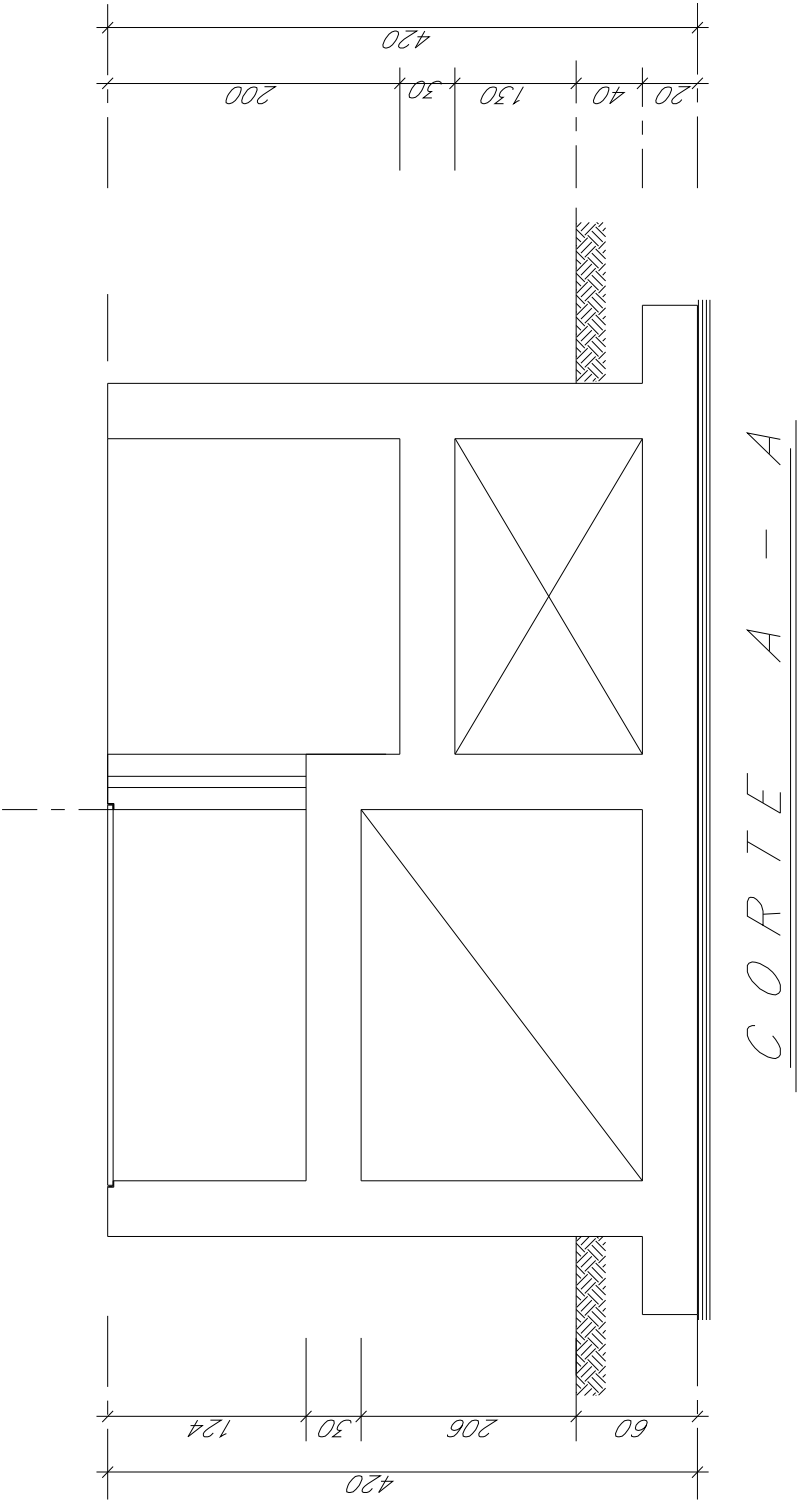
DETALLE 256

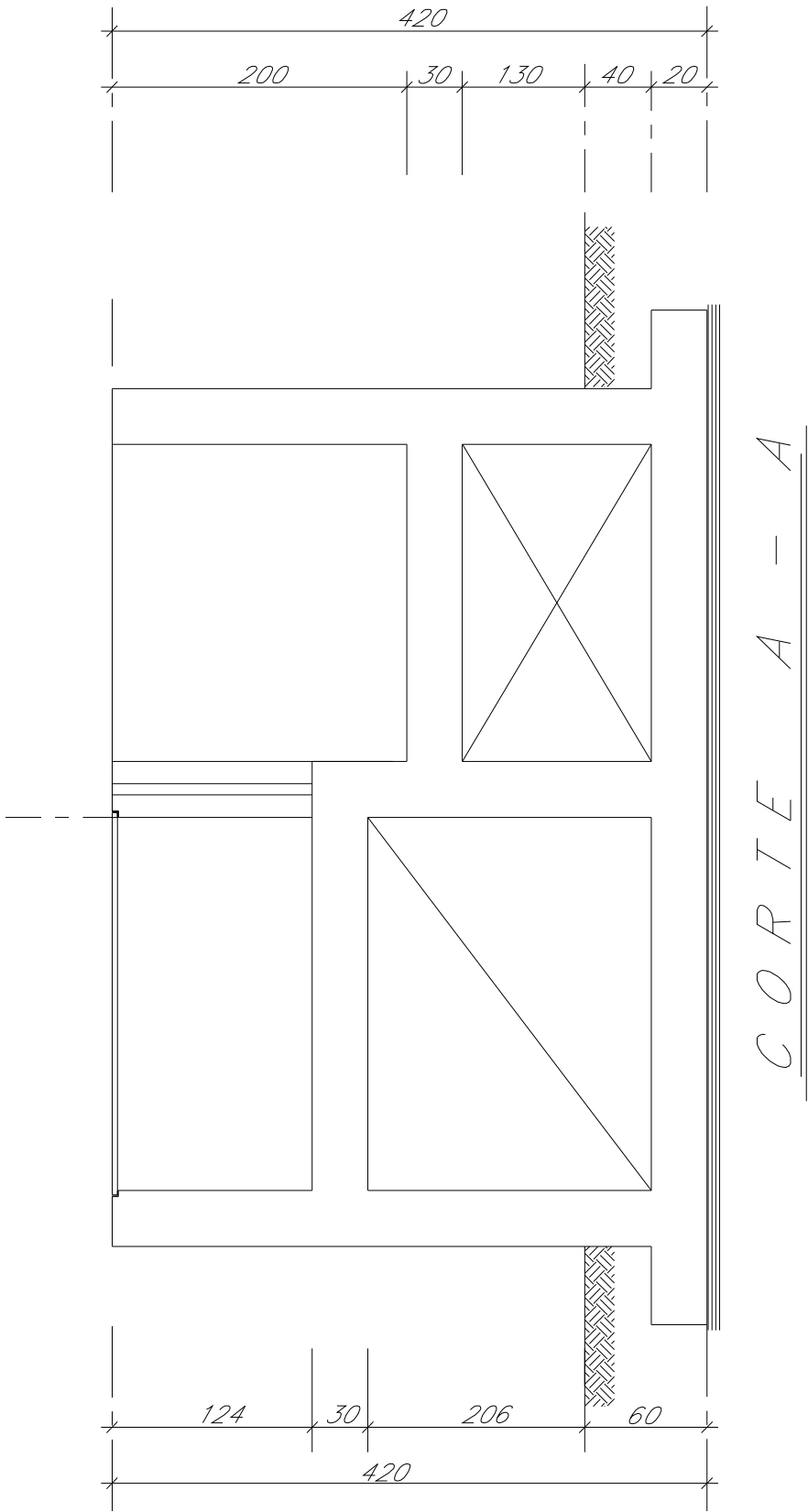
DETALLE 257

12. CÁRCAMO DE RECIRCULACIÓN DE LODOS

12.1 Croquis





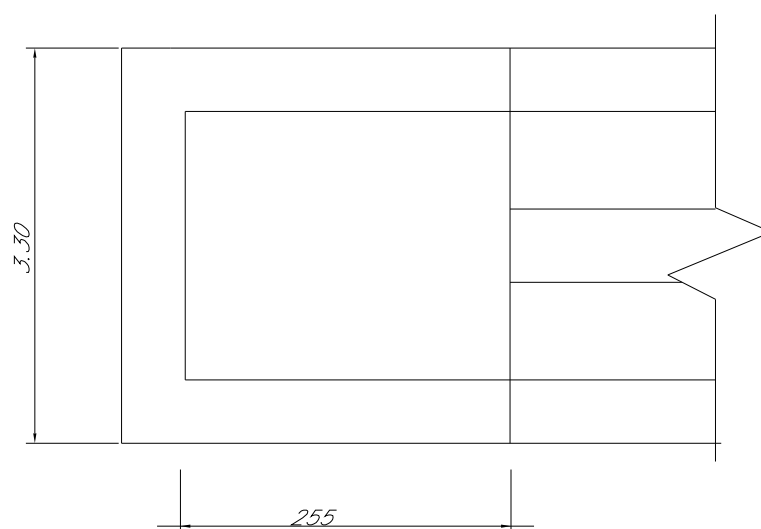
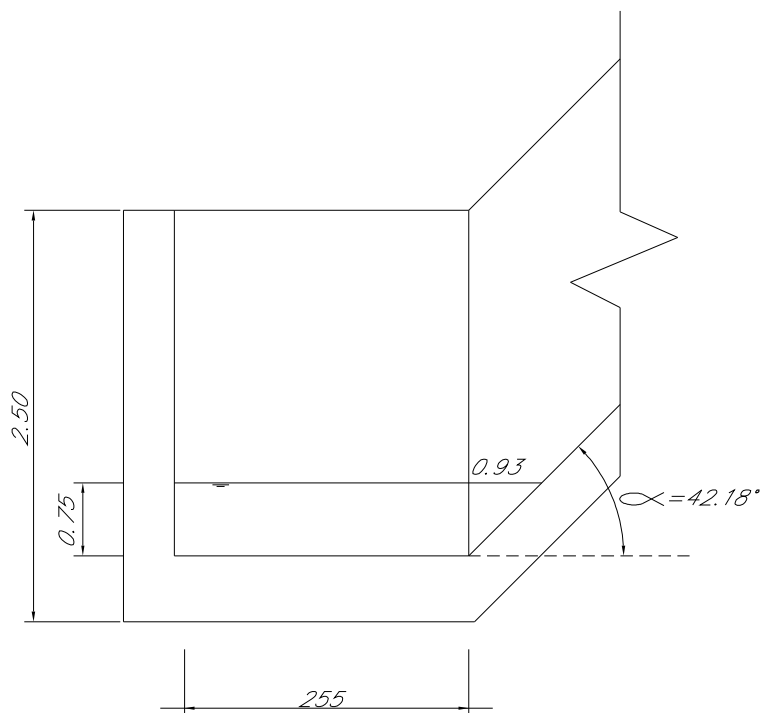


Área total 85.18 m^2

Presión promedio $222.3/85.18 = 2.61 \text{ ton}$ (Vacío)

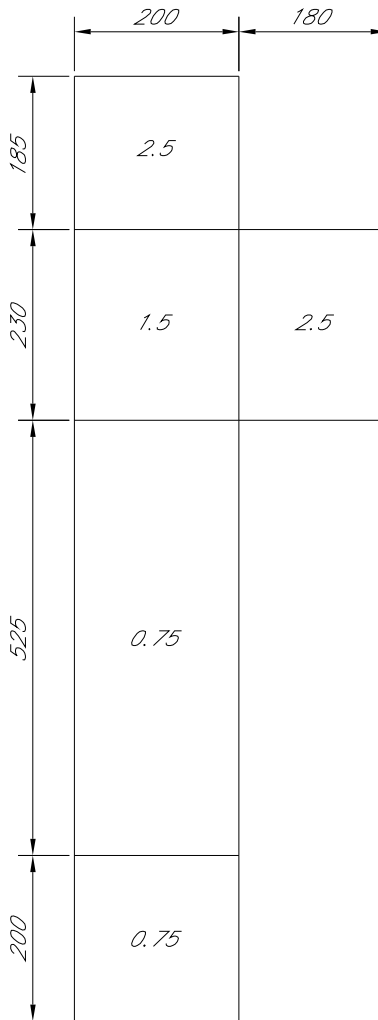
12.2 Obtención de la presión en el tanque

Cálculo del volumen contenido



Volumen 1

$$0.75 \times 2.55 \times 3.3 + 0.83 \times 0.75 / 2 \times 3.3 = 7.34 \text{ m}^3$$



$$\begin{array}{rcl}
 1.85 \times 2 \times 2.5 & = & 9.25 \\
 2.3 \times 1.8 \times 2.5 & = & 10.35 \\
 2.3 \times 2 \times 1.5 & = & 6.9 \\
 7.25 \times 2 \times 0.75 & = & 10.88 \\
 \hline
 & & 37.38 \text{ m}^3
 \end{array}$$

Peso del equipo e instalación 20 ton

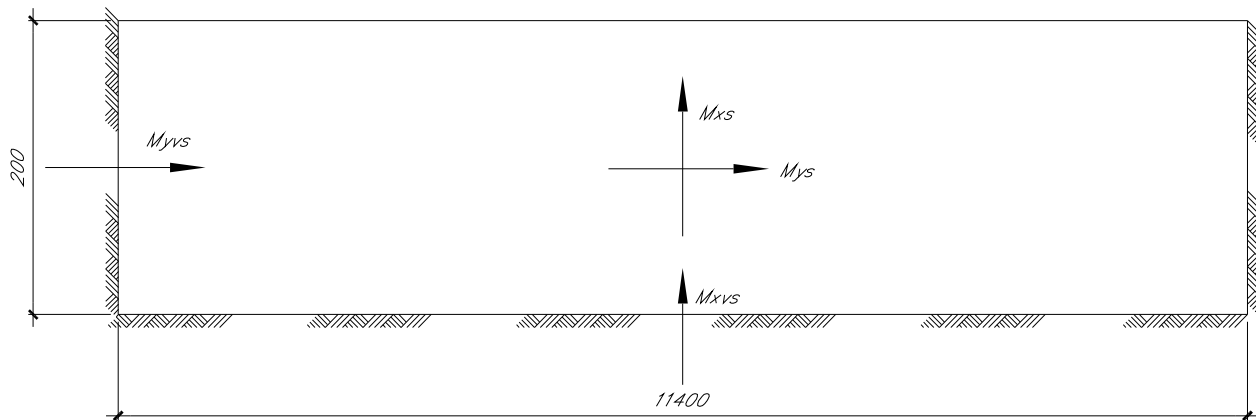
$$\begin{array}{rcl}
 V-1 & = & 7.34 \text{ ton} \\
 V-1 & = & 37.38 \text{ ton} \\
 PE & = & 20.0 \text{ ton} \\
 & & \hline
 & & 64.72 \text{ ton}
 \end{array}$$

Peso total $222.3 + 64.72 = 287 \text{ ton}$

Presión promedio $287/85.18 = 3.37 \text{ ton/m}^2 < 4 \text{ ton/m}^2$

12.3 Diseño de los muros más desfavorables

- Muro de $2 \times 11.4 \text{ m}$



$$a = 200$$

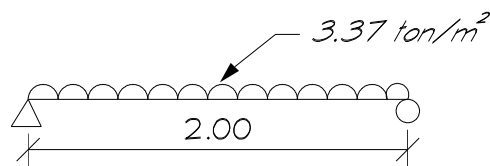
$$b = 11400$$

$$a/b \approx 0.02$$

$$\mu = 0.15$$

No existe una referencia en las tablas del Bares para estas condiciones, por lo tanto, simularemos que el muro se trata de una viga simplemente apoyada en sus extremos.

Momento más crítico:



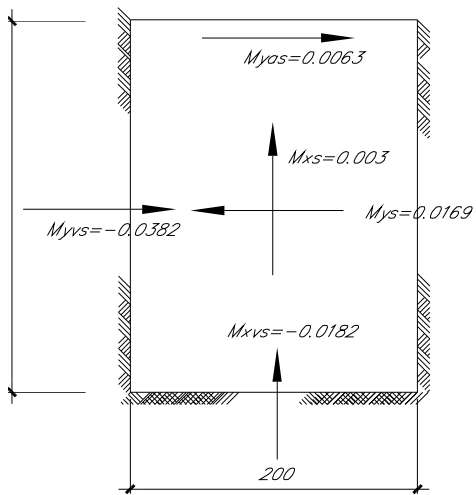
$$M_{\max} = \frac{3.37 \times 2^2 \times 1.4}{8} = 2.36 \text{ ton} - \text{m}$$

$$K = \frac{2.36 \times 10^5}{100 \times 15^2} = 10.49$$

$$\rho = 0.00286 \quad A_s = 4.29 \text{ cm}^2$$

$$\#4 \quad @ \quad 20 \quad (A_s = 6.35)$$

- Muro de 2x3



$$a = 300$$

$$b = 200$$

$$a/b = 1.5$$

$$\mu = 0.15$$

$$M_{xvs} = -0.0182 \times 3 \times 3^2 = -0.49 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{yvs} = -0.0382 \times 2 \times 3^2 = -0.69 \text{ ton} - \text{m}$$

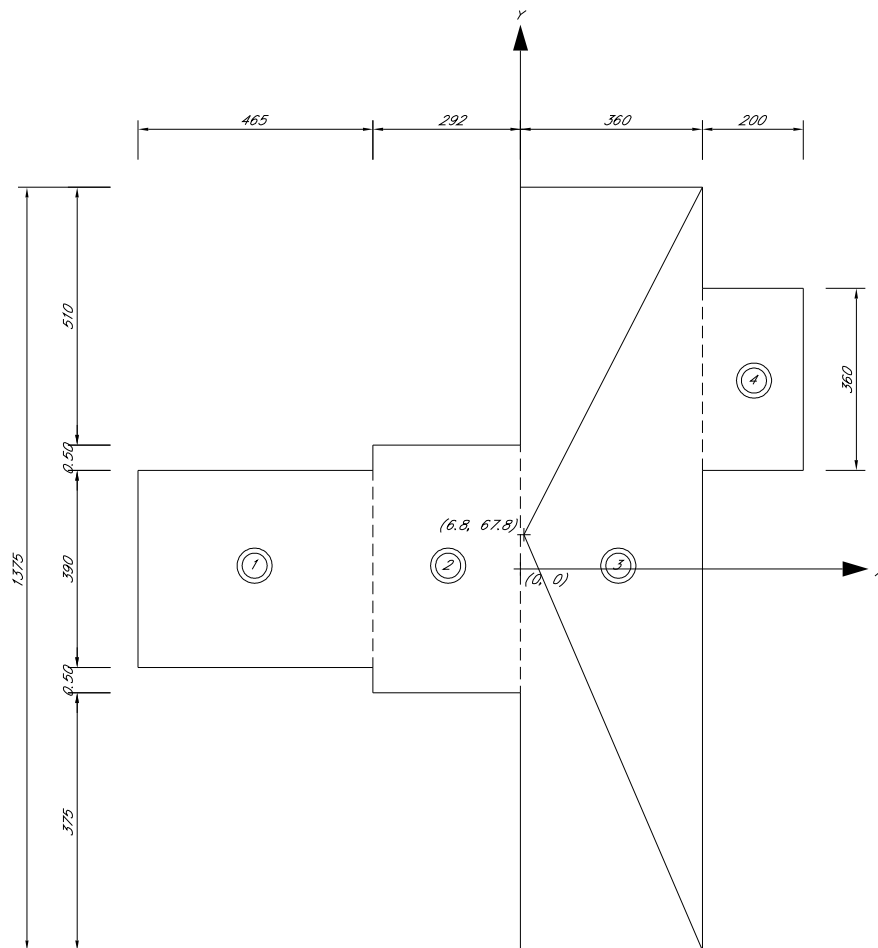
$$k = \frac{0.69 \times 10^5 \times 1.4}{100 \times 25^2} = 1.54 \quad \text{Rige } p_{\min}$$

$$A_s = 0.0026 \times 100 \times 25 = 6.5 \text{ cm}^2$$

$$\#4 @ 20 \quad (A_s = 6.35 \text{ cm}^2)$$

12.4 Cálculo del centro de gravedad de la estructura

Cálculo del centro de gravedad de la excavación

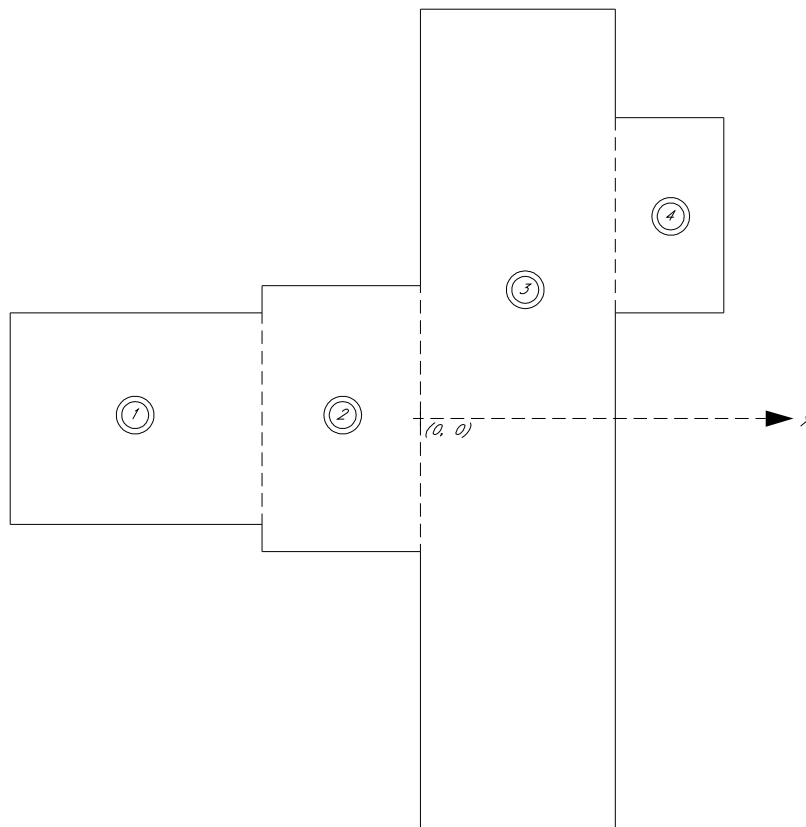


Centro de gravedad

$$\bar{X} = \frac{18.14x(-5.25) + 14.31(-1.46) + 49.5(1.8) + 7.2(4.6)}{89.15} = 0.068 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{49.5(0.675) + 7.2x(3.75)}{89.15} = 0.678 \text{ m}$$

Calculo de centro de gravedad de la estructura



Losa de 20 cm (2,3,4)

$$A_T = 2.92 \times 4.90 + 3.6 \times 13.75 + 2 \times 3.6 = 71.01 \text{ m}^2$$

$$P_T = 71.01 \times 0.2 \times 2.4 = 34.08 \text{ Ton}$$

$$X_1 = -\frac{2.92 \times 4.9 \times 1.46 + 3.6 \times 13.75 \times 1.8 + 2 \times 3.6 \times 4.6}{71.01} = 1.43 \text{ m}$$

$$y_1 = \frac{3.6 \times 13.75 \times 0.675 + 2 \times 3.6 \times 3.75}{71.01} = 0.85 \text{ m}$$

Losa de 30 cm (1)

$$X_2 = -5.25 \quad P_T = 4.65 \times 3.9 \times 0.3 \times 2.4 = 13.06 \text{ ton}$$

$$y_2 = 0$$

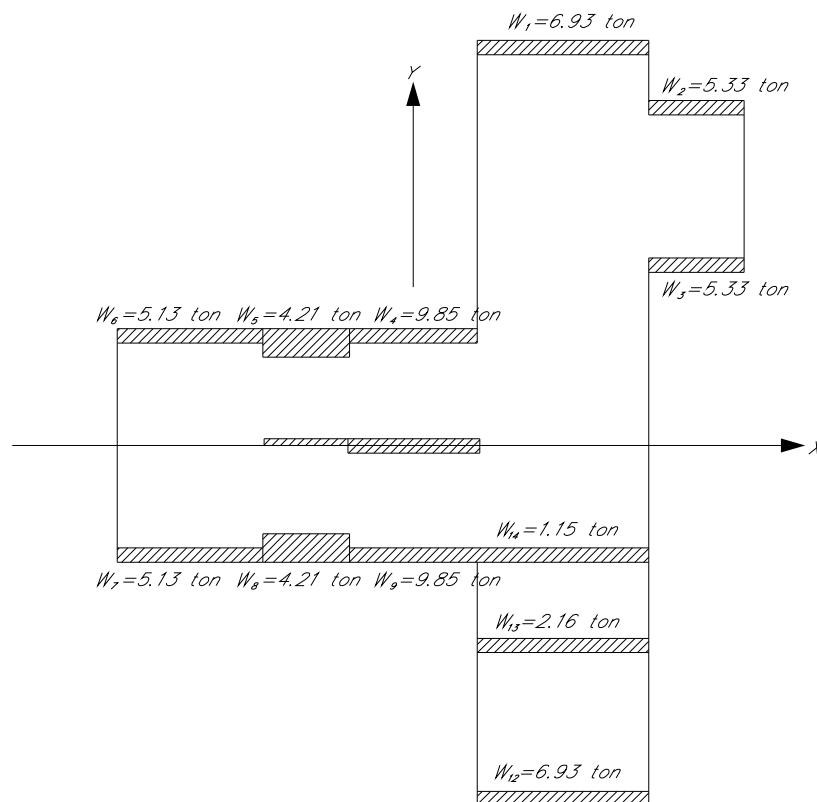
Losa de 30 cm (1)

$$X_3 = \frac{2.6 \times 12 \times 1.8 + 2 \times 2.6 \times 4.1}{36.4} = 2.13 \text{ m}$$

$$y_3 = \frac{2.6 \times 12 \times 0.8 + 2 \times 2.6 \times 3.5}{36.4} = 1.19 \text{ m}$$

$$p_T = 36.4 \times 0.3 \times 2.4 = 26.21 \text{ ton}$$

Muros



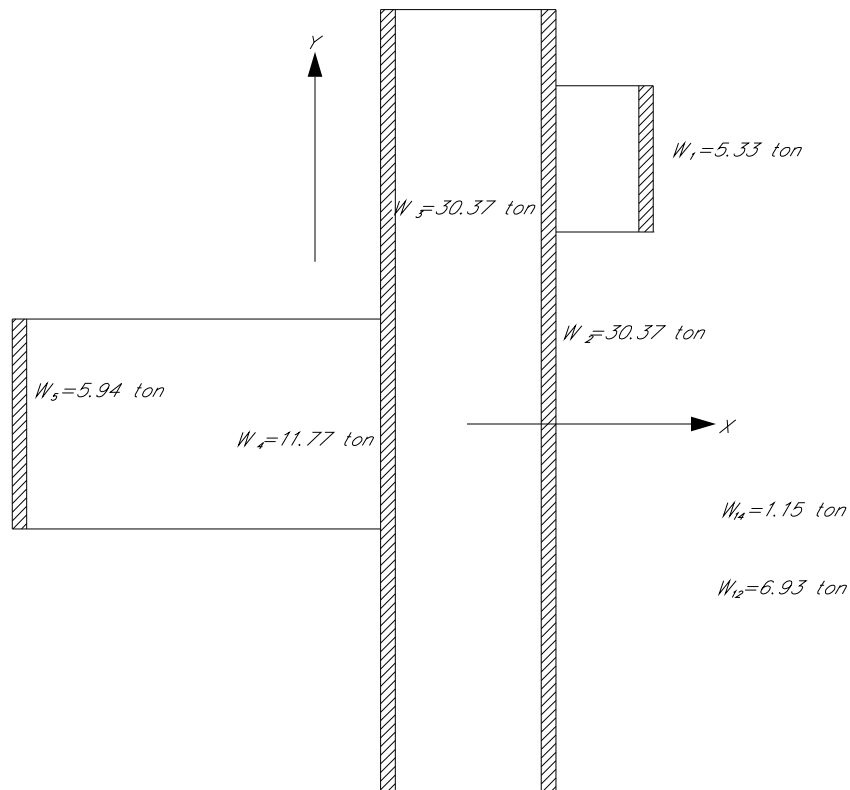
$$X_4 = \frac{2 \times 6.93 \times 1.8 + 5.33 \times 4.1 \times 2 + 1.15 \times 1.8 + 2.16 \times 1.8 + 3 \times 9.85 \times (-1.21) + 3 \times 4.21 \times (-3.52)}{80.27} + \frac{2 \times 5.13 \times (-6.15)}{80.27}$$

$$X_4 = -0.86 \text{ m}$$

$$Y_4 = \frac{6.93 \times 6.9 + 5.33 \times 4.9 + 5.33 \times 2.6 + 19.19 \times 1.8 - 20.34 \times 1.8 - 2.16 \times 2.9 - 6.93 \times 5.05}{80.27}$$

$$y_4 = 0.55 \text{ m}$$

Muros

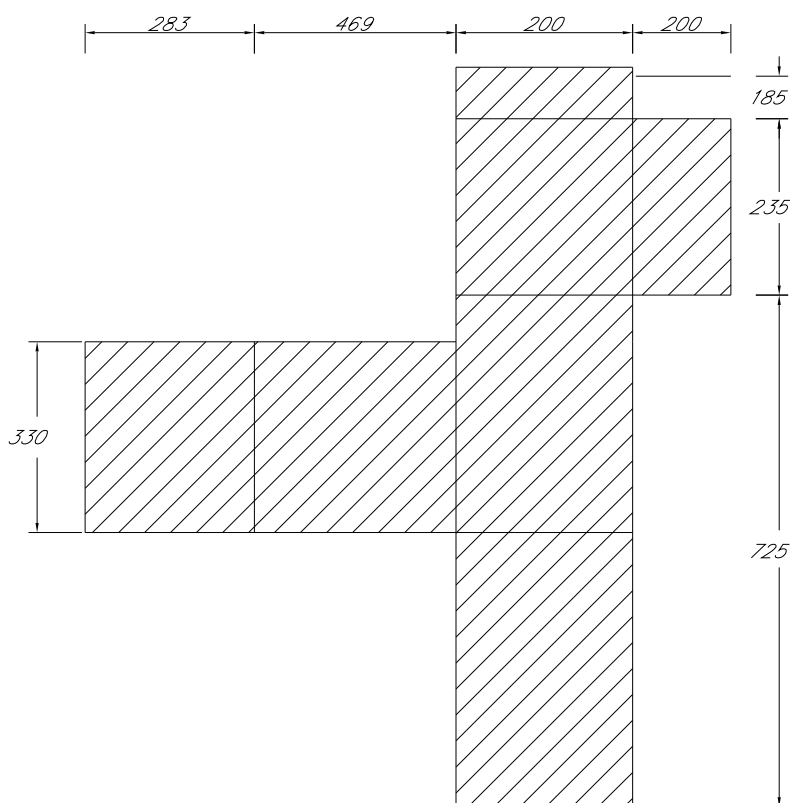


$$X_5 = \frac{5.33 \times 4.95 + 30.37 \times 2.95 + 30.37 \times 0.65 - 11.77 \times 1.46 - 5.94 \times 7.42}{83.78} = 0.89 \text{ m}$$

$$y_5 = \frac{5.33 \times 3.75 + 2 \times 30.37 \times 0.8}{83.78} = 0.82 \text{ m}$$

Peso total:

34.08
13.16
26.21
80.27
83.78
237.40 ton



$$X = \frac{7.34 \times 5.86 - 10.0 \times 2.36 + 9.25 \times 1.80 + 10.35 \times 4 + 6.9 \times 1.8 + 10.88 \times 1.8}{54.72}$$

$$X = 0.43 \text{ m}$$

$$y = \frac{9.25 \times 5.9 + 17.25 \times 3.75 - 17.78 \times 1.28}{54.72} = 1.76 \text{ m}$$

Centro de gravedad de la estructura

$$\bar{X} = \frac{1.43 \times 34.08 - 5.25 \times 13.06 + 2.13 \times 26.21 - 0.86 \times 80.27 + 0.89 \times 83.78 + 0.43 \times 54.72}{292.12}$$

$$\bar{X} = 0.223 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{0.85 \times 34.08 + 1.19 \times 26.21 + 0.55 \times 80.27 + 0.82 \times 83.78 + 1.76 \times 54.72}{292.12}$$

$$\bar{y} = 0.922 \text{ m}$$

COMENTARIOS:

Para el diseño de este tanque, primero se calculó la presión media que produce la estructura sobre el suelo (3.37 t/m^2) y se comparó con la carga admisible de la zona III (4 t/m^2 , ref 3). El resultado se consideró aceptable.

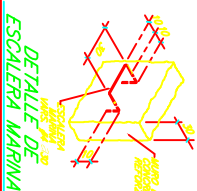
Para el diseño de los muros y las losas se utilizó la misma metodología de los capítulos 3, 5, 10 y 11.

El centro de gravedad de la estructura no difirió mucho con respecto al de la excavación; en la dirección X, el centro de gravedad cambia 15.5 cm, y en la dirección Y solo cambia 24.4 cm, lo cual no hace necesario ningún ajuste.

12.5 Planos estructurales

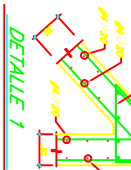
NOTAS GENERALES

- 1.- ADOPTAMOS EN DISEÑOS, MATERIALES Y MEDIDAS.
- 2.- TODAS LAS ADICIONES, PAVES, PLAS, Y UNIDAS GENERALES, SE HAN HECHO EN LOS PLANOS MODIFICACIONES, PLANOS ESTRUCTURALES Y EN LA SECCION DE PLANOS NO ESTAN EN ESCALA.
- 3.- LOS ESPESORES DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES EN LOS DISEÑOS DE PLANOS NO ESTAN EN ESCALA.
- 4.- ESPESORES DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES EN LOS DISEÑOS DE PLANOS NO ESTAN EN ESCALA.
- 5.- EL REFORZAMIENTO DE TODA ARMADA DEBEN SER DE 5 CM.
- 6.- EN EL REFORZAMIENTO DE PLANOS DEBEN SER DE 5 CM.



DETALLE DE ESCALERA MARINA

DETALLE JUNTA DE COLADO

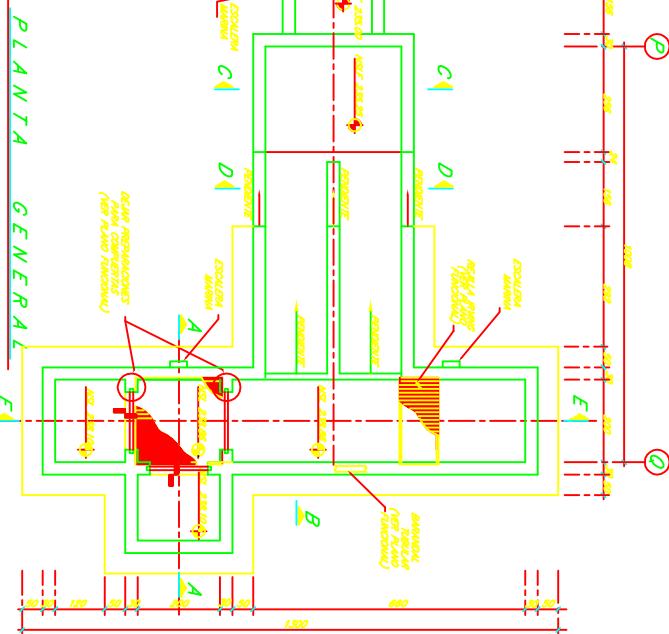


DETALLE 1

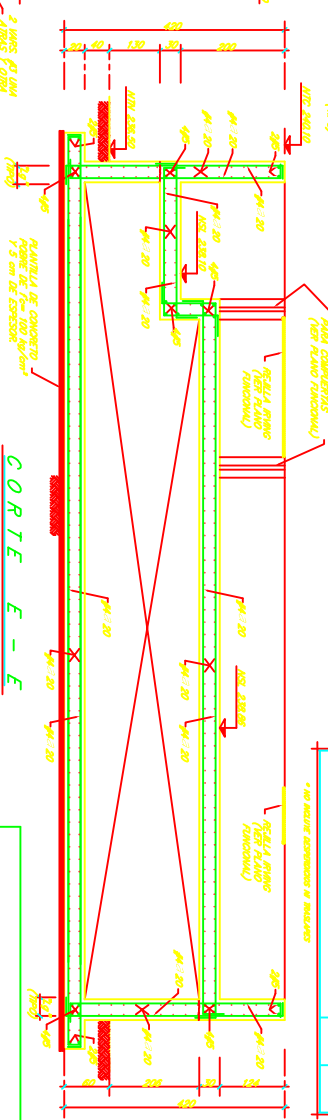
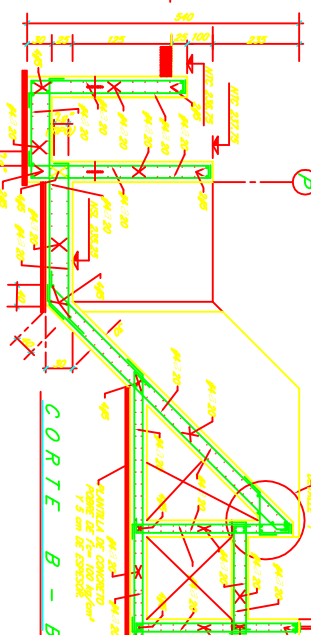
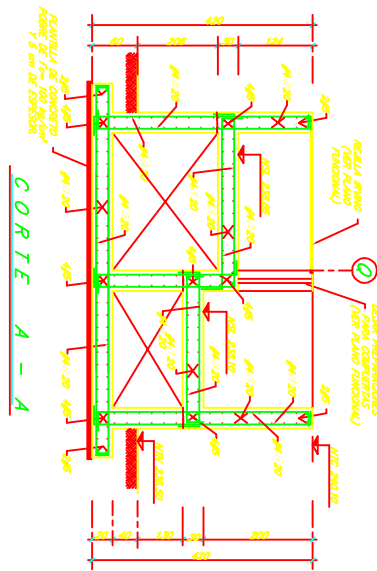
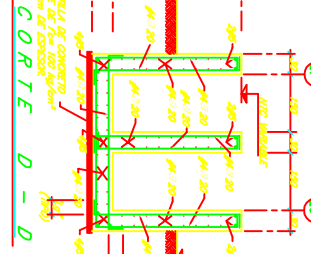
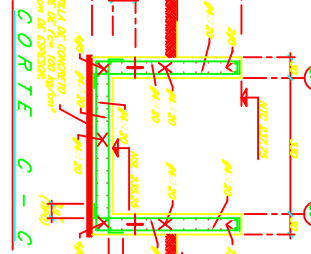
TABLA DE MATERIALES *			
CONCRETO			
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO
CONCRETO (2400 kg/m³) EN PLANOS	m³	6.12	12
CONCRETO (2400 kg/m³) EN LOSAS	m³	3.48	12
CONCRETO (2400 kg/m³) EN Muros	m³	0.61	12
ACERO DE REFORZAMIENTO (2400 kg/m³) EN LOSAS	kg	4.8	12
ACERO EN LOSAS	kg	4.8	12
GRANULOS EN Muros	m³	12.84	12

* EN MEDIDAS RECOMENDADAS Y RECOMENDADAS

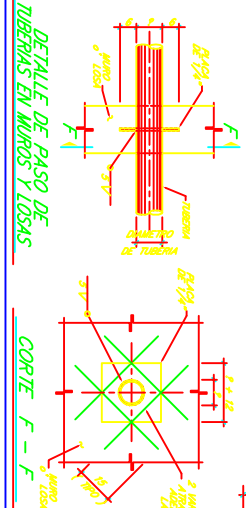
PLANTA GENERAL



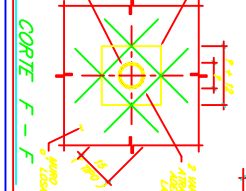
NOTA IMPORTANTE:
EN TODAS LAS UNIDADES (Metros, Pies, Pulgadas, etc.) SE DEBE USAR LA UNIDAD DE MEDIDA QUE SE INDICA EN EL DISEÑO.



DETALLE DE PASO DE TUBERIAS EN MUROS Y LOSAS



CORTES F-F



PLANOS COMPLEMENTARIOS			
NO.	FECHA	MODIFICACIONES	REVISOR
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			

PLANOS DE RECONSTRUCCION DE MUROS (A-D)			
NO.	FECHA	MODIFICACIONES	REVISOR
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			

13. CONCLUSIONES

En general se puede considerar que el diseño estructural de la planta de tratamiento es adecuado. Se pone de manifiesto que es importante la experiencia que tenga el diseñador en este tipo de instalaciones para simplificar adecuadamente los análisis y dimensionamientos, sin menoscabo de la seguridad.

Como complemento al criterio del proyectista, existen ayudas con las que se logra ahorro de tiempo, y que facilitan los cálculos para obtener un mayor rendimiento en el proyecto; por ejemplo, las tablas utilizadas para el diseño de los muros y de las losas (ref 1) y las tablas de la PCA (ref 5) para el diseño de muros de tanques circulares (capítulos 4 y 6). Estas tablas suponen diferentes condiciones de empotramiento y al diseñar se aplica la condición más desfavorable.

Para el diseño de los tableros del fondo de la losa del reactor biológico, se obtuvo un incremento de presión en el nivel de desplante de 4.19 t/m^2 . Este valor es mayor que lo que admiten las Normas del D.F. para losas de cimentación (1.5 t/m^2). En la memoria se comparó con el incremento de presión admisible para zapatas (4 t/m^2), razón por la cual el proyectista aceptó el resultado.

En la revisión por sismo del sedimentador secundario, se omitió una aceleración de la gravedad (g). Al introducirla en la fórmula, se obtienen valores demasiado grandes que están fuera de la realidad. Por otra parte, no se aplicó bien el modelo del tanque, ya que se debió usar sólo la masa M_1 y no la masa total; además, no se tomó en cuenta que para un periodo $T=6\text{s}$, la ordenada del espectro es considerablemente menor que 0.4 (valor que fue utilizado en el diseño). Al parecer cuando se combinaron, estos errores se compensaron, con lo que se obtuvo un resultado que concordaba con lo usual, por lo que el proyectista lo juzgó aceptable. Por otro lado, existe la duda de la aplicabilidad del procedimiento para tanques con una relación de H/R pequeña.

En el capítulo 5, apartado 2, se utilizaron unas tablas para vigas flotantes, que están basadas en la teoría del coeficiente de balasto (ref 10). Ayudan a realizar cálculos sencillos y razonables para cimentaciones superficiales. Al utilizar estas tablas no tenemos que hacer hipótesis simplificadoras acerca de la repartición de las presiones sobre el terreno que pueden llevar a resultados francamente erróneos.

El tema de esta tesis ayudó a su autor a valorar algunos de los conocimientos adquiridos en las aulas, a conocer diferentes métodos y simplificaciones en los cálculos, y los posibles errores que se cometen. También el autor tuvo cierto contacto con ayudas de diseño y su aplicación a un caso real. En particular, trató con la revisión por

sismo de un tanque cilíndrico, lo que le permitió darse cuenta de los aspectos en que se pueden cometer errores y en los cuales se debe tener atención especial.

El autor considera que todo lo anterior le contribuyó a tener una mejor visión de cómo hacer los cálculos en la práctica para llegar a un buen diseño en un tiempo razonable, es decir, que lo ayudó a ir formando su criterio profesional.

REFERENCIAS

- 1.- R. Bares. Tablas para el cálculo de placas y vigas pared. 2.^a edición ampliada según la 3.^a edición alemana. Editorial Gustavo Gili, S.A. Barcelona 1981.
- 2.- Estructuras sanitarias de concreto para el mejoramiento del medio ambiente. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. Primera edición. Impreso en México 1992.
- 3.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Luis Arnal Simón y Max Betancourt Suárez. Ed. Trillas. Tercera edición, Agosto 1998.
- 4.- Foundation analysis and design. Joseph E. Bowles. Ed. McGraw Hill. 5ta edición.
- 5.- Circular concrete tanks without prestressing. Portland Cement Association. Skokie, Illinois.
- 6.- Theory of plates and shells. Timoshenko. Editorial McGraw Hill Publishing Co.
- 7.- Manual de diseño de obras civiles. Estructuras c.2.5 tanques y depósitos. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de investigaciones eléctricas. Impreso en México 1980.
- 8.- Concrete sanitary engineering structures. ACI 350-1983.
- 9.- Comentarios a las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto. Series del Instituto de Ingeniería UNAM. No ES-2. Noviembre 1991.
- 10.- Vigas flotantes en medio plástico. Wölfer. Ed. Gustavo Gili, S.A. Barcelona.