

Q
F.331.9
P26
II

36 000

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

PROVINCIA DE CHUBUT



RADA TILLY

PLANTA DE TRATAMIENTO DE DESAGUES CLOACALES
ANTEPROYECTO DEFINITIVO

O/F.331.9
P26
II

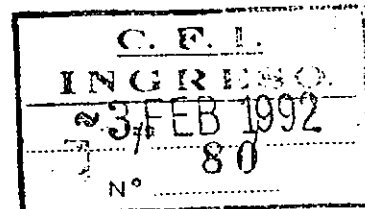
SEGUNDO INFORME PARCIAL
CALC. ESTRUCT. SEDIMENT. - CONCENTR. - CAMARA CLORAC. - EST. ELEVAD.
ING. RAUL H. A. PORTAS ESQUIVEL

RAUL H. N. PORTAS ESQUIVEL
INGENIERO CIVIL
BOLIVAR 553 - 4°. G. - 34 - 0503
CAP. FED.

REDITOR 8824 - 005 - 4
CAJA PROF. INVER.

Buenos Aires, Febrero 3 de 1992.-

Sr. Secretario General del
Consejo Federal de Inversiones
Sr. Juan José Ciacara
S _____ D



De mi mayor consideración:

Por la presente tengo el agrado de comunicarle que en cumplimiento del Contrato firmado con fecha 8 de Octubre de 1991 - ANTEPROYECTO DEFINITIVO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES CLOACALES PARA RADA TILLY - DISEÑO ESTRUCTURAL -, en el día de la fecha hacemos entrega de cuatro ejemplares del Segundo Informe Parcial o de Avance. El mismo contiene la Memoria de Cálculo Estructural de las siguientes estructuras:

- a) Sedimentadores secundarios.
- b) Concentradores.
- c) Cámara de cloración y Estación Elevadora anexa.
- d) Estacion elevadora de entrada de Planta.-

La presente entrega debiera haberse realizado el día 3 de Enero, habiendose postergado hasta hoy con motivo de las vacaciones de ese Consejo, de acuerdo a la Resolución 91276 que nos fuera comunicada por Nota 7149 del 12 de Diciembre de 1991.-

Sin otro particular, saludo a Ud. muy atentamente


Ing. RAUL PORTAS ESQUIVEL

ADJ.: Lo indicado

PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES CLOACALES

RADA TILLY

INDICE

CAPITULO V - CALCULO SEDIMENTADORES SECUNDARIOS Hojas 40 a 58

- V.01 - ALCANCE
- V.02 - ESQUEMA GEOMETRICO
- V.03 - CARGAS ACTUANTES
- V.04 - CALCULO DE LA PARED EXTERIOR
- V.05 - CALCULO DEL CILINDRO CENTRAL
- V.06 - CALCULO DEL POZO DE BOMBEO DE BARROS
- V.07 - CALCULO DETALLES ESPECIALES

CAPITULO VI - CALCULO CONCENTRADORES Hojas 59 a 73

- VI.01 - ALCANCE
- VI.02 - ESQUEMA GEOMETRICO
- VI.03 - CARGAS ACTUANTES
- VI.04 - CALCULO DE LA PARED EXTERIOR
- VI.05 - CALCULO DE LA PASARELA
- VI.06 - CALCULO DE LAS CAMARAS DE ENTRADA Y SALIDA
- VI.07 - CALCULO DETALLES ESPECIALES

CAPITULO VII - CALCULO CAMARA CLORACION Y EST. ELEV. Hojas 74 a 88

- VII.01 - ALCANCE
- VII.02 - ESQUEMA GEOMETRICO
- VII.03 - CALCULO LOSA DE TECHO
- VII.04 - CALCULO PAREDES
- VII.05 - CALCULO FONDO
- VII.06 - DIMENSIONADO GRAL. Y VERIF. FISURACION
- VII.07 - DETALLES PARTICULARES

RAUL PORTAS ESQUIVEL

INGENIERO CIVIL

ARAOZ 2379 - 4° A - 71-6258

CAP. FRD.

Fecha:.....

Hoja:..... de:.....

CAPITULO VIII- CALCULO EST. ELEVADORA ENTR. A PLANTA Hojas 89 a 102

VIII.01 - ALCANCE

VIII.02 - ESQUEMA GEOMETRICO

VIII.03 - CALCULO LOSAS DE TECHO

VIII.04 - CALCULO PAREDES

VIII.05 - CALCULO FONDO

VIII.06 - DIMENSIONADO GENERAL Y VERIFIC. FISURACION

HAUL PORTAS ESQUIVEL
INGENIERO CIVIL
ARAOZ 2379 - 4º A - 71-6258
CAP. FED.

PLANTA TRAT.DES.RADA TILLY

CALCULO SEDIM. SECUND.

Fecha: 12-91

Hoja: 40 de 102

PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES CLOACALES

RADA TILLY

CAPITULO V

CALCULO SEDIMENTADORES SECUNDARIOS

RAUL PORTAS ESQUIVEL
INGENIERO CIVIL

ARAOZ 2379 - 4° A - 71-8258
CAP. FED.

PLANTA TRAT. DES. RADA TILLY

CALCULO SEDIM. SECUND.

Fecha: 12-91

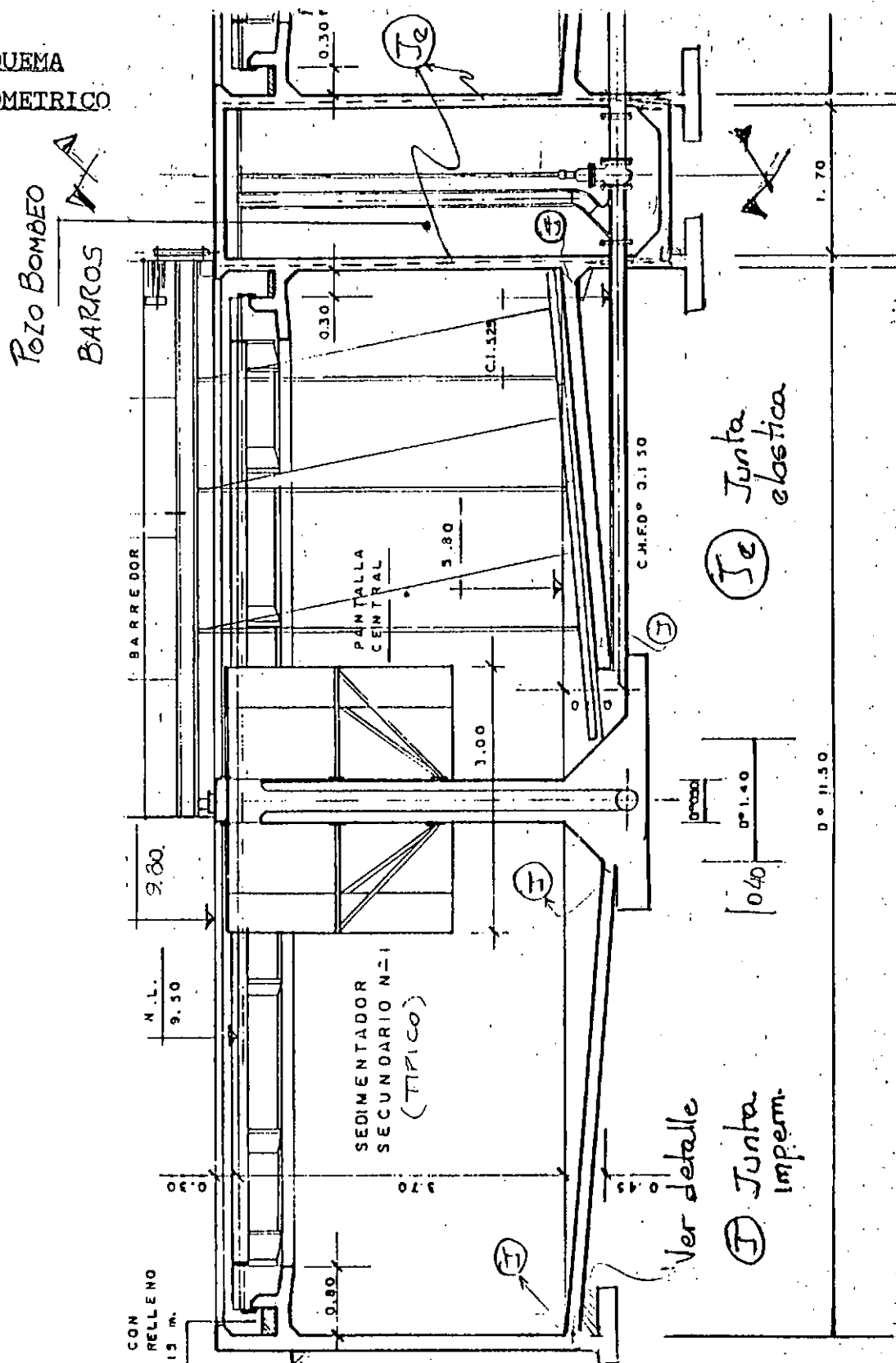
Hoja: 41 de 102

V.01.- ALCANCE

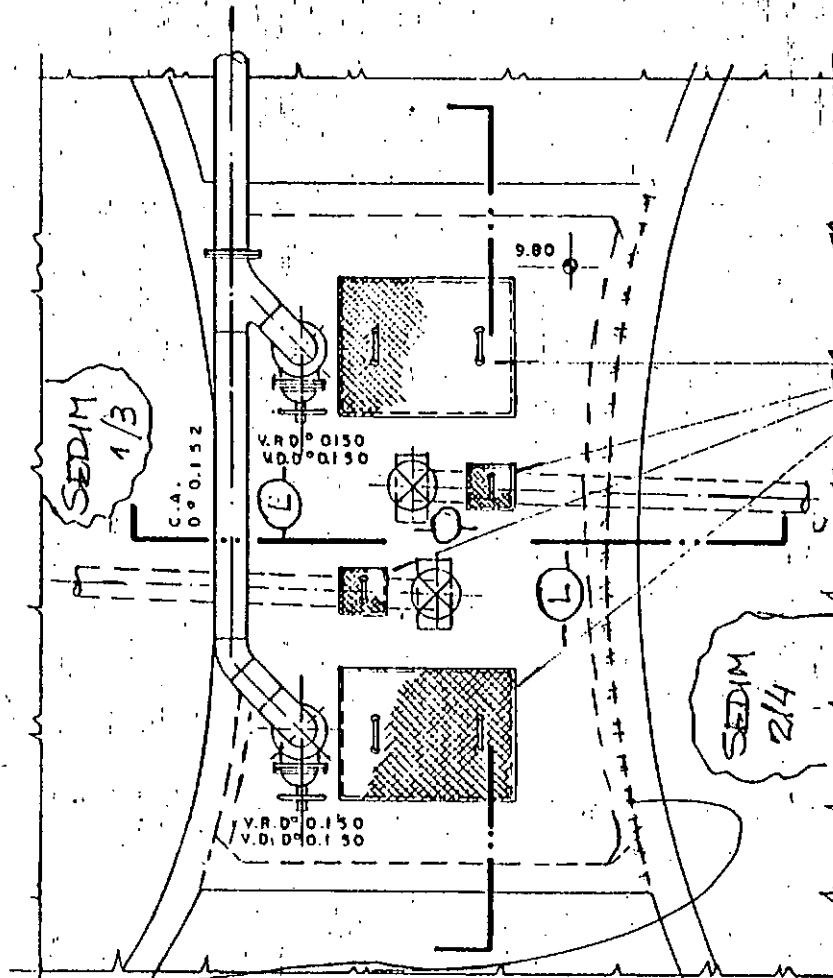
El presente capitulo trata del calculo estructural de los sedimentadores secundarios, incluyendo el pozo de bombeo de barro adosado a los mismos.-

V.02.- ESQUEMA
GEOMETRICO

CORTE LONGITUDINAL



PLANTA POZO BOMBEO BARROS



PLANTA SUPERIOR

* * Junta elastica : separa ambas paredes

V.03.- CARGAS ACTUANTES

Se adoptan para el equipo barredor las mismas cargas verticales tanto para el apoyo sobre el borde exterior como para el correspondiente al apoyo sobre el cilindro central, en función de que el motor se encuentra en el primero de los nombrados. Su valor se estima en:

$$P = 500 \text{ Kgr}$$

La potencia del motor se estima en 2 HP, con lo que el momento de cortocircuito será:

$$M = 0.01 \times 2 = 0.02 \text{ tm despreciable}$$

En cuanto a las cargas horizontales posibles, la correspondiente al borde exterior, al ser tangente a la pared, será despreciable frente a la rigidez de esta en su plano. En el cilindro central no se prevee que actúe ninguna, pero por seguridad se tomará el 20% de la carga vertical, esto es:

$$H = 100 \text{ Kgr}$$

Para la acción del agua sobre las paredes exteriores se adoptará, según lo indicado en el Capítulo I "GENERALIDADES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL", y de acuerdo a los esquemas hidráulicos correspondientes, los siguientes valores:

$$p_a = \gamma H = 3.7 \text{ t/m}^2$$

En el caso de la carga del terreno exterior, siguiendo con lo expresado en el punto citado, se tendrá:

$$p_t = 0.6 \times h = 0.6 \times 3.3 = 2.0 \text{ t/m}^2$$

V.04.- CALCULO DE LA PARED EXTERIOR

Se calculará como un cilindro sometido a cargas radiales. A efectos de determinar la tensión anular y los momentos longitudinales, se emplearán las tablas que al efecto se adjuntan en la publicación "DEPOSITOS CIRCULARES DE HORMIGON ARMADO SIN PRECOMPRESION", traducción de Obras Sanitarias de la Nación de la obra de la Portland Cement Association, Chicago.

Dada la escasa carga vertical sobre la pared, (practicamente

solo su peso propio), lo que originará una zapata de fundación de dimensiones reducidas, no se considerará a la pared como empotrada en su fundación sino solamente fija (articulada), estudiandose asimismo la posibilidad que resulte una pared deslizable, tal como se recomienda en la obra citada.

El fondo no se armará estructuralmente, sino que será un contrapiso de hormigon independiente.

V.04.01.-Calculo de la tracción anular

a) Base supuesta articulada

Para el empleo de las tablas que figuran en la publicación citada es necesario calcular en primer término algunos coeficientes característicos de la estructura, a saber:

Altura agua	H= 3.70 m	$H^2/Dt =$	5.85	$\gamma H^3 =$	50.65
Radio	R= 5.85 m	$\gamma HR =$	21.64		
Espesor. sup.	t= 0.20m	$\gamma H^2 \gamma =$	13.69		

Se divide la altura de la pared en 5 partes iguales, y de la Tabla II se obtienen los coeficientes que, al multiplicarlos por γHR dan los valores de la tracción anular:

- Debido al agua (traccion)

Punto	0.0 H	0.2 H	0.4 H	0.6 H	0.8 H	1.0 H
Coef.	-0.01	0.23	0.47	0.63	0.52	0.00
Tracc. (t/m)	-0.21	4.94	10.09	13.64	11.26	0.00

Para calcular el esfuerzo de corte en la base de la pared se emplea el coeficiente correspondiente de la Tabla XVI:

$$Q = \text{coef} \cdot \gamma H^2 = 0.115 \times 13.69 = 1.57 \text{ t/m}$$

- Debido al suelo (compresión)

$$p_t R = 11.7$$

Punto	0.0 H	0.2 H	0.4 H	0.6 H	0.8 H	1.0 H
Coef.	-0.01	0.23	0.47	0.63	0.52	0.00
Compr.	0.11	-2.67	-5.45	-7.37	-6.08	0.00

$$Q = \text{coef. } p_t H = 0.115 \times 7.4 = 0.85 \text{ t/m}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos, surge que en el primer caso (carga de agua), la reacción en la base -igual al esfuerzo de corte y de signo contrario- será de -1.57 t/m dirigida de afuera hacia adentro; y en el caso del empuje de tierras de 0.85 t/m dirigida hacia afuera.

b) Corrección por desplazamiento posible de la base

Para el otro caso límite (base desplazable) la reacción será nula y el desplazamiento máximo. Evidentemente la situación real será intermedia entre ambos casos, por lo que la obra citada aconseja calcular estas paredes cilíndricas adoptando para la reacción un valor razonable, y corregir los valores de las tensiones anulares halladas en función de la diferencia adoptada.

En este caso adoptaremos como valor posible de la reacción el susceptible de desarrollarse entre la base y el suelo de fundación por efectos del rozamiento entre ambos, adoptando para éste un valor promedio de $\mu = 0.4$, y despreciando el peso del relleno existente por sobre la zapata. Por lo tanto se tendrá:

$$\begin{aligned} \max R &= \mu \times N = 0.4 \times 2.4 \text{ t/m}^3 \times (0.2 \text{ m} \times 4.2 \text{ m} + .15 \times 1.1) = \\ &= 0.97 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Por lo que para obtener el estado final habrá que superponer a los valores ya calculados los que se obtengan de cargar a la pared cilíndrica con una fuerza dirigida de adentro hacia afuera (en el caso del empuje de tierras será hacia adentro) de:

$$\begin{aligned} V &= 1.57 - 0.97 = 0.60 \text{ t/m} && \text{en el caso del agua; y} \\ V &= -0.85 + 0.97 = -0.12 && \text{en el del suelo} \end{aligned}$$

Este caso de carga se halla resuelto en la bibliografía empleada, Tabla V, con la salvedad que se trata de cilindros largos, esto es que las perturbaciones de un borde no se propagan al borde opuesto. Para determinar si ese es nuestro caso, se seguirá el procedimiento detallado por O. BELLUZZI en su "CIENCIA DE LA

CONSTRUCCION " , tomo 3, pags 383 y sgtes. Se debe calcular el coeficiente α como sigue (form. 28 - 4):

$$\alpha = \frac{1.3}{\sqrt{R \times t}} = 1.20$$

y la longitud de onda λ será:

$$\lambda = 2 \times \pi / \alpha \quad (\text{form. 28 - 9 ob. cit.})$$

En este caso $\lambda = 5.24 \text{ m}$

La longitud o altura de nuestro cilindro es $H = 4.0 \text{ m}$ que resulta mayor que $\lambda / 2$, por lo que se puede despreciar la influencia de un borde sobre el otro. Por lo tanto, empleando la tabla V se tiene:

$$T = \text{coef.} \times V \times R / H$$

- Debido al agua (tracción)

Punto	0.0 H	0.2 H	0.4 H	0.6 H	0.8 H	1.0 H
Coef.	0.00	-0.18	-0.53	-0.22	2.36	8.62
Tracc(t/m)	0.00	-0.18	-0.51	-0.21	2.27	8.29

- Debido al suelo

No es necesaria ninguna corrección, ya que el rozamiento es capaz de proveer la fuerza igual y contraria al corte en la base.

c) Calculo de la tracción - compresión anular final

Sumando los valores correspondientes al agua se tendra la tracción final resultante; y con los correspondientes al suelo la compresión anular:

Punto	0.0 H	0.2 H	0.4 H	0.6 H	0.8 H	1.0 H
Tracción	-0.21	4.76	9.58	13.42	13.52	8.29
Compresión	0.11	-2.67	-5.45	-7.37	-6.08	0.00

V.04.02.- Calculo de la flexión vertical

Se empleará la misma metodología que para el cálculo de la tracción anular.

a) Base supuesta articulada

Los coeficientes a emplear surgen de la Tabla VIII:

- Debido al agua $M = \text{coef.} \times \gamma \times H^3$

Punto	0.0 H	0.2 H	0.4 H	0.6 H	0.8 H	1.0 H
Coef.x 1000	0.00	0.00	1.20	4.80	8.60	10.00
Momento(tm/m)	0.00	0.00	0.06	0.24	0.44	0.00

- Debido al empuje del suelo $M = \text{coef.} \times p \times H^2$

Punto	0.0 H	0.2 H	0.4 H	0.6 H	0.8 H	1.0 H
Coef.x 1000	0.00	0.00	1.20	4.80	8.60	0.00
Momento(tm/m)	0.00	0.00	-0.03	-0.13	-0.24	0.00

b) Corrección por desplazamiento posible de la base

Analogamente al caso de la tracción anular, solo se corrige para el caso de la carga de agua. Para ello se emplean los coeficientes de la Tabla X, siendo la corrección a efectuar igual a:

$$M = \text{coef.} \times V \times H$$

Punto	0.0 H	0.2 H	0.4 H	0.6 H	0.8 H	1.0 H
Coef.x 100	0.85	0.30	-0.90	-4.10	-7.40	0.00
Momento(tm/m)	0.02	0.00	-0.02	-0.09	-0.16	0.00

c) Calculo de la flexión longitudinal final

Sumando los valores correspondientes al agua se tendrá la flexión final resultante provocada por la misma; y con los correspondientes al suelo la flexión opuesta:

Punto	0.0 H	0.2 H	0.4 H	0.6 H	0.8 H	1.0 H
Agua	0.02	0.00	0.04	0.14	0.28	0.00
Suelo	0.00	0.00	-0.03	-0.13	-0.24	0.00

V.04.03.-Dimensionado

a) Según la dirección anular

Dadas las tracciones obtenidas, se divide la estructura en cuanto a su armado en dos partes: las mitades inferior y superior. En la primera se dimensionará la armadura con la máxima tracción obtenida:

$$T = 13.52 \text{ t/m}$$

por lo tanto

$$A = 13.52 / 2.4 = 5.63 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

y en cada cara

$$A' = 2.82 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

La cuantía resulta:

$$\mu_z = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 5.63}{100 \times 20} = 0.28 \%$$

verifica casi exactamente la condición de cuantía máxima. Asimismo la tensión de comparación será, para $\sigma_M = 0$:

$$d_1 = d \left(1 + \frac{\sigma_N}{\sigma_M} \right) \gg 60 \implies \mu = 1.8$$

por lo que, despreciando la sección homogeneizada de armadura, se tiene:

$$\mu \times \sigma_N = 1.8 \times 13520/2000 = 12.16 \text{ Kgr/cm}^2$$

resultando

$$12.16 \text{ Kgr/cm}^2 \ll \sigma_v = 30.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

por lo que se verifican las condiciones de control de fisuración impuestas.

En la mitad superior la sección necesaria sera:

$$A = 9.58 / 2.4 = 4.00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

y en cada cara

$$A' = 2.00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

La máxima tensión de compresión será, despreciando tambien la colaboración de la armadura:

$\sigma = 7370/2000 = 3.7 \text{ Kgr/cm}^2$ verifica ampliamente.

En resumen, la armadura anular será entonces:

en la mitad inferior $\phi 8 \text{ c} / 17 \text{ cm}$ ambas caras

en la mitad superior $\phi 6 \text{ c} / 15 \text{ cm}$ ambas caras

b) Segun la dirección vertical o longitudinal

El mayor valor del momento es de $M = 0.28 \text{ tm/m}$
que actúa con $N = -1.07 \text{ t}$ (p.ppio. 0.8H)
por lo que $M_u = 0.36 \text{ tm/m}$
y $k_h = 29.2$ $k_a = 43$
 $A = 0.4 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{\text{min.}}$

Se arma constructivamente con :

$\phi 10 \text{ c} / 20 \text{ cm}$ ambas caras

V.04.04.-Cálculo de la zapata de fundación

Peso pared mas reacción equipo a nivel fundación (~5.30):

$N = (9.80 - 5.30) \times 0.2 \times 2.4 + 0.5 = 2.66 \text{ t/m}$

Se adopta un ancho constructivo $b = 1.00 \text{ m}$
por lo que

$$\sigma = \frac{2.66 \text{ t}}{1.0 \times 1.0 \text{ m}^2} = 2.66 \text{ t/m}^2 = 0.27 \text{ kgr/cm}^2$$

Verifica

El momento $X = (0.4)^2 \times 0.5 \times 2.66 = 0.22 \text{ tm/m}$

Se adopta $d = 25 \text{ cm}$ $h = 20 \text{ cm}$

$k_h = 43.4$ $k_a = 0.43$

$A = 0.43 \times 0.22 / 0.20 = 0.45 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{\text{constr.}}$

Se arma con $\phi 8 \text{ c} / 15 \text{ cm}$

V.05.- CALCULO DEL CILINDRO CENTRAL

V.05.01.-Calculo del fuste

Se verifica la seccion mas comprometida, a cota 5.80, como un anillo circular trabajando a flexion compuesta, de diametro interno 20 cm y diametro externo 50 cm. La carga vertical es:

$N = (9.8 - 5.8) \times \pi \times 0.25 \times (0.5^2 - 0.2^2) \times 2.4 + 0.5 = 2.1 \text{ t}$
y el momento

$$M = H \times h = 0.1 \text{ t} \times 4.0 = 0.4 \text{ tm}$$

Para el dimensionado se emplean las tablas de la norma DIN 1045 para secciones anulares, con los siguientes parametros:

$$m = \frac{M}{0.75 \times r^3 \times \beta_R} = \frac{0.4}{0.75 \times 0.5^3 \times 1750} = 0.002$$

$$m = \frac{N}{0.75 \times r^2 \times \beta_R} = \frac{2.1}{0.75 \times 0.5^2 \times 1750} = 0.006$$

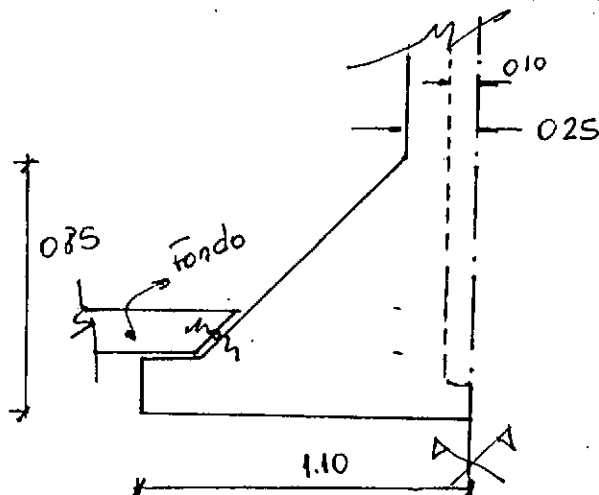
Con estos parametros se entra a la tabla, ubicandose el punto en la zona de armaduras menores que las minimas. Se arma constructivamente con:

Vertical : ϕ 10 c / 20 cm ambas caras

Horizont : ϕ 6 c / 15 cm ambas caras

V.05.02.-Calculo de la fundacion y verificacion al vuelco

A la carga calculada en el punto anterior habra que adicionarle la correspondiente al peso propio del ensanchamiento segun el siguiente detalle (trapecio de revolucion):



$$P_{ens} = [(1.0 + 0.15) \times 0.85 \times 0.5 \times \pi \times 1.1/3] \times 2.4 =$$

$$P_{ens} = 2.7 \text{ t}$$

$$P_t = 1.7 + 2.7 = 4.4 \text{ t}$$

y el momento en la cota de fundacion (4.95):

$$M = 0.1 \times (9.8 - 4.95) = 0.49 \text{ tm}$$

por lo que resulta:

$$\sigma = -\frac{N}{\pi \times \frac{\phi}{4}}^2 + \frac{M}{\pi \times \frac{\phi}{32}}^3 =$$

$$\sigma = -\frac{4 \times 4.4}{\pi \times (2.2)}^2 + \frac{32 \times 0.49}{\pi \times (2.2)}^3 = 1.16 + 0.47 =$$

$$\sigma_1 = 1.63 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_2 = 0.69 \text{ t/m}^2$$

Se observa que no solo verifica la tension de trabajo del terreno sino que al ser ambas tensiones de compresion tambien verifica la condicion de estabilidad frente al volcamiento.

Para el calculo a flexion se toma, dados los pequeños valores de tension obtenidos, una simplificacion que esta del lado seguro, cual es tomar el momento de la reaccion actuando sobre media base, con un ancho colaborante igual al diametro del fuste = 0.50 m:

$$X = (1.63 - 0.36) \times \pi \times 2.2^2 / 8 \times 0.4244 \times 1.10 = 1.12 \text{ tm}$$

$$k_h = \frac{80}{\sqrt{\frac{1.12}{0.50}}} = 53.4 \quad k = 43$$

y por lo tanto

$$A = 43 \times 1.12 / 80 = 0.6 \text{ cm}^2 < A \text{ constr.}$$

Se arma constructivamente con una malla de $\phi 8 \text{ c} / 15 \text{ cm}$ en ambas direcciones.

V.05.03.-Verificacion de la no flotabilidad

Dado el nivel de fundacion (4.95), y el maximo nivel de la napa freatica adoptado (5.50), se debera cumplir que el peso propio supere a la fuerza originada en la subpresion con un margen razonable de seguridad, que se puede fijar en $\nu = 1.3$

El peso propio, descontando el peso del equipo, es de:

$$P_p = 3.3 \text{ t}$$

y la subpresión:

$$V = (5.5 - 4.95) \times \pi \times (2.2)^2 / 4 = 2.09 \text{ t}$$

de donde

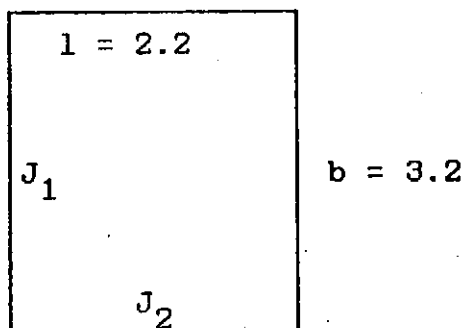
$$\nu = 3.3 / 2.09 = 1.58 \quad \text{verifica}$$

V.06.- CALCULO DEL POZO DE BOMBEO DE BARROS

Dadas las diferencias de tipo y forma estructural existentes entre los sedimentadores y el pozo de bombeo de barro adjunto, se estima conveniente separar ambas estructuras a través de una junta elástica que las independice. Por lo tanto las paredes del pozo funcionarán como un marco cerrado en la dirección horizontal, mientras que el fondo lo hará como una losa en dos direcciones, apoyado sobre las cuatro paredes. Al final del Punto V.06.02 se anexa la planilla correspondiente tanto al cálculo a flexión compuesta como a la verificación de tensiones en estado I, con los valores de solicitaciones que se calculan a continuación. En función de dicha planilla se obtienen los valores de armaduras que por comodidad se reproducen en los puntos siguientes.

V.06.01.- Cálculo de las paredes

El esquema será:



$$\text{con } \alpha = \beta = b/l = 3.2 / 2.2 = 1.45$$

$$y \quad X = - \frac{q \cdot x \cdot l^2}{12} \times \frac{1 + \beta^3}{1 + \beta} = \quad (\text{Mom. apoyo})$$

$$M_{tr}^l = - \frac{q \cdot x \cdot l^2}{8} + X$$

$$M_{tr}^b = - \frac{q \cdot x \cdot b^2}{8} + X$$

a) Mitad inferior

Tomando, como en casos similares anteriores, la carga de agua existente 0.50 m por encima del nivel del fondo, a efectos de tomar en cuenta su presencia, resulta:

$$p_a = (9.50 - 5.20) \times \gamma = 4.30 \text{ t/m}^2$$

$$X = - 4.3 \times 2.2^2 / 12 \times (1 + 1.45^3) / (1 + 1.45) =$$

$$= - 2.88 \text{ tm/m}$$

$$M_1 = 4.3 \times 2.2^2 / 8 - 2.88 = < 0$$

Se adopta

$$M_1 = 4.3 \times 2.2^2 / 24 = 0.87 \text{ tm/m}$$

y

$$M_b = 4.3 \times 3.2^2 / 8 - 2.88 = 2.62 \text{ tm/m}$$

$$R_1 = 4.3 \times 2.2 / 2 = 4.7 \text{ t/m}$$

$$R_b = 4.3 \times 3.2 / 2 = 6.9 \text{ t/m}$$

Se adopta

$$d = 32 \text{ cm}$$

y se arma con (ver planilla de calculo)

Horizontal : ϕ 10 c / 13 cm ambas caras

Vertical : ϕ 10 c / 20 cm " "

b) Mitad superior

En la mitad superior (por encima de la cota 7.25), los respectivos valores seran:

$$p_a = (9.50 - 7.25) \times \gamma = 2.25 \text{ t/m}^2$$

$$X = - 2.25 \times 2.2^2 / 12 \times (1 + 1.45^3) / (1 + 1.45) =$$

$$= - 1.51 \text{ tm/m}$$

Se adopta $M_1 = 2.25 \times 2.2^2 / 8 - 1.51 = < 0$
 $M_1 = 2.25 \times 2.2^2 / 24 = 0.45 \text{ tm/m}$

y $M_b = 2.25 \times 3.2^2 / 8 - 1.51 = 1.37 \text{ tm/m}$

$R_1 = 2.25 \times 2.2 / 2 = 2.5 \text{ t/m}$
 $R_b = 2.25 \times 3.2 / 2 = 3.6 \text{ t/m}$

Se adopta $d = 22 \text{ cm}$

y se arma con (ver planilla):

Horizontal : $\phi 10 \text{ c} / 17 \text{ cm}$ ambas caras

Vertical : $\phi 10 \text{ c} / 20 \text{ cm}$ " "

V.06.02.-Cálculo del fondo

El peso de las paredes mas el techo resulta:

$P_p = 0.25 \times (9.8 - 4.7) \times (2.2 + 3.2) \times 2.4 \times 2 = 32.43 \text{ t}$

$P_t = (0.15 \times 2.4 + 0.5) \times 2.1 \times 3.2 = 5.78 \text{ t}$

$P \text{ tot.} = 38.21 \text{ t}$

y la tensión:

$\sigma = 38.21 \text{ t} / 3.2 \times 2.2 = 5.43 \text{ t/m}^2$

La flexión será (tablas):

$M_x = \alpha \times 5.43 \times 2.2^2 = 0.83 \text{ tm/m}$

$M_y = \beta \times 5.43 \times 3.2^2 = 0.41 \text{ tm/m}$

y en el apoyo

$X = - \alpha \times 5.43 \times 2.2^2 / 12 = - 1.88 \text{ tm/m}$

$Y = - \rho \times 5.43 \times 3.2^2 / 12 = - 0.87 \text{ tm/m}$

Se adopta un espesor de $d = 25 \text{ cm}$

y se arma con (ver planilla):

Inferior : $\phi 10 \text{ c} / 20 \text{ cm}$

Superior : $\phi 10 \text{ c} / 20 \text{ cm}$

A continuación se detalla la planilla de cálculo.-

ARAOZ 2379 - 4° A - 71-6258
CAP. FRO.

PLANTA TRAT. DES. RADA TILLY

CALCULO SEDIM. SECUND.

Fecha: 12-91

Holo: 55 de 102

ELEM:	Losa :	Direc:	d	N	M	TensN	TensH	di	coef.	TensV I	Losa d	h	N	Mu	kh	ka	R	kx	MU	MUZ :
:	:	:	: CM	ton	tM	K/cm2	K/cm2	CM		K/cm2 I	CM	CM	ton	tM	tM		CM2		Z	Z :
:	Pared:	Hv :	20	-1.07	0.28	-0.5	4.2	17	1.21	4.4 I Pared	20	17.5	-1.07	0.28	0.36	29.2	43	0.4	0.09	0.03 0.03 :
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	I	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
S :	PB1 :	Hx :	32	4.70	2.62	1.5	15.4	35	1.52	25.7 I PB1	32	29.5	4.70	2.62	1.99	20.9	44	4.9	0.15	0.17 0.20 :
E :	inf. :	X :	32	4.70	2.88	1.5	16.9	35	1.52	28.0 I inf.	32	29.5	4.70	2.88	2.25	19.7	44	5.3	0.15	0.18 0.21 :
O :	:	:	:	:	:	:	:	:	:	I	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
I :	PB1 :	Hx :	20	2.46	1.37	1.2	20.6	21	1.32	28.6 I PB1	20	17.5	2.46	1.37	1.19	16.1	44	4.0	0.15	0.23 0.27 :
M :	sup. :	X :	20	2.46	1.51	1.2	22.7	21	1.32	31.4 I sup.	20	17.5	2.46	1.51	1.33	15.2	44	4.4	0.15	0.25 0.29 :
E :	:	:	:	:	:	:	:	:	:	I	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
N :	PB2 :	Hx :	32	6.90	0.86	2.2	5.0	46	1.60	11.5 I PB2	32	29.5	6.90	0.86	-0.07	110.3	43	3.0	0.09	0.10 0.11 :
T :	inf. :	X :	32	6.90	2.88	2.2	16.9	36	1.52	29.0 I inf.	32	29.5	6.90	2.88	1.95	21.1	44	5.8	0.15	0.20 0.23 :
A :	:	:	:	:	:	:	:	:	:	I	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
O :	PB2 :	Hx :	20	3.60	0.45	1.8	6.8	25	1.37	11.8 I PB2	20	17.5	3.60	0.45	0.18	41.2	43	1.9	0.09	0.11 0.12 :
O :	sup. :	X :	20	3.60	1.51	1.8	22.7	22	1.33	32.5 I sup.	20	17.5	3.60	1.51	1.24	15.7	44	4.6	0.15	0.26 0.31 :
R :	:	:	:	:	:	:	:	:	:	I	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
:	:	Hx :	25	0.00	0.83	0.0	8.0	25	1.37	11.0 I	0	25	22.5	0.00	0.83	0.83	24.7	43	1.6	0.09 0.07 0.08 :
:	:	Hx :	25	0.00	0.41	0.0	3.9	25	1.37	5.4 I	0	25	22.5	0.00	0.41	0.41	35.1	43	0.8	0.09 0.03 0.04 :
:	Fond :	X :	25	0.00	1.88	0.0	18.0	25	1.37	24.8 I Fond	25	22.5	0.00	1.88	1.88	16.4	44	3.7	0.15	0.16 0.19 :
:	:	Y :	25	0.00	0.87	0.0	8.4	25	1.37	11.5 I	0	25	22.5	0.00	0.87	0.87	24.1	43	1.7	0.09 0.07 0.08 :



V.06.03.-Verificación de la no flotación

El peso propio de la estructura será el obtenido en el punto anterior (sin la sobrecarga en el techo) mas el correspondiente al fondo:

$$\text{Peso paredes y techo : } 38.21 \text{ t} - 3.2 \times 2.1 \times 0.5 = 34.85 \text{ t}$$

$$\text{Peso fondo : } 3.2 \times 2.1 \times .26 \times 2.4 = 4.19 \text{ t}$$

$$\text{Peso total } 39.04 \text{ t}$$

y la carga de agua:

$$V = (5.5 - 4.44) \times 3.2 \times 2.1 = 7.12 \text{ t}$$

$$\nu = \frac{39.04}{7.12} = 5.48 > 1.3$$

Verifica.

V.06.04.-Cálculo del techo

Dada la presencia de los agujeros para las tapas de las cámaras, se toma toda la carga de la losa repartida en dos vigas cintas materializadas por la losa fuera de la zona de agujeros: Tomando una sobrecarga de 0.5 t/m², se tiene una carga total de (ver punto anterior):

$$P_t = 5.78 \text{ t}$$

que origina en cada viga una carga repartida de:

$$q = 0.5 \times 5.78 / 3.2 = 0.9 \text{ t/m}$$

y el momento

$$M = 0.9 \times (3.2)^2 / 8 = 1.15 \text{ tm}$$

sobre un ancho de :

$$b = (2.1 - 0.8) \times 0.5 = 0.65 \text{ m}$$

por lo que, si se adopta

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

resulta

$$kh = 9$$

$$ka = 46$$

$$A = 46 \times 1.15 / 12 = 4.4 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se arma con

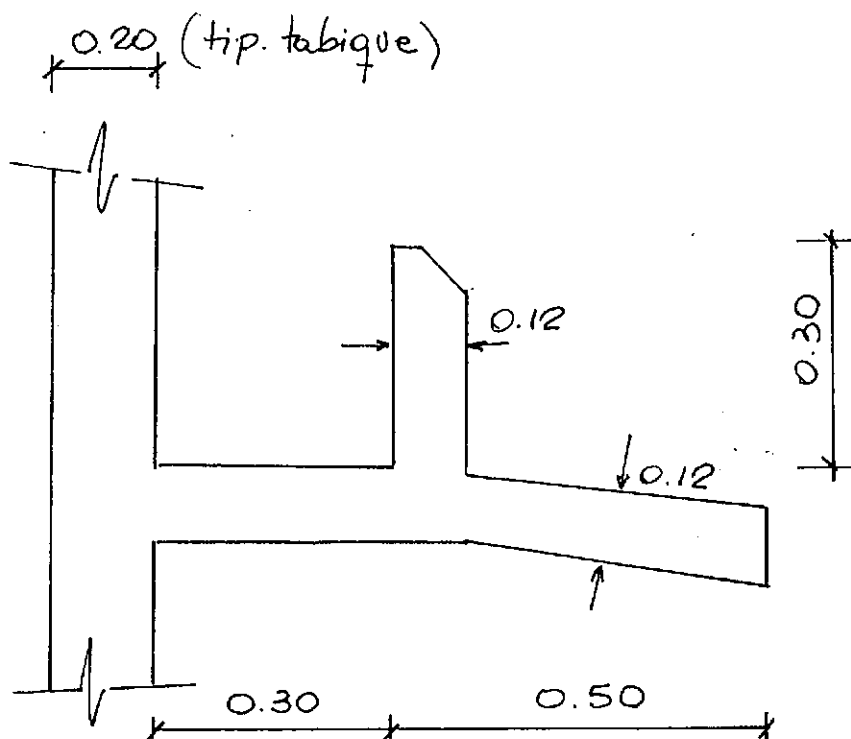
$$4 \phi 12 \text{ cada mitad}$$

La zona transversal se arma constructivamente con $\phi 6 \text{ c} / 15 \text{ cm}$

V.07.- CALCULO DETALLES ESPECIALES

V.07.01.- Calculo salida de sobrenadante

Se trata de una pequeña losa en voladizo del tabique perimetral, de acuerdo al detalle que se adjunta. Solo debe soportar su peso propio, ya que se llena por su parte superior cuando el nivel de líquido en el sedimentador lo permite.



Peso tabique vertical : $0.12 \times 0.30 \times 2.4 = 0.087 \text{ t/m}$

Peso propio losa : $0.12 \times 2.4 = 0.29 \text{ t/m}^2$

Reacción $R = 0.29 \times 0.80 + 0.09 = 0.33 \text{ t/m}$

Momento $X = -0.29 \times (0.80)^2 \times 0.5 - 0.087 \times 0.36 = -0.12 \text{ tm/m}$

Si se adopta $d = 12 \text{ cm}$ $h = 9.5 \text{ cm}$

resulta $kh = 27$ $ka = 43$

$A = 43 \times 0.12 / 9.5 = 0.54 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Se arma constructivamente con $\phi 6 \text{ c} / 15 \text{ cm}$

V.07.02.-Verificación de la no flotación fondo del sedimentador

En la parte mas profunda del sedimentador, en las cercanías del cilindro central, existe un sector del piso cuyo nivel es inferior al de la napa freática. Se determinará a continuación cual debe ser el espesor del piso para que dicho desnivel no provoque el levantamiento del mismo bajo la acción del agua.

Nivel de la napa : 5.50 m

Nivel sup. del piso : 5.35 m

Espesor piso : D m

Coef. de seguridad a la flotación deseado : $\nu = 1.3$

Supuesto el tramo horizontal se debe cumplir:

$$\frac{\text{Peso del piso}}{\text{Empuje del agua}} = 1.3 = \frac{D \times 2.4}{(5.5 - 5.35) + D}$$

de donde se despeja D obteniendo

$$D = 18 \text{ cm}$$

Se mantiene constante dicho espesor en todo el piso, armandose el mismo con una doble malla constructiva y a fin de evitar fisuraciones, de

$\phi 6 \text{ c} / 20 \text{ cm}$ ambas caras y direcciones

*

*

*

*

RAUL PORTAS ESQUIVEL
INGENIERO CIVIL
ARAOZ 2379 - 4º A - 71-6258
CAP. FED.

PLANTA TRAT. DES. RADA TILLY

Fecha: 12-81

.....CALCULO CONCENTRADOR.....

Hoja: 59 de 102

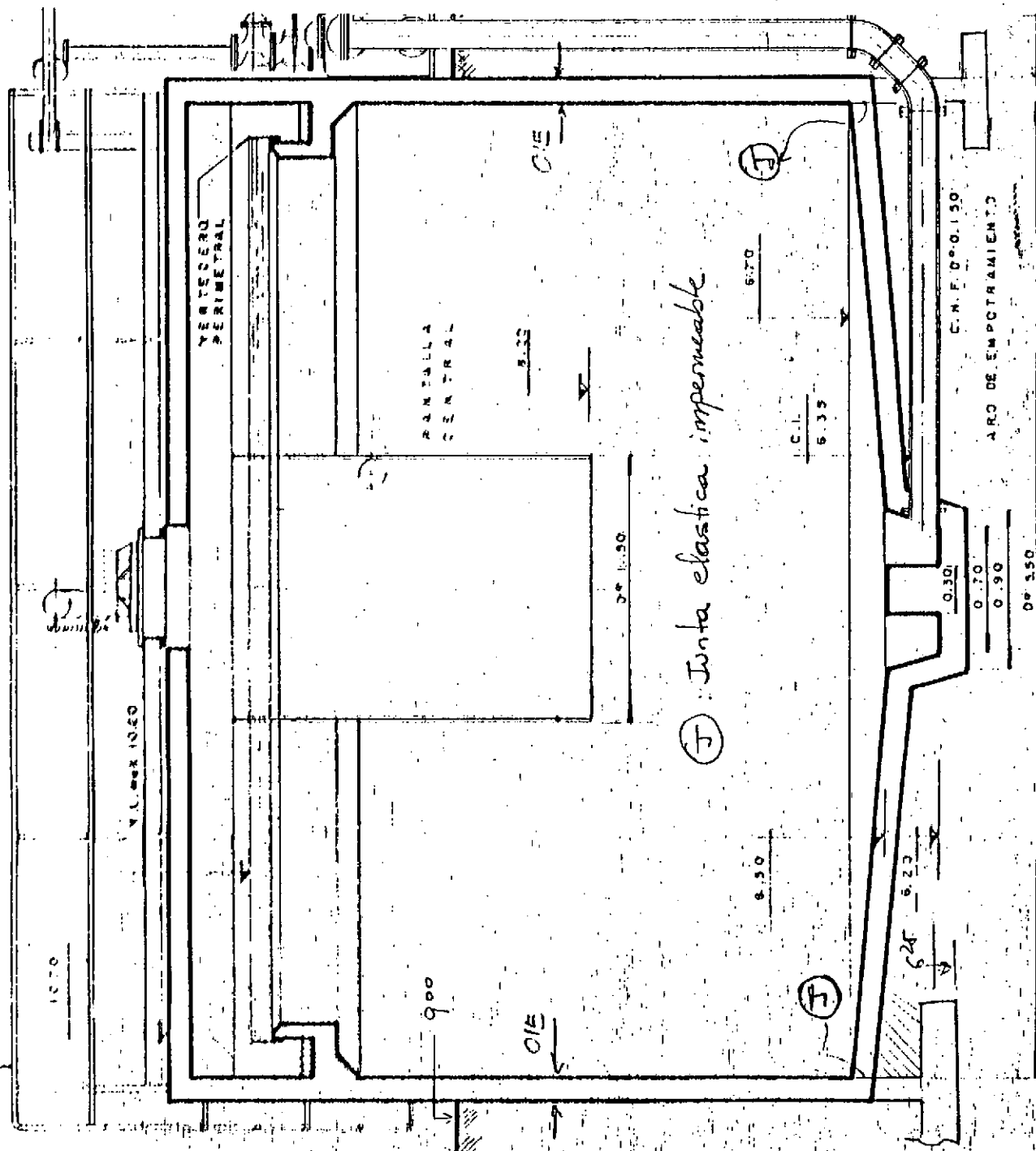
PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES CLOACALES

RADA TILLY

CAPITULO VI

CALCULO CONCENTRADORES

Hojas: 60 de 102



VI.03.- CARGAS ACTUANTES

Se adoptan para el equipo barredor las siguientes cargas:

- Apoyo del eje en el cojinete inferior:

$$P_1 = 500 \text{ Kgr}$$

- Apoyo reductor en pasarela:

$$P_2 = 400 \text{ Kgr}$$

La potencia del motor se estima en 1.5 HP, con lo que el momento de cortocircuito será:

$$M = 0.01 \times 1.5 = 0.015 \text{ tm}, \text{ despreciable}$$

En cuanto al torque horizontal que se produce en el apoyo del motor, se estima su valor por dos caminos diferentes:

- a) De acuerdo a la fórmula de la mecánica elemental:

$$W = M \times \omega$$

siendo W : Potencia del motor = 1.5 HP = $1.5 \times 75 \text{ Kgrm/seg}$

M : Torque a determinar

ω : Velocidad angular = 5 rpm (dato) = $5 \times 2\pi / 60 = 0.524/\text{s}$

de donde:

$$M = \frac{1.5 \times 75}{0.524} = 215 \text{ Kgrm}$$

- b) De acuerdo a los datos empíricos suministrados por la tabla 3.2 de la obra SLUDGE THICKENING, Manual FD1 - 1980 de la Water Polution Control Federation:

$$M = k \times \phi^2$$

donde k : cte. que depende del material a barrer, y que para:
barros activados u orgánicos (caso mas desfavorable),
vale $k = 7$

ϕ : Diametro del concentrador = 5.5 m

luego:

$$M = 7 \times (5.5)^2 = 212 \text{ Kgrm}$$

Dada la similitud existente entre ambos valores, se toma

$$M = 215 \text{ Kgrm}$$

que si se supone un ancho entre apoyos del equipo de $d = 0.50 \text{ m}$
implica una fuerza horizontal en cada viga de la pasarela de:

$$P = 215 / 0.5 \times 2 = 215 \text{ Kgr}$$

- Se tomará en cuenta también una sobrecarga móvil de montaje correspondiente a dos operarios, equivalente a :

$$P_m = 150 \text{ Kgr}$$

- La sobrecarga distribuida en la losa de la pasarela se adopta:

$$q = 500 \text{ Kgr/m}^2$$

Para la acción del agua sobre las paredes exteriores se adoptará, según lo indicado en el Capítulo I "GENERALIDADES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL", y de acuerdo a los esquemas hidráulicos correspondientes, los siguientes valores:

$$p_a = \gamma H = 3.5 \text{ t/m}^2$$

En el caso de la carga del terreno exterior, siguiendo con lo expresado en el punto citado, se tendrá:

$$p_t = 0.6 \times h = 0.6 \times 2.3 \approx 1.4 \text{ t/m}^2$$

VI.04.- CALCULO DE LA PARED EXTERIOR

Se calculará como un cilindro sometido a cargas radiales. A efectos de determinar la tensión anular y los momentos longitudinales, se emplearán las tablas que al efecto se adjuntan en la publicación "DEPOSITOS CIRCULARES DE HORMIGON ARMADO SIN PRECOMPRESION", traducción de Obras Sanitarias de la Nación de la obra de la Portland Cement Association, Chicago.

Dada la escasa carga vertical sobre la pared, (prácticamente solo su peso propio), lo que originará una zapata de fundación de dimensiones reducidas, no se considerará a la pared como empotrada en su fundación sino solamente fija (articulada), estudiándose asimismo la posibilidad que resulte una pared deslizable, tal como se recomienda en la obra citada.

El fondo se considerará como un elemento independiente, separado de las paredes por una junta elástica e impermeable.

VI.04.01.-Cálculo de la tracción anular

a) Base supuesta articulada

Para el empleo de las tablas que figuran en la publicación citada es necesario calcular en primer término algunos coeficientes característicos de la estructura, a saber:

Altura agua	H= 3.50 m	$H^2/Dt = 14.33$	$\gamma H^3 = 42.88$
Radio	R= 2.85 m	$\gamma HR = 9.97$	
Espesor. sup.	t= 0.15 m	$\gamma H^2 = 12.25$	

Se divide la altura de la pared en 5 partes iguales, y de la Tabla II se obtienen los coeficientes que, al multiplicarlos por γHR dan los valores de la tracción anular:

- Debido al agua (tracción)

Punto	0.0 H	0.2 H	0.4 H	0.6 H	0.8 H	1.0 H
Coef.	0.00	0.20	0.41	0.66	0.75	0.00
Tracc.(t/m)	0.00	1.97	4.07	6.58	7.48	0.00

Para calcular el esfuerzo de corte en la base de la pared se emplea el coeficiente correspondiente de la Tabla XVI:

$$Q = \text{coef} \cdot \gamma H^2 = 0.073 \times 12.25 = 0.89 \text{ t/m}$$

- Debido al suelo (compresión)

$$p_t R = 4.0$$

Punto	0.0 H	0.2 H	0.4 H	0.6 H	0.8 H	1.0 H
Coef.	0.00	-0.20	-0.41	-0.66	-0.75	0.00
Compr.	0.00	-0.79	-1.63	-2.63	-2.99	0.00

$$Q = \text{coef} \cdot p_t H = -0.073 \times 4.9 = -0.36 \text{ t/m}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos, surge que en el primer caso (carga de agua), la reacción en la base -igual al esfuerzo de corte y de signo contrario- será igual a -0.89 t/m dirigida de afuera hacia adentro; y en el caso del empuje de tierras sera de 0.36 t/m dirigida hacia afuera.

b) Corrección por desplazamiento posible de la base

Para el otro caso límite (base desplazable) la reacción será nula y el desplazamiento máximo. Evidentemente la situación real será intermedia entre ambos casos, por lo que la obra citada aconseja calcular estas paredes cilíndricas adoptando para la reacción un valor razonable, y corregir los valores de las tensiones anulares halladas en función de la diferencia adoptada.

En este caso adoptaremos como valor posible de la reacción el susceptible de desarrollarse entre la base y el suelo de fundación por efectos del rozamiento entre ambos, adoptando para éste un valor promedio de $\mu = 0.4$, y despreciando el peso del relleno existente por sobre la zapata. Por lo tanto se tendrá:

$$\begin{aligned} \max R &= \mu \times N = 0.4 \times 2.4 \text{ t/m}^3 \times (0.15 \text{ m} \times 3.6 \text{ m} + .15 \times 0.8) = \\ &= 0.63 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Por lo que para obtener el estado final habrá que superponer a los valores ya calculados los que se obtengan de cargar a la pared cilíndrica con una fuerza dirigida de adentro hacia afuera (en el caso del empuje de tierras sera hacia adentro) de:

$$\begin{aligned} V &= 0.89 - 0.63 = 0.26 \text{ t/m} && \text{en el caso del agua; y} \\ V &= -0.36 + 0.63 = -0.27 && \text{en el del suelo} \end{aligned}$$

Este caso de carga se halla resuelto en la bibliografía empleada, Tabla V, con la salvedad que se trata de cilindros largos, esto es que las perturbaciones de un borde no se propagan al borde opuesto. Para determinar si ese es nuestro caso, se seguirá el procedimiento detallado por O. BELLUZZI en su " CIENCIA DE LA CONSTRUCCION " , tomo 3, pags 383 y sgtes. Se debe calcular el coeficiente α como sigue (form. 28 - 4):

$$\alpha = \frac{1.3}{\sqrt{R \times t}} = 1.89$$

y la longitud de onda λ será:

$$\lambda = 2 \times \pi / \alpha \quad (\text{form. 28 - 9})$$

En este caso $\lambda = 3.16 \text{ m}$

La longitud o altura de nuestro cilindro es $H = 3.5 \text{ m}$ que resulta mayor que $\lambda / 2$, por lo que se puede despreciar la influencia de un borde sobre el otro. Por lo tanto, empleando la tabla V se tiene: $T = \text{coef.} \times V \times R / H$

- Debido al agua (tracción)

Punto	0.0 H	0.2 H	0.4 H	0.6 H	0.8 H	1.0 H
Coef.	0.00	0.03	-0.13	-0.81	0.68	13.77
Tracc. (t/m)	0.00	0.01	-0.03	-0.17	0.14	2.92

- Debido al suelo

No es necesaria ninguna corrección, ya que el rozamiento es capaz de proveer la fuerza igual y contraria al corte en la base.

c) Calculo de la tracción - compresión anular final

Sumando los valores correspondientes al agua se tendrá la tracción final resultante; y con los correspondientes al suelo la compresión anular:

Punto	0.0 H	0.2 H	0.4 H	0.6 H	0.8 H	1.0 H
Tracción	0.00	1.97	4.04	6.41	7.63	2.92
Compresión	0.00	-0.79	-1.63	-2.63	-2.99	0.00

VI.04.02.- Calculo de la flexión vertical

Se empleará la misma metodología que para el cálculo de la tracción anular.

a) Base supuesta articulada

Los coeficientes a emplear surgen de la Tabla VIII:

- Debido al agua

$$M = \text{coef.} \times \gamma \times H^3$$

Punto	0.0 H	0.2 H	0.4 H	0.6 H	0.8 H	1.0 H
Coef.x 1000	0.00	0.00	0.10	0.00	2.60	0.00
Momento(tm/m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.11	0.00

- Debido al empuje del suelo

$$M = \text{coef.} \times p \times H^2$$

Dados los resultados obtenidos con el empuje del agua, resulta evidente que no es necesario calcular este caso.

b) Corrección por desplazamiento posible de la base

Análogamente al caso de la tracción anular, solo se corrige para el caso de la carga de agua. Para ello se emplean los coeficientes de la Tabla X, siendo la corrección a efectuar igual a:

$$M = \text{coef.} \times V \times H = \text{coef.} \times 0.91$$

Punto	0.0 H	0.2 H	0.4 H	0.6 H	0.8 H	1.0 H
Coef.x 100	0.00	0.10	0.20	-0.40	-3.60	0.00
Momento(tm/m)	0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.03	0.00

c) Cálculo de la flexión longitudinal final

Sumando los valores correspondientes al agua se tendrá la flexión final resultante provocada por la misma:

Punto	0.0 H	0.2 H	0.4 H	0.6 H	0.8 H	1.0 H
Agua	0.00	0.00	0.00	0.00	0.08	0.00

VI.04.03.-Dimensionado

a) Según la dirección anular

Dadas los valores relativamente pequeños de las tracciones

obtenidas, no resulta necesario dividir a la estructura en cuanto a su armado. En efecto, si se dimensiona la armadura con la máxima tracción obtenida:

$$T = 7.63 \text{ t/m}$$

por lo tanto

$$A = 7.63 / 2.4 = 3.18 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

y en cada cara

$$A' = 1.59 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Por razones constructivas, se arma con una armadura mínima de :

$$\phi 6 \text{ c} / 15 \text{ ambas caras}$$

La cuantía resulta:

$$\mu_z = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.18}{100 \times 15} = 0.21 \%$$

verifica la condición de ser menor que la cuantía máxima. Asimismo la tensión de comparación será, para $\sigma_M = 0$:

$$d_1 = d \left(1 + \frac{\sigma_N}{\sigma_M} \right) \gg 60 \implies \mu = 1.8$$

por lo que, despreciando la sección homogeneizada de armadura, se tiene:

$$\mu \times \sigma_N = 1.8 \times 7630/1500 = 9.16 \text{ Kgr/cm}^2$$

resultando

$$9.16 \text{ Kgr/cm}^2 \ll \sigma_v = 30.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

por lo que se verifican las condiciones de control de fisuración impuestas.

b) Según la dirección vertical o longitudinal

El mayor valor del momento es de $M = 0.08 \text{ tm/m}$
que actúa con $N = -1.01 \text{ t}$ (p.ppio. 0.8H)
por lo que $M_u = 0.13 \text{ tm/m}$
y $k_h = 34.6$ $k_a = 43$

$$A = 0.03 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{\text{min.}}$$

Se arma constructivamente con :

$$\phi 10 \text{ c} / 20 \text{ cm ambas caras}$$

VI.04.04.-Cálculo de la zapata de fundación

El peso de la pared más losa y tabique del vertedero de salida del sobrenadante, más la reacción de las vigas de las pasarelas, supuestas éstas distribuidas sólo 1.0 metro a cada lado de su vertical será, a nivel fundación (6.25):

$$N = (10.30 - 6.25) \times 0.15 \times 2.4 + 0.16 + 2 \times 1.37 / 3 = \\ = 2.53 \text{ t/m}$$

Se adopta un ancho constructivo
por lo que

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{2.53 \text{ t}}{1.0 \times 1.0 \text{ m}^2} = 2.53 \text{ t/m}^2 = 0.25 \text{ kgr/cm}^2$$

Verifica

El momento $X = 0.425^2 \times 0.5 \times 2.53 = 0.23 \text{ tm/m}$

Se adopta $d = 25 \text{ cm}$ $h = 20 \text{ cm}$
 $kh = 41.7$ $ka = 0.43$

$$A = 0.43 \times 0.23 / 0.20 = 0.44 \text{ cm}^2 / \text{m} < A \text{ constr.}$$

Se arma con $\phi 8 \text{ c} / 15 \text{ cm}$

VI.05.- CALCULO DE LA PASARELA

VI.05.01.-Cálculo de la losa

De acuerdo a lo especificado en el punto VI.03, se adopta para la losa una sobrecarga:

$$p = 500 \text{ Kgr/m}^2$$

por lo tanto, con

$$l = 0.85 \text{ m}$$

resulta:

$$M = 0.5 \times .85^2 / 8 = 0.045 \text{ tm/m}$$

con $d = 10 \text{ cm}$

$$h = 7.5 \text{ cm}$$

$$kh = 35.3$$

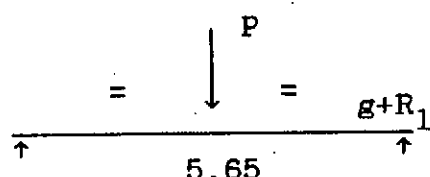
$$A = 0.43 \times 0.045 / 0.075 = 0.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se arma constructivamente con $\phi 6 \text{ c} / 15 \text{ cm}$

VI.05.02.-Calculo de las vigas

Se detalla a continuacion el correspondiente calculo de las cargas actuantes sobre cada viga, incluyendo su peso propio y las cargas concentradas actuantes

$$b_o = 15 \text{ cm} \quad d_o = 10 \text{ cm} \quad b = 50 \text{ cm} \quad d = 40 \text{ cm} \quad h = 36 \text{ cm}$$



$$g = (.10 \times 0.5 + .15 \times .30) \times 2400 =$$

$$= 228 \text{ Kgr/m}$$

$$R_1 = 212$$

$$P = 200 + 150 = 350 \text{ Kgr}$$

$$H = 215 \text{ Kgr}$$

$$R_v = 0.5 \times 5.65 \times 440 + 0.5 \times 350 = 1418 \text{ Kgr}$$

$$R_h = 0.5 \times 215 = 108 \text{ Kgr}$$

$$M_v = 440 \times (5.65)^2 / 8 + 350 \times 5.65 / 4 = 2250 \text{ Kgrm}$$

$$M_h = 215 \times (5.65) / 8 = 858 \text{ Kgrm}$$

$$\tau_v = 1.14 \times 1418 / 15 \times 36 = 2.99 \text{ Kgr/cm}^2 < \tau_{012} = 7.5 \text{ Kgr/cm}^2$$

No es necesaria armadura de corte.

La armadura en el plano vertical sera:

$$A = 43 \times 2.25 / 36 = 2.68 \text{ cm}^2 \implies 3 \phi 12 \text{ inf.}$$

En el plano horizontal trabaja el conjunto de las dos vigas unidas por la losa de la pasarela, comportandose como un perfil compuesto tipo U de 1.0 m de altura, por lo que la armadura sera constructiva, ya que:

$$A = 43 \times 0.86 / 95 = 0.39 \text{ cm}^2 \implies \text{Se cubren con la armadura de reparticion de la losa.}$$

VI.06.- CALCULO DE LAS CAMARAS DE ENTRADA Y SALIDA

Dadas las diferencias de funcionamiento estructural existentes entre cada uno de los concentradores y las respectivas camaras adyacentes, se estima conveniente separar ambas estructuras a traves de una junta elastica que las independize; y apoyar las

cámaras sobre un contrapiso de hormigón pobre construido sobre relleno compactado.

VI.06.01.-Cálculo de las paredes

Teniendo presentes los resultados obtenidos en el cálculo de cámaras anteriores de la presente Planta (ver Cap.IV), se estima que las presentes verificarán con espesores y armaduras mínimas. A modo de comprobación se calculará la más comprometida, que resulta ser la más profunda de las tres, con una carga hidráulica de:

$$p = (9.85 - 8.35) \times \gamma = 1.5 \text{ t/m}^2$$

Dada la presencia del fondo, y a los efectos de tomar en cuenta el funcionamiento como marco de las cuatro paredes, se toma la carga de agua existente 0.50 m por encima del nivel del fondo, es decir

$$p_a = 1.0 \text{ t/m}^2$$

Si se toma una luz promedio de $l = 1.0 \text{ m}$
resulta:

$$M_x = 1.0 \times (1.0^2)/24 = 0.04 \text{ tm/m}$$

$$X = -1.0 \times (1.0^2)/12 = -0.08 \text{ tm/m}$$

$$R_x = N_x = 0.5 \text{ t/m}$$

Si se adopta $d = 15 \text{ cm}$ $h = 12.5 \text{ cm}$

resulta para el apoyo $M_u = 0.06 \text{ tm/m}$

$$k_h = 53.3 \quad k_x = 0.09 \quad k_a = 43$$

$$A = 0.4 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \mu_z = 0.03 \%$$

y las tensiones en estado I:

$$\sigma_N = 0.3 \quad \sigma_M = 2.1 \implies d_1 = 17 \text{ cm}$$

el coef. de mayoración

$$\mu = 1.21$$

y finalmente

$$\sigma = 1.21 \times 2.4 = 3.0 \text{ kgr/cm}^2$$

que resulta menor que

$$\sigma_v = 30.5 \quad \text{Verifica}$$

Para el tramo no resulta necesario el cálculo dados los

valore obtenidos.

Se arma con

Horizontal : ϕ 6 c / 15 cm ambas caras

Vertical : ϕ 8 c / 15 cm " "

VI.06.02.-Cálculo del fondo

El peso de las paredes de las tres cámaras resulta, aprox.:

$$P_1 = 0.15 \times (10.3 - 8.35) \times 0.7 \times 2.4 \times 4 = 1.96 \text{ t}$$

$$P_2 = 0.15 \times (10.6 - 9.10) \times 0.7 \times 2.4 \times 3 = 1.13 \text{ t}$$

$$P_3 = 0.15 \times (10.6 - 9.10) \times 2.5 \times 2.4 \times 1 = 1.35 \text{ t}$$

$$P. \text{ tot.} = 4.45 \text{ t}$$

y la tensión:

$$\sigma = 4.45 \text{ t} / 1.0 \times 2.9 = 1.53 \text{ t/m}^2$$

La flexión supuesta una losa típica ideal de 1.0 x 1.0 m:

$$M = 1.53 \times (1.0)^2 \times 0.018 = 0.03 \text{ tm/m}$$

y en el apoyo

$$X = - 1.53 \times (1.0)^2 \times 0.042 = -0.06 \text{ tm/m}$$

Si se adopta

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$h = 12.5 \text{ cm}$$

se tiene en el apoyo

$$kh = 51.0$$

$$kx = 0.09$$

$$ka = 43$$

$$A = 0.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\mu_z = 0.02 \%$$

y las tensiones en estado I:

$$\sigma_N = 0$$

$$\sigma_M = 1.6 \text{ =====> } d_1 = 15 \text{ cm}$$

el coef. de mayoración

$$\mu = 1.15$$

y finalmente

$$\sigma = 1.15 \times 1.6 = 1.8 \text{ kgf/cm}^2$$

que resulta menor que

$$\sigma_v = 30.5 \quad \text{Verifica}$$

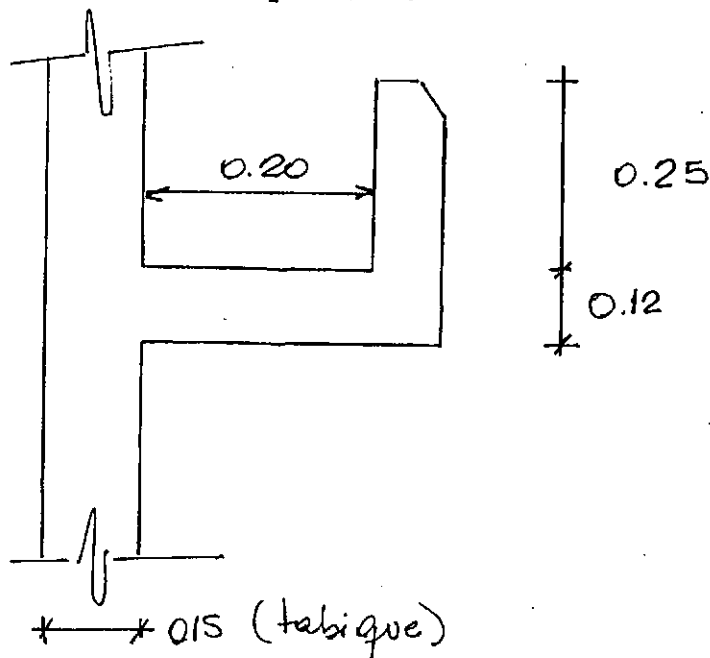
Para el tramo no resulta necesario el cálculo, dados los valores obtenidos.

Se arma con Inferior : ϕ 8 c / 15 cm
Superior : ϕ 8 c / 15 cm

VI.07.- CALCULO DETALLES ESPECIALES

VI.07.01.- Cálculo salida de sobrenadante

Se trata de una pequeña losa en voladizo del tabique perimetral, de acuerdo al detalle que se adjunta. Solo debe soportar su peso propio, ya que se llena por su parte superior cuando el nivel de líquido en el sedimentador lo permite.



Peso tabique vertical : $0.12 \times 0.37 \times 2.4 = 0.107 \text{ t/m}$

Peso propio losa : $0.12 \times 2.4 = 0.29 \text{ t/m}^2$

Reacción $R = 0.29 \times 0.20 + 0.11 = 0.16 \text{ t/m}$

Momento $X = -0.29 \times (0.20)^2 \times 0.5 - 0.107 \times 0.28 = -0.03 \text{ tm/m}$

Si se adopta $d = 12 \text{ cm}$ $h = 9.5 \text{ cm}$

resulta $k_h = 48$ $k_a = 43$
 $A = 43 \times 0.03 / 9.5 = 0.13 \text{ cm}^2 / \text{m}$
 Se arma constructivamente con $\phi 6 \text{ c} / 15 \text{ cm}$

VI.07.02.-Calculo apoyo central

Sobre la base central se apoya el cojinete, cuyo peso fue estimado en 500 Kgr en el punto VI.03. Dada la presencia de la canaleta central se tomara como elemento de apoyo el dado central y el fondo de la canaleta, despreciando la continuidad con el resto del fondo.

El peso propio no provoca flexion, por lo que la unica carga a repartir es el peso del cojinete; luego:

$$\sigma = -\frac{4 \times 0.5 \text{ t}}{\pi \times (1.2)^2} = 0.44 \text{ t/m}^2 = 0.04 \text{ Kgr/cm}^2$$

El momento en la seccion central sera, simplificando y quedando del lado seguro, tomando momentos respecto de la seccion central con un ancho colaborante igual a 30 cm:

$$X = 0.44 \times \pi \times (1.2)^2 \times 0.5 \times 0.4244 \times 1.20 = 0.51 \text{ tm}$$

$$k_h = \frac{40}{\sqrt{\frac{0.51}{0.30}}} = 30.8$$

$$A = 43 \times 0.51 / 40 = 0.55 \text{ cm}^2 \ll A \text{ constr.}$$

Se arma con $\phi 8 \text{ c} / 15$ ambas direcciones

*

*

*

*

RAUL PORTAS ESQUIVEL
INGENIERO CIVIL
ARAOZ 2379 - 4º A - 71-6258
CAP. FED.

PLANTA TRAT.DES.RADA TILLY

Fecha: **12-91**

CAMARA CLORACION

Hoja: **74** de **102**

PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES CLOCALES

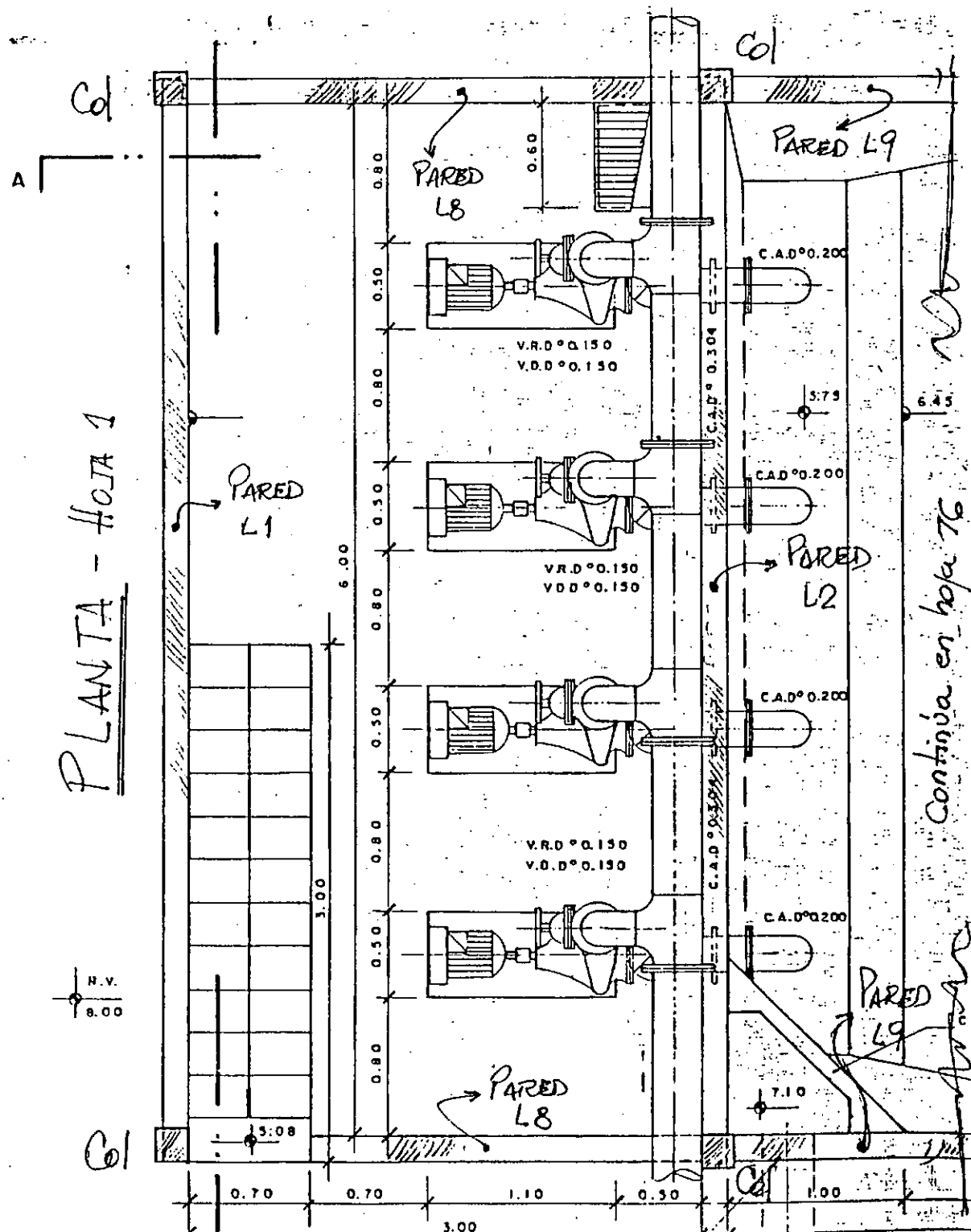
RADA TILLY

CAPITULO VII

CALCULO CAMARA DE CLORACION Y ESTACION ELEVADORA

V11-01. ALCANCE

El presente capitulo trata del calculo estructural de la camara de cloracion y su adjunta estacion elevadora.

VII.02. - ESQUEMA GEOMETRICO

ARAOZ 2379 - 4^o A - 71-6258
CAP. FED.

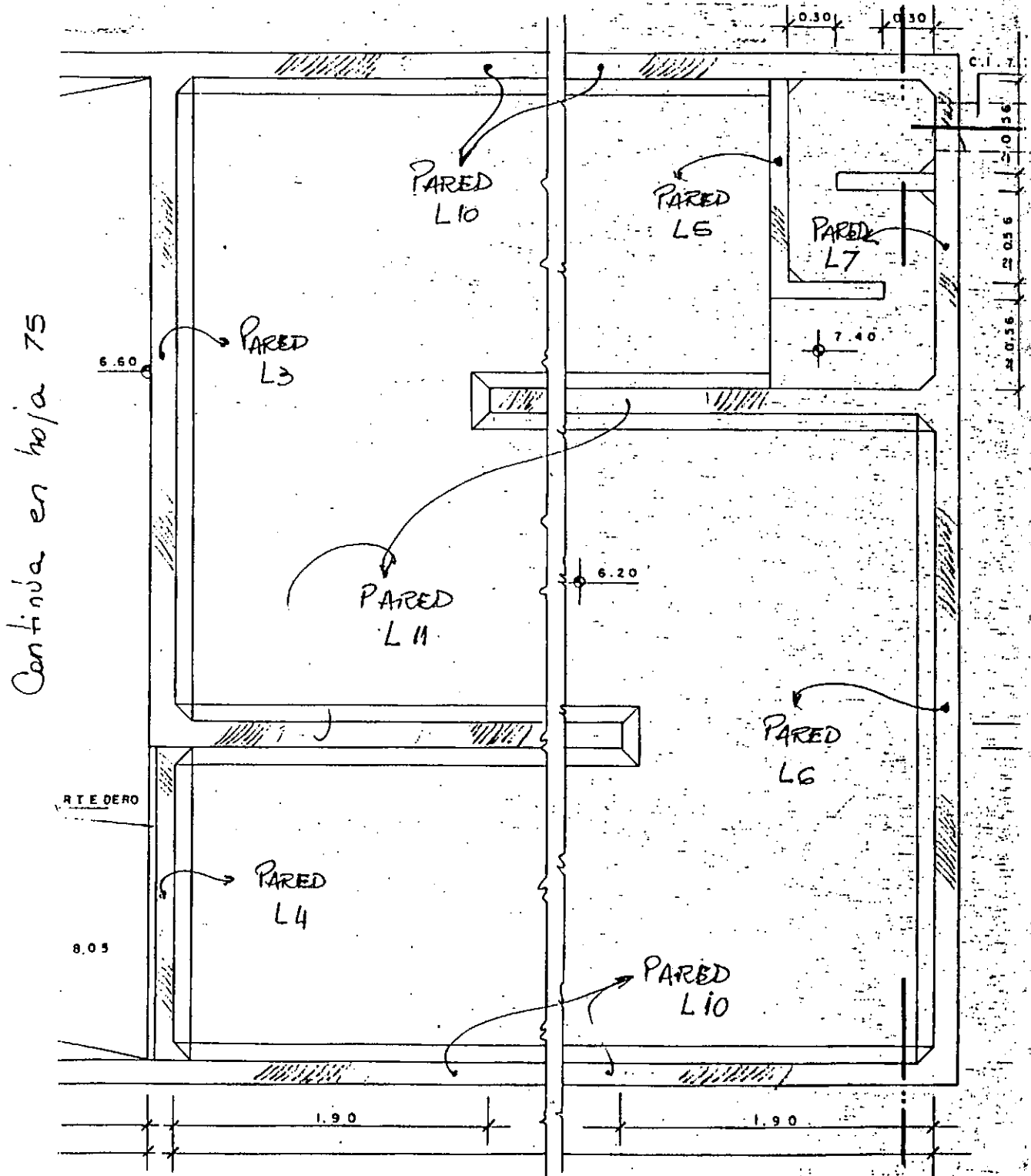
PLANTA TRAT. DES. RADA TILLY

CANARA CLORACION

Fecha: 12-91

Hol 07.6.102 de:

PLANTA - HOJA 2



RAUL PORTAS ESQUIVEL
INGENIERO CIVIL
ARAOZ 2379 - 4º A - 71-6258
CAP. FED.

PLANTA TRAT. DES. RADA TILLY

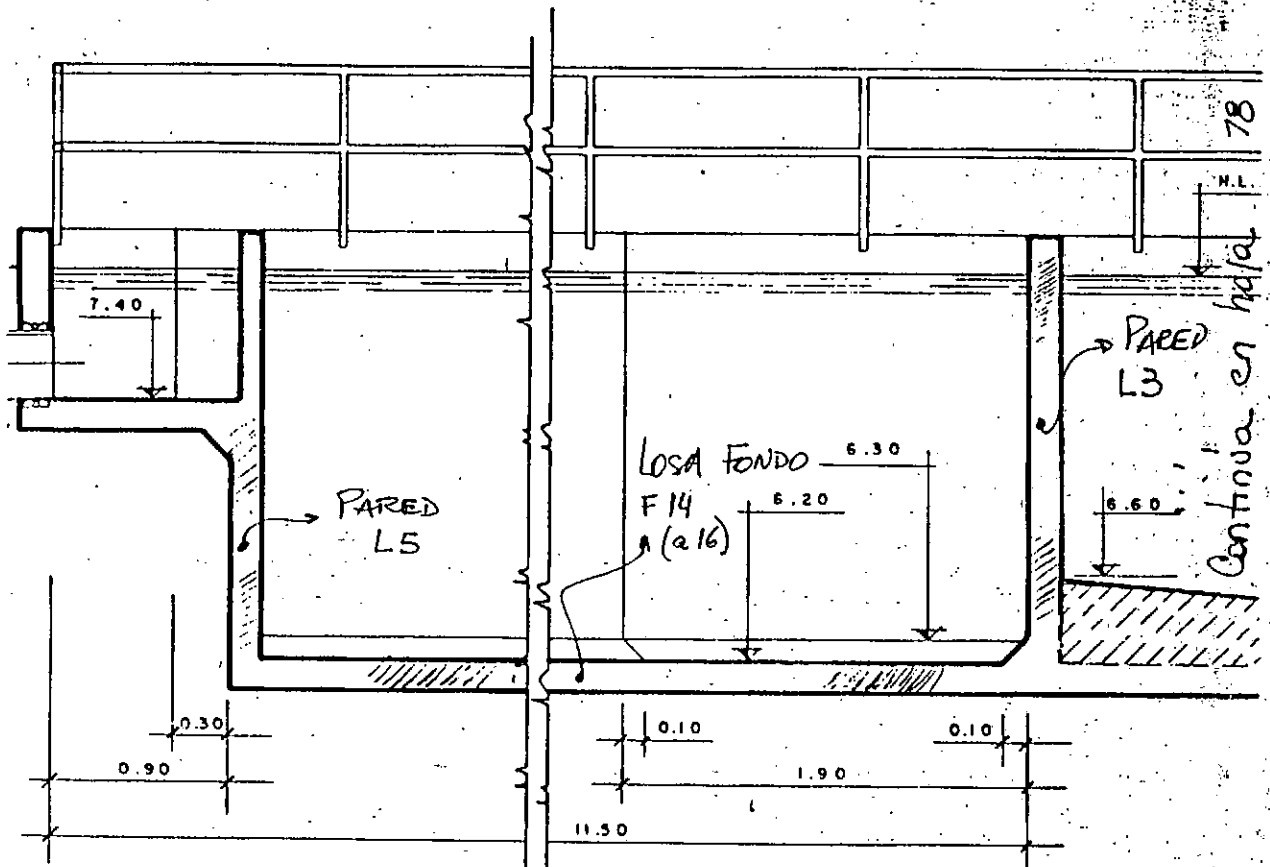
CAMARA CLORACION

Fecha: 12-91

Hoja: 77 de 102

CORTE LONGITUDINAL

HOJA 1

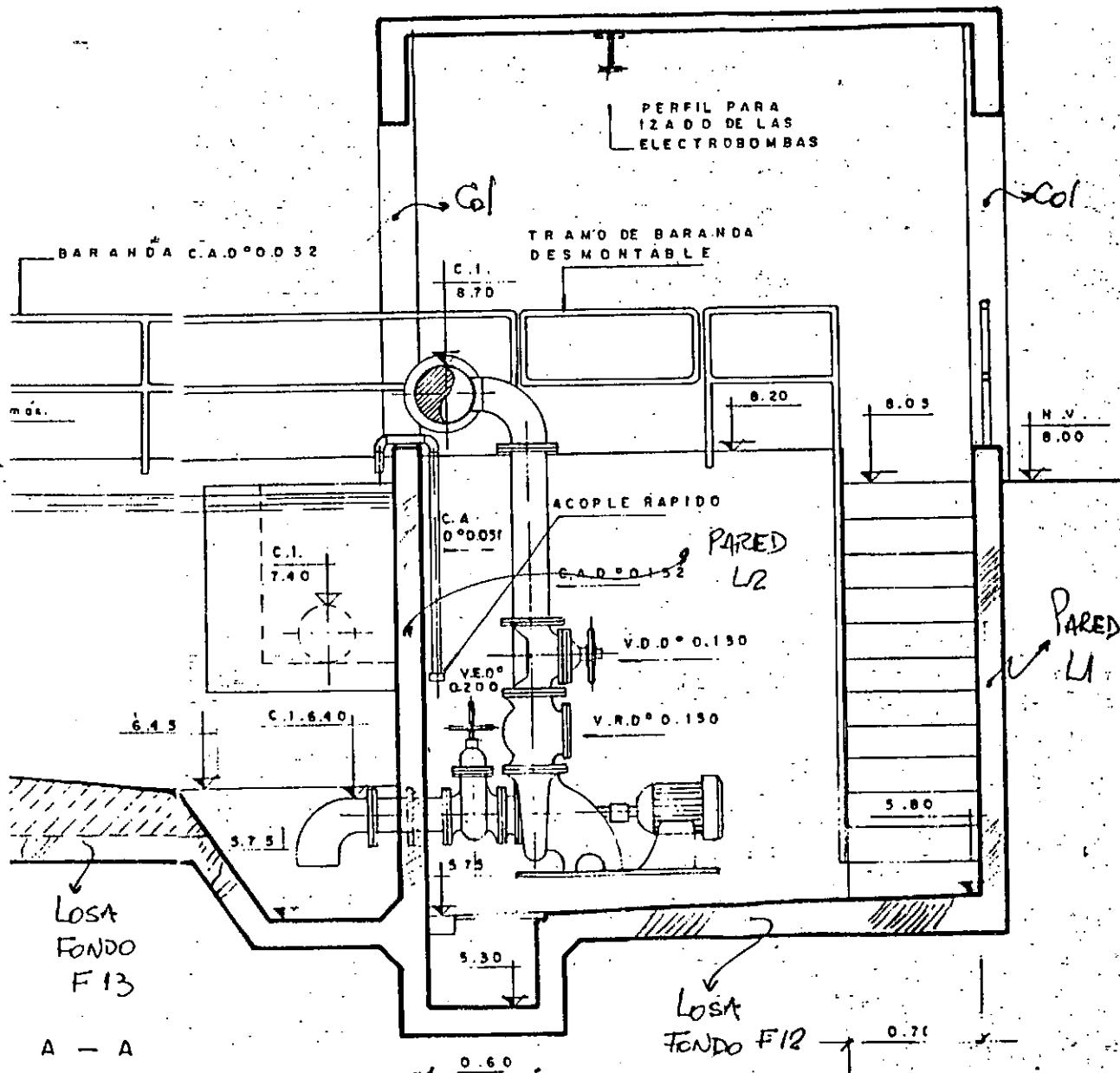


CORTE

CORTE LONGITUDINAL

HOJA 2

Continua en hoja 77

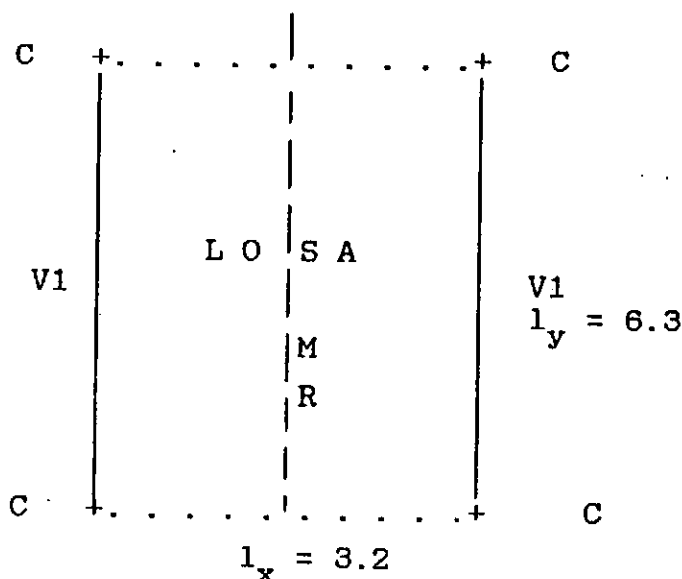


A - A

VII.03.- CALCULO LOSA DE TECHO

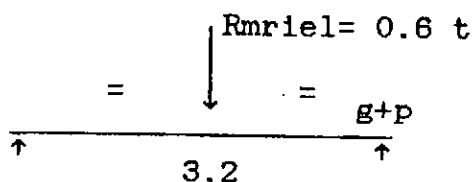
Se proyecta una losa armada en una dirección, capaz de soportar la carga de un monoriel para servicio de las bombas, con una sobrecarga estimada de 300 Kgr. La misma se transformará en una carga de 600 Kgr/m, si se estima un ancho colaborante de 0.50 mts.

VII.03.01.- Esquema geométrico



VII.03.02.- Esquema geométrico y dimensionamiento

a) Losa



$$g = .12 \times 2.4 + .15 \times 1.8 = 0.56 \text{ t/m}^2$$

$$p = 0.3 \text{ t/m}^2 \text{ (azotea inacc.)}$$

$$P = 0.6 \text{ Ton.}$$

$$R = 1.6 \times 0.86 + 0.3 = 1.7 \text{ t/m}$$

$$M = 0.86 \times (3.2)^2 / 8 + 0.6 \times 3.2 / 4 = 1.58 \text{ tm/m}$$

$$k_h = 7.9$$

$$A = 47 \times 1.58 / 10 = 7.42 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se arma con

ϕ 10 c / 10 cm

b) Viga

$$b_o = 20 \text{ cm}$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$h = 57 \text{ cm}$$

$$p = .20 \times .48 \times 2.4 = 0.23 \text{ t/m}$$

$$R_1 = 1.7 \text{ t/m}$$

$$R = 6.3 \times 1.93 / 2 = 6.08 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{1.14 \times 6080}{20 \times 57} = 6.1 \text{ k/cm}^2$$

$$M = 1.93 \times (6.3)^2 / 8 = 9.57 \text{ tm}$$

$$A = 44 \times 9.57 / 57 = 7.4 \text{ cm}^2$$

No es necesaria armadura de corte.- Se arma con 4 ϕ 16 dobl 2

Estr. ϕ 6 c / 20 cm

c) Columna

Dada su escasa carga
constructivamente con

N = 6.1 t se dimensiona y arma
20 x 20 cm.

4 ϕ 12 estr. ϕ 6 c / 15 cm

VII.04.- CALCULO PAREDES

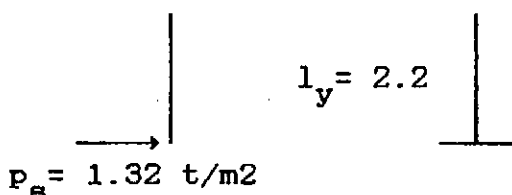
Se detalla en cada caso la forma de sustentación de la losa, su carga y los valores de sus características. Estas últimas salen de: a) para las losas en voladizo, del calculo directo; y b) para las armadas en dos direcciones, de la resolución por computadora, cuyo cuadro resumen se agrega al final del presente ítem. Asimismo, se adjunta al final del Capítulo la planilla de dimensionamiento y verificación de fisuración.

VII.04.01- Esquemas de carga

-Losa 1:

Dadas sus dimensiones, se calcula como empotrada en el fondo, sometida al empuje del suelo:

$$p_B = 0.6 \times 2.2 = 1.32 \text{ t/m}^2$$



$$M_y = 0.00 \text{ tm}$$

$$Y = -1.06 \text{ tm}$$

$$R_y = 1.45 \text{ t/m}$$

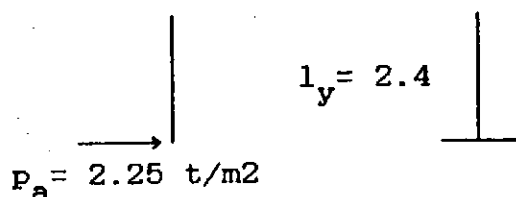
$$N_y = -1.15 \text{ t/m}$$

P.PP.

- Losa 2:

Idem losa 1, se calcula como empotrada en el fondo, sometida al empuje del agua:

$$p_a = 2.25 \text{ t/m}^2$$



$$M_y = 0.00 \text{ tm}$$

$$Y = -1.90 \text{ tm}$$

$$R_y = 2.53 \text{ t/m}$$

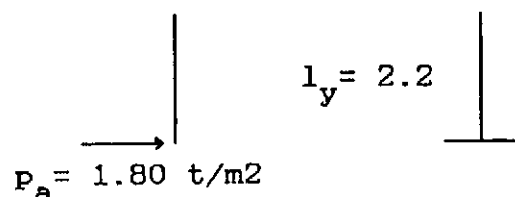
$$N_y = -1.44 \text{ t/m}$$

P.P.P.

- Losa 3:

Idem losa 2, se calcula como empotrada en el fondo, sometida al empuje del agua:

$$p_a = 1.80 \text{ t/m}^2$$



$$M_y = 0.00 \text{ tm}$$

$$Y = -0.97 \text{ tm}$$

$$R_y = 1.62 \text{ t/m}$$

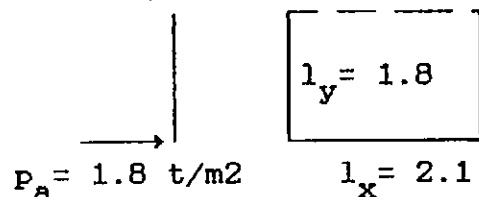
$$N_y = -0.78 \text{ t/m}$$

P.P.P.

- Losa 4:

Se calcula como empotrada en tres bordes y libre en el superior, empleando las tablas al efecto del BETON KALENDER para losas con carga triangular (ver punto VII.03.02):

$$p_a = 1.8 \text{ t/m}^2$$



$$M_x = \text{tm}$$

$$M_y = \text{tm}$$

$$X = - \text{tm}$$

$$Y = - \text{tm}$$

$$R_x = \text{t/m}$$

$$R_y = \text{t/m}$$

$$N_x = 0.58 \text{ t}$$

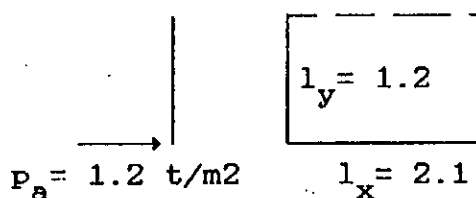
$$N_y = -0.78 \text{ t/m}$$

P.P.P.

- Losa 5:

Dadas las condiciones de funcionamiento hidráulico, la máxima carga desequilibrada de agua que debe soportar es desde nivel 6.20 a nivel 7.40, ya que si el líquido sube mas allá de esta última cota lo hace de ambos lados de la pared. Luego su esquema es (ver punto VII.03.02):

$$p_a = 1.8 \text{ t/m}^2$$

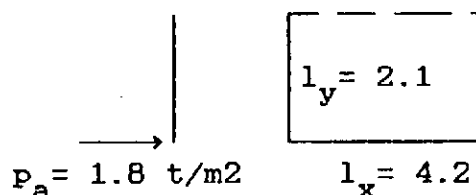


$M_x =$	tm	$M_y =$	tm
$X = -$	tm	$Y = -$	tm
$R_x =$	t/m	$R_y =$	t/m
$N_x =$	0.00 t	$N_y =$	-0.43 t/m
			P.PP.

- Losa 6:

Se calcula como empotrada en tres bordes y libre en el superior, empleando las tablas al efecto del BETON KALENDER para losas con carga triangular(ver punto VII.03.02)::

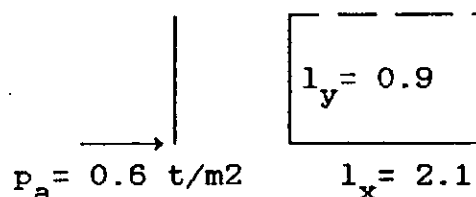
$p_a = 1.8 \text{ t/m}^2$



$M_x =$	tm	$M_y =$	tm
$X = -$	tm	$Y = -$	tm
$R_x =$	t/m	$R_y =$	t/m
$N_x =$	0.00 t	$N_y =$	-0.76 t/m
			P.PP.

- Losa 7:

De la misma forma que la anterior, con $p_a = 0.60 \text{ t/m}^2$

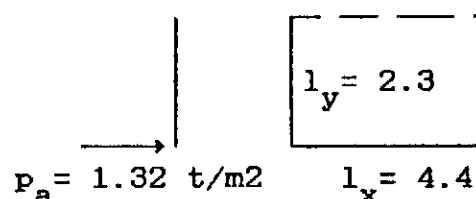


$M_x =$	tm	$M_y =$	tm
$X = -$	tm	$Y = -$	tm
$R_x =$	t/m	$R_y =$	t/m
$N_x =$	0.00 t	$N_y =$	-0.32 t/m
			P.PP.

- Losa 8:

Losa en dos direcciones con carga triangular debida al empuje del terreno (ver punto VII.03.02):

$p_s = 1.32 \text{ t/m}^2$ (idem L1)

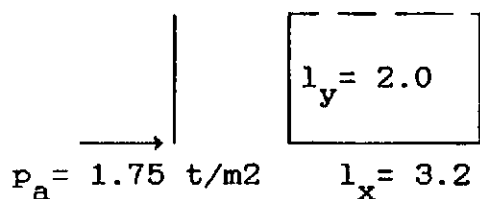


$M_x =$	tm	$M_y =$	tm
$X = -$	tm	$Y = -$	tm
$R_x =$	t/m	$R_y =$	t/m
$N_x =$	0.00 t	$N_y =$	-1.00 t/m
			P.PP.

- Losa 9:

Losa en dos direcciones con carga triangular debida al empuje del agua (ver punto VII.03.02):

$$p_a = 1.75 \text{ t/m}^2 \text{ (promedio)}$$

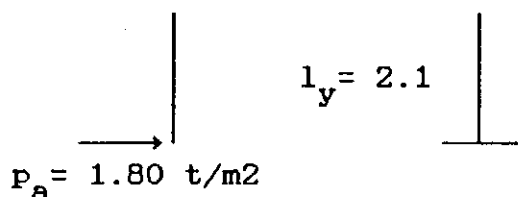


$$\begin{aligned} M_x &= & \text{tm} & \quad M_y &= & \text{tm} \\ X &= & \text{tm} & \quad Y &= & \text{tm} \\ R_x &= & \text{t/m} & \quad R_y &= & \text{t/m} \\ N_x &= 0.50 \text{ t} & & N_y &= -0.86 \text{ t/m} & \\ & & & & & \text{P.PP.} \end{aligned}$$

- Losa 10:

Dadas sus dimensiones, se calcula como empotrada en el fondo, sometida al empuje del agua:

$$p_a = 1.80 \text{ t/m}^2$$



$$\begin{aligned} M_y &= 0.00 \text{ tm} \\ Y &= -0.97 \text{ tm} \\ R_y &= 1.62 \text{ t/m} \\ N_y &= -1.01 \text{ t/m} \\ & \text{P.PP.} \end{aligned}$$

- Losa 11:

Estos tabiques no tienen que resistir empujes laterales, son solo guías de agua. Por lo tanto sólo resisten su propio peso:

$$N_y = -1.01 \text{ t/m}$$

VII.04.02- Planilla de resolución de losas en dos direcciones

Se adjunta la transcripción de la resolución estática de las losas bajo los estados de carga dados, indicándose en la misma tanto los momentos en tramos y apoyos como las reacciones de cada una de las losas.

LOSAS EMPOTRADAS EN FONDO Y COSTADOS Y LIBRES EN SU BORDE SUPERIOR
CARGA HIDRAULICA (TRIANGULAR)

LOS #	lx	h	P	ϵ	Mx	My	X	Y	RX	RF
4	2.10	1.80	1.80	0.86	0.08	0.06	-0.20	-0.24	0.50	0.78
5	2.10	1.20	1.20	0.57	0.04	0.02	-0.08	-0.12	0.24	0.45
6	4.20	2.10	1.80	0.50	0.20	0.11	-0.53	-0.68	0.63	1.28
7	2.10	0.90	0.60	0.43	0.01	0.01	-0.04	-0.05	0.09	0.19
8	4.40	2.30	1.32	0.52	0.18	0.10	-0.47	-0.60	0.51	0.99
9	3.20	2.00	1.75	0.63	0.16	0.10	-0.34	-0.49	0.58	1.03

VII.05.- CALCULO FONDO

Se parte de la hipótesis que las losas en todos los casos son lo suficientemente rígidas para que, trabajando en el sentido de su luz menor, repartan uniformemente el peso de las paredes y estructuras existentes por sobre su nivel, sirviendo a la vez como empotramiento de las paredes.

VII.05.01 Esquema geométrico

L12	L13	L14	2.1
		L15	2.1
		L16	2.1
4.4	3.2	11.5	

Las losas L12 y L13 se calcularán como continuas entre sí, al igual que la faja de ancho unitario correspondiente a las L14 a L16.

VII.05.02.- Peso de las paredes

Losa 1:	6.4 x 2.3 x 0.20 =	2.94 m3
Losa 2:	6.4 x 2.4 x 0.25 =	3.84
Losa 3:	4.2 x 2.2 x 0.18 =	1.66
Losa 4:	2.1 x 1.8 x 0.18 =	0.68
Losa 5:	2.1 x 1.2 x 0.15 =	0.38
Losa 6:	4.2 x 2.1 x 0.15 =	1.32
Losa 7:	2.1 x 0.9 x 0.15 =	0.28
Losa 8:	2 x 3.0 x 2.3 x 0.18 =	2.48
Losa 9:	2 x 3.0 x 2.0 x 0.18 =	2.16
Losa 8:	2 x 3.0 x 2.3 x 0.18 =	2.48
Losa 10:	2 x 11.5 x 2.1 x 0.18 =	8.69
Losa 11:	2 x 9.5 x 2.1 x 0.15 =	5.99

$$\text{Total} = 32.92 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 79.0 \text{ ton.}$$

$$\text{Techo} : 4 \times (6.1 \text{ ton} + 0.2 \times 0.2 \times 3.5 \times 2.4) = 6.5 \text{ ton.}$$

$$\text{Total aproximado} = 86 \text{ ton}$$

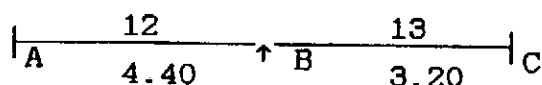
y la tensión

$$\sigma = \frac{86 \text{ t}}{6.4 \times 17.3} = 0.78 \text{ t/m}^2 = 0.08 \text{ Kgr/cm}^2$$

VII.05.03.- Características

Se calculan las características como losas continuas, de acuerdo al esquema ya visto. Los momentos flexores de cada losa, tanto de apoyo como de tramo, se obtienen de la resolución por computadora, adjuntandose el listado resumen de los mismos:

a) Losas 12 - 13



$$q = 0.78 \text{ t/m}^2$$

$$X_A = -1.06 \text{ tm (de } L_1) \quad X_B = -1.44 \text{ tm} \quad X_C = -0.97 \text{ tm (de } L_3)$$

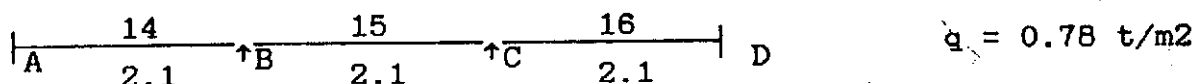
$$M_{x12} = 1.37 \text{ tm}$$

$$M_{x13} = 0.73 \text{ tm}$$

$$N_{12} = -1.58 \text{ t/m (R}_{L1})$$

$$N = 2.53 \text{ t/m (R}_{L2} \text{ mas desfav.)}$$

b) Losas 14 - 15 - 16



$$X_A = X_D = -0.97 \text{ tm (de } L_{10}) \quad M_{x14} = M_{x16} = 0.38 \text{ tm}$$

$$X_B = X_C = -0.32 \text{ tm} \quad M_{x15} = 0.23 \text{ tm}$$

$$N = 1.62 \text{ t/m (R}_{L10})$$

VII.06.- DIMENSIONADO GENERAL Y VERIFICACION FISURACION

A continuación se detalla el cálculo de todas las losas hasta aquí calculadas, incluyéndose en el mismo no sólo el dimensionamiento a flexión, y cálculo de la correspondiente armadura, sino que también se agrega en la planilla la verificación de que la máxima tensión en estado I, σ_v , no supere el valor de la tensión de comparación $\sigma = 30,5 \text{ Kg/cm}^2$, tal como se definió en el Capítulo I.

ELENI	Loza	Direc	d	N	M	TensN	di	coef.	TensV	I	Loza	d	h	N	M	kh	ka	R	km	MU	MUZ	
			cm	ton	ton	k/cm2	cm		k/cm2	I	cm	cm	ton	ton	ton	cm	cm2	cm2	cm	%	%	
C	1	Y	20	-1.15	1.06	-0.6	15.9	19	1.27	19.5	I	1	20	17.5	-1.15	1.06	1.15	16.3	44	2.4	0.15	0.14
		X	20	-0.51	0.00	-0.3	0.0	mmmm	1.00	-0.2	I	0	20	17.5	-0.51	0.00	0.04	88.3	43	-0.1	0.09	-0.01
	2	Y	25	-1.44	1.90	-0.6	18.2	24	1.36	24.0	I	2	25	22.5	-1.44	1.90	2.04	15.7	44	3.4	0.15	0.15
		X	25	0.58	0.00	0.2	0.0	mmmm	1.80	0.4	I	0	25	22.5	0.58	0.00	-0.06	93.4	43	0.4	0.09	0.02
L	3	Y	18	-0.78	0.97	-0.4	18.0	18	1.24	21.7	I	3	18	15.5	-0.78	0.97	1.02	15.3	44	2.6	0.15	0.17
		X	18	-1.03	0.00	-0.6	0.0	mmmm	1.00	-0.6	I	0	18	15.5	-1.03	0.00	0.07	59.9	43	-0.2	0.09	-0.02
	4	Mx	18	-1.03	0.08	-0.6	1.5	11	1.03	0.9	I	4	18	15.5	-1.03	0.08	0.15	40.4	43	0.0	0.09	0.00
		My	18	-0.78	0.06	-0.4	1.1	11	1.03	0.7	I	0	18	15.5	-0.78	0.06	0.11	46.6	43	0.0	0.09	0.00
O		X	18	-1.03	0.20	-0.6	3.7	15	1.15	3.6	I	0	18	15.5	-1.03	0.20	0.27	30.0	43	0.3	0.09	0.02
		Y	18	-0.78	0.24	-0.4	4.4	16	1.18	4.7	I	0	18	15.5	-0.78	0.24	0.29	28.7	43	0.5	0.09	0.03
	5	Mx	15	0.00	0.04	0.0	1.1	15	1.15	1.2	I	5	15	12.5	0.00	0.04	0.04	62.5	43	0.1	0.09	0.01
		My	15	-0.43	0.02	-0.3	0.5	7	1.00	0.2	I	0	15	12.5	-0.43	0.02	0.04	61.4	43	0.0	0.09	0.00
R		X	15	0.00	0.08	0.0	2.1	15	1.15	2.5	I	0	15	12.5	0.00	0.08	0.08	44.2	43	0.3	0.09	0.02
		Y	15	-0.43	0.12	-0.3	3.2	14	1.12	3.3	I	0	15	12.5	-0.43	0.12	0.14	33.2	43	0.3	0.09	0.02
	6	Mx	15	0.00	0.20	0.0	5.3	15	1.15	6.1	I	6	15	12.5	0.00	0.20	0.20	28.0	43	0.7	0.09	0.06
		My	15	-0.76	0.11	-0.5	2.9	12	1.06	2.6	I	0	15	12.5	-0.76	0.11	0.15	32.5	43	0.2	0.09	0.02
A		X	15	0.00	0.53	0.0	14.1	15	1.15	16.3	I	0	15	12.5	0.00	0.53	0.53	17.2	44	1.9	0.15	0.15
		Y	15	-0.76	0.68	-0.5	18.1	15	1.15	20.3	I	0	15	12.5	-0.76	0.68	0.72	14.8	44	2.2	0.15	0.18
	7	Mx	15	0.00	0.01	0.0	0.3	15	1.15	0.3	I	7	15	12.5	0.00	0.01	0.01	125.0	43	0.0	0.09	0.00
		My	15	-0.32	0.01	-0.2	0.3	3	1.00	0.1	I	0	15	12.5	-0.32	0.01	0.03	77.5	43	0.0	0.09	0.00
I		X	15	0.00	0.04	0.0	1.1	15	1.15	1.2	I	0	15	12.5	0.00	0.04	0.04	62.5	43	0.1	0.09	0.01
		Y	15	-0.32	0.05	-0.2	1.3	13	1.09	1.2	I	0	15	12.5	-0.32	0.05	0.07	48.7	43	0.1	0.09	0.01
	8	Mx	18	0.00	0.18	0.0	3.3	18	1.24	4.1	I	8	18	15.5	0.00	0.18	0.18	36.5	43	0.5	0.09	0.03
		My	18	-1.00	0.10	-0.6	1.9	13	1.09	1.4	I	0	18	15.5	-1.00	0.10	0.17	38.2	43	0.0	0.09	0.00
O		X	18	0.00	0.47	0.0	8.7	18	1.24	10.8	I	0	18	15.5	0.00	0.47	0.47	22.6	44	1.3	0.15	0.09
		Y	18	-1.00	0.60	-0.6	11.1	17	1.21	12.8	I	0	18	15.5	-1.00	0.60	0.67	19.0	44	1.5	0.15	0.09
	9	Mx	18	0.50	0.16	0.3	3.0	20	1.30	4.2	I	9	18	15.5	0.50	0.16	0.13	43.4	43	0.6	0.09	0.04
		My	18	-0.86	0.10	-0.5	1.9	13	1.09	1.5	I	0	18	15.5	-0.86	0.10	0.16	39.3	43	0.1	0.09	0.00
N		X	18	0.50	0.34	0.3	6.3	19	1.27	8.3	I	0	18	15.5	0.50	0.34	0.31	28.0	43	1.1	0.09	0.07
		Y	18	-0.86	0.49	-0.5	9.1	17	1.21	10.4	I	0	18	15.5	-0.86	0.49	0.55	21.0	44	1.2	0.15	0.08
	10	Y	18	-0.86	0.97	-0.5	18.0	18	1.24	21.7	I	10	18	15.5	-0.86	0.97	1.03	15.3	44	2.6	0.15	0.16
		X	18	-1.26	0.00	-0.7	0.0	mmmm	1.00	-0.7	I	0	18	15.5	-1.26	0.00	0.08	54.2	43	-0.3	0.09	-0.02
12		X	25	-1.58	1.06	-0.6	10.2	23	1.35	12.8	I	12	25	22.5	-1.58	1.06	1.22	20.4	44	1.7	0.15	0.08
		Mx	25	-1.58	1.37	-0.6	13.2	24	1.36	17.0	I	0	25	22.5	-1.58	1.37	1.53	18.2	44	2.3	0.15	0.10
	13	X	25	2.53	1.44	1.0	13.8	27	1.40	20.8	I	13	25	22.5	2.53	1.44	1.19	20.7	44	3.4	0.15	0.18
		Mx	25	2.53	0.73	1.0	7.0	29	1.43	11.5	I	0	25	22.5	2.53	0.73	0.48	32.6	43	2.0	0.09	0.10
14-16		X	25	2.53	0.97	1.0	9.3	28	1.42	14.7	I	0	25	22.5	2.53	0.97	0.72	26.6	43	2.4	0.09	0.11
		X	20	1.62	0.97	0.8	14.6	21	1.32	20.2	I	14-16	20	17.5	1.62	0.97	0.85	19.0	44	2.8	0.15	0.16
		Mx	20	1.62	0.38	0.8	5.7	23	1.35	8.8	I	0	20	17.5	1.62	0.38	0.26	34.4	43	1.3	0.09	0.07
	15	X	20	1.62	0.32	0.8	4.8	23	1.35	7.5	I	15	20	17.5	1.62	0.32	0.20	39.3	43	1.2	0.09	0.07
	Mx	20	1.62	0.23	0.8	3.5	25	1.37	5.9	I	0	20	17.5	1.62	0.23	0.11	53.1	43	0.9	0.09	0.05	

VII.06.01.- Armaduras

Observando la correspondiente columna de la planilla anterior se concluye que, dada la condición impuesta de mantener bajo el valor de la máxima tensión por condiciones de fisuración, se obtienen valores de armadura menores o iguales a los constructivos. Por tal razón se arma la estructura de la siguiente forma:

a) Paredes espesor $d = 25$ cm:

Vertical : $\phi 12$ c / 20 cm ambas caras

Horizontal: $\phi 6$ c / 20 cm ambas caras

b) Paredes espesor $d = 18$ / 20 cm:

Vertical : $\phi 10$ c / 20 cm ambas caras

Horizontal: $\phi 6$ c / 20 cm ambas caras

c) Paredes espesor $d = 15$ cm:

Vertical : $\phi 8$ c / 15 cm ambas caras

Horizontal: $\phi 6$ c / 15 cm ambas caras

d) Fondo

Dirección de trabajo : $\phi 10$ c / 20 cm ambas caras.

Repartición : $\phi 6$ c / 15 cm ambas caras

VII.07.- DETALLES PARTICULARES

VII.07.01.- Escalera

Para evitar flexiones en la pared se arma la escalera como una losa apoyada en sus extremos:

$$l = 3.00 \text{ m}$$

$$q = g + p = 1.0 \text{ t/m}^2$$

$$M = 1.13 \text{ tm}$$

Si se adopta

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$h = 9.5 \text{ cm}$$

$$kh = 9$$

$$A = 46 \times 1.13 / 9.5 = 5.47 \text{ cm}^2$$

Se arma con

$$\phi 10 \text{ c / } 14 \text{ cm}$$

*

*

*

*

RAUL PORTAS ESQUIVEL
INGENIERO CIVIL
ARAOZ 2379 - 4° A - 71-6258
CAP. FED.

PLANTA TRAT.DES.RADA TILLY

EST. ELEVAD. ENTRADA

Fecha: **12-91**

Hoja: **88** de: **102**

PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES CLOACALES

RADA TILLY

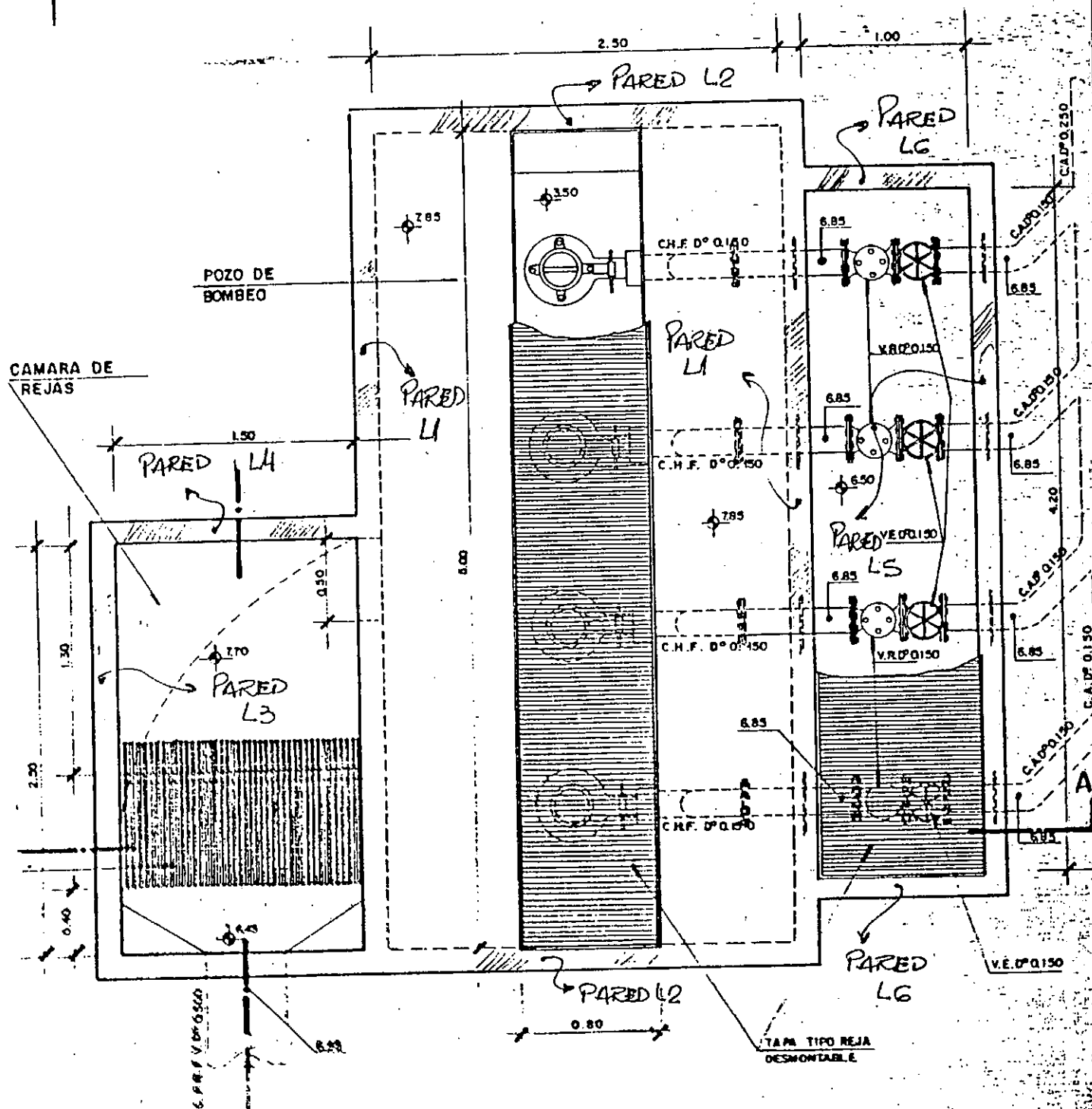
CAPITULO VIII

CALCULO ESTACION ELEVADORA DE ENTRADA A PLANTA

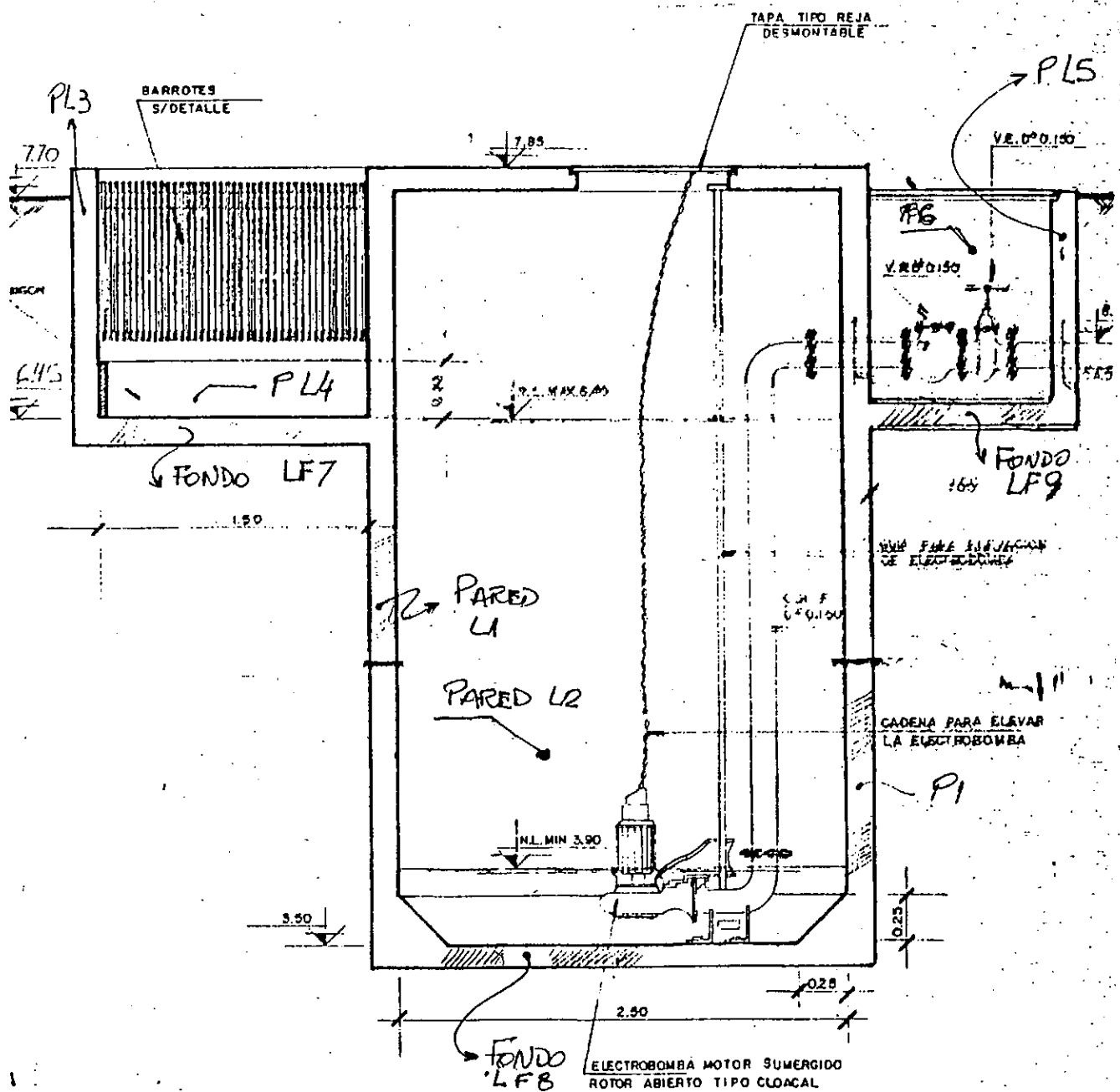
VIII.01.- ALCANCE

El presente capítulo trata del cálculo estructural de la estación elevadora de entrada a planta.

VIII.02.- ESQUEMA GEOMETRICO



P L A N T A S U P E R I O R



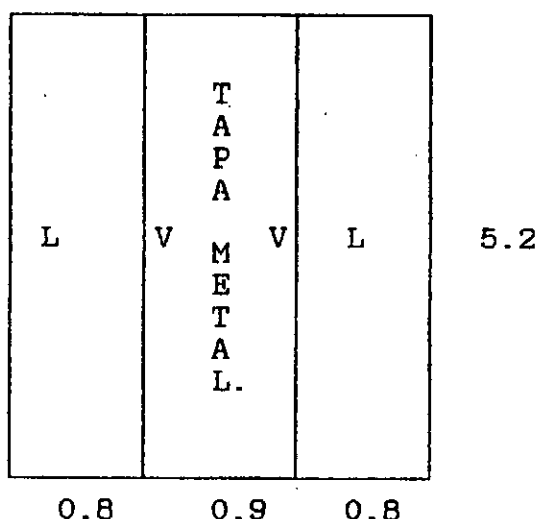
CORTE LONGITUDINAL

VIII.03.- CALCULO LOSAS DE TECHO

VIII.03.01.- Techo pozo de bombeo

Dada la abertura necesaria para la tapa metálica a colocar, se proyectan dos vigas longitudinales en sus bordes, con lo que resultan dos losas armadas en una dirección, con una sobrecarga prevista de 500 Kgr/m², de acuerdo al siguiente esquema:

a)- Esquema geométrico



b)- Cálculo y dimensionamiento

- Losa

Se adopta $d = 10 \text{ cm}$ $h = 7.5 \text{ cm}$

$$g = .10 \times 2.4 = 0.24 \text{ t/m}^2$$

$$p = 0.50 \text{ t/m}^2$$

$$R = 0.74 \times 0.40 = 0.3 \text{ t/m}$$

$$M = 0.74 \times (0.8)^2 / 8 = 0.06 \text{ tm/m}$$

$$k_h = 30.8$$

$$A = 43 \times 0.06 / 7.5 = 0.34 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se arma constructivamente con $\phi \text{ 6 c } / 15 \text{ cm}$

Para tomar la reacción horizontal máxima de las paredes (ver

planilla en punto VIII.04.03), igual a 0.25 t/m, cada una de las losas funcionará como viga en su plano horizontal, por lo que, siendo:

$$M = 0.25 \times (5.2)^2 / 8 = 0.85 \text{ tm}$$

con $b_o = 10 \text{ cm}$ $d = 80 \text{ cm}$ $h = 75 \text{ cm}$
resulta:

$$k_h = 25.8 \quad A = 43 \times 0.85 / 75 = 0.48 \text{ cm}^2$$

Verifica con la armadura de repartición.

- Viga

$$b_o = 15 \text{ cm} \quad d = 45 \text{ cm} \quad h = 42 \text{ cm}$$

$$g = .15 \times .35 \times 2.4 = 0.13 \text{ t/m} \quad R_1 = 0.3 \text{ t/m}$$

$$R = .43 \times 5.20 / 2 = 1.11 \text{ t} \quad \tau = \frac{1.14}{15} \times \frac{1110}{42} = 2.0 \text{ k/cm}^2$$

$$M = 0.43 \times (5.2)^2 / 8 = 1.45 \text{ tm} \quad A = 44 \times 1.45 / 42 = 1.5 \text{ cm}^2$$

No es necesaria armadura de corte.- Se arma con 2 ϕ 12
Estr. ϕ 6 c / 20 cm

VIII.03.02.- Techo camara de rejias

Se calcula como una losa apoyada en dos bordes, con una luz de $l = 1.65 \text{ m}$ y una sobrecarga total de $p = 500 \text{ kgr/m}^2$

Se adopta $d = 10 \text{ cm}$ $h = 7.5 \text{ cm}$

$$g = .10 \times 2.4 = 0.24 \text{ t/m}^2$$

$$p = 0.50 \text{ t/m}^2$$

$$R = 0.74 \times 1.65 / 2 = 0.61 \text{ t/m}$$

$$M = 0.74 \times (1.65)^2 / 8 = 0.25 \text{ tm/m}$$

$$k_h = 14.9$$

$$A = 44 \times 0.25 / 7.5 = 1.47 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se arma constructivamente con ϕ 6 c / 15 cm

VIII.04.- CALCULO PAREDES

Dada la necesidad de peso propio debido a la subpresión actuante, se predimensiona el pozo a los efectos de alcanzar el valor necesario de carga gravitatoria sin zapatas laterales a fin de evitar mayores excavaciones, siempre que el espesor así calculado se encuentre en un rango aceptable desde el punto de vista económico - estructural. Para mayor seguridad, solo se toma en cuenta el sector de la estación elevadora directamente sometido a la acción de la subpresión.

VIII.04.01.- Verificación no flotabilidad

a) Subpresión:

$$V = (5.50 - 3.20) \times \gamma \times 5.40 \times 2.9 = 36 \text{ ton}$$

b) Peso Propio necesario:

$$P = \nu \times V = 1.4 \times 36 = 51 \text{ ton}$$

con ν : coef. de seguridad a la flotación

En este caso, dada la importancia del elemento en estudio, y siendo que todo el está sometido a la acción del agua, se considera conveniente aumentar el coef. de seguridad usual, por lo que se adopta $\nu = 1.4$

Siendo:

$$P = [(7.75 - 3.50) \times 2 \times (5.40 + 2.50) + (5.60 \times 2.90)] \times 2.4 \times d + 8 \times R_v$$

resulta

$$51 - 8.9 = 200.1 \times d$$

de donde

$$d = 0.21 \text{ m}$$

Se adopta para el cálculo a flexión un espesor mínimo para las paredes profundas de:

$$d = 25 \text{ cm}$$

a efectos de tener en cuenta las limitaciones de tensión máxima por fisuración.

Para el resto se asume

$$d_1 = 15 \text{ cm}$$

VIII.04.02- Esquemas de carga

Se detalla en cada caso la forma de sustentación de la losa y su carga. Los valores de sus características salen de la resolución por computadora, cuyo cuadro resumen se agrega al final del punto. Asimismo, se adjunta al final de la Memoria la planilla de dimensionamiento y verificación de fisuración.

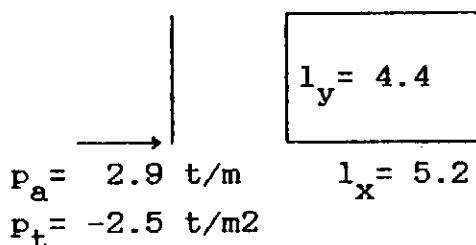
Cabe la aclaración que para las losas 1 y 2 (paredes profundas) se calculan dos estados de carga: el empuje hidráulico interior y el correspondiente al suelo exterior (distinguidos con los subíndices a y t respectivamente); mientras que para el resto de las paredes sólo se toma en cuenta este último caso.

- Losa 1:

Se calcula como empotrada en tres bordes y apoyada en el superior, empleando las tablas al efecto del BETON KALENDER para losas con carga triangular:

$$p_a = (6.4 - 3.5) \times \gamma = 2.9 \text{ t/m}^2$$

$$p_t = -0.6 \times (7.7 - 3.5) = -2.5 \text{ t/m}^2$$



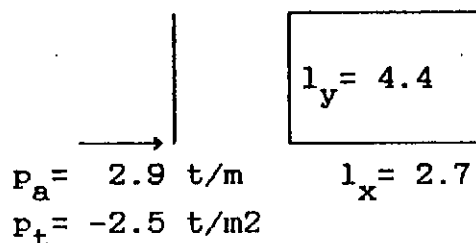
$$\begin{aligned} M_x &= & t\text{m} & & M_y &= & t\text{m} \\ X &= & t\text{m} & & Y &= & - & t\text{m} \\ R_x &= & t/\text{m} & & R_y &= & t/\text{m} \\ N_{xa} &= & 1.40 \text{ t/m} & & N_y &= & -2.96 \text{ t/m} \\ N_{xt} &= & -1.22 \text{ t/m} & & & & P.P.P. \end{aligned}$$

- Losa 2:

Se calcula como empotrada en tres bordes y apoyada en el superior, empleando las tablas ya citadas:

$$p_a = (6.4 - 3.5) \times \gamma = 2.9 \text{ t/m}^2$$

$$p_t = -0.6 \times (7.7 - 3.5) = -2.5 \text{ t/m}^2$$

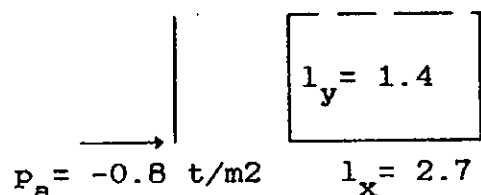


$$\begin{aligned} M_x &= & t\text{m} & & M_y &= & t\text{m} \\ X &= & - & t\text{m} & Y &= & - & t\text{m} \\ R_x &= & t/\text{m} & & R_y &= & t/\text{m} \\ N_{xa} &= & 1.83 \text{ t/m} & & N_y &= & -2.64 \text{ t/m} \\ N_{xt} &= & -1.59 \text{ t/m} & & & & P.P.P. \end{aligned}$$

- Losa 3:

Se calcula como empotrada en tres bordes y libre en el superior, empleando las tablas ya citadas:

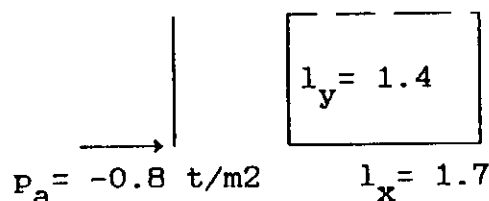
$$p_t = -0.6 \times (7.7 - 6.4) = -0.8 \text{ t/m}^2$$



$$\begin{aligned} M_x &= & \text{tm} & & M_y &= & \text{tm} \\ X &= - & \text{tm} & & Y &= - & \text{tm} \\ R_x &= & \text{t/m} & & R_y &= & \text{t/m} \\ N_x &= & \text{t} & & N_y &= -0.52 & \text{t/m} \\ & & & & & & \text{P.PP.} \end{aligned}$$

- Losa 4:

De la misma forma que la anterior, con $p_t = -0.80 \text{ t/m}^2$

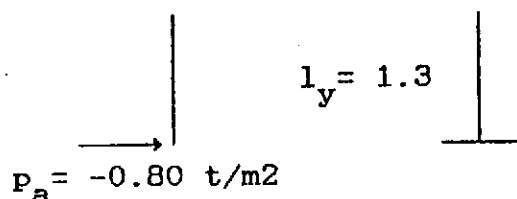


$$\begin{aligned} M_x &= & \text{tm} & & M_y &= & \text{tm} \\ X &= - & \text{tm} & & Y &= - & \text{tm} \\ R_x &= & \text{t/m} & & R_y &= & \text{t/m} \\ N_x &= & \text{t} & & N_y &= -0.52 & \text{t/m} \\ & & & & & & \text{P.PP.} \end{aligned}$$

- Losa 5:

Dadas sus dimensiones, se calcula como empotrada en el fondo, sometida al empuje del suelo:

$$p_t = -0.80 \text{ t/m}^2$$

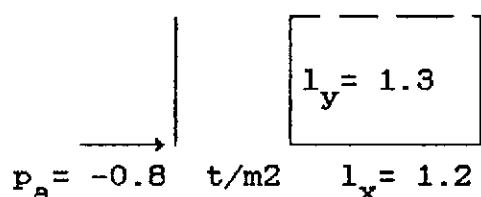


$$\begin{aligned} M_y &= 0.00 & \text{tm} \\ Y &= -0.29 & \text{tm} \\ R_y &= -0.52 & \text{t/m} \\ N_y &= -0.52 & \text{t/m} \\ & & & & \text{P.PP.} \end{aligned}$$

-Losa 6

Losa en dos direcciones con carga triangular debida al empuje del terreno:

$$p_{tB} = -0.80 \text{ t/m}^2$$



$$\begin{aligned} M_x &= \quad \quad \quad \text{tm} & M_y &= \quad \quad \quad \text{tm} \\ X &= - \quad \quad \quad \text{tm} & Y &= - \quad \quad \quad \text{tm} \\ R_x &= \quad \quad \quad \text{t/m} & R_y &= \quad \quad \quad \text{t/m} \\ N_x &= 0.00 \text{ t} & N_y &= -0.52 \text{ t/m} \\ & & & \text{P.P.P.} \end{aligned}$$

VIII.04.03- Planilla de resolución de losas en dos direcciones

Se adjunta una transcripción de la resolución estática de las losas bajo los estados de carga dados. Se ha separado la resolución en dos subcasos, según que las losas posean su borde superior apoyado (caso de las paredes profundas, losas 1 y 2), o libres (losas restantes). En el primero de los casos se agrega a la planilla de resolución el valor de RS, correspondiente a la reacción en el borde superior.

LOSAS EMPOTRADAS EN FONDO Y COSTADOS Y APOYADAS EN SU BORDE SUPERIOR CARGA HIDRAULICA (TRIANGULAR)

LOSA #	A	H	P	EPS	Mx	My	X	Y	RX	RF	RS
1a	5.2	4.4	2.90	0.85	0.57	0.75	-1.85	-2.45	1.83	3.03	0.25
2a	2.7	4.4	2.90	1.63	0.40	0.20	-0.96	-0.92	1.40	1.76	0.07
1t	5.2	4.4	2.52	0.85	0.50	0.65	-1.61	-2.13	1.59	2.63	0.22
2t	2.7	4.4	2.52	1.63	0.34	0.18	-0.83	-0.80	1.21	1.53	0.06

EMPOTRADAS EN FONDO Y COSTADOS Y LIBRES EN SU BORDE SUPERIOR CARGA HIDRAULICA (TRIANGULAR)

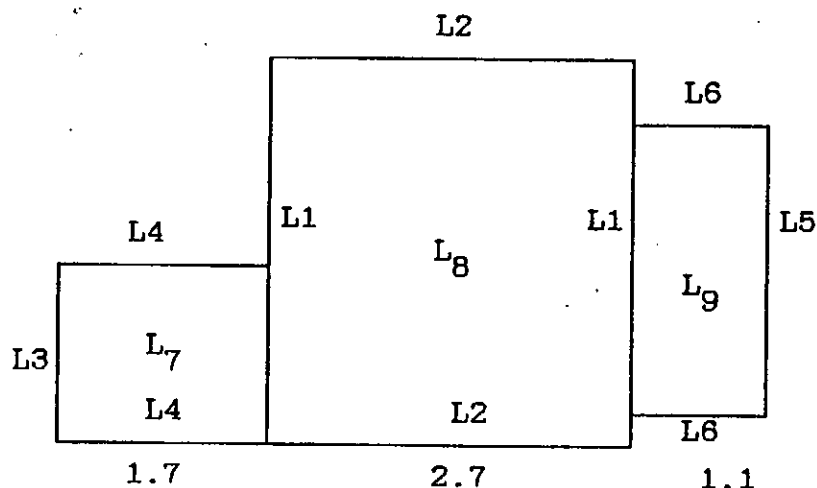
LOSA #	A	H	P	EPS	Mx	My	X	Y	RX	RF
3	2.7	1.4	0.80	0.52	0.04	0.02	-0.10	-0.13	0.19	0.37
4	1.4	1.7	0.80	1.21	0.02	0.01	-0.06	-0.06	0.18	0.24
6	1.3	1.2	0.80	0.92	0.02	0.01	-0.04	-0.05	0.14	0.21

VIII.05.- CALCULO FONDO

En todos los casos se parte de la hipótesis que las losas son lo suficientemente rígidas para que, trabajando en el sentido de

su luz menor, repartan uniformemente el peso de las paredes y estructuras existentes por sobre su nivel, sirviendo a la vez como empotramiento de las paredes.

VIII.05.01 Esquema geométrico



VIII.05.02.- Peso de las paredes

a) Para L7

$$\text{Losa 3: } 2.7 \times 1.3 \times 0.15 = 0.53 \text{ m}^3$$

$$\text{Losa 4: } 2 \times 1.7 \times 1.3 \times 0.15 = 0.66$$

$$\text{Subtotal} = 1.19 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 2.85 \text{ t}$$

$$\text{mas carga techo: } 0.61 \text{ t/m} \times 2.7 = 1.65 \text{ t}$$

$$\text{Total} = 4.50 \text{ t}$$

y la tensión

$$\sigma = \frac{4.5 \text{ t}}{2.8 \times 1.65} = 0.97 \text{ t/m}^2 \approx 0.10 \text{ Kgr/cm}^2$$

b) Para L8

$$\text{Losa 1: } 2 \times 4.4 \times 5.2 \times 0.25 = 11.44 \text{ m}^3$$

$$\text{Losa 2: } 2 \times 4.4 \times 2.7 \times 0.25 = 5.94$$

$$\text{Sub-Total} = 17.38 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 41.71 \text{ t}$$

$$\text{Techo : } 2.7 \times 5.2 \times (0.74) = 8.5 \text{ ton.}$$

$$\text{Total} = 48.2 \text{ t}$$

y la tensión

$$\sigma = \frac{48.2 \text{ t}}{5.5 \times 3.0} = 2.92 \text{ t/m}^2 = 0.29 \text{ Kgr/cm}^2$$

c) Para L9

Losa 5: $4.4 \times 1.3 \times 0.15 = 0.86$

Losa 6: $2 \times 1.2 \times 1.3 \times 0.15 = 0.47$

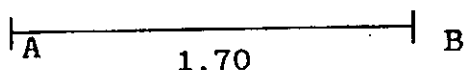
Total $= 1.33 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 3.18 \text{ t}$

y la tensión

$$\sigma = \frac{3.18 \text{ t}}{1.15 \times 4.5} = 0.61 \text{ t/m}^2 = 0.06 \text{ Kgr/cm}^2$$

VIII.05.03.- Características

a) Losa 7



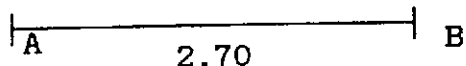
$$q = 0.97 \text{ t/m}^2$$

$$X_A = X_B = -0.13 \text{ tm (de } L_3)$$

$$M_x = 0.22 \text{ tm}$$

$$N_x = -0.37 \text{ t (R}_{L3})$$

b) Losa 8



$$q = 2.92 \text{ t/m}^2$$

$$X_A = X_B = -2.45 \text{ tm (de } L_1)$$

caso emp. agua

$$M_x = 0.88 \text{ tm}$$

$$N = 3.03 \text{ t/m (R}_{L1})$$

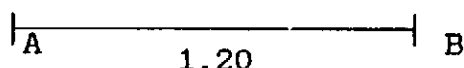
$$X_A = X_B = 2.13 \text{ tm (de } L_1)$$

caso emp. tierra

$$M_x = 0.88 \text{ tm}$$

$$N = -2.63 \text{ t/m (R}_{L1})$$

c) Losa 9



$$q = 0.61 \text{ t/m}^2$$

$$X_A = X_B = -0.29 \text{ tm (de } L_5)$$

$$M_x = 0.04 \text{ tm} \quad N = -0.52 \text{ t/m (R}_{L_5})$$

VIII.06.- DIMENSIONADO GENERAL Y VERIFICACION FISURACION

A continuación se detalla el cálculo de todas las losas hasta aquí calculadas, incluyendose en el mismo no solo el dimensionamiento a flexión, y cálculo de la correspondiente armadura, sino que tambien se agrega en la planilla la verificación de que la máxima tensión en estado I, σ_v , no supere el valor de la tensión de comparación $\sigma = 30,5 \text{ Kg/cm}^2$, tal como se definió en el Capitulo I.

RAUL PORTAS ESQUIVEL

INGENIERO CIVIL

ARAOZ 2379 - 4° A - 71-6258

CAP. FED.

PLANTA TRAT. DES. RADA. TILLY

EST. ELEVAD. ENTRADA

Fecha: 12-91

Hoja: de: 101 102

ELEM:	Lossa	Direc:	d	N	N	h	N	N	Nu	kh	ka	R	km	MU	MUZ
			cm	ton	tm	cm	ton	tm	tm	tm	cm2	cm2	cm	cm	cm
E	1a	Mx	28	1.40	0.57	0.5	4.4	31	1.45	7.1	I	28	25.5	1.40	0.57
		My	28	-2.96	0.75	-1.1	5.7	23	1.35	6.3	I	28	25.5	-2.96	0.75
S		X	28	1.40	1.85	0.5	14.2	29	1.43	21.0	I 1a	28	25.5	1.40	1.85
		Y	28	-2.96	2.45	-1.1	18.8	26	1.39	24.6	I	28	25.5	-2.96	2.45
T		Mx	28	-1.21	0.50	-0.4	3.8	25	1.37	4.7	I	28	25.5	-1.21	0.50
		My	28	-2.96	0.65	-1.1	5.0	22	1.33	5.2	I	28	25.5	-2.96	0.65
		X	28	1.40	1.85	0.5	14.2	29	1.43	21.0	I 1a	28	25.5	1.40	1.85
		Y	28	-2.96	2.45	-1.1	18.8	26	1.39	24.6	I	28	25.5	-2.96	2.45
E		Mx	28	1.85	0.40	0.7	3.1	34	1.45	5.4	I	28	25.5	1.85	0.40
		My	28	-2.64	0.20	-0.9	1.5	11	1.03	0.6	I	28	25.5	-2.64	0.20
L	2a	X	28	1.85	0.96	0.7	7.3	31	1.45	11.6	I 2a	28	25.5	1.85	0.96
		Y	28	-2.64	0.92	-0.9	7.0	24	1.36	8.3	I	28	25.5	-2.64	0.92
V		Mx	28	-1.61	0.34	-0.6	2.6	22	1.33	2.7	I	28	25.5	-1.61	0.34
		My	28	-2.64	0.18	-0.9	1.4	9	1.00	0.4	I	28	25.5	-2.64	0.18
R	2t	X	28	-1.61	0.83	-0.6	6.4	25	1.37	7.9	I 2t	28	25.5	-1.61	0.83
		Y	28	-2.64	0.80	-0.9	6.1	24	1.36	7.0	I	28	25.5	-2.64	0.80
D		Mx	15	-0.18	0.04	-0.1	1.1	13	1.09	1.0	I	15	12.5	-0.18	0.04
		My	15	-0.52	0.02	-0.3	0.5	5	1.00	0.2	I	15	12.5	-0.52	0.02
O	3	X	15	-0.18	0.10	-0.1	2.7	14	1.12	2.9	I 3	15	12.5	-0.18	0.10
		Y	15	-0.52	0.13	-0.3	3.5	14	1.12	3.5	I	15	12.5	-0.52	0.13
R		Mx	15	-0.19	0.02	-0.1	0.5	11	1.03	0.4	I	15	12.5	-0.19	0.02
		My	15	-0.52	0.01	-0.3	0.3	5	1.00	-0.1	I	15	12.5	-0.52	0.01
		X	15	-0.19	0.06	-0.1	1.6	14	1.12	1.7	I 4	15	12.5	-0.19	0.06
		Y	15	-0.52	0.06	-0.3	1.6	12	1.06	1.3	I	15	12.5	-0.52	0.06
E	5	Y	15	-0.52	0.29	-0.3	7.7	14	1.12	8.3	I 5	15	12.5	-0.52	0.29
N		Mx	15	0.00	0.02	0.0	0.5	15	1.15	0.6	I	15	12.5	0.00	0.02
		My	15	-0.52	0.01	-0.3	0.3	5	1.00	-0.1	I	15	12.5	-0.52	0.01
T	6	X	15	0.00	0.04	0.0	1.1	15	1.15	1.2	I 6	15	12.5	0.00	0.04
		Y	15	-0.52	0.05	-0.3	1.3	11	1.03	1.0	I	15	12.5	-0.52	0.05
R		Mx	15	-0.37	0.08	-0.2	2.2	13	1.09	2.2	I Fond	15	12.5	-0.37	0.08
		My	15	-0.37	0.13	-0.2	3.5	14	1.12	3.5	I 7	15	12.5	-0.37	0.13
D	Fond	Mx	28	3.03	0.88	1.1	6.8	32	1.45	11.4	I Fond	28	25.5	3.03	0.88
		My	28	-2.63	2.13	-0.9	16.3	26	1.39	21.4	I 8a	28	25.5	-2.63	2.13
R	8a	X	28	-2.63	2.13	-0.9	16.3	26	1.39	21.4	I 8t	28	25.5	-2.63	2.13
		Y	28	-2.63	2.13	-0.9	16.3	26	1.39	21.4	I	28	25.5	-2.63	2.13
Fond	9	Mx	15	-0.52	0.04	-0.3	1.1	10	1.00	0.8	I Fond	15	12.5	-0.52	0.04
		My	15	-0.52	0.29	-0.3	7.7	14	1.12	8.3	I 9	15	12.5	-0.52	0.29

VIII.06.01.- Armaduras

Observando los valores correspondientes a la sección de armadura necesaria obtenidos en la planilla de la página anterior se arma la estructura de la siguiente forma:

a) Paredes profundas (d = 28 cm):

Vertical : ϕ 10 c / 20 cm ambas caras

Horizontal: ϕ 10 c / 20 cm ambas caras

b) Paredes cortas (d = 15 cm):

Vertical : ϕ 8 c / 15 cm ambas caras

Horizontal: ϕ 6 c / 15 cm ambas caras

c) Fondo profundo (d = 28 cm):

Dirección de trabajo : ϕ 10 c / 15 cm ambas caras

Repartición : ϕ 6 c / 15 cm ambas caras

d) Fondo (d = 15 cm):

Dirección de trabajo : ϕ 8 c / 15 cm ambas caras

Repartición : ϕ 6 c / 15 cm ambas caras

* * * *

PLANTA DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES CLOACALES

RADA TILLY

BIBLIOGRAFIA

- Reglamento CIRSOC 201 y Anexos - Proyecto, Calculo y Ejecucion de Estructuras de Hormigon Armado y Pretensado.-
- CUADERNO 220, IRAM - Comision Alemana para el Estudio del Hormigon Armado - Dimensionado de estructuras de hormigon y hormigon armado.-
- DEPOSITOS CIRCULARES DE HORMIGON ARMADO SIN PRECOMPRESION - Obras Sanitarias de la Nacion.-
- ODONNE BELLUZZI - CIENCIA DE LA CONSTRUCCION - Tomo III.-
- TABLAS ANEXAS A LA NORMA DIN 1045 - version alemana.-
- IVANOFF, V. - Calculos y Proyectos de Cimientos para Maquinas.-
- BETON KALENDER - Tablas varias.-
- BARES, R. - Tablas para el calculo de placas y vigas pared.-
- SLUDGE THICKENING - Manual FD1 - 1980 - Water Pollution Control Federation.-