



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS INSTITUCIONALES

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

**DIPLOMADO EN CONSTRUCCIÓN,
OPERACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DE OBRAS
HIDRÁULICAS**

MOD. VI. ESTRUCTURAS DE OPERACIÓN Y CRUCE

Del 16 al 23 de noviembre de 2001

APUNTES GENERALES

**Coord.. Ing. Oscar Roldán Vega
Palacio de Minería
Noviembre /2001**

CALCULO DE UNA REPRESA

T O M O III.- E S T R U C T U R A S.

CAPITULO 9.- DE DISTRIBUCION.

Las estructuras que se utilizan para manejar, controlar y distribuir correctamente el agua de riego, hasta los sitios de entrega a las parcelas, pueden clasificarse de la siguiente manera:

1. Represas.
2. Tomas para Canales.
3. Estructuras Aforadoras.
4. Cálculo de conductos circulares para tomas-granja.

9.1 Represas.

Son estructuras que se proyectan y construyen con el fin, tanto de controlar los caudales, como de mantener los niveles de agua, necesarios para facilitar su derivación a otros canales o bien, a las tomas que queden localizadas aguas arriba de la represa.

Se deberá tener presente, al proyectar las represas que éstas deberán llevar siempre unos cartones laterales con el fin de que en un momento dado puedan desalojar el gasto excedente que proviene del canal debido a una sobreelevación en éste; la altura de estos cartones deberá ser igual al tirante normal del canal. Los cartones serán de concreto con refuerzo por temperatura.

En cuanto al diseño hidráulico de la represa, se considera que su área hidráulica oscile entre el 90% y 100% del área hidráulica del canal con el fin de conservar la velocidad del canal.

Localización. Estas estructuras quedan localizadas en una primera aproximación en el momento de efectuar la planeación general del sistema y posteriormente se afinan tomando en cuenta las normas siguientes:

a) La represa, estando total o parcialmente cerrada, deberá abastecer las demandas máximas del mayor número de bocatomas situadas aguas arriba, respetando en todos los casos el bordo libre que se tiene como protección en el canal.

b) Un método antiguo para la localización de las represas, de poco uso actualmente, es el que sigue:

Para que una represa situada en un canal principal pueda abastecer las demandas máximas de un canal lateral, deberá preverse un desnivel mínimo entre la superficie libre del agua del primero y la elevación libre del agua en el segundo, igual a la cuarta parte del tirante del canal principal más las pérdidas de carga correspondientes a la toma más alta abastecida por dicha represa.

c) Con objeto de tener una mejor operación y una mejor conservación, se recomienda tener un desnivel entre la plantilla del canal principal y la plantilla del canal lateral, como máximo de $4/10$ del tirante del canal principal y como mínimo, igual a 50 cm.

d) El número de represas en un canal deberá ser el mínimo posible con el objeto de tener una operación más efectiva así como una reducción en los costos de construcción.

Existen además otras recomendaciones de tipo práctico y constructivo como son las de evitar hasta donde sea posible la construcción de estructuras dentro de las curvas de los canales o próximas a la salida de estas debido a que las fluctuaciones que pueden presentarse en los niveles de agua, dificultan la correcta operación de las mismas, asimismo es aconsejable desplantar las estructuras

lugares que garanticen la máxima seguridad evitando los fuertes terraplenes por haber cruzado una depresión o bien algún canal de los ya existentes, por los fenómenos de tubificación que pudieran presentarse.

Espaciamiento entre represas. El espaciamiento máximo y mínimo entre represas viene dado por las fórmulas siguientes:

$$L_{\text{máxima}} = \frac{d - (0.25 d + \Delta h) - 0.50}{S}$$

$$L_{\text{mínima}} = \frac{d - (0.25 d + \Delta h) - 0.4d}{S}$$

En las que:

d = tirante a la entrada en la represa.

Δh = pérdida de carga en la toma.

S = pendiente longitudinal del fondo.

El método anteriormente expuesto deberá usarse con algunas limitaciones, ya que se observa que las fórmulas no involucren tanto para el espaciamiento máximo como para el mínimo la topografía.

Si por la condición de la planeación, se debe considerar un canal lateral, para satisfacer la demanda, se coloca una represa en el lugar requerido. Si por fórmula la separación entre represas resulta de 5 km y por las condiciones de planeación ya expuestas la separación es de 3 km; también esto limita el uso del método indicado.

A continuación presentamos otro método, en el cual se considera la topografía y se incluye en la fórmula que permite localizar la posición relativa de una toma a la represa más alejada aguas abajo.

Se muestra la obtención de las fórmulas hasta llegar a -

la que permite determinar la longitud requerida.

Se pueden presentar los siete casos siguientes:

- I. Plantilla del canal a nivel de la clave del conducto.
- II. Clave del conducto arriba de la plantilla del canal y abajo del terreno.
- III. Semejante al anterior pero el terreno y la clave del conducto se confunden.
- IV. Clave del conducto arriba de la plantilla del canal, terreno abajo de la clave.
- V. Plantilla del canal a nivel de la plantilla del conducto.
- VI. Clave del conducto más abajo que el nivel del terreno.
- VII. Clave del conducto a nivel del terreno.

La figura siguiente nos muestra el caso I y para los de más casos se podrá hacer una extensión de éste.

De la figura obtenemos:

$$H = p + M + P = p + M + C$$

En donde:

K = diferencia entre el tirante normal y el mínimo de operación.

M = diferencia entre el espejo del agua, aguas abajo y el terreno natural depende de la suma de pérdidas $(\sum p)$.

P = diferencia entre el terreno natural y la clave del conducto.

C = corte.

Se tiene entonces que para todos los casos, el valor de-

K será el mismo; por lo tanto:

$$K = dn - (\sum p + M + C)$$

De la fórmula: $S = \frac{K}{L}$ despejamos el valor de L:

$$L = \frac{K}{S}$$

y esta fórmula nos dará la separación de la toma a la represa más -- alejada en el canal de alimentación.

ESPACIAMIENTO MAXIMO DE LAS REPRESAS

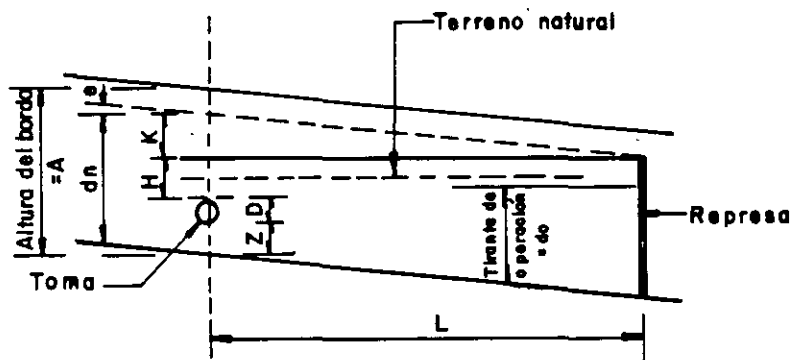


Figura 9.1.1.

Como en el método anterior, esta fórmula tiene sus limitaciones ya que se usará en cuanto la topografía no sea variable y no se presenten problemas de corte definido o de tajos, que nos limiten su empleo.

Estos métodos son correctos, y su aplicación será útil -- siempre y cuando las condiciones de la planeación para la zona de -- riego, queden dentro de las limitaciones ya establecidas.

La localización de las represas, quedará también definida por el criterio del Ingeniero Projectista o del Ingeniero Residente. Como ejemplo se hará mención del caso de un canal principal re-

vestido de concreto donde no se justifica la construcción de represas por la carencia de tomas o de canales laterales, pero que al operar la fuente de abastecimiento con un cierre rápido se produce un descenso violento en el tirante normal del canal que produce el derrumbe de las losas en el talud por efectos de la subpresión; este fenómeno se puede evitar con la construcción de represas para controlar el descenso paulatino de los tirantes del canal entre dos estructuras.

CLASIFICACION DE REPRESAS

Las represas pueden clasificarse desde varios puntos de vista, y la elección del tipo adecuado estará supeditada a los siguientes lineamientos:

1. Según los materiales de que están construidas:

En lo que respecta al tipo de material predominante en la estructura, puede decirse que será necesario un estudio económico de los diferentes materiales en cuanto a su explotación, acarreo, colocación y cantidades disponibles, sobre todo si se toma en cuenta la conveniencia de uniformizar al máximo el tipo de estructuras en el sistema.

La premura o disponibilidad de tiempo con que se cuenta para la construcción es otro factor que puede influir en la elección del tipo de materiales utilizados:

- a) Mampostería.
- b) Concreto reforzado.
- c) Otros materiales.

Unas veces por tratarse de sistemas de riego en rehabilitación en los cuales no es posible atrasar o suspender el riego y otras veces por la necesidad de salvaguardar la estabilidad político-social interna de la región.

Otro punto de vista que en ocasiones se descuida en este tipo de obras es la armonía estética que debe existir tanto entre -- los componentes del sistema como en lo referente a las diversas zo - nas adyacentes, por ejemplo: zonas arqueológicas o de algún interés-turístico.

2. Las represas pueden funcionar permitiendo el paso -- del agua por la parte superior, como en el caso de las agujas, o - - bien por la parte inferior como son las compuertas radiales y desli-zantes.

a) Agujas. Son por lo general piezas de madera de bue-na calidad y de espesor suficiente para soportar el empuje del agua.

El tamaño de estas agujas queda limitado por su peso, de manera que sean fácilmente manejables por dos personas y sus aplica-ciones más frecuentes son en estructuras provisionales y como comple-mento a los sistemas de compuertas, sean radiales o deslizantes, pa-rra cuando se tenga que operar estando las compuertas principales en-mantenimiento o reparación.

b) Compuertas Deslizantes. En una forma general, las - compuertas deslizantes consisten en marcos rígidos compuestos por -- ángulos, a través de los cuales deslizan placas metálicas mediante - un vástago o tornillo y un mecanismo elevador.

El empleo de este tipo de compuertas depende fundamentalmente del tirante de diseño, pudiendo decir que, de acuerdo con la - experiencia obtenida, ha resultado económica su construcción hasta - tirantes de 1.50 m.

c) Compuertas Radiales. Las compuertas radiales tienen como particularidad proporcionar un control más exacto y rápido del-caudal, su diseño se basa en placas metálicas circulares apoyadas en armaduras cuyo centro de rotación se coloca anclado sobre ménsulas - empotradas en las pilas y en los muros.

El levantamiento de estas compuertas se realiza mediante malacates que pueden ser operados con mecanismos manuales o bien eléctricos, la elección entre una u otra forma depende de varios factores entre ellos los económicos, sin embargo tomando como base el peso de las mismas, el empleo de mecanismos manuales queda limitado a una capacidad de carga de 3 000 Kg. (peso propio más la componente vertical debida al empuje); siendo recomendable los mecanismos eléctricos de esta capacidad en adelante.

En cuanto a su empleo relacionado con el tirante de diseño en un canal, se ha visto la conveniencia de instalarlos en represas cuyo tirante sea mayor de 2.00 m. quedando una zona de transición para tirantes comprendidos entre 1.50 y 2.00 m. en la cual la elección entre un sistema de compuertas deslizantes y uno de radiales se basa principalmente en estudios económicos. No obstante, puede ser que, la necesidad de uniformizar el sistema, la conveniencia de electrificarlo, o bien por tratarse del canal principal, se decida por las compuertas radiales.

Por lo que a su diseño, instalación y especificaciones se refiere, se recomienda consultar los cuadernos 1 y 2 sobre Compuertas y Mecanismos de la Subdirección de Diseños Electromecánicos.

3. Según su construcción, las represas pueden ser coladas o construidas en sitio o precoladas, estas últimas aún en vías de experimentación, se han construido en canales con plantillas hasta de 1.50 m. y altura total de 2.00 m. y su limitante principal ha sido el peso de sus piezas (200 kg. aprox.).

Durante su estudio se han encontrado fallas por volteamiento y filtraciones que se han corregido colando una parte del revestimiento del canal junto con los dentellones aguas arriba y aguas abajo de la represa.

No existe aún, un criterio bien definido por el cual se recomiende este tipo de represas en lugar de las coladas en sitio.

EJEMPLO:

REPRESA-PUENTE EN EL CANAL LATERAL 9+980, KM 5+080.00

1. CALCULOS HIDRAULICOS DEL CANAL LATERAL 9+980.

DATOS;

$$Q = 15.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 3.00 \text{ m.}$$

$$n = 0.030$$

$$S = 0.00025$$

$$\text{Talud: } 1.5:1$$

$$\text{Bordo libre} = 0.52 \text{ m.}$$

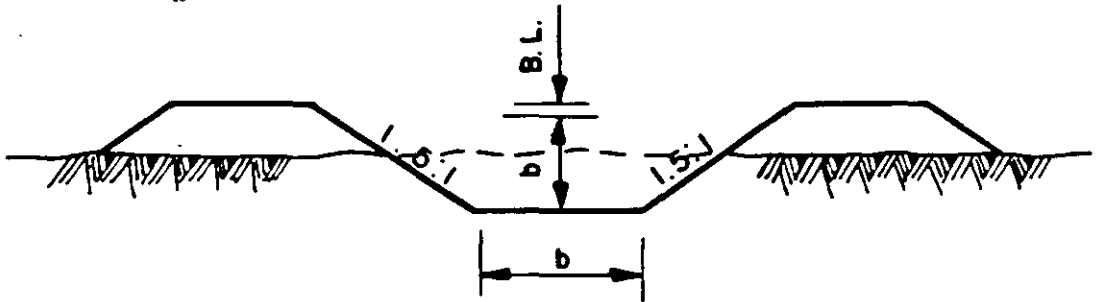


Figura 9.1.2.

Igualando las velocidades de Manning y de C
tenemos:

$$\frac{r^{2/3} \sqrt{S}}{n} = \frac{Q}{A}$$

Despejando de ésta igualdad los valores conocidos:

$$Ar^{2/3} = \frac{Q n}{\sqrt{S}} = \frac{15.00 \times 0.030}{\sqrt{0.00025}} = 28.460499$$

Suponiendo que $d = 2.8762514$ m, entonces:

$$A = (3.00 + 1.50 \times 2.876251) \times 2.876251 = 21.037987 \text{ m}^2.$$

$$p = 3.00 + 2 \times 2.876251 \times \sqrt{1 + 1.50^2} = 13.370472 \text{ m}.$$

$$r = \frac{21.037987}{13.370472} = 1.573466 \text{ m}.$$

$$r^{2/3} = 1.352815$$

$$V = \frac{1.352815 \times \sqrt{0.00025}}{0.30} = 0.712996 \text{ m/seg.}$$

$$h_v = \frac{0.712996^2}{2 \times 9.81} = 0.025910 \text{ m}.$$

$$Ar^{2/3} = 21.037987 \times 1.352815 = 28.460498 \quad \text{OK.}$$

Como: $28.460498 = 28.460499$, la suposición del tirante es correcta.

$$Q = 21.037987 \times 0.712996 = 14.999999 \text{ m}^3/\text{seg} = 15 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

R E S U M E N

$$Q = 15.00 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

$$r = 1.573 \text{ m}.$$

$$A = 21.038 \text{ m}^2.$$

$$r^{2/3} = 1.353$$

$$V = 0.713 \text{ m/seg}.$$

$$n = 0.030$$

$$b = 3.000 \text{ m}.$$

$$S = 0.00025$$

$$d = 2.876 \text{ m}.$$

$$\text{talud } 1.5:1$$

$$p = 13.370 \text{ m}.$$

$$\text{Bordo libre} = 0.520 \text{ m}.$$

2. DISEÑO HIDRAULICO DE LA REPRESA.

El diseño hidráulico de una represa consiste en determinar el tamaño de la sección transversal necesaria, así como la longitud de sus transiciones y también el tipo y número de compuertas.

2.1. Dimensiones de la Sección Transversal.

Antes de entrar en materia, y pensando en que vamos a -- utilizar compuertas radiales, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, a través de las experiencias, nos dice que velocidades superiores a 1.50 m/seg. dificultan la operación normal de las compuertas.

Por lo tanto y de acuerdo a lo anterior diremos que el tamaño de la sección transversal deberá ser lo suficiente para evitar un considerable aumento de velocidades dentro de la represa.

Así pues, si para nuestro caso $Q = 15.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$, el -- área hidráulica mínima requerida será:

$$A_{\text{mín}} = \frac{15.00}{1.5} = 10.00 \text{ m}^2.$$

2.2. Tipo y Número de Compuertas.

Considerando que se utilizarán dos compuertas y en consecuencia igual número de conductos tendremos entonces:

$$\frac{A_{\text{mín}}}{2} = \frac{10.00}{2} = 5.00 \text{ m}^2.$$

Y sabiendo que $d = 2.876 \text{ m.}$, entonces el ancho mínimo de cada compuerta vale:

$$B = \frac{5.000}{2.876} = 1.74 \text{ m.}$$

Al respecto, consultando el libro denominado "Compuertas Radiales y sus Mecanismos", editado por esta Secretaría, observamos que la compuerta que más se acerca a las dimensiones calculadas es la que tiene las dimensiones siguientes:

$$\text{Altura } A = 3.00 \text{ m.}$$

$$\text{Ancho } B = 2.00 \text{ m.}$$

$$\text{Carga } H = 3.00 \text{ m.}$$

Por lo tanto adoptaremos dos compuertas radiales con las dimensiones ya señaladas, para dos conductos, y separadas con una pila central.

2.3. Condiciones Hidráulicas Normales.

$$Q = 15.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

n = (coeficiente de rugosidad de Manning, para el concreto).

$$A = 2 \times 2.00 \times 2.876 = 11.505 \text{ m}^2.$$

$$p = 2 (2 \times 2.876 + 2.00) = 15.505 \text{ m.}$$

$$r = \frac{11.505}{15.505} = 0.742 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 0.820$$

$$V = \frac{15.00}{11.505} = 1.304 \text{ m/seg.}$$

$$h_v = \frac{1.304^2}{2 \times 9.81} = 0.087 \text{ m.}$$

$$S = \left(\frac{1.304 \times 0.015}{0.820} \right)^2 = 0.000569$$

2.4. Longitud Mínima de las Transiciones.

Esta longitud se determina tomando en cuenta el criterio de Hinds, quien nos recomienda al respecto que para el buen funcionamiento hidráulico de dicha estructura, el ángulo que forma la intersección de la superficie del agua y la pared, al principio y al final de la transición, con el eje de la estructura, sea de $22^\circ 30'$.

De acuerdo con lo anterior, la expresión que permite calcular la longitud mínima es la siguiente:

$$L_{\text{mín}} = \frac{T - t}{2} \cot 22^{\circ}30'$$

Donde: L = longitud mínima de la transición.

T = b + 2 md = ancho de la superficie del agua -
en el canal.

t = 2 B + 0.40 = ancho de la superficie del agua
en los conductos.

$$\text{Cot. } 22^{\circ}30' = 2.414214$$

Por lo tanto: T = 3.00 + 2 x 1.50 x 2.876 = 11.628 m.

$$t = 2 \times 2.00 + 0.40 = 4.400 \text{ m.}$$

$$\text{Finalmente: } L_{\text{mín}} = \left(\frac{11.628 - 4.400}{2} \right) 2.414$$

$$L_{\text{mín}} = 8.72 \text{ m.}$$

Adoptamos: L = 9.00 m.

3. CALCULOS ESTRUCTURALES.

En la siguiente hoja aparecerá en elevación y planta, en forma de croquis, la estructura que pretendemos analizar estructuralmente.

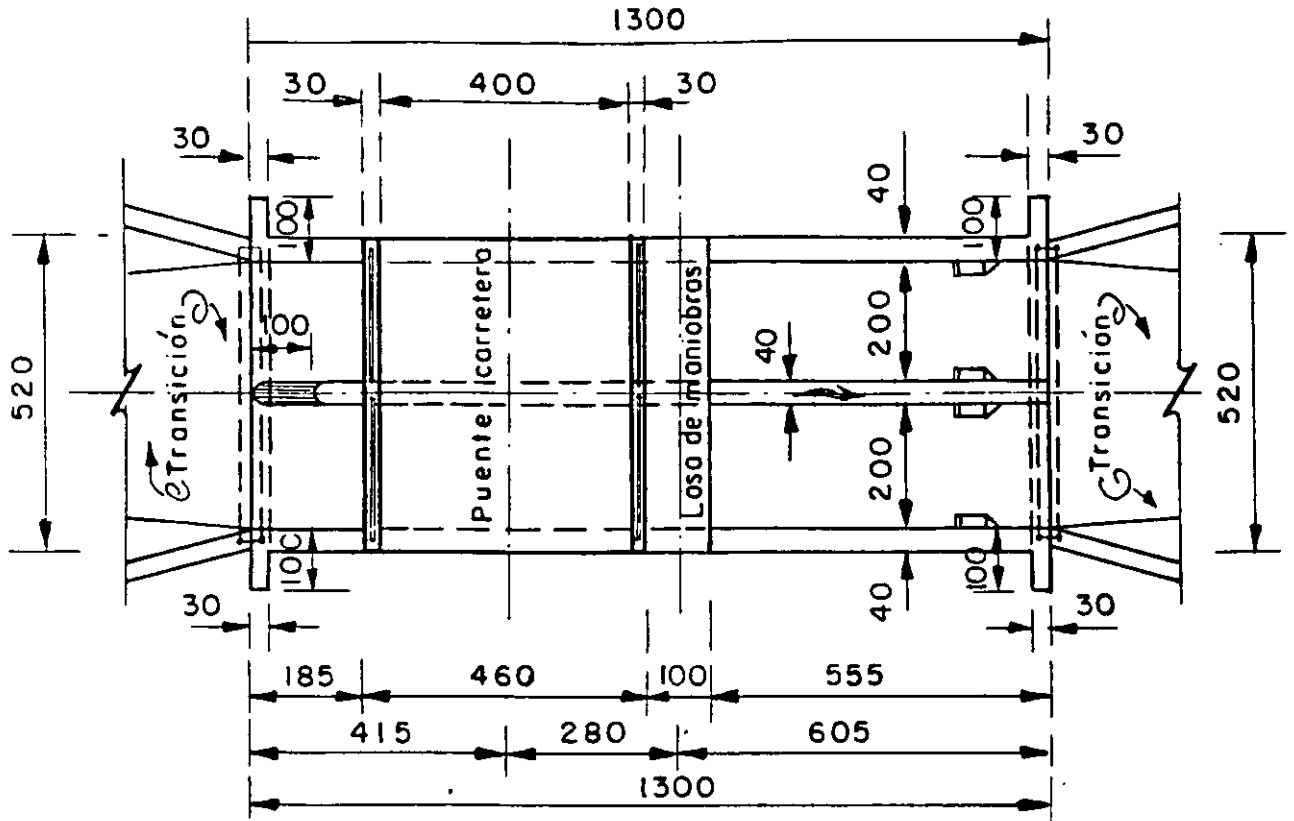
3.2. Alternativas.

Antes de iniciar los cálculos estructurales hagamos patente que para analizar las diferentes solicitaciones que gravitan sobre la estructura pueden existir diferentes condiciones en ésta y por consecuencia los análisis son distintos en cada una de dichas condiciones.

Al respecto de lo anteriormente expuesto, enumeraremos algunas de las principales condiciones que pueden presentarse en este caso:

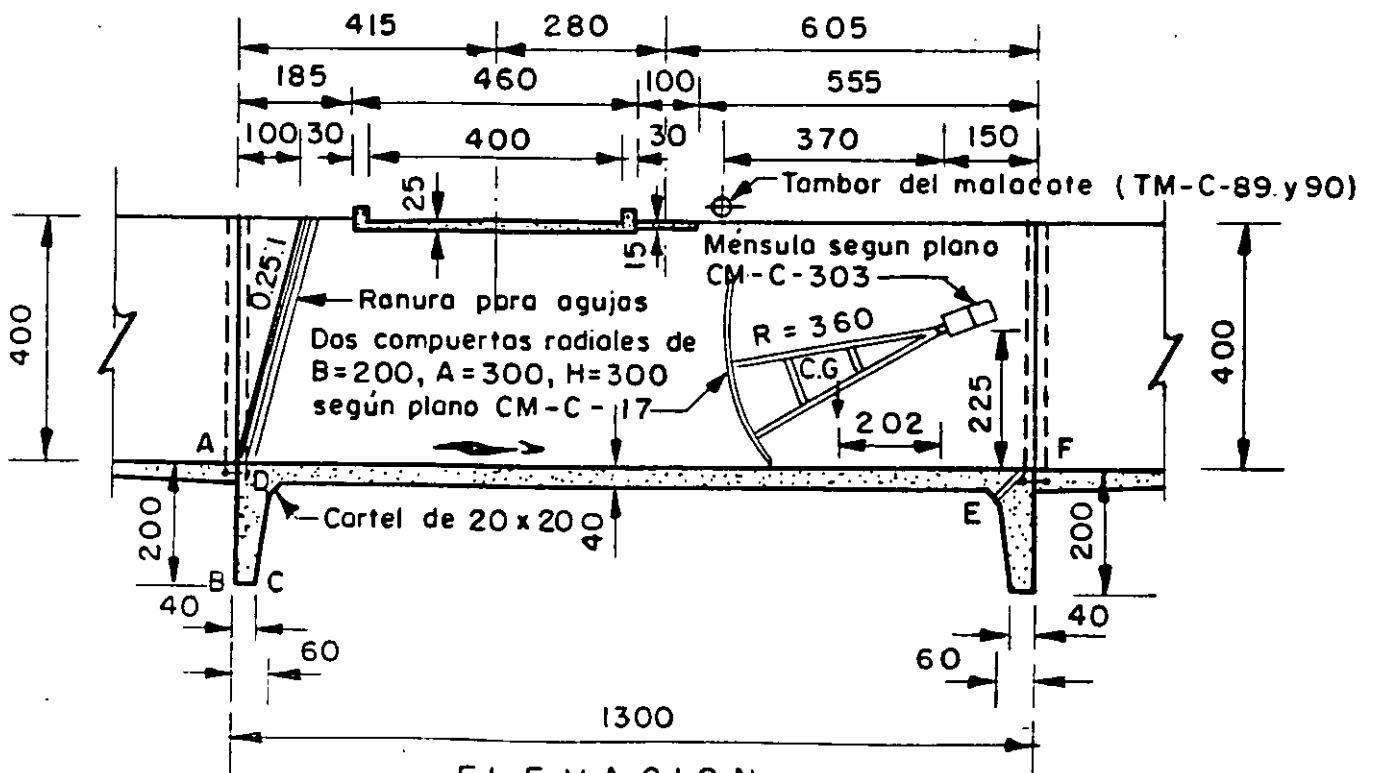
1. Estructura vacía, sin subpresión, y con carga viva so

CROQUIS DE LA ESTRUCTURA PROPIUESTA.



PLANTA

Figura 9.1.3



ELEVACION

Figura 9.1.4

bre el puente.

2. Estructura vacía, actuando la subpresión, y sin carga viva sobre el puente.
3. Estructura llena hasta el nivel máximo de la compuerta radial, estando ésta cerrada, actuando la subpresión, y con carga viva sobre el puente.
4. Estructura llena al tirante normal de operación, estando la compuerta abierta, actuando la subpresión, y con carga viva sobre el puente.

Las experiencias, para el caso de este tipo de estructuras, nos han demostrado que la tercera alternativa resulta ser la más desfavorable. Sin embargo el Ingeniero Proyectista con poca experiencia deberá verificar todas las condiciones posibles y adquirir sus propias experiencias y criterios.

Continuemos pues, nuestros análisis considerando las componentes estructurales de la tercera alternativa.

3.3. ANALISIS DE CARGAS.

De acuerdo con las figuras Nos. 9.1.3 y 4, los brazos serán tomados al punto "A", en ellos consignado.

3.3.1. Losa del Puente Carretero (dos tramos).

$$W_1 = 2(0.25 \times 4.60 \times 2.60 + 2 \times 0.30 \times 0.20 \times 2.60) = 2400$$

$$= 15850 \text{ kg.}$$

$$X_1 = 4.15 \text{ m.}$$

$$M_1 = 15850 \times 4.15 = 65778 \text{ kg-m.}$$

3.3.2. Barandal de Tubo de 2 1/2" ϕ (60 kg/m).

$$W_2 = 2(5.20 \times 60.00) = 624 \text{ kg.}$$

$$X_2 = 4.15 \text{ m.}$$

$$M_2 = 624 \times 4.15 = 2\,590 \text{ kg-m.}$$

3.3.3. Losa de Maniobras.

$$W_3 = 2 (1.00 \times 0.15 \times 2.60) 2\,400 = 1\,872 \text{ Kg.}$$

$$X_3 = 4.15 + 2.80 = 6.95 \text{ m.}$$

$$M_3 = 1\,872 \times 6.95 = 13\,010 \text{ kg-m.}$$

3.3.4. Muros Laterales.

$$W_4 = 2 (0.40 \times 4.00 \times 13.00) 2\,400 = 99\,840 \text{ kg.}$$

$$X_4 = 6.50 \text{ m.}$$

$$M_4 = 99\,840 \times 6.50 = 648\,960 \text{ kg-m.}$$

3.3.5. Muro Central.

$$W_5 = 0.40 \times 4.00 \times 12.50 \times 2\,400 = 48\,000 \text{ kg.}$$

$$X_5 = \frac{1.00 \times 4.00 \times 0.667 + 12.00 \times 4.10 \times 7.00}{1.00 \times 4 + 12.00 \times 4.00} = 6.513 \text{ m}$$

$$M_5 = 48\,000 \times 6.513 = 312\,615 \text{ kg-m.}$$

3.3.6. Losa del Piso.

$$W_6 = 0.40 \times 5.20 \times 13.00 \times 2\,400 = 64\,896 \text{ kg.}$$

$$X_6 = 6.50 \text{ m.}$$

$$M_6 = 64\,896 \times 6.50 = 421\,824 \text{ kg-m.}$$

3.3.7. Dentellones (dos dentellones).

$$W_7 = 2(2.00 \times 0.50 \times 5.20 + 2 \times 1.50 \times 0.30 \times 4.00)2400 \\ = 42240 \text{ kg.}$$

$$X_7 = 6.50 \text{ m.}$$

$$M_7 = 42\,240 \times 6.50 = 274\,560 \text{ kg-m.}$$

3.3.8 Compuertas Radiales (con accesorios).

$$W_8 = 2 \times 817 = 1\,634 \text{ kg (según plano CM-C-17).}$$

$$X_8 = 13.00 - 2.02 - 1.50 = 9.48 \text{ m.}$$

$$M_8 = 1\,634 \times 9.48 = 15\,490 \text{ kg-m.}$$

3.3.9 Mecanismos Elevadores (dos mecanismos).

$$W_9 = 2 \times 313 = 626 \text{ kg (según plano CM-C-404).}$$

$$X_9 = 13.00 - 3.70 - 1.50 = 7.80 \text{ m.}$$

$$M_9 = 626 \times 7.80 = 4\,883 \text{ kg-m.}$$

3.3.10. Ménsulas.

$$W_{10} = 4 \left(\frac{0.85 + 0.42}{2} \times 0.33 \times 0.33 \right) 2\,400 = 664 \text{ kg.}$$

$$X_{10} = 13.00 - 1.18 = 11.82 \text{ m.}$$

$$M_{10} = 664 \times 11.82 = 7\,848 \text{ kg-m.}$$

3.3.11 Carga Viva Sobre el Puente.

Consideraremos los dos ejes traseros actuando sobre el puente, de un camión tipo HS-20, es decir:

$$W_{11} = 2 \times 14\,515 = 29\,030 \text{ kg.}$$

$$X_{11} = 4.15 \text{ m.}$$

$$M_{11} = 29\,030 \times 4.15 = 120\,475 \text{ kg-m.}$$

3.3.12. Peso del Agua al Nivel de la Compuerta Cerrada.

$$W_{12} = 2(3.00 \times 2.00 \times 7.90) 1\ 000 = 94\ 800 \text{ kg.}$$

$$X_{12} = 3.95 \text{ m.}$$

$$M_{12} = 94\ 800 \times 3.95 = 374\ 460 \text{ kg-m.}$$

3.3.13. Fuerza Vertical Transmitida a los Pasadores, por las - Compuertas.

De acuerdo con la figura No.9.1.5 tenemos:

$$\gamma = 1\ 000 \text{ kg/m}^3.$$

$$B = 2 \times 2.00 = 4.00 \text{ m.}$$

$$R = 3.60 \text{ m.}$$

$$H_0 = 0$$

$$H_1 = 0.75 \text{ m.}$$

$$H_2 = 2.25 \text{ m.}$$

$$\alpha = \text{Ang Sen } \frac{0.75}{3.60} = 12.024699^\circ ; \text{ Cos } \alpha = 0.978058$$

$$\beta = \text{Ang Sen } \frac{2.25}{3.60} = 38.682187^\circ ; \text{ Cos } \beta = 0.780625$$

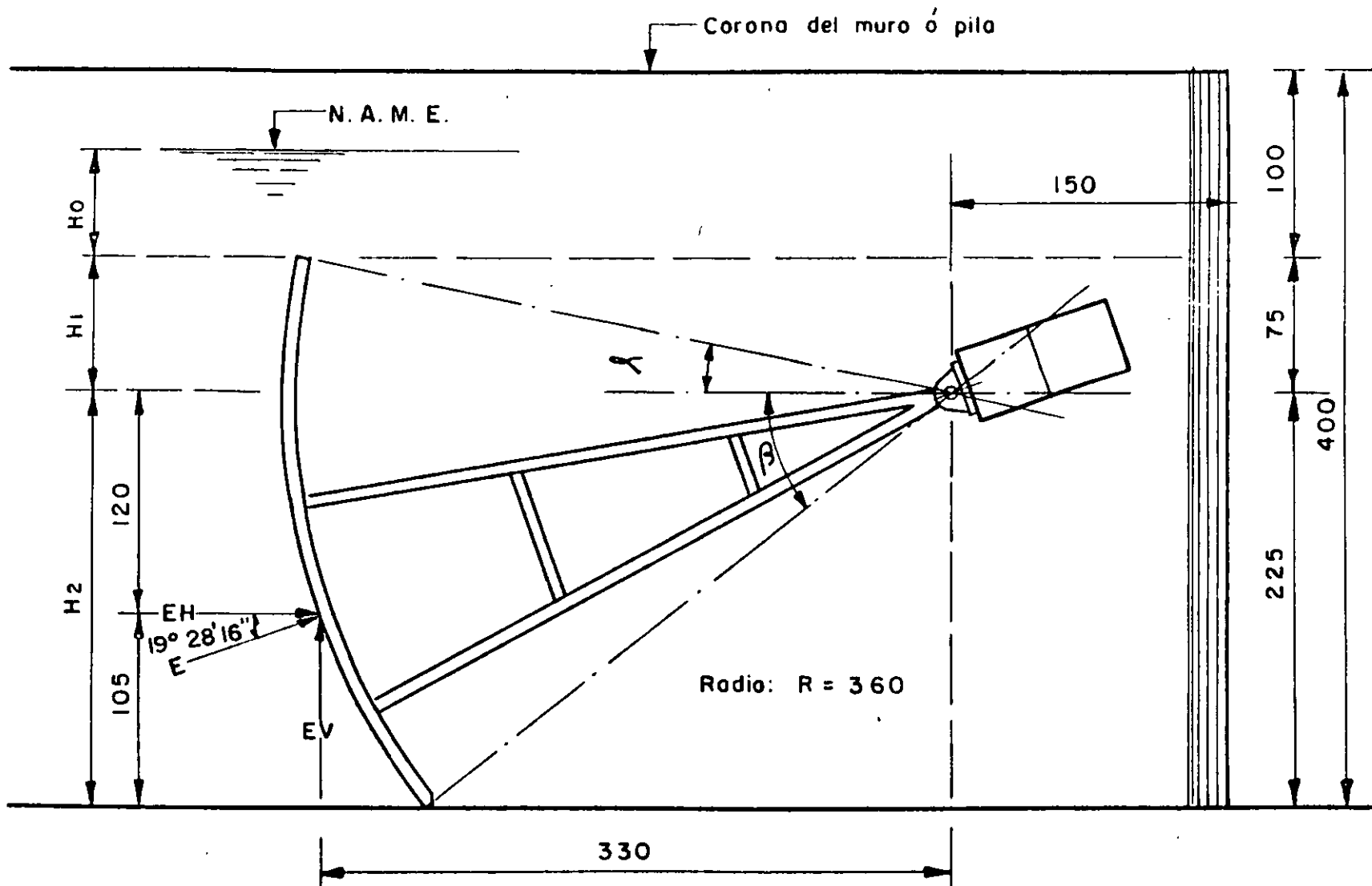
$$\alpha + \beta = 50.706887^\circ$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_r = 0.209871 \text{ rads} \\ \beta_r = 0.675132 \text{ rads} \end{array} \right\} \alpha + \beta = 0.885003 \text{ rads.}$$

Por lo tanto:

$$W_{13} = \gamma B R \left[(H_0 + H_1)(\cos \beta - \cos \alpha) + 0.5 (H_2 \cos \beta + H_1 \cos \alpha) - 0.5 R (\alpha_r + \beta_r) \right].$$

$$W_{13} = 1\ 000 \times 4.00 \times 3.60 \left[(0 + 0.75)(0.780625 - 0.978058) + 0.5 (2.25 \times 0.780625 + 0.75 \times 0.978058) - 0.5 \times 3.60(0.885003) \right]$$



EMPUJES VERTICALES Y HORIZONTALES DE LA COMPUERTA

Figura 9.1.5

$$= - 7\ 144\ \text{kg.}$$

$$X_{13} = 13.00 - 1.50 = 11.50\ \text{m.}$$

$$M_{13} = - 7\ 144 \times 1\ 150 = - 82\ 156\ \text{kg-m.}$$

3.3.14 Fuerza Horizontal Trasmitida a los Pasadores, por las Compuertas.

Reacción Horizontal de la Compuerta sobre la Chumacera.

$$F_H = \frac{\gamma B}{2} \left[(H_0 - H_1) (H_1 + H_2) - (H_1^2 - H_2^2) \right]$$

$$F_H = \frac{1\ 000 \times 4.00}{2} \left[(0.00 + 0.75) (0.75 + 2.25) - (0.75^2 - 2.25^2) \right]$$

$$F_H = 18\ 000\ \text{kg.}$$

$$Y_H = 2.25\ \text{m.}$$

$$M_H = 18\ 000 \times 2.25 = 40\ 500\ \text{kg-m.}$$

3.3.15. Empuje Hidrostático Sobre la Pila Central.

$$E_{15} = 0.40 \times 2.876^2 \times 1\ 000 \times 0.5 = 1\ 654\ \text{kg.}$$

$$Y_{15} = 2.876 \div 3 = 0.959\ \text{m.}$$

$$M_{15} = 1\ 654 \times 0.959 = 1\ 586\ \text{kg-m.}$$

3.3.16. Subpresión.

Quando la estructura se encuentra llena, o en el instante de haber quedado vacía, el agua se filtra a través de los poros y espacios libres, ejerciendo sobre la cimentación una presión de abajo hacia arriba, la cual es función de la carga hidrostática que se tenga, y del coeficiente de permeabilidad del terreno. Para calcular los valores de la subpresión en la estructura, utilizaremos el criterio conocido como "Teoría de Bligh". Este criterio consiste en suponer que el agua escurre como tubería entre la superficie inferior de la cimentación y el terreno, siguiendo una trayectoria cuya longi-

tud es igual al perímetro de contacto entre la estructura y el suelo.

El agua por su parte deberá desarrollar, a lo largo de su recorrido, una pérdida por fricción igual al valor de la carga inicial, para evitar que aflore aguas abajo con la consecuente aparición del fenómeno de tubificación.

Utilizaremos además los dispositivos que nos permitan aliviar la subpresión que no se hubiera disipado a través del recorrido, colocando lloraderos al final de la represa.

Ya que el flujo a través de los lloraderos tiende a arrastrar partículas de suelo, esto puede impedirse colocando filtros invertidos de material graduado.

Finalmente diremos que el valor de la subpresión, en un punto cualquiera de la cimentación, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$S = \gamma c (H + h - K X)$$

Donde: S = subpresión

γ = peso volumétrico del agua.

c = coeficiente de reducción del área de presiones, que depende de la porosidad del terreno.

$K = \frac{H}{L}$ = coeficiente de permeabilidad.

L = longitud total del recorrido.

X = recorrido de filtración hasta el punto considerado.

h = desnivel entre el punto considerado y la superficie del terreno.

Para nuestro caso y de acuerdo con la Fig. No. 9.1.4 (ELEVACION), tenemos: (despreciando los carteles).

$$L = 2.00 + 0.40 + 1.60 + 11.80 + 0.76 = 16.56 \text{ m.}$$

$$H = 3.00 \text{ m.}$$

$$K = \frac{3.00}{16.56} = 0.181$$

C = 0.75 (supuesto, por no tener estudio de Geotecnia).

Calculando entonces cada punto, tenemos:

$$\begin{aligned} \text{Punto B} &= 1\ 000 \times 0.75 \times (3.00 + 2.00 - 0.181 \times 2.00) \\ &= 3\ 479 \text{ kg/m}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Punto C} &= 1\ 000 \times 0.75 \times (3.00 + 2.00 - 0.181 \times 2.40) \\ &= 3\ 424 \text{ kg/m}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Punto D} &= 1\ 000 \times 0.75 \times (3.00 + 0.40 - 0.181 \times 4.00) \\ &= 2\ 007 \text{ kg/m}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Punto E} &= 1\ 000 \times 0.75 \times (3.00 + 0.40 - 0.181 \times 15.80) \\ &= 405 \text{ kg/m}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Punto F} &= 1\ 000 \times 0.75 \times (3.00 + 0.00 - 0.181 \times 16.56) \\ &= 0 \text{ kg/m}^2. \end{aligned}$$

3.3.16.1. Diagrama de Subpresiones.

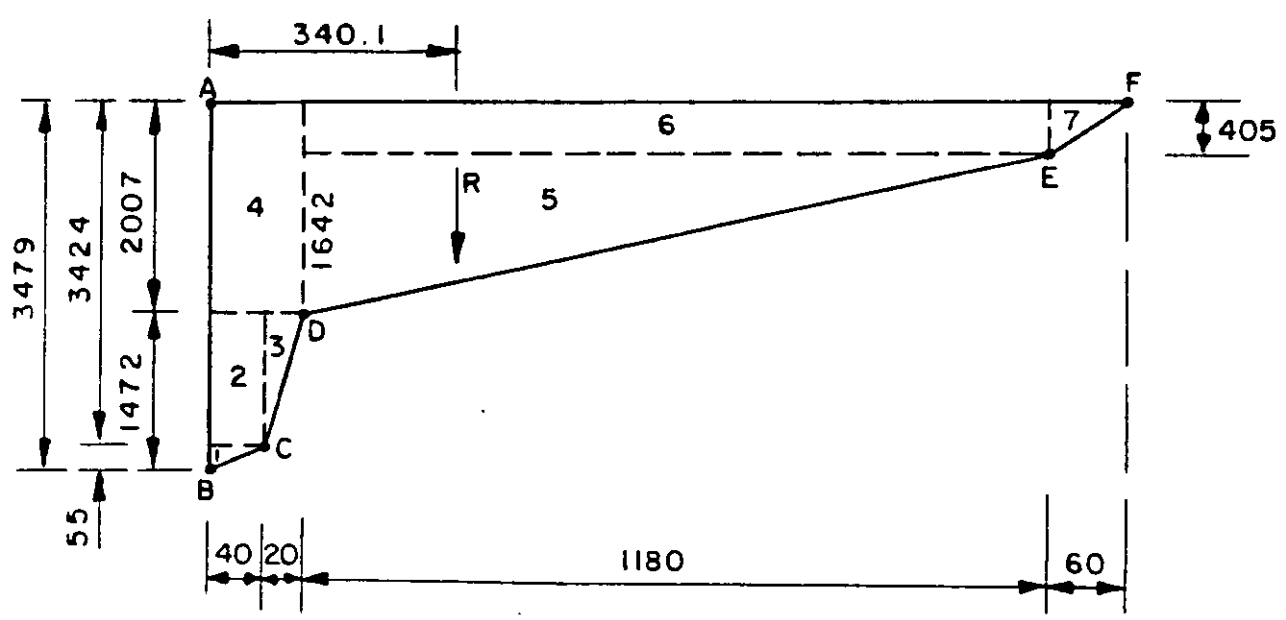


Figura No. 9.1.6.

3.3.16.2. Resultante de la Subpresión.

Los brazos son tomados respecto al eje A-B (Fig. No. 9.1.6)

$$F_1 = 55 \times 0.40 \times 0.5 = 11.00 \text{ kg.}$$

$$X_1 = 0.40 \div 3 = 0.133 \text{ m.}$$

$$M_1 = 11.00 \times 0.133 = 1.47 \text{ kg-m.}$$

$$F_2 = 1\,472 \times 0.40 = 588.80 \text{ kg.}$$

$$X_2 = 0.40 \times 0.5 = 0.200 \text{ m.}$$

$$M_2 = 588.80 \times 0.200 = 117.76 \text{ kg-m.}$$

$$F_3 = 1\,472 \times 0.20 \times 0.5 = 147.20 \text{ kg.}$$

$$X_3 = 0.40 + 0.20 \div 3 = 0.467 \text{ m.}$$

$$M_3 = 147.20 \times 0.467 = 68.69 \text{ kg-m.}$$

$$F_4 = 2\,007 \times 0.60 = 1204.20 \text{ kg.}$$

$$X_4 = 0.60 \times 0.50 = 0.30 \text{ m.}$$

$$M_4 = 1204.20 \times 0.30 = 361.26 \text{ kg-m.}$$

$$F_5 = 1\,602 \times 11.80 \times 0.50 = 9451.80 \text{ kg.}$$

$$X_5 = 0.60 + 11.80 \div 3 = 2.360 \text{ m.}$$

$$M_5 = 9451.80 \times 2.360 = 22306.25 \text{ kg-m.}$$

$$F_6 = 405 \times 11.80 = 4779.00 \text{ kg.}$$

$$X_6 = 0.60 + 11.80 \times 0.50 = 6.50 \text{ m.}$$

$$M_6 = 4779.00 \times 6.50 = 31\,063.50 \text{ kg-m.}$$

$$F_7 = 405 \times 0.60 \times 0.50 = 121.50 \text{ kg.}$$

$$X_7 = 12.40 + 0.60 \div 3 = 12.60 \text{ m.}$$

$$M_7 = 121.50 \times 12.60 = 1530.90 \text{ kg-m.}$$

$$\Sigma M = 55\,449.83 \text{ kg-m.}$$

$$\Sigma F = 16\,303.50 \text{ kg.}$$

$$\bar{X} = \frac{55\,449.83}{16\,303.50} = 3.401 \text{ m. (a partir del eje A-B).}$$

Finalmente: $S_{16} = 16\,304 \text{ kg.}$

$$X_{16} = 3.401 \text{ m.}$$

$$M_{16} = 55\,450 \text{ kg-m.}$$

3.3.17. Resumen de Fuerzas, Brazos y Momentos.

Haciendo este resumen en forma de tabla, tendremos:

C o n c e p t o		FUERZA (kg)		Brazo (m)	Momento (kg-m)
		Verti cal.	Horizon tal.		
3.3.1	Losa puente carrete ro.	15 850		4.15	65 778
3.3.2	Barandal de tubo -- 2 1/2" ø.	624		4.15	2 590
3.3.3	Losa de maniobras.	1 872		6.95	13 010
3.3.4	Muros laterales.	99 840		6.50	648 960
3.3.5	Muro central.	48 000		6.513	312 615
3.3.6	Losa del piso.	64 896		6.50	421 824
3.3.7	Dentellones	42 240		6.50	274 560
3.3.8	Compuertas radiales.	1 634		9.48	15 490
3.3.9	Mecanismos elevadores	626		7.80	4 883
3.3.10	Ménsulas	664		11.82	7 848
3.3.11	Carga viva en el puen te.	29 030		4.15	120 475
3.3.12	Peso del agua	94 800		3.95	374 460
3.3.13	Fuerza vertical en pa sadores.	- 7 144		11.50	-82 156
3.3.14	Fuerza horizontal en pasadores.		18 000	2.25	40 500
3.3.15	Empuje hidrostático en pila.		1 654	0.96	1 586
3.3.16	Subpresión	-16 304		3.40	-55 450
S U M A S :		376 628	19 654		2 166 973

3.3.18. Posición de la Resultante.

$$\bar{X} = \frac{2\ 166\ 973}{376628} = 5.754 \text{ m. (a partir del punto A)}$$

3.3.19. Excentricidad.

$$e = \frac{L}{2} - \bar{X} = \frac{13.00}{2} - 5.74 = 0.746 \text{ m.}$$

Observamos que la reacción total cae dentro del núcleo central de la superficie de cimentación y por lo tanto aseguramos -- que la estructura no falla por volteamiento.

Por otra parte, al construir los dentellones extremos, -- estamos asegurando el deslizamiento.

3.3.20. Presiones Totales Sobre la Losa de Cimentación.

$$f = \frac{P}{b \cdot h} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{h} \right)$$

$$f_{\text{máx}} = \frac{376\ 628}{520 \times 1\ 300} \left(1 + \frac{6 \times 74.6}{1\ 300} \right) = 0.748970 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{\text{mín}} = \frac{376\ 628}{520 \times 1\ 300} \left(1 - \frac{6 \times 74.6}{1\ 300} \right) = 0.365314 \text{ kg/cm}^2.$$

Por tanto: $f_{\text{máx}} = 7\ 490 \text{ kg/m}^2$. (en el punto A).

$f_{\text{mín}} = 3\ 653 \text{ kg/m}^2$. (en el punto F).

Peso propio de la losa de cimentación =
 $0.40 \times 2\ 400 = 960 \text{ kg/m}^2$.

Peso propio del agua = $\left(\frac{3.00 \times 4.00}{5.20} \right) \times 1\ 000 = 2\ 308 \text{ kg/m}^2$

El agua abarca una longitud de 7.90 m. a partir del punto A.

3.3.21. Diagrama de Presiones.

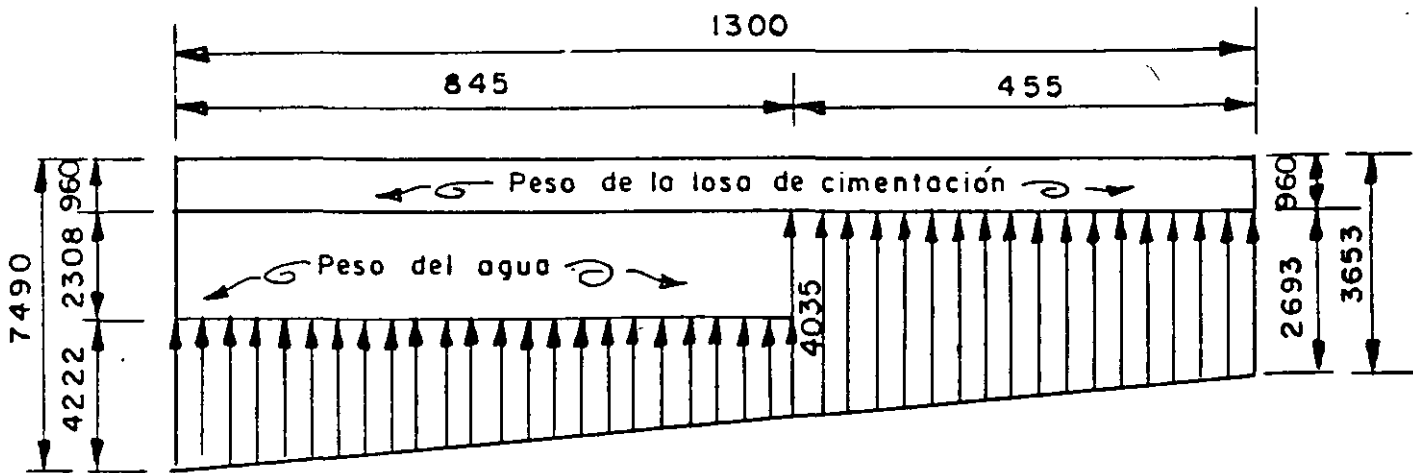


Figura 9.1.7.

3.3.22 Cargas Horizontales Sobre los Muros Laterales.
a) Empuje de Tierras.

En este caso aplicaremos la Teoría de Rankine, con sobrecarga, cuyas expresiones son las siguientes:

$$E_t = 0.5 K_o \gamma_t h (h + 2h_1)$$

$$Y = \frac{h^2 + 3 \cdot h h_1}{3(h + 2h_1)}$$

Donde: $K_o = 0.286$, considerando que el talud de reposo del material es de 1.5:1.

$\gamma_t = 1800 \text{ kg/M}^3$, peso volumétrico del material.

$h = 4.00 \text{ m}$, altura total hasta los muros.

$h_1 = 0.61 \text{ m}$, sobrecarga por carga viva (2 piés, según las Especificaciones).

Por lo tanto:

$$E_t = 0.50 \times 0.286 \times 1\,800 \times 4.00 \times (4.00 + 2 \times 0.61) =$$

$$= 5\,375 \text{ kg.}$$

$$Y_t = \frac{4.00^2 + 3 \times 4.00 \times 0.61}{3(4.00 + 2 \times 0.61)} = 1.489 \text{ m.}$$

$$M_t = 5\,375 \times 1.489 = 8\,003 \text{ kg-m.}$$

b) Empuje Hidrostático (al nivel del tirante de operación).

Este empuje resulta negativo, ya que al considerar agua en los conductos, se contrapone con el empuje de tierras.

$$E_h = 0.50 \gamma_h d^2 = 0.50 \times 1\,000 \times 2.876^2 = 4\,136 \text{ kg.}$$

(negativo)

$$y_h = \frac{d}{3} = \frac{2.876}{3} = 0.959 \text{ m.}$$

$$M_h = 4136 \times 0.959 = 3\,966 \text{ kg-m (valor negativo).}$$

c) Frenaje.

Según las Especificaciones, este valor se considera como el 5% de la carga viva y se recomienda aplicar a 1.22 m (4 pies) -- arriba del piso del puente, esto es:

$$F = 0.05 \times 29\,030 = 1\,452 \text{ kg.}$$

$$\text{Por metro de ancho: } F' = 1\,452 \div 4.60 = 316 \text{ kg/m.}$$

$$Y_F = 4.00 + 1.22 = 5.22 \text{ m.}$$

$$M_F = 316 \times 5.22 = 1\,650 \text{ kg-m.}$$

d) Fricción.

$$= 0.25 \times 1.00 \times 2.40 \times 2\ 400 \times 0.50 = 720 \text{ kg/m.}$$

$$\text{Reacción por carga muerta} = \frac{720 \times 2.40}{2} = 864 \text{ kg.}$$

Este valor se considera como el 25% del peso unitario - de la losa del puente y se recomienda aplicarlo en la corona, o bien a la altura donde se apoya la losa.

$$F_r = 0.25 \times 864 = 216 \text{ kg.}$$

$$Y_{F_r} = 4.00 - 0.25 = 3.75 \text{ m.}$$

$$M_{F_r} = 216 \times 3.75 = 810 \text{ kg-m.}$$

e) Resumen de Fuerzas y Momentos.

$$\sum F = 5\ 907 \text{ kg.}$$

(Y = 1.771 m arriba del piso)

$$\sum M = 10\ 463 \text{ kg-m.}$$

3.3.23. Diseño de los Muros.

Cuando la represa está vacía, los muros laterales trabajan a su máximo momento flexionante por lo cual al analizar esta última combinación (empuje de tierras, frenaje y fricción) nos damos cuenta que será la que nos determine el diseño definitivo, por lo que los valores son:

$$F = 5\ 907 \text{ kg.}$$

$$M = 10\ 463 \text{ kg-m.}$$

a) Constantes de Cálculo para el Concreto Reforzado.

(Datos tomados del Plano No. GC-C-600, de la SARH).

$$f_s = 2\ 000 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$f_c = 0.45 f'_c = 112.50 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E_c = 237\,171 \text{ kg/cm}^2.$$

$$n = 8$$

$$k = 0.322$$

$$j = 0.893$$

$$R = 16.157 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\alpha = 0.249$$

$$p = 0.00905$$

$$\nu = 0.29 \sqrt{250} = 4.585 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Peralte Mínimo.

$$\text{Por momento: } d = 0.249 \sqrt{10\,463} = 25.47 \text{ cm.}$$

$$\text{Por cortante: } d = \frac{5.907}{4.585 \times 100} = 12.88 \text{ cm.}$$

Adoptamos: $d = 35.00 \text{ cm}$; $r = 5.00 \text{ cm}$. ; $h = 40 \text{ cm}$.

c) Refuerzo Principal.

$$A_s = \frac{1\,046\,300}{2\,000 \times 0.893 \times 35} = 16.74 \text{ cm}^2.$$

Se colocarán varillas 6C a cada 17 cm

($A_s = 16.76 \text{ cm}^2$).

Revisión por Cortante.

$$\nu_{\text{calc}} = \frac{V}{b_j d} = \frac{5\,907}{100 \times 0.893 \times 35} = 1.89 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\nu_{\text{perm}} = 0.29 \sqrt{f'_c} = 0.29 \sqrt{250} = 4.585 \text{ kg/cm}^2.$$

Como $1.89 \text{ kg/cm}^2 < 4.585 \text{ kg/cm}^2$, la sección no falla p
cortante.

Revisión por adherencia

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} = \frac{2.30 \sqrt{250}}{1.905} = 19.09 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Sigma o_{\text{calc}} = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 16.76}{1.905} = 35.19 \text{ cm.}$$

$$\mu_{\text{calc}} = \frac{V}{\Sigma o_j d} = \frac{5\,907}{35.19 \times 0.893 \times 35} = 5.37 \text{ kg/cm}^2.$$

Como $5.37 \text{ kg/cm}^2 < 19.09 \text{ kg/cm}^2$, la sección no falla -- por adherencia.

Distancia (desde la parte superior del muro) a la cual puede suprimirse la mitad del acero principal de refuerzo.

Altura de corte: (en este único caso $d = 35 \text{ cm.}$ y es constante).

$$E = 257.40 h (h + 1.22)$$

$$Y = \frac{h (h + 1.83)}{3 (h + 1.22)}$$

$$M = EY + 316 (h + 1.22) + 216 h.$$

El momento resistente, para el 50% del acero principal de refuerzo está dado por la siguiente expresión:

$$M_{50\%A_s} = 0.50 \times 16.76 \times 2\,000 \times 0.893 \times 35 = 523\,833.80 \text{ kg-cm}$$

En la tabla siguiente se determinan los momentos flexionantes y resistentes para diversas alturas.

h (m)	MOMENTOS FLEXIONANTES			MOMENTOS RESISTENTES
	E (kg)	Y (m)	M (kg-m)	50% M (kg-m)
0.250	94.59	0.118	530	5 238
0.500	221.36	0.226	701	5 238
0.750	380.31	0.327	909	5 238
1.000	571.43	0.425	1 160	5 238
1.250	794.72	0.520	1 464	5 238
1.500	1050.19	0.612	1 826	5 238
1.750	1337.84	0.703	2 257	5 238
2.000	1657.66	0.793	2 764	5 238
2.250	2009.65	0.882	3 355	5 238
2.500	2393.82	0.970	4 038	5 238
2.750	2810.16	1.058	4 822	5 238
3.000	3258.68	1.145	5 713	5 238
3.250	3739.38	1.231	6 718	5 238
3.500	4252.25	1.317	7 848	5 238
3.750	4797.29	1.403	9 111	5 238
4.00	5374.51	1.489	10 516	5 238

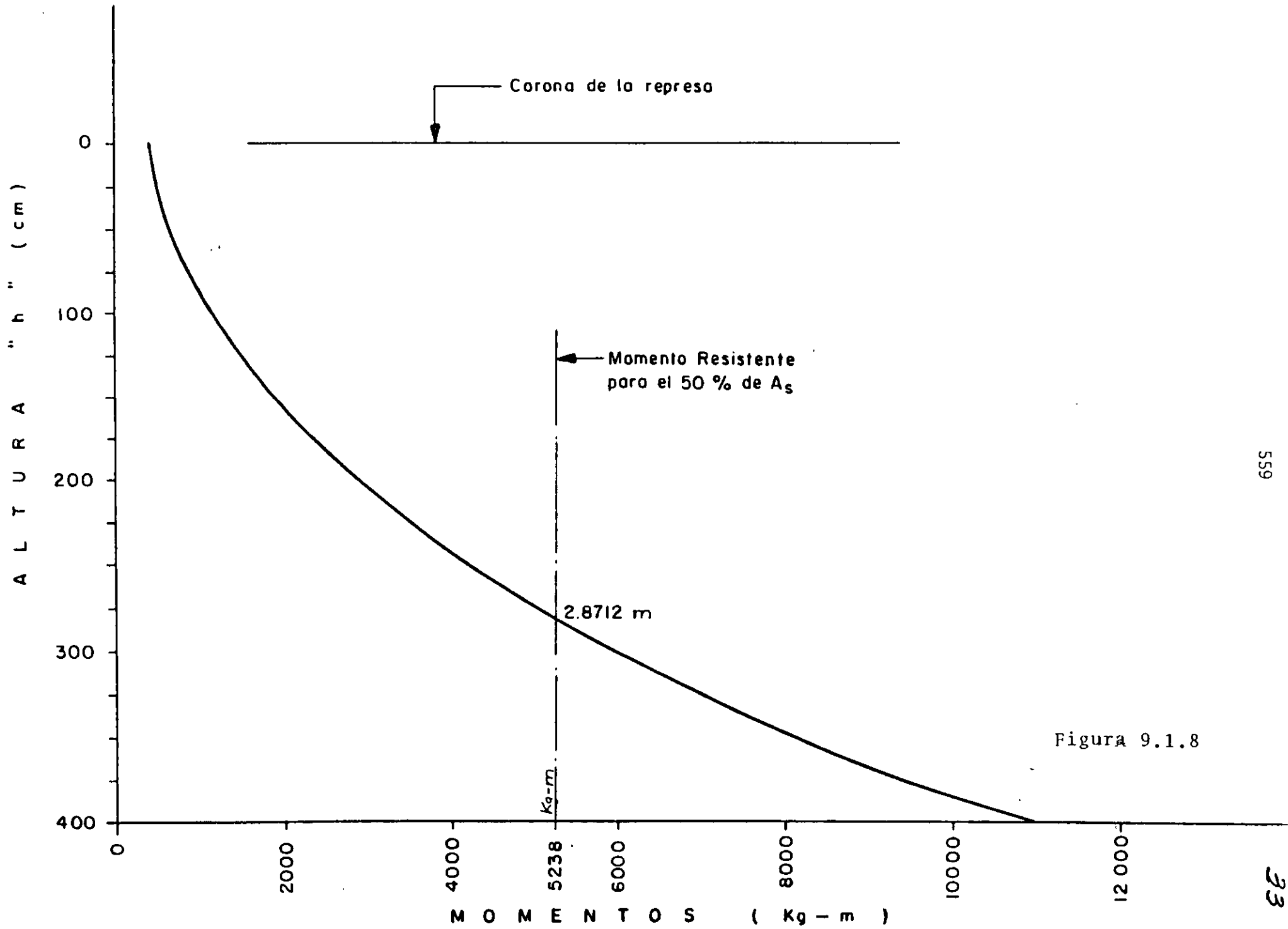


Figura 9.1.8

Comprobación.

De acuerdo con la gráfica anterior, la curva del momento actuante se corta con la recta del momento resistente a los 2.8711 m. a partir de la corona del muro, siendo este punto donde debe cortarse la mitad del acero principal de refuerzo, es decir:

$$E = 257.40 \times 2.8712 (2.8712 + 1.22) = 3023.59 \text{ kg.}$$

$$Y = \frac{2.8712 (2.8712 + 1.83)}{3 \times (2.8712 + 1.22)} = 1.10 \text{ m.}$$

$$M = 3023.59 \times 1.10 + 316(2.8712 + 1.22) + 216 \times 2.8712 =$$

$$M = 3325.94 + 1292.82 + 620.18 = 5\ 238 \text{ kg-m.}$$

$$A_s = \frac{523\ 800}{2\ 000 \times 0.893 \times 35} = 8.38 \text{ m}^2 \approx 0.50 \times 16.74$$

Se cortará la mitad del acero principal de refuerzo a la distancia de $h' = 1.13 + 0.37 = 1.50 \text{ m.}$, a partir del piso de la estructura y se continuarán las varillas 6C a cada 34 cm hasta la corona de los muros.

d) Refuerzo por temperatura.

$$A_{s_t} = 0.0015 b h = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2.$$

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm., en dos direcciones y en cada cara, excepto en las caras donde se localiza el acero principal en cuyo caso irán normales a éste.

3.3.24. Diseño de la Losa de Cimentación.

Al respecto de este cálculo retrocedamos a la figura No. 9.1.7, donde ya teníamos analizado el diagrama de presiones sobre la losa. Sólo nos resta aplicar los momentos transmitidos a dicha losa por los muros laterales, esto es:

a) Momentos de Empotramiento.

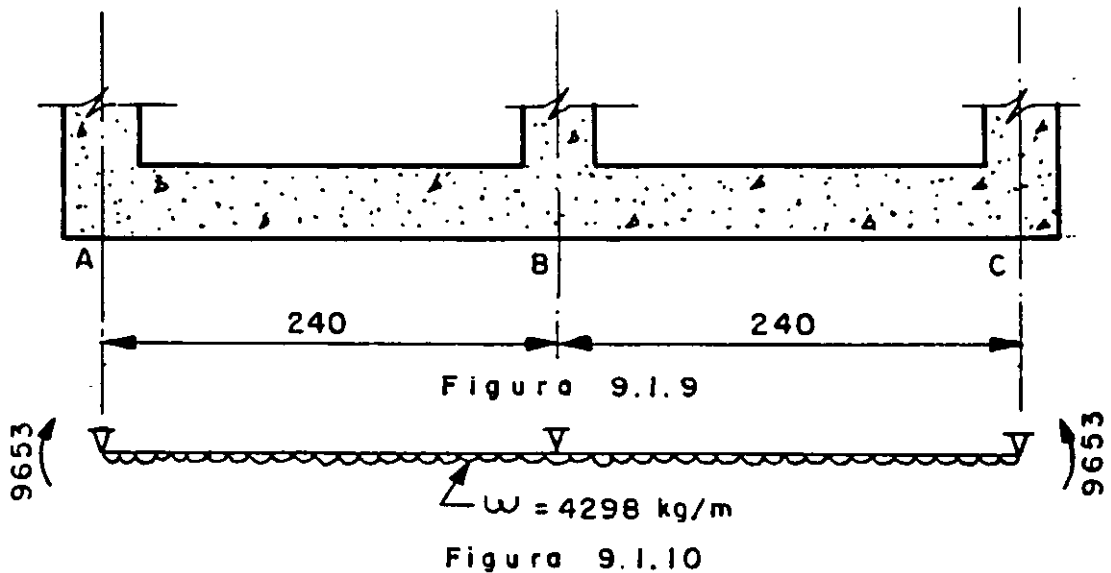
Como caso más desfavorable utilizaremos los momentos - producidos por empuje de tierras más frenaje.

$$M_{(-)} = 8\ 003 + 1\ 650 = 9\ 653\ \text{kg-m.}$$

Por lo tanto:

$$M_{(+)} = \frac{4\ 222 \times 2.40^2}{12} = 2\ 027\ \text{kg-m.}$$

$$M_{(-)} = 9\ 653\ \text{kg-m.}$$



b) Momentos Finales (Método de Cross)

Nudo	A		B		C	
Brazo	A	AB	BA	BC	CB	C
F.D.	0.00	1.00	0.50	0.50	1.00	0.00
M.E.	+ 9 653	- 2 027	+ 2 027	- 2 027	+ 2 027	- 9 653
M ϕ 1	- 0	- 7 626	+ 0	+ 0	+ 7 626	+ 0
M T 1	0	0	- 3 813	+ 3 813	0	0
M ϕ 2	0	0	+ 0	0	0	0
Σ	+ 9 653	- 9 653	- 1 786	+ 1 786	+ 9 653	- 9 653

c) Cortantes y Reacciones.

Barra A-B = Barra C-B

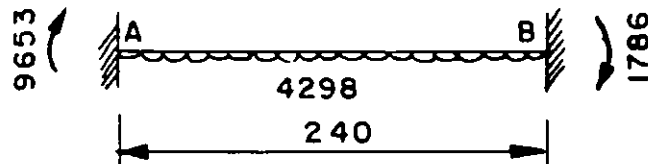


Figura 9.1.11

$$V_{\text{isost}} = \frac{4\,298 \times 2.40}{2} = 5158.60 \text{ kg.}$$

$$V_{\text{hiper}} = \frac{9\,653 + 1\,786}{2.40} = 4766.25 \text{ kg.}$$

$$V_{AB} = 5158.60 + 4766.25 = 9924.85 \text{ kg} = V_{CB}$$

$$V_{BA} = 5158.60 - 4766.25 = 392.35 \text{ kg} = V_{BC}$$

$$\therefore R_A = 9924.85 \text{ kg.}$$

$$\Sigma = 20634.40 \text{ kg.}$$

$$R_B = 784.70 \text{ kg.}$$

$$R_C = 9924.85 \text{ kg.}$$

d) Diagrama de Cortantes.

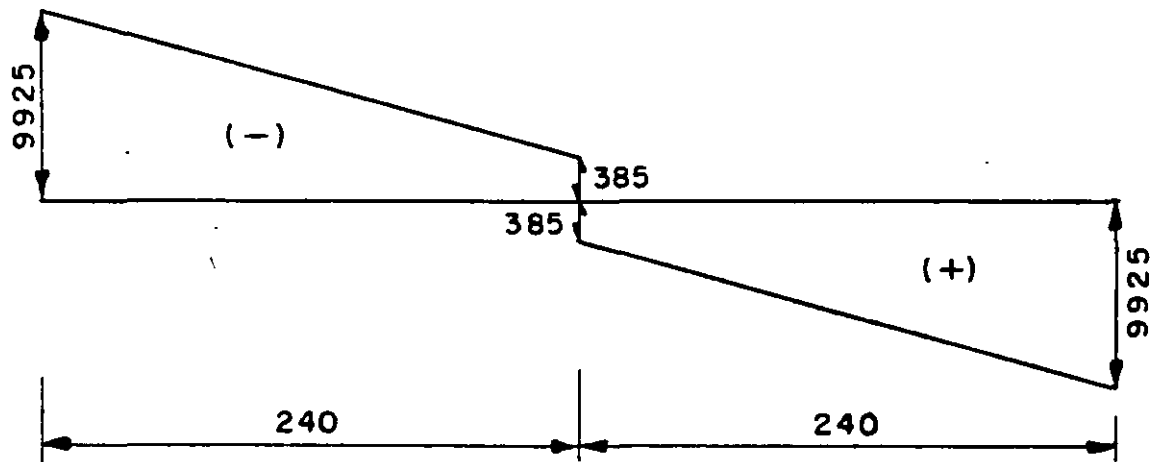


Figura 9.1.12.

e) Diagrama de Momentos.

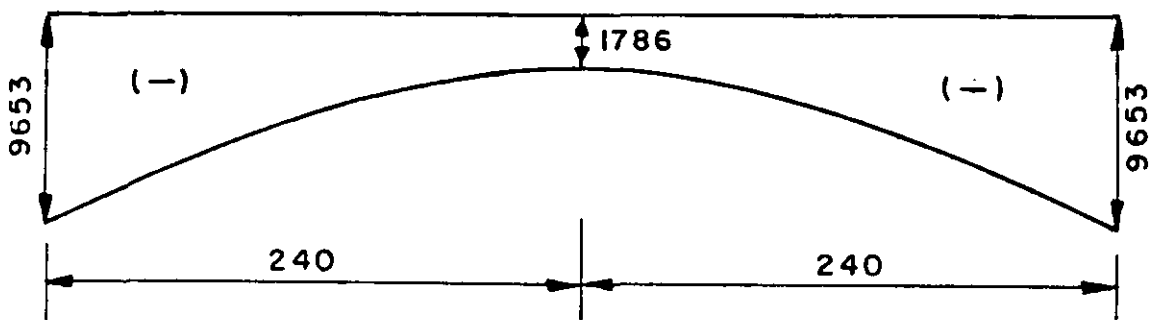


Figura 9.1.13.

f) Peraltes.

Por momento: $d = 0.249 \sqrt{9\ 653} = 24.46 \text{ cm.}$

Por cortante: $d = \frac{9\ 653}{4.585 \times 100} = 21.05 \text{ cm.}$

Se adopta: $d = 35 \text{ cm.}; r = 5 \text{ cm.}; h = 40 \text{ cm.}$

g) Acero Principal de Refuerzo.

$$A_s(-) = \frac{965\ 300}{2\ 000 \times 0.893 \times 35} = 15.44 \text{ cm}^2.$$

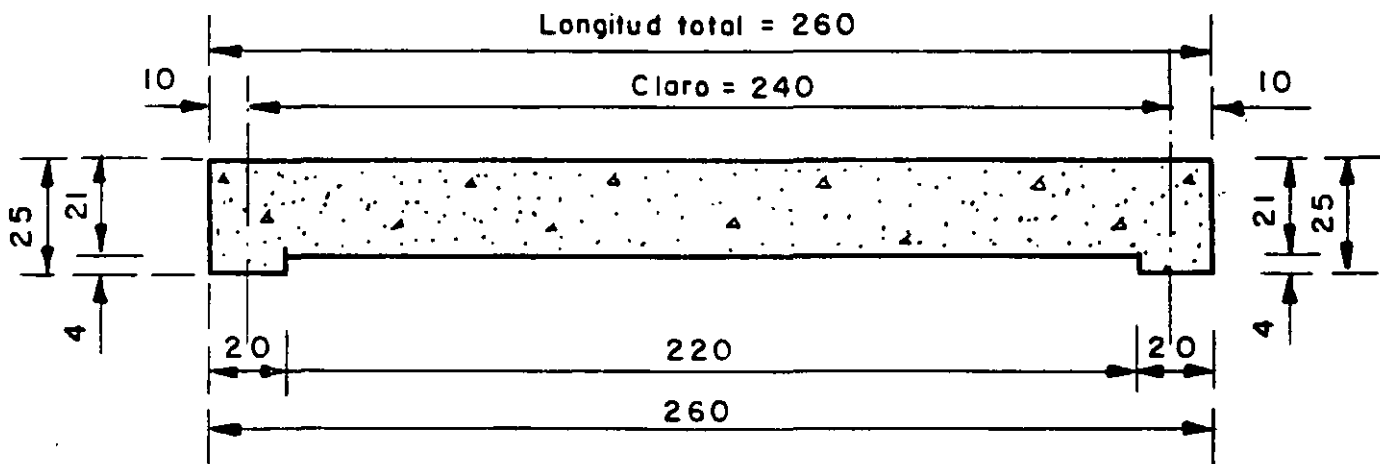
El cálculo nos indica colocar varillas 6C a cada 18 cm., - pero las colocaremos a cada 17 cm. para evitar cortes y dar continuidad de refuerzo en la losa y los muros.

h) Acero por Temperatura (ya calculado).

Se colocarán varillas 4C a cada 20 cm, en dos direcciones y en cada cara.

3.3.25. Cálculo Estructural del Puente Carretero.

a) Dimensiones Generales.



CORTE POR EL EJE DEL CAMINO

Figura 9.1.14.

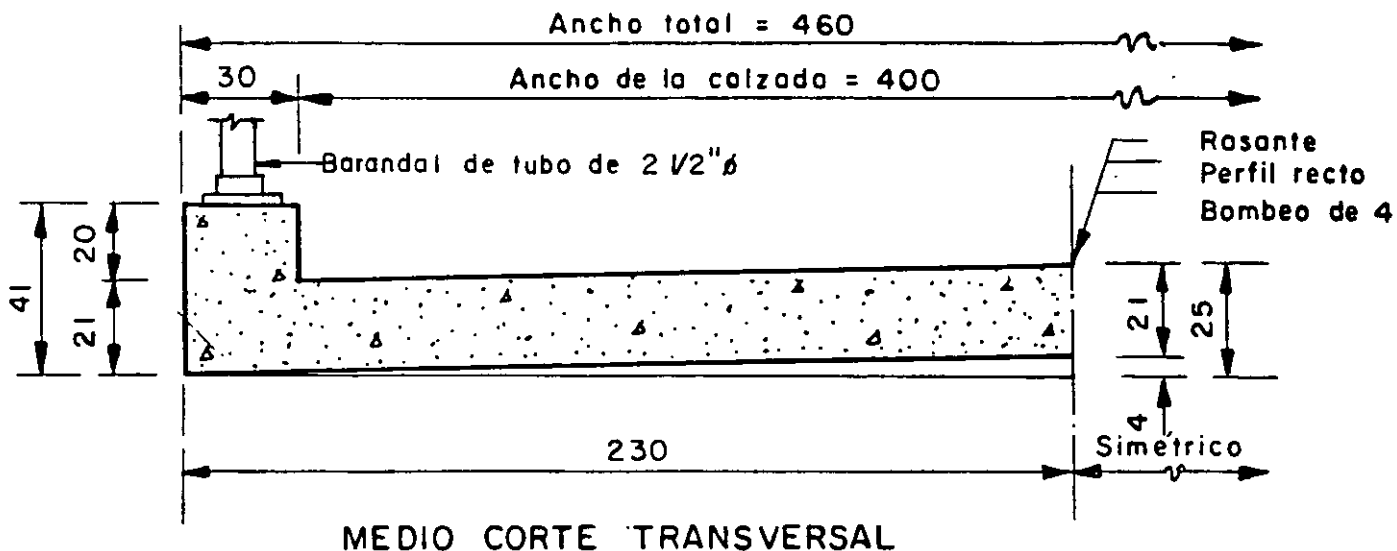


Figura 9.1.15.

b) Datos para el Proyecto.

Claro del puente = 2.40 m.
 Longitud total = 2.60 m.
 Ancho de la calzada = 4.00 m.
 Ancho de las guarniciones = 0.30 m.
 Ancho total del puente = 4.60 m.
 Peralte de las guarniciones = 0.20 m.
 Bombeo de 0.04 m. (perfil recto, con 2% de pendiente).
 Esviajamiento = 0° (puente normal a la estructura).
 Carga viva considerada: Camión tipo HS-20 en una faja de circulación.
 Parapeto con tubo de $2\frac{1}{2}'' \phi$ (60 kg/m).

c) Constantes de Cálculo para el Concreto Reforzado.

$$f_s = 1\ 800\ \text{kg/cm}^2.$$

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

$$f_c = 0.40\ f'_c = 100\ \text{kg/cm}^2.$$

$$E_c = 237\ 171\ \text{kg/cm}^2.$$

$$n = 8$$

$$k = 0.319$$

$$j = 0.894$$

$$R = 14.255\ \text{kg/cm}^2.$$

$$\alpha = 0.265$$

$$p = 0.00886$$

$$\nu_{\text{perm}} = 0.29\ \sqrt{f'_c} = 4.585\ \text{kg/cm}^2.$$

$$\mu_{\text{perm}} = \frac{2.3}{D} \sqrt{f'_c} \leq 25\ \text{kg/cm}^2.$$

d) Momento Flexionante Máximo en la Losa.

1. Por Carga Muerta.

Peso de la losa: $0.21 \times 2\ 400 = 504\ \text{kg/cm}^2$.

Peso de las guarniciones:

$$\frac{2 \times 0.20 \times 0.30 \times 2\ 400}{2.40 \times 4.60} = 26\ \text{kg/m}^2.$$

Peso total: $\omega_{\text{CM}} = 530\ \text{kg/m}^2$.

$$M_{\text{CM}} = \frac{530 \times 2.40^2}{8} = 382\ \text{kg-m}.$$

2. Por Carga Viva.

Del Apéndice "A" de las Especificaciones de Puentes para Caminos, página 163, S. C. T.=1964, se tiene para una faja de circulación:

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Para } L = 2.1336 \text{ m.} & M = 7\,743 \text{ kg-m.} & R = 14\,515 \text{ kg.} \\
 \text{Para } L = 2.4384 \text{ m.} & M = 8\,849 \text{ kg-m.} & R = 14\,515 \text{ kg.} \\
 \hline
 & 0.3048 \text{ m.} & 1\,106 \text{ kg-m.} & \hline
 & & & 0 \text{ kg.}
 \end{array}$$

Por lo tanto, para $L = 2.40 \text{ m.}$

$$M = 7\,743 + \frac{1\,106 \times 0.2664}{0.3048} = 8\,710 \text{ kg-m/faja.}$$

$$R = 14\,515 \text{ kg/faja.}$$

3. Impacto.

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} = \leq 0.30$$

$$I = \frac{15.24}{2.40 + 38.10} = 0.376 > 0.30$$

Por lo tanto se limita el impacto al 30%.

4. Ancho de Distribución.

$$E = 0.060 L + 1.22 \leq 2.13 \text{ m.}$$

$$E = 0.060 \times 2.40 + 1.22 = 1.364 \text{ m.}$$

5. Momento por Carga Viva más Impacto.

$$M_{CM+I} = \frac{M I}{2 E} = \frac{8\,710 \times 1.30}{2 \times 1.364} = 4\,151 \text{ kg-m.}$$

6. Momento Total.

$$M_{tot} = M_{CM} + M_{CV+I} = 382 + 4\,151 = 4\,533 \text{ kg-m.}$$

e) Peralte Necesario.

$$d = 0.265 \sqrt{4\,533} = 17.84 \text{ cm}^2.$$

Se adopta: $d = 18 \text{ cm.}$; $r = 3 \text{ cm.}$; $h = 21 \text{ cm.}$

f) Acero Principal.

$$A_s = \frac{453\ 300}{1\ 800 \times 0.894 \times 18} = 15.65 \text{ cm}^2.$$

Se colocarán varillas 6C a cada 18 cm ($A_s = 15.83 \text{ cm}^2$).

g) Acero para Distribución.

El porcentaje, según las Especificaciones, está dado por la siguiente expresión:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times L}} \leq 50\%$$

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.40}} = 35.64\%$$

Entonces: $A_{sd} = 0.3564 \times 15.83 = 5.64 \text{ cm}^2$.

Se colocarán varillas 4C a cada 22 cm ($A_{sd} = 5.77 \text{ cm}^2$).

h) Acero por Temperatura.

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 21 = 3.15 \text{ cm}^2.$$

El cálculo nos proporciona varillas 3C a cada 22 cm., pero para facilidad del armado las colocaremos de la siguiente manera:

Varillas 3C a cada 18 en el sentido paralelo al tránsito.

Varillas 3C a cada 22 en el sentido normal al tránsito.

i) Doblado de Varillas del Acero Principal.

La distancia a la cual puede doblarse o suprimirse la mitad del acero principal de refuerzo, a partir del centro del claro, está dado por la expresión:

$$X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} + 0.30$$

Donde: L = claro del puente.

Ad = área de acero por doblar.

At = área total del acero principal.

$$\text{Entonces: } X = \frac{2.40}{2} \sqrt{\frac{1}{2}} + 0.30 = 1.15 \text{ m.}$$

NOTA: Para este único caso en particular, y por ser un claro muy pequeño, no doblaremos las varillas en cuestión, las dejaremos correr hasta los extremos.

j) Diseño de las Guarniciones.

También se les denomina "Vigas Marginales" y de acuerdo con las Especificaciones de Puentes para Caminos las vigas marginales deberán ser consideradas en todas las losas de puentes que tengan el refuerzo principal paralelo al tránsito.

Esta viga puede consistir en:

- I. Una losa con refuerzo adicional.
- II. Una viga integrada a la losa pero con mayor peralte.
- III. Una sección integral reforzada, formada por losa y guarnición.

Para nuestro caso, el inciso (2) es el que nos interesa.

1. Momento por Carga Muerta.

Parapeto:	60 kg/m.
Guarnición: 0.41 x 0.30 x 2 400 =	295 kg/m.
ω =	<u>355 kg/m.</u>

$$M_1 = \frac{355 \times 2.40^2}{8} = 256 \text{ kg-m.}$$

2. Momento por Carga Viva.

Para el caso de vigas marginales las Especificaciones de Puentes para Caminos nos indican la siguiente expresión:

$$M = 0.20 M_{CV+I} \times 0.50$$

$$\text{Donde: } 0.20 M_{CV+I} = 0.20 \times 4151 = 830 \text{ kg-m.}$$

0.50 = la consideración de una sola línea de ruedas.

$$\text{Por lo tanto: } M_2 = 830 \times 0.50 = 415 \text{ kg-m.}$$

3. Momento Total.

$$M_{\text{tot}} = M_1 + M_2 = 256 + 415 = 671 \text{ kg-m.}$$

4. Peralte Necesario.

$$d = 0.265 \sqrt{671} = 6.86 \text{ cm.}$$

$$\text{Se adopta: } d = 41 - 3.00 - 0.95 - 0.96 = 36 \text{ cm.}$$

$$r = 5 \text{ cm.}$$

$$h = 41 \text{ cm.}$$

5. Acero Principal de Refuerzo.

$$A_s = \frac{67100}{1800 \times 0.894 \times 36} = 1.16 \text{ cm}^2.$$

Se colocará una varilla 4C, pero vemos que el acero para distribución son varillas 4C entonces solo nos preocuparemos por colocar en la parte superior de la guarnición dos varillas 4C y los estribos convenientes.

6. Revisión por Cortante.

$$\text{Por carga muerta: } V_{CM} = \frac{355 \times 2.40}{2} = 426 \text{ kg.}$$

Por carga viva:

Según las Especificaciones se considera el 40% de la carga viva calculada para la losa, y por línea de ruedas, es decir:

$$V_{CV+I} = 0.40 \times 1.30 \times 14\ 515 \times 0.50 = 3\ 774 \text{ kg.}$$

La fuerza cortante total vale:

$$V_{\text{tot}} = 426 + 3\ 774 = 4\ 200 \text{ kg.}$$

$$\text{Entonces: } \nu_{\text{calc}} = \frac{4\ 200}{30 \times 0.894 \times 36} = 4.35 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\nu_{\text{perm}} = 4.585 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ya calculada con anterioridad).}$$

7. Cortante para Estribos.

El cortante que deberá absorberse con estribos vale:

$$\nu_{\text{Est}} = \nu_{\text{calc}} - \nu_{\text{perm}} = 4.35 - 4.59 = -0.24 \text{ kg/cm}^2.$$

Este valor nos indica que no se necesitan estribos por cortante, sin embargo colocaremos estribos 3C de dos ramas, a cada 22 cm., para absorber temperatura y fraguado.

3.3.26. Diseño de la Losa de Maniobras.

a) Datos para el Proyecto.

Claro de la losa = 2.40 m.

Longitud total = 2.60 m.

Ancho de la losa = 1.00 m.

Peralte de la losa = 0.15 m.

Carga viva de diseño = 500 kg/m².

b) Momento Flexionante Máximo.

Peso de la losa = 0.15 x 2 400 = 360 kg/m².

Peso de la carga viva de diseño = 500 kg/m².

$\omega = \overline{860}$ kg/m².

$$M = \frac{860 \times 2.40^2}{8} = 619 \text{ kg-m.}$$

$$V = \frac{860 \times 2.40}{2} = 1\ 032 \text{ kg.}$$

c) Peralte Necesario.

Por momento: $d = 0.265 \sqrt{619} = 6.59 \text{ m.}$

Por cortante: $d = \frac{1\ 032}{4.585 \times 0.893 \times 100} = 2.52 \text{ cm.}$

Adoptamos: $d = 10 \text{ cm.}; \quad r = 5 \text{ cm.}; \quad h = 15 \text{ cm.}$

d) Acero Principal de Refuerzo.

$$A_s = \frac{61\ 900}{2\ 000 \times 0.893 \times 10} = 3.47 \text{ cm}^2.$$

Se colocarán varillas 3C a cada 20 cm ($A_s = 3.55 \text{ cm}^2$).

e) Acero por Temperatura.

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2.$$

El cálculo nos da varillas 3C a cada 31 cm., pero las colocaremos a cada 20 cm.

Queda pues, el armado total de la losa con varillas 3C a cada 20 cm. en dos direcciones.

3.3.27. Diseño Estructural de las Transiciones.

Regresando al tema del inciso 2.4., habíamos calculado la longitud de dichas transiciones.

En las hojas siguientes trataremos de mostrar, en esquemas, las dimensiones de ésta estructura.

Esta será de sección variable en cuanto a espesor y estará compuesta de plantilla y muros laterales. Estos últimos tendrán talud variable, de vertical a 1.5:1. Además, para proporcionar un anclaje adecuado para que no falle por deslizamiento se le dotará de un dentellón de 1.50 m. de profundidad.

Aplicando la Teoría de Rankine, para valuar el empuje de tierras en estado activo, tenemos las expresiones siguientes:

$$E = 0.5 k_o \gamma h (h + 2 h_1)$$

$$\gamma = \frac{h^2 + 3 h h_1}{3 (h + 2 h_1)}$$

$$\text{Donde: } k_o = \frac{\cos^2 (\phi + \theta)}{\cos^3 \theta \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \theta}\right)^2} \text{ (coeficiente de empuje activo).}$$

Siendo: ϕ = ángulo de fricción interna del material.

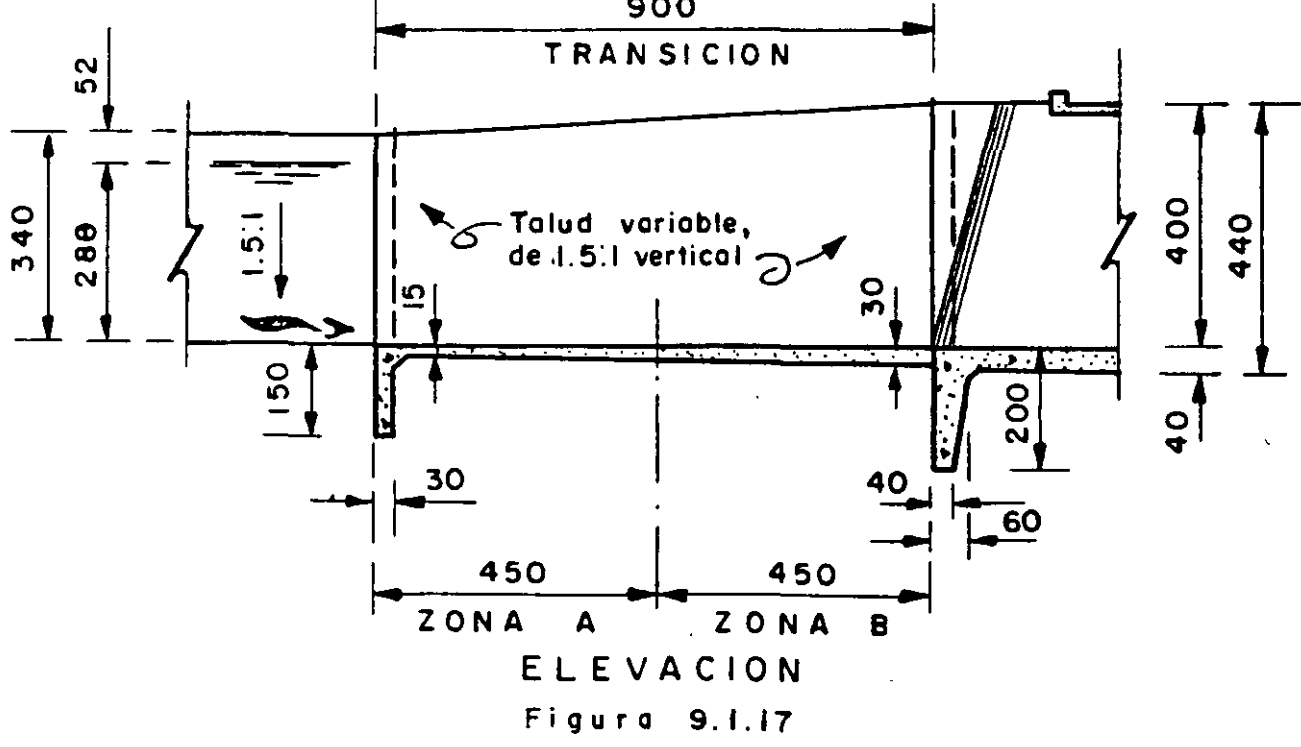
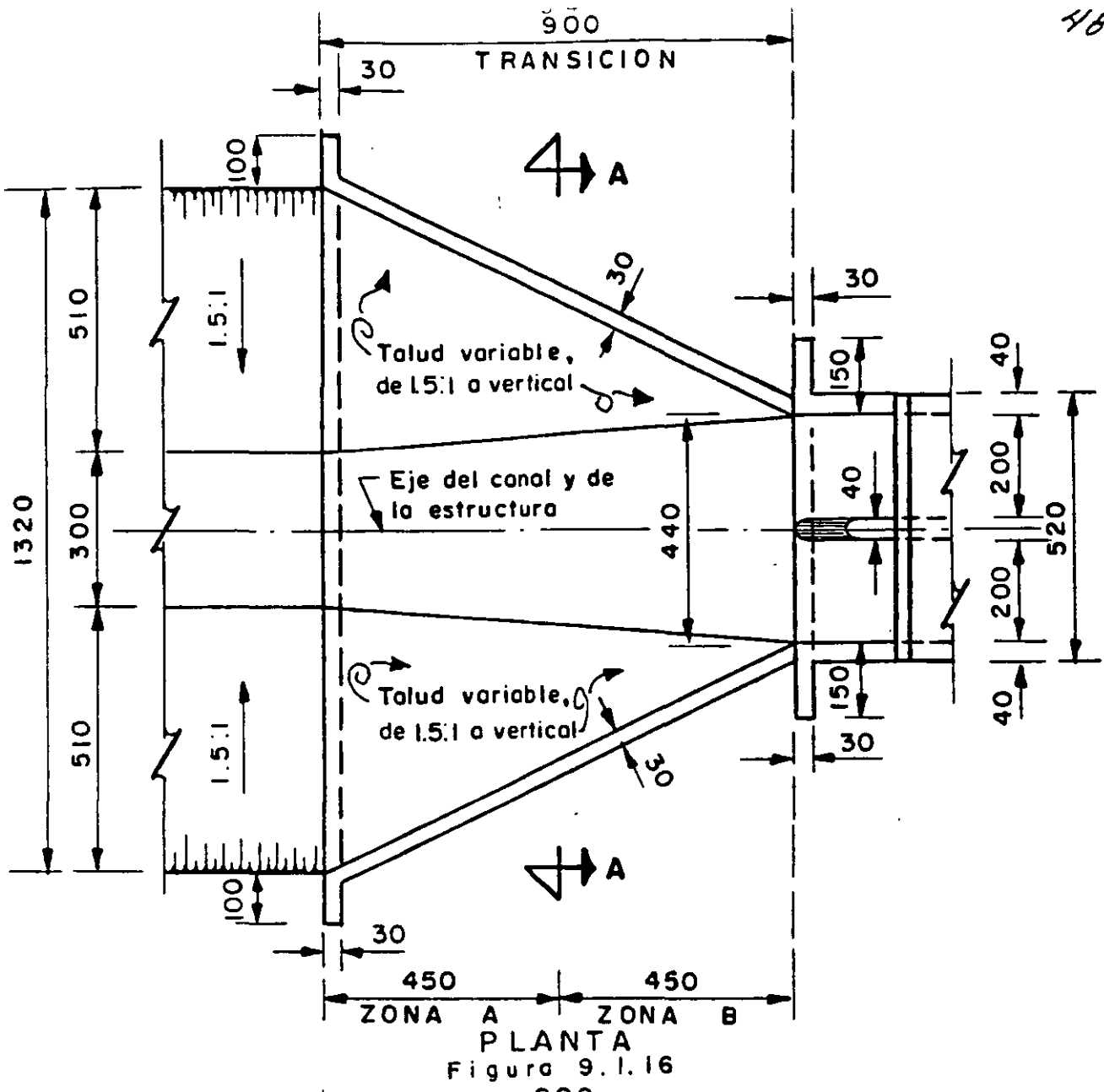
θ = ángulo formado por el respaldo del muro con una vertical.

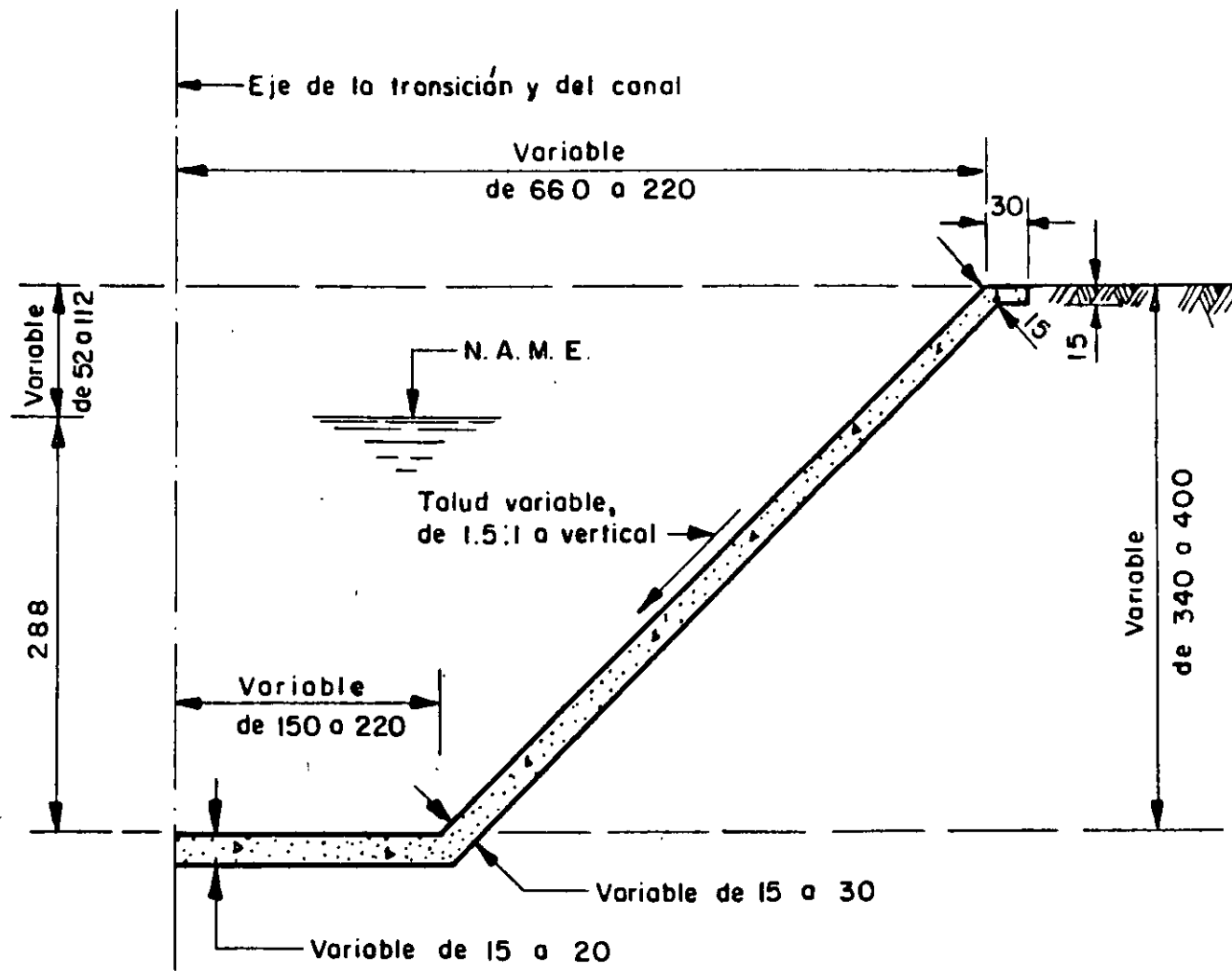
a) Análisis de la Sección Inmediata a la Represa.

En esta sección el muro es vertical y por lo tanto el valor de θ vale cero.

Entonces: $\theta = 0$

$$\phi = \text{ang tan } \frac{1}{1.5} = 33^\circ 41' 24''$$





MEDIO CORTE A - A

Figura 9.1.18

$$\cos \phi = 0.832050$$

$$\sin \phi = 0.554700$$

$$h = 4.00 \text{ m.}$$

$$h_1 = 0.61 \text{ m.}$$

$$\text{Por lo tanto: } k_o = \frac{0.832050^2}{(1 + 0.5547)^2} = 0.286422$$

$$E = 0.50 \times 0.286422 \times 1\,800 \times 4.00(4.00 + 2 \times 0.61) = 5\,382 \text{ kg.}$$

$$Y = \frac{4.00^2 + 3 \times 4.00 \times 0.61}{3(4.00 + 2 \times 0.61)} = 1.489 \text{ m.}$$

$$M = 5\,382 \times 1.489 = 8\,015 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Peralte necesario: } d = 0.249 \sqrt{8\,015} = 22.29 \text{ cm.}$$

$$\text{Se adopta: } d = 25 \text{ cm.; } r = 5 \text{ cm.; } h = 30 \text{ cm.}$$

Acero Principal de Refuerzo.

$$A_s = \frac{801\,500}{2\,000 \times 0.893 \times 25} = 17.95 \text{ cm}^2.$$

Se colocarán varillas 6C a cada 15 cm ($A_s = 19.00 \text{ cm}^2$).

Acero por Temperatura.

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2.$$

Se colocarán varillas 3C a cada 15 cm ($A_s = 4.73 \text{ cm}^2$).

NOTA: A criterio muy personal y por experiencias al respecto, en la transición NO cortaremos la mitad del acero de refuerzo principal.

b) Análisis de la Sección a la Mitad de la Transición.
(Sección A-A).

$$\phi = 33^\circ 41' 24'' \quad \sin \phi = 0.832050 \quad \cos \phi = 0.554700$$

$$\theta = \text{ang tan } \frac{510 \times 0.50}{400} = \text{ang tan } 0.638 = 32^{\circ}31'03''$$

$$\phi + \theta = 66^{\circ}12'27''$$

$$k_o = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^3 \theta \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \theta}\right)^2} = \frac{0.403424^2}{0.843327^3 \left(1 + \frac{0.554700}{0.843227}\right)^2}$$

$$k_o = 0.098731$$

$$E = 0.50 \times 0.098731 \times 1\,800 \times 3.70(3.70 + 2 \times 0.61) = 1\,618 \text{ kg.}$$

$$Y = \frac{3.70^2 + 3 \times 3.70 \times 0.61}{3(3.70 + 2 \times 0.61)} = 1.386 \text{ m.}$$

$$M = 1\,618 \times 1.386 = 2\,242 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Peralte: } d = 0.249 \sqrt{2\,242} = 11.79 \text{ cm.}$$

$$d = \frac{1\,618}{4.585 \times 100} = 3.353 \text{ cm.}$$

Se adopta: $d = 17.50 \text{ cm.}$; $r = 5.00 \text{ cm.}$; $h = 22.50 \text{ cm.}$

Acero Principal de Refuerzo.

$$A_s = \frac{224\,200}{2\,000 \times 0.893 \times 17.50} = 7.17 \text{ cm}^2.$$

Se colocarán varillas 4C a cada 17 cm ($A_s = 7.47 \text{ cm}^2$).

Acero por Temperatura.

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 22.5 = 3.38 \text{ cm}^2.$$

Se colocarán varillas 3C a cada 21 cm.

c) Análisis de la Sección Inmediata al Canal.

Esta sección tiene los muros con la misma inclinación que el talud de reposo del material (1.5:1) y por lo tanto no existe empuje de tierras.

Esta sección, en consecuencia, solo llevará acero por temperatura.

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2.$$

Se colocarán varillas 3C a cada 30 cm.

d) Proporcionamiento Adecuado del Refuerzo.

Con el fin de colocar adecuadamente el acero de refuerzo en la transición, hemos dividido ésta en dos zonas, según se muestra en las figuras Nos. 9.1.15 y 16.

Por criterio propio consideraremos el refuerzo calculado en el inciso a) para toda la zona B, y el refuerzo calculado en el inciso b) para toda la zona A.

Además lo adecuamos a separaciones iguales a múltiplos, - esto es:

Zona "A"

Acero principal: Varillas 6C a cada 15 cm.

Acero por temperatura: Varillas 3C a cada 15 cm.

Zona "B"

Acero principal: Varillas 4C a cada 15 cm.

Acero por temperatura: Varillas 3C a cada 15 cm.



CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO

CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO (CCR)

ANTECEDENTES.

El concepto de concreto compactado con rodillo probablemente se inició en el año de 1970 con la conferencia del Profesor Jerónimo M. Raphael, denominada "La optimización en las presas de gravedad", en la cual presenta una extrapolación del Suelo - cemento. En dicha conferencia postuló que el incremento en la resistencia al esfuerzo cortante del material formado con cemento enriquecido con materiales granulares, puede dar como resultado una reducción significativa en la sección transversal de una cortina, en comparación con otra formada con materiales graduados.

En su trabajo titulado "Construcción de presas de concreto usando métodos de compactación de tierras" (1972), Robert W. Cannon mostró los resultados de pruebas a concreto transportado con camiones, esparcido con cargador frontal y compactado con rodillo liso vibratorio. La mezcla usada es un concreto con revenimiento cero de acuerdo con A C I 211.3.-75.

Posteriormente, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EUA, llevó a cabo pruebas con mezclas de concreto similares a las usadas por W. Cannon, transportado, colocado y compactado con el equipo común de movimiento de tierras.

Los resultados obtenidos en dichas pruebas, han indicado que el concreto compactado con rodillo (CCR) tiene propiedades equivalentes a las del concreto masivo convencional.

En el año de 1975, con el fin de poder reemplazar la roca y el terraplén deslavado cuando un túnel de desfogue se derrumbó, durante el primer

llenado de la presa Tarbela en Pakistán, se colocaron 344 000 m³ de CCR en solo 44 días, con rendimientos de 7 600 m³/día, con máximo de 19 000 m³/día, como único método para realizar el trabajo en un período de tiempo muy restringido.

En 1 976 se realizó la primera colocación de CCR en EUA con fines estructurales, usando 6 000 m³ de concreto para elevar la cimentación sobre la que se construiría un edificio de turbinas; en 1 977 se colocaron 7 500 m³ de CCR en la salida de la obra de toma en el Chena River Project, Alaska.

Hasta estas fechas, las pruebas realizadas habían demostrado la factibilidad del CCR como un proceso constructivo para la rápida colocación de capas, para formar losas, pavimentos, bases y múltiples capas para cortinas de presas.

Materiales y diseño de mezclas.

Generalidades.

El concreto compactado con rodillo es un material seco, que difiere del concreto convencional principalmente en su consistencia; para considerarse efectivo, deberá ser lo suficientemente seco para soportar el peso del equipo de compactación y lo suficientemente húmedo para permitir una adecuada distribución del cementante.

Consistencia.

La apariencia del concreto adecuado para compactarlo con rodillo liso vibratorio, difiere significativamente antes de la compactación, del concreto convencional.

Existe poca evidencia de cualquier pasta en la mezcla hasta que se compacta. Todas las mezclas de este tipo se podrán compactar a la máxima densidad accesible mediante vibración suficiente; sin embargo, la energía requerida para ello es mucho mayor que la necesaria para un concreto convencional.

Para el CCR usado en presas, la compactación se logra con el uso de un rodillo liso vibratorio, cuyas características se seleccionan de acuerdo con el sistema propuesto para la colocación.

En diversos países, entre ellos México, el CCR se coloca en capas de 30 cm de espesor antes de la compactación; en cambio, en Japón se ha colocado este concreto en capas de hasta 60 cm de espesor. Para el primer caso, la compactación se logra con un rodillo liso vibratorio de 10 Ton de peso.

Densidad.

Para medir la densidad del CCR, originalmente se usó una modificación del método del aparato de VeBe (ACI-211.3-75), consistente en aumentar en 30 lb la sobrecarga estandar de la placa de apoyo del aparato, obteniendo resultados satisfactorios.

Actualmente se aplica el uso de un densímetro nuclear, que mediante penetración en la capa de concreto recientemente compactada, proporciona el valor del peso volumétrico y otras características.

Agregados.

Originalmente el CCR para presas , estaba propuesto para sustituir los materiales graduados en la construcción de las cortinas, como un producto mas económico que no requería un control de calidad muy estricto, por tal razón se indicaba usar los agregados disponibles mas cercanos al sitio, con poco o ningún tratamiento.

Posteriormente, surgió la necesidad de un CCR para uso estructural mas eficiente y esto conlleva un control de calidad mas estricto. Para estas condiciones, los agregados que se usen deben estar bien graduados y la curva granulométrica correctamente ajustada.

El tamaño máximo de agregado grueso debe ser compatible con el método de colocación y la resistencia que se espera del concreto. Cuando las capas de colado son mayores que tres veces el tamaño máximo del agregado grueso, esto no representa gran influencia en la capacidad de compactación de equipo pesado, sin embargo, si tiene gran influencia en la capacidad de compactación del equipo menor; dado que este equipo no es muy efectivo para compactar mezclas con agregados con tamaño máximo de 3" (76 mm), pero si resulta eficiente para mezclas con tamaño máximo de agregado de 1 ½ " (38 mm), en capas de 30 cm.

Por otra parte, los agregados con tamaño mayor que una 1 ½ " presentan una marcada tendencia a segregarse cuando se depositan, lo cual debe tomarse en cuenta para seleccionar el equipo de transporte y el de extendido, así como la conveniencia de ordenar un remezclado manual en el sitio.

Cuando se cuelean grandes volúmenes de concreto, el control del calor de hidratación es muy importante y como el contenido de cemento por metro

cúbico de concreto incide directamente en la generación de este calor, puede ser necesario el uso de agregados de mayor tamaño, con el fin de disminuir el consumo de cemento y por tanto, el calor de hidratación. En este caso, se considerará en el costo del concreto el gasto adicional para prevenir la segregación.

Cemento y puzolanas.

El concreto que va a ser compactado con rodillos, puede ser fabricado con cualquiera de los tipos de cemento básicos. Si se decide usar algún tipo de puzolana para sustituir parte del cemento, deberán considerarse las especificaciones correspondientes, con el objeto de juzgar la conveniencia y seleccionar el tipo de puzolana que pueda usarse. La elección definitiva debe basarse en su comportamiento en el concreto requerido para la obra, de acuerdo con las pruebas pertinentes.

La disponibilidad de la puzolana requerida puede ser determinante para elegir si se usa o no.

Existen diferentes tipos de puzolanas que pueden usarse en la fabricación del concreto; una de las principales funciones de la puzolana es ocupar espacio que de otra forma sería ocupado por cemento o agua; si las puzolanas usadas son reactivas, podrán sustituir a cierta cantidad de cemento, con los beneficios de un menor calor de hidratación y, adicionalmente, un concreto mas impermeable, dado que las puzolanas son capaces de reaccionar con la cal liberada del cemento y fijarla evitando la formación de poros.

Si se usan puzolanas inertes, servirán para ajustar la curva de los agregados, cuando estos presentan deficiencia de finos.

En nuestro País, se han usado finos inertes como cenizas volantes y limo inorgánico, con buenos resultados, tal es el caso de las presas Trigomil, La Manzanilla y San Lázaro.

Contenido de agua.

La consistencia de la mezcla de concreto dosificada de acuerdo con las normas usuales (ACI 211.3-75 o actualizada), no resiste el peso de los rodillos vibratorios grandes, por lo cual es necesario hacer alguna modificación al procedimiento.

Se recomienda una relación agua – cemento de 0.6 por peso, para mezclas sin puzolana, con la idea de garantizar un volumen suficiente de pasta para llenar los huecos entre los agregados.

Disminuyendo el contenido de agua, al necesario para lograr una hidratación total del cemento y se conservando la relación agua – cemento, disminuirá también la cantidad de cemento necesaria para lograr una determinada resistencia. Si adicionalmente es posible sustituir parte del cemento por una puzolana, se logrará una mezcla trabajable, razonablemente impermeable, con bajo calor de hidratación, revenimiento cero y apta para ser compactada con un rodillo liso vibratorio.

Propiedades.

Las propiedades esenciales de concreto colado con procedimientos comunes, también son importante para el CCR; dichas propiedades son : Resistencia a la compresión, módulo de elasticidad, capacidad de deformación a la tensión, relación de Poisson, resistencia al cortante triaxial, cambios de volumen, coeficiente térmico de expansión, calor específico, permeabilidad y durabilidad. Algunas diferencias entre el

concreto común y el CCR, se deben a las desigualdades en las propiedades de la mezcla.

Resistencia a la compresión.

Para un CCR correctamente compactado y con el contenido suficiente de agua para lograr la hidratación continuada, es posible obtener la resistencia de proyecto con un consumo de cemento considerablemente menor que el necesario para concreto convencional, de igual resistencia a los 28 días de colado.

Por otra parte, para el CCR usado en presas, no se requiere la resistencia de proyecto a los 28 días y podría pensarse en resistencias a mayor edad, 90 días, 6 meses, o mas.

Propiedades elásticas.

Los principales factores que afectan las propiedades elásticas del concreto son: La edad, el tipo de agregados y la relación agua – cemento. El módulo de elasticidad del concreto aumenta con la edad y con el incremento en el contenido de cemento.

Una mezcla de CCR adecuadamente dosificada y compactada, presenta valores de módulo de elasticidad similares a las de su contraparte de concreto convencional, con el mismo agregado.

El aumento en las proporciones del agregado y el consecuente aumento en la densidad, deben acrecentar el módulo de elasticidad para un tamaño máximo de agregado dado, siempre que la mezcla tenga suficiente pasta. Si el volumen de pasta no es el necesario, la densidad disminuirá con el aumento de cavidades de aire, el módulo de elasticidad se verá afectado

por la pérdida de densidad y la discontinuidad de la pasta por toda la masa de concreto y será razonable esperar que disminuya en proporción, al aumentar el contenido de huecos.

Fluencia.

Algunas pruebas realizadas concluyen que las mezclas de concreto con revenimiento cero y un mínimo contenido de pasta, correctamente compactadas, presentan aproximadamente 20% menos fluencia para una condición de carga determinada, que los valores obtenidos para una mezcla con revenimiento normal. Sin embargo, si existe deficiencia de pasta se presentarán discontinuidades en la mezcla que pueden conducir a un incremento en la deformación por fluencia bajo carga.

Capacidad de deformación.

La capacidad de deformación del CCR no debería ser distinta de la del concreto común con igual contenido de material cementante; sin embargo, puede esperarse que la capacidad de deformación del CCR sea baja, porque está elaborado con contenidos de cemento mas bajos.

Esta capacidad de deformación mas baja debe compensarse con una deformación mas baja inducida por temperatura, que resulta de una mezcla mas pobre y de un colado en capas delgadas.

Cambio de volumen.

La posibilidad de cambios de volumen debidos a la pérdida de humedad o a la contracción por secado es muy baja en el CCR, puesto que tiene mucho menor agua de mezclado que el concreto común.

El cambio de volumen autógeno de una mezcla de concreto es afectado por la cantidad y tipo de cemento y puzolana que esta contiene. Dichos cambios aumentan con el contenido de material cementante y con su finura; las puzolanas naturales producen mayores cambios de volumen autógeno en el concreto que la ceniza volante del cemento Portland.

Permeabilidad.

La permeabilidad de una masa de concreto depende en gran medida del sistema de cavidades de aire atrapado y, por lo tanto, está casi controlada por el proporcionamiento de la mezcla y por el grado de compactación. Cuando hay suficiente pasta para reducir al mínimo el sistema de cavidades y el equipo de compactación es capaz de compactar totalmente la masa, el CCR resultará relativamente impermeable.

El agrietamiento y las juntas frías representan los medios mas frecuentes de filtración de agua a través de cualquier tipo de concreto; esto resalta la necesidad de que el CCR que cubre las juntas frías sea capaz de adherir y sellar la junta para impedir dichas filtraciones.

Propiedades al cortante.

Las pruebas de resistencia al cortante no confinadas, no muestran diferencias significativas entre las propiedades al cortante del CCR y las del concreto común.

El problema de resistencia al cortante para ambos concretos, radica en las juntas de construcción, que deberán recibir un cuidadoso y especial tratamiento, como ya ha sido indicado.

Durabilidad.

Para evaluar la durabilidad se han realizado pruebas de desgaste o erosión y los resultados indican que el uso de agregados con tamaño máximo mas pequeño y texturas mas suaves de la superficie, resultan benéficos para el CCR. Las pruebas demuestran que un CCR con tamaño máximo de agregado de 38 mm (1 ½") es resistente a la erosión cuando está sometido a una velocidad de flujo de agua, hasta de 20 m/s.

COLOCACION.

Para la compactación del CCR se recomienda usar un rodillo liso vibratorio autónomo, de 10 toneladas de peso, que proporciona la energía requerida para ese fin; el número de pasadas necesario para alcanzar una compactación óptima, se determina mediante un bordo de prueba, sin embargo, considerando condiciones de velocidad media para este equipo, cuatro pasadas y capas de 25 cm de espesor, un rodillo de 4.50 m de ancho puede compactar aproximadamente 250 m³ /hora. Para igualar esta capacidad, se requieren cuatro mezcladoras estacionarias de 9 m³. Estas condiciones sugieren la necesidad de emplear una planta de producción continua alimentada por medio de bandas transportadoras, lo que permite el colado de grandes volúmenes de concreto en periodos cortos de tiempo.

Transporte.

- La muy limitada capacidad para fluir del CCR, hace posible la utilización de un rango mas amplio del equipo de transporte que el utilizado para concreto convencional; para este fin puede usarse el mismo equipo que para transportar terracerías, aunque aplicando procedimientos especiales de manejo para evitar la presencia de segregación importante.

El volumen de concreto que va a colarse y el acceso al área de trabajo, serán generalmente los factores determinantes en la selección del equipo de transporte que se usará para llevar el CCR desde el lugar de mezclado hasta la zona de colocación.

Aplicando el control y accesorios apropiados, es posible usar mezcladoras intermitentes con equipo de transporte de flujo continuo y mezcladoras continuas con equipo de transporte intermitente.

Segregación.

Las experiencias tenidas en el transporte de CCR, nos indican que es posible transportar concreto con tamaño máximo de agregado de 38 mm (1 ½"), en unidades diseñadas para acarreo de agregados y movilización de terracerías, sin segregación considerable. Sin embargo, el CCR con tamaño máximo de agregado de 76 mm (3") y mayor, tiene marcada tendencia a la segregación cuando se descarga sobre una superficie dura, como al iniciar un colado sobre concreto previamente compactado.

El concreto con tamaño máximo de agregado mayor que 76 mm (3"), presenta severos problemas de segregación durante el transporte y la colocación, por lo que no se recomienda su uso con el equipo diseñado en la actualidad. Si se usa tamaño máximo de agregado de 76 mm (3"), el manejo del CCR resulta menos difícil, pero también implica considerable riesgo de segregación durante el transporte y colado, por lo que se aplican restricciones sobre el tipo del equipo y procedimiento que va a aplicarse, las que deberán evaluarse dentro de la economía general de selección del tamaño de agregado grueso.

Para el transporte continuo de CCR el método mas frecuentemente aplicado, son las bandas transportadoras, por otra parte, el bajo contenido

de agua y el alto contenido de agregado grueso de este concreto no proporcionan suficiente fluidez para hacer posible que la mezcla sea bombeada o transportada a través de tuberías, aún cuando sean de gran diámetro.

Colado.

El CCR debe colarse en capas lo suficientemente delgadas para permitir una compactación completa por medio del rodillo vibratorio o del compactador de placa. Hasta la fecha, los resultados de campo han demostrado que el rango de espesor óptimo para las capas de colado, está comprendido entre 20 y 30 centímetros.

Si se toma en cuenta que las velocidades de colado que se alcanzan en CCR son mucho mayores que las de concreto convencional, resulta evidente que la distribución del concreto antes de la compactación, es una operación importante en el proceso de producción y debe avanzar al mismo paso que la capacidad de compactación.

Cuando el colado es intermitente, el equipo que deposita las pilas de concreto debe complementarse con equipo que las esparza en capas de 20 a 30 centímetros de espesor, a la misma velocidad con que pueda ser transportado y compactado. El mejor equipo para este trabajo es una motoconformadora sobre llantas de hule que puede operar sobre la superficie recién compactada, sin algún efecto negativo en el concreto, con solo evitar virajes y frenado bruscos, evitando las ruedas dentadas con oruga y los rodillos pata de cabra; la distribución del concreto se facilita con el colado simétrico y constante

Si el concreto se cuela en una operación continua mediante bandas transportadoras, es muy importante tener la menor cantidad posible de

equipo dentro del área de colado y minimizar su movimiento durante las operaciones de colado. Para conseguir esto, el sistema de bandas debe estar bien planeado, de modo que las bandas pasen sin detener la operación de compactación con rodillos.

Compactación.

Las experiencias tenidas en la fabricación de CCR, nos indican que el equipo mas adecuado es el rodillo liso autopropulsado con tambores vibradores mecánicos, sobre los rodillos que solo vibran y requieren otro medio de propulsión.

La capacidad de compactación en volumen de concreto por hora, obviamente aumenta con el tamaño y rapidez del rodillo. Por lo general, el tamaño de la obra y las limitaciones de espacio norman la selección.

Para la construcción de una cortina de CCR, se recomienda el uso de un rodillo liso vibratorio, autopropulsado de 10 toneladas de peso, sin embargo estos rodillos no pueden trabajar a menos de 25 centímetros de la cimbra o el hombro del talud natural del CCR y se requerirá el uso de rodillos pequeños de una o dos toneladas, para compactar el concreto en esas zonas.

El número mínimo de pasadas con rodillo vibratorio, necesario para lograr una compactación completa (máxima densidad alcanzable) depende básicamente de la mezcla de concreto y del espesor de capa. Como se comentó anteriormente, el espesor de 20 a 30 centímetros es el mas usado hasta la fecha y para determinar el número de pasadas requerido para un determinado tipo de mezcla y espesor de capa, es necesario recurrir a bordos de prueba, antes de iniciar la construcción.

La identificación del concreto totalmente compactado, depende en cierto grado del tipo de mezcla; si existe algún exceso de pasta, el concreto totalmente consolidado muestra plasticidad, detectable por una onda de presión frente al rodillo.

Si el contenido de pasta no es suficiente para llenar los huecos entre los agregados, habrá contacto entre ellos y con la compactación se romperán un poco; las pasadas adicionales solo aumentarán la trituración pero no el grado de compactación del concreto.

La única forma segura de determinar la compactación total en la obra, consiste en medir la densidad compactada y comparar este valor con el obtenido en laboratorio para la misma mezcla, compactada mediante vibración prolongada. La densidad compactada puede medirse con el uso de un densímetro nuclear de inserción en la capa recién compactada, que constituye un método rápido y seguro para efectuar dicha medición.

Juntas de construcción horizontales.

Las juntas de construcción horizontales se presentan cuando una capa de CCR no se cubre al empezar a fraguar, por lo que deja de ser trabajable y se convierte en una junta fría.

El tiempo que puede transcurrir entre la compactación de una capa de CCR y la colocación de la capa siguiente, sin que se requiera tomar precauciones extraordinarias, depende de la temperatura ambiente, el tipo de mezcla y las características del aditivo retardador de fraguado, si se empleó alguno.

El tratamiento de las juntas frías horizontales en el CCR, no requiere el retiro de la capa superficial de lechada ya que esta no se presenta, es suficiente con curar adecuadamente la superficie y mantenerla húmeda

durante todo el tiempo que transcurra hasta la colocación de la capa subsecuente. Si la superficie se ha contaminado con tierra, lodo o cualquier substancia extraña, se aplicará el procedimiento requerido para retirar esa substancia; si la junta se ha secado completamente, se debe limpiar con chorro de arena o algún otro procedimiento aceptable para preparación de juntas endurecidas.

Las experiencias tenidas hasta la fecha, nos indican que en juntas de construcción horizontales se obtiene una adherencia satisfactoria entre dos capas subsecuentes, cuando la primera está endurecida, colocando concreto de liga con tamaño máximo de agregado de 38 mm (1 ½") y un contenido de pasta cuando menos 20 % mayor que el necesario para producir densidad máxima. Debe tenderse una capa de este "concreto de liga" en toda la superficie, con un espesor de 8 cm y completar con CCR hasta lograr el espesor de capa necesario antes de la compactación.

Curado y protección.

El curado y protección requeridos para el CCR coinciden en forma general con los necesarios para el concreto común, por lo que el CCR debe mantenerse en condiciones de humedad y temperatura favorables para la hidratación del cemento.

El CCR debe mantenerse húmedo durante siete días o hasta que se cubra con otra capa de concreto. No deberá usarse algún material que no sea posible retirar, cuando sobre la superficie curada vaya a colocarse otra capa de concreto.

Cuando la colocación del CCR sea continua y el tiempo transcurrido entre el colado de dos capas sucesivas sea tal que no se presente el secado de la superficie, no se requerirá el colado descrito con anterioridad.

Durante el clima cálido o en condiciones climáticas en que el secado de la superficie se acelera, puede resultar necesaria la protección de las superficies de CCR, agregando agua a dicha superficie para remplazar y complementar la humedad evaporada. Cabe señalar que la mayoría de los problemas que se asocian con las obras de concreto en clima caluroso, no suelen ser graves en la construcción con CCR gracias a su bajo requerimiento de agua.

En clima frío debe proporcionarse suficiente protección a las superficies expuestas de CCR durante siete días después del colado, cuando se prevea que la temperatura puede descender por debajo del punto de congelación. Dicha protección puede lograrse cubriendo la superficie con esteras aislantes, pajas de paja, tierra o cualquier otra forma de material aislante.

Control de los taludes durante el colado.

Cimbra.- A los taludes de la sección transversal se les puede dar cualquier forma deseada, mediante el uso de cimbra común; no obstante, debe tomarse en consideración el diseño y anclaje de la cimbra y que su altura en talud restringe el área de trabajo; adicionalmente el anclaje de la cimbra en CCR de baja resistencia es difícil y pueden requerirse diseños especiales.

El rodillo para compactación grande, no puede acercarse a menos de unos 25 cm de la cimbra, por lo que este espesor quedaría sin compactación o compactado usando un rodillo pequeño. En la construcción de cortinas para presas puede requerirse el uso de concreto común entre el CCR y la cimbra, si este es el caso, su colado debe efectuarse inmediatamente después de la colocación del CCR, de modo que el concreto común pueda fusionarse con el CCR.

El manejo y colocación de cimbra común puede convertirse en el principal factor de retraso en las operaciones de colado.

Los taludes también pueden controlarse con tableros o bloques de concreto prefabricados. Los tableros consistirán en losas relativamente delgadas de concreto de alta calidad, con apoyos integrados para su colocación.

Los bloques de concreto prefabricados utilizados como cimbra, consistirán en secciones cortas y gruesas, autosoportables, con suficiente peso para contener el colado del CCR,

En lo referente al talud no compactado, el CCR adoptará un ángulo de reposo comprendido entre 40° y 45° (0.84 : 1 a 1 : 1); sin embargo, si se emplea algún medio capaz de permitir una compactación aunque sea parcial, es posible llegar a pendientes de hasta 0.6 : 1.

Cabe señalar que las zonas exteriores no compactadas de una sección de CCR, no deben incluirse para propósitos de cálculo estructural.

Control de campo.

Con la finalidad de obtener un concreto compactado con rodillo de buena calidad, se requiere el control sobre el contenido de agua de la mezcla, asegurado por el laboratorio de campo. El exceso de agua en la mezcla se detecta inmediatamente por su incapacidad para soportar el peso de equipo de compactación,

Observando la compactación de las mezclas obtenidas en campo, se puede suponer que el contenido de pasta en la mezcla es el adecuado, cuando dicha pasta sube a la superficie después del vibrado y es perceptible en toda el área.

Si la pasta no llena la superficie dentro del periodo de tiempo asignado para la compactación, el contenido de agua debe ser incrementado hasta que esto suceda.

CALCULO DE UNA OBRA DE TOMA

Verificación de los datos de los canales dados en el anteproyecto

Canal M.I.

$$Q = 24 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = 25.10 \text{ m}^2$$

$$v = 0.96 \text{ m/seg}$$

$$d = 3.55 \text{ m}$$

$$b = 2.10 \text{ m}$$

$$s = 0.0001$$

$$n = 0.015$$

$$r = 1.726$$

$$t = 1.5:1$$

Canal M.V.

$$Q = 21.8 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = 16.52 \text{ m}^2$$

$$v = 1.319 \text{ m/seg}$$

$$d = 2.80 \text{ m}$$

$$b = 1.70 \text{ m}$$

$$s = 0.00025$$

$$n = 0.015$$

$$r = 1.40$$

$$t = 1.5:1$$

Los gastos aceptados para el proyecto son ligeramente mayores y se procederá a obtener los datos correspondientes.

$$M.I. - Q = 25 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Con } d = 3.50 \text{ m}$$

$$A = 2.10 \times 3.50 + 3.50^2 \times 1.5 = 25.73 \text{ m}^2$$

$$P = 2.10 + \sqrt{(1.5 \times 3.5)^2 + 3.5^2} \quad e = 14.72 \text{ m}$$

$$r = \frac{25.73}{14.72} = 1.748 \quad ; \quad r^{2/3} = 1.451$$

$$v = \frac{1.451 \times 0.01}{0.015} = 0.9673 \text{ m/seg}$$

$$Q = 0.9673 \times 25.73 = 24.7 \text{ m}^3/\text{seg} \approx 25 \text{ m}^3/\text{seg}$$

SE CONSERVA LA ELEV. DE AGUA PROPUESTA EN EL ANTEPROYECTO.

M.I.	Elev. espejo de agua	30.20 m	2
	Tirante del canal	<u>3.50 m</u>	
	Elev. de plantilla	26.70 m	
M.D	Elev. espejo de agua	30.20 m	
	Tirante del canal	<u>2.80 m</u>	
	Elev. de plantilla	27.40 m	

Obras de Toma

Las obras de toma estarán formadas por conductos cuadrados de concreto reforzado, con sus estructuras de entrada y salida.

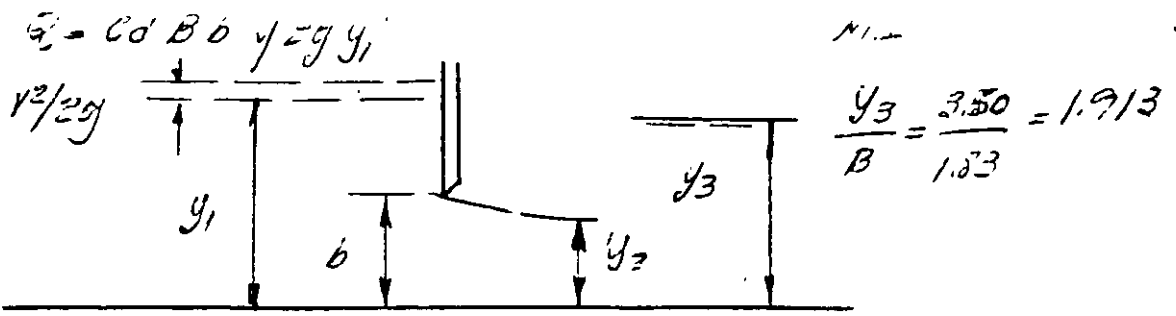
El control de gasto se efectuará por medio de compuertas deslizantes colocadas en el muro del desarenador, de tal forma que el canal de llamada de este, pase frente a ellas.

Considerando las dimensiones de proyectos existentes en la CNA y el hecho de que dichas compuertas sean de fierro fundido para evitar la oxidación, la carga de proyecto y otras condiciones que influyan, proponemos compuertas de 1.83x1.83 m en las estructuras de toma de ambas márgenes y los mecanismos elevadores correspondientes.

Carga necesaria para el gasto de diseño

Se efectuará un primer tanteo para número de compuertas.

Para compuertas deslizantes:



Despreciando la velocidad de llegada, $y_1 = 31 - 26.7 = 4.30 \text{ m}$

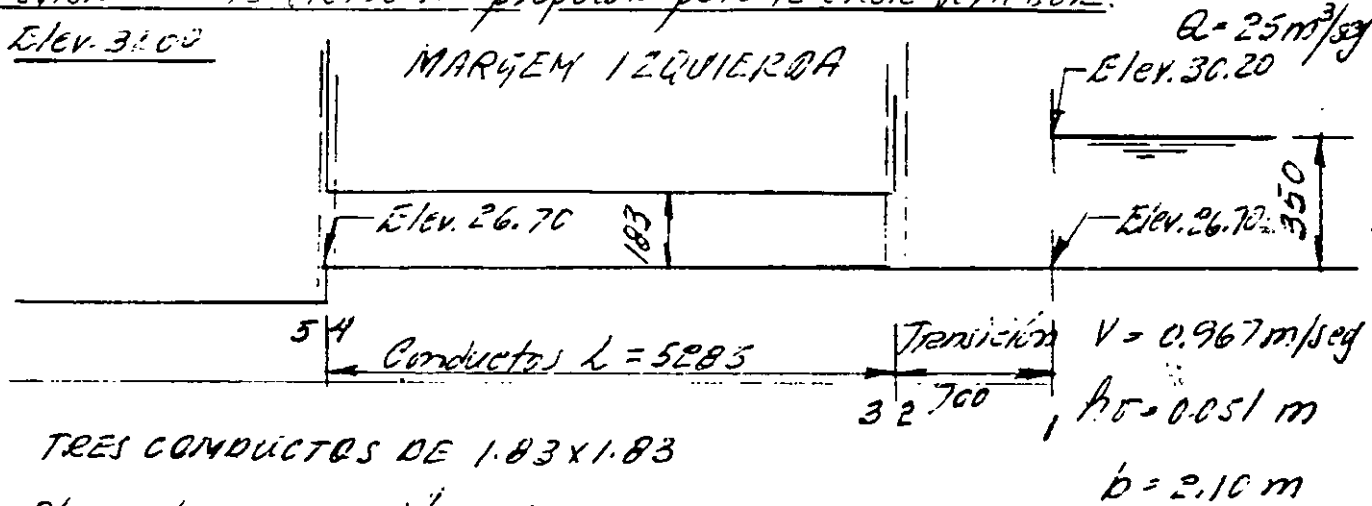
$\frac{y_1}{b} = \frac{4.30}{1.83} = 2.35 \quad ; \quad Cd = 0.52$

$Q = 0.52 \times 1.83 \times 1.83 \times 4.43 \sqrt{4.3} = 16 \text{ m}^3/\text{seg} \text{ (una comp.)}$

Aparentemente se puede dar el gasto con dos compuertas de 1.83×1.83 será necesario hacer los cálculos hidráulicos detallados.

Revisión de la elevación propuesta para la cresta vertedor.

Elev. 31.00



TRES CONDUCTOS DE 1.83×1.83

Plano de comparación, elev. 26.70 m

Aplicamos el teorema de Bernolli entre las secciones que se indican:

Entre la sección 1 (Sección normal del canal principal) y la sección 2 (inmediatamente después de la salida de los conductos),

se acepta $d_1 + h_{v1} + z_1 = d_2 + h_{v2} + z_2$

$$h_t = \text{Pérdida por transición} = 0.2(h_{v1} - h_{v2})$$

$$\text{Si } d_2 = 3.50 \text{ m, } A = 5.99 \times 3.50 = 20.96 \text{ m}^2, v_2 = 1.193 \text{ m/s}$$

$$h_{v1} = 0.051 \text{ m}; h_{v2} = 0.073 \text{ m}$$

$$h_t = 0.2(0.073 - 0.051) = 0.022 \text{ m}$$

$$3.50 + 0.051 + 0 = 3.50 + 0.073 + 0$$

$$3.551 \neq 3.573$$

$$\text{Si } d_2 = 3.48 \text{ m, } A = 5.97 \times 3.48 = 20.85 \text{ m}^2; v_2 = 1.20 \text{ m/s}$$

$$h_{v2} = 0.073 \text{ m}; h_{v1} = 0.051$$

$$3.50 + 0.051 = 3.48 + 0.073, \text{ se acepta } d_2 = 3.48 \text{ m}$$

Itaciendo la aplicación entre la sección 2 y la sección 3 (inmediatamente antes de la salida de los conductos), tendremos:

$$d_2 + h_{v2} = d_3 + h_{v3} + \frac{P_3}{W}$$

$$h_s = \text{pérdida de carga por salida} = 0.4(h_{v3} - h_{v2})$$

$$v = \frac{25}{3 \times 1.83, 183} = 2.488 \text{ m/s}; h_{v3} = 0.316 \text{ m}$$

$$h_s = 0.4(0.316 - 0.073) = 0.097 \text{ m y } z_2 = z_3$$

Por tanto:

$$\frac{P_3}{W} = 3.48 + 0.073 + 0.097 - 1.83 - 0.316 = 1.504 \text{ m}$$

Entre la sección 3 y la sección 4 (inmediatamente en la iniciación de los conductos), se tiene:

$$34 + 17 \frac{v_4^2}{g} + \frac{v_4^2}{g} + 2.4 = 33 + 17 \frac{v_3^2}{g} + \frac{v_3^2}{g} + 2.3 + 17 f$$

f_f = pérd. de carga por fricción

Con la fórmula de Hazenzy $f_f = \left(\frac{\sqrt{34}}{8.36 \log. 0.04 N} \right)^2 \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$

$D = 2.065 \text{ m}$ (equivalente para sección circular)

$N = 36$ (Concrete con buen acabado)

$$f_f = \left(\frac{4.43}{8.36(0.3144)} + 36 \right)^2 \frac{52.85}{2.065} \cdot 0.316 = 0.078 \text{ m}$$

y como $d_4 = d_3$, $f_{f4} = f_{f3}$, nos queda:

$$\frac{P_4}{\gamma} = 1.504 + 0.078 = 1.582 \text{ m}$$

Finalmente, entre la sección 4 y la sección 5 (Sobre el canal de llegada, a la entrada de la toma)

$$v_5 = 0, \quad h_{f5} = 0, \quad z_5 = z_4$$

$$d_5 = d_4 + h_{f4} + \frac{P_4}{\gamma} + h_e$$

en que: h_e = Pérdida por entrada

$$h_e = 0.20(0.316) = 0.063 \text{ m, y por lo tanto:}$$

$$d_5 = 1.83 + 0.316 + 1.582 + 0.063 = 3.791 \text{ m}$$

$$\text{Elev. de la cresta} = 26.70 + 3.791 = 30.49 \text{ m}$$

Procedemos en forma similar para la Oera de Toma en M. D.

Para el canal: $Q = 22 \text{ m}^3/\text{seg}$, $V = 1.319 \text{ m/seg}$, $h_{f2} = 0.089 \text{ m}$

$b = 1.70 \text{ m}$, Plano de comparación, elev. 27.40 m

Entre la sección 1 y la sección 2:

$$h_L = 0.2 (h_{v1} - h_{v2})$$

$$P_1 \quad d_2 = 2.78 \text{ m}, \quad A = 5.99 \times 2.78 = 16.65 \text{ m}^2, \quad v_2 = 1.32 \text{ m/seg}$$

$$h_{v1} = 0.089 \text{ m}, \quad h_{v2} = 0.089$$

$$\text{Se acepta } d_2 = 2.79 \text{ m}$$

Entre la sección 2 y la sección 3:

$$d_2 + h_{v2} = d_3 + h_{v3} + \frac{P_3}{W} - h_s$$

$$h_s = \text{Pérdida de carga por salida} = 0.4 (h_{v3} - h_{v2})$$

$$v = \frac{2.2}{3 \times 1.83 \times 1.83} = 2.19 \text{ m/seg}; \quad h_{v3} = 0.24 \text{ m}$$

$$h_s = 0.41 (0.24 - 0.089) = 0.062 \text{ m} \quad \text{y } L_2 = L_3$$

Por tanto

$$\frac{P_3}{W} = 2.79 + 0.089 + 0.062 - 1.83 - 0.24 = 0.871 \text{ m}$$

Entre la sección 3 y la sección 4, se tiene:

$$d_4 + h_{v4} + \frac{P_4}{W} + L_4 = d_3 + h_{v3} + \frac{P_3}{W} + L_3 + h_f$$

$$h_f = \text{Pérdida de carga por fricción}$$

$$h_f = \left(\frac{4.43}{8.86 (2.3149) + 36} \right)^2 \frac{52.85}{2.265} \cdot 0.24 = 0.08 \text{ m}$$

y como $d_3 = d_4$, $h_{v3} = h_{v4}$, nos queda:

$$\frac{P_4}{W} = 0.871 + 0.08 = 0.951 \text{ m}$$

Finalmente, entre la sección 4 y la 5

$$d_5 = 0, \quad h_{05} = 0 \quad \alpha = 24$$

$$d_5 = d_4 + h_{04} + \frac{P_4}{W} + h_c$$

$$h_c = 0.20(0.24) = 0.048 \text{ m}, \text{ y por lo tanto:}$$

$$d_5 = 1.83 + 0.24 + 0.951 + 0.048 = 3.069 \text{ m}$$

$$\text{Elev. de la cresta vertedora} = 27.40 + 3.07 = 30.47 \text{ m}$$

Puede aceptarse la elev. 31 propuesta en el anteproyecto, considerando que a futuro sea necesario dar un gasto un poco mayor que el de proyecto.

$$\underline{\text{Elev. de la cresta vertedora} = 31.00 \text{ m}}$$

Estructuras de limpia

Las estructuras de Limpia para ambas tomas, serán de las mismas características. De acuerdo con los valores obtenidos para la elevación de la cresta vertedora y el canal de acceso, la altura de las compuertas sería de

$$31.00 - 26.00 = 5.00 \text{ m}$$

Sin embargo, la finalidad de esta estructura es permitir el paso del agua con azolves, para mantener limpia la entrada de la obra de toma; esto puede lograrse también con compuertas de menor altura

Las recomendaciones de la CNA para el dimensionamiento de las compuertas de las estructuras de limpia son.

a) hacer que el área total de las compuertas más el nivel de la cresta vertedera sea como mínimo, el doble del área de las compuertas de la toma.

b) El gasto por la estructura de limpieza deberá ser como mínimo el doble del gasto de la toma, y se fija una velocidad de anastre entre 3.00 y 6.00 m/seg.

a) Para dos compuertas de 3.25×3.00 :

$$A_{BL} = 2 \times 3.25 \times 3.00 = 19.50 \text{ m}^2 \hat{=} 2 \times 10 = 20 \text{ m}^2$$

$$A_T = 3 \times 1.83 \times 1.83 = 10 \text{ m}^2$$

$$b) \quad Q = C_d b^3 \sqrt{2g y_1}$$

$$b = 3.00 \text{ m}; \quad B = 3.25 \text{ m}, \quad Y = 5.00 \text{ m}$$

$$C_d = 0.52$$

$$Q = 0.52 \times 3.00 \times 3.25 \times 4.43 \sqrt{5} = 50.2 \text{ m}^3/\text{seg}, \text{ en cada una}$$

$$Q_{TOT} = 2 \times 50.2 = 100.4 \text{ m}^3/\text{seg} > 2 \times 28 = 56 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$v = \frac{100.4}{19.5} = 5.15 \text{ m/seg.}$$

En resumen, podría quedar la estructura con dos compuertas de 3.00×3.25 para $H = 11.50 \text{ m}$, con pantalla de 8.25 m .

Determinación de cargas

$$\text{Peso propio: } A_1 = 0.15 \times 0.20 = 0.030 \text{ m}^2; V_1 = 0.030 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$A_2 = (0.20 + 0.30) \times 0.5 \times 1 = 0.25; V_2 = 0.25 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$F_{P1} = 0.030 \times 2400 \times 1.4 = 101 \text{ kg} \quad b_{A-A} = 0.90 \text{ m}$$

$$F_{P2} = 0.25 \times 2400 \times 1.4 = 840 \text{ kg} \quad b_{A-A} = 0.47 \text{ m}$$

$$F_2 = \text{Peso del parapeto} = 30 \times 1.4 = 42 \text{ kg}; \quad b_{A-A} = 0.90 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{15000}{4} = 3750 \text{ kg}$$

$$\text{Peso propio del mecanismo} = 300 \text{ kg (supuesto)} = F_3$$

Resumen de cargas y momentos respecto a A-A'

Carga	Valor	Brazo	Momento
F_{P1}	101	0.90	91
F_{P2}	840	0.47	395
F_1	7500	0.396	2970
F_2	42	0.90	38
F_3	150	0.396	59
F_V	126	0.45	57
\bar{Z}	8759 kg		3610 kg-m

Peralte necesario por momento

$$d_m = 0.245 \sqrt{\frac{3610}{1.4}} = 12.4, \text{ se toma } d = 25; r = 5$$

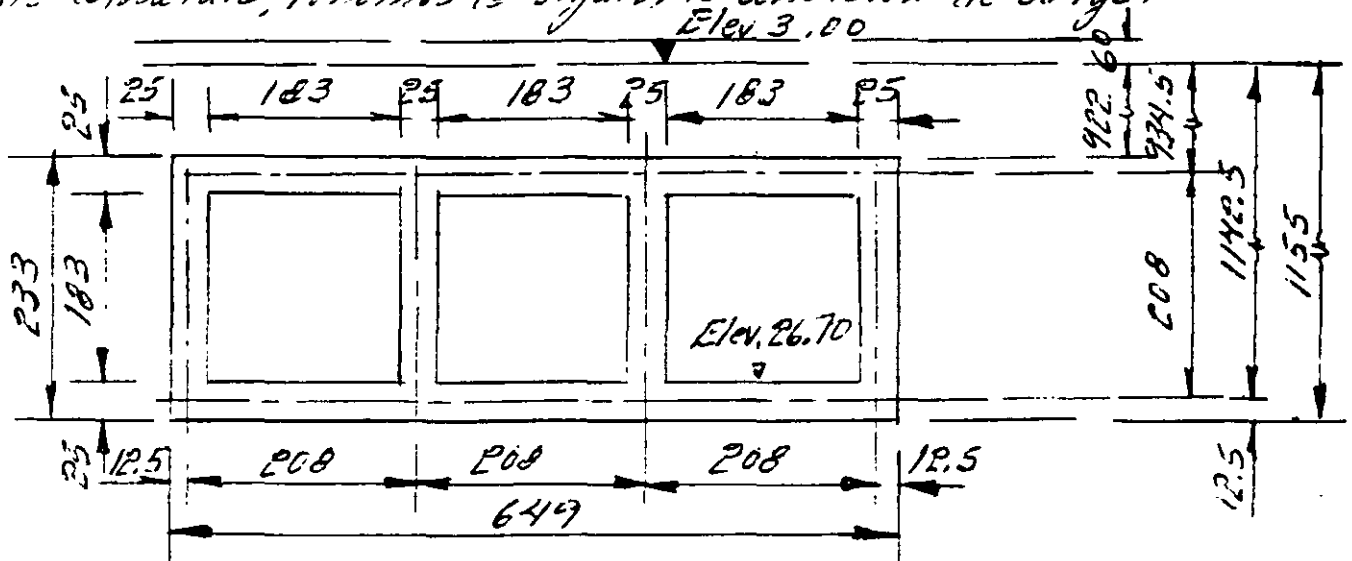
$$A_s = \frac{361000}{2000 \times 0.889 \times 25} = 8.1 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad \text{Var. } 1/2 \phi \geq \frac{127}{8.1} = 15 \text{ cm}$$

o Var. $5/8 \phi \geq 24 \text{ cm}$

Cortante: $\tau = \frac{8759}{140 \times 0.887 \times 35} = 2.82 \text{ kg/cm}^2 < 4.64 \text{ kg/cm}^2$ 10

Obra de toma.-

1.- Conductos.- De acuerdo con las condiciones particulares de esta estructura, tenemos la siguiente condición de carga:



Se considera una sobrecarga de 0.60 m, por el posible paso de algún vehículo.

Datos para diseño

Elev. del piso de operación 38.00 m

Elev. del lecho superior del conducto 28.78 m

Elev. del lecho inferior del conducto 26.70

Peso volumétrico del material de relleno 1800 kg/m³

Espesor supuesto a las paredes de los conductos 0.25 m

Para empuje de tierras: $\phi = 33.69^\circ$ (1.5:1)

$$K = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \frac{1 - 0.5547}{1 + 0.5547} = 0.2864$$

Carga sobre la losa superior

$$P_T = \text{Peso de tierra} = 9.22 \times 1800 = 16596 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_R = \text{Peso de la sobrecarga} = 0.60 \times 1800 = 1080 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_P = \text{Peso propio de la losa} = 0.25 \times 2400 = \underline{600 \text{ Kg/m}^2}$$

$$W_1 = 18276 \text{ Kg/m}^2$$

Carga sobre la losa inferior - Sobre la losa inferior actúa la diferencia entre la reacción del terreno y su peso propio

$$P_C = \text{peso propio del conducto} = \frac{(6.49 \times 2.33 - 1.83 \times 1.83 \times 3) \times 2400}{6.49} = 1877 \text{ Kg/m}^2$$

$$R_T = \text{Reacción del terreno} = P_T + P_R + P_C = 16596 + 1080 + 1877 = 19553 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_2 = R_T - W_{pp} = 19553 - 600 = 18953 \text{ Kg/m}^2$$

Carga sobre las paredes verticales - Será la carga debida al empuje del relleno y adopta una forma trapezoidal

$$P_1 = 0.286 \times 1800 \times 9.82 = 5055 \text{ Kg/m}^2$$

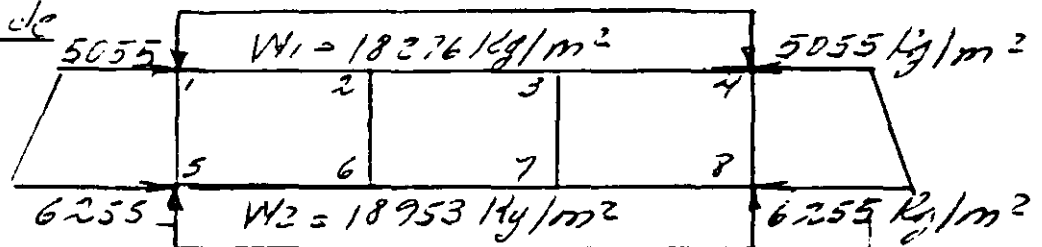
$$P_2 = 0.286 \times 1800 \times 12.15 = 6255 \text{ Kg/m}^2$$

Por lo tanto:

$$W_3 = 5055 \text{ Kg/m}^2; \quad W_5 = 6255 \text{ Kg/m}^2; \quad W_4 = 6255 - 5055 = 1200 \text{ Kg/m}^2$$

Diagrama de

Cargas



Momentos de empotramiento iniciales.

10

Losa superior: $M = \frac{18276 \times 2.08^2}{12} = 6589 \text{ Kg-m}$

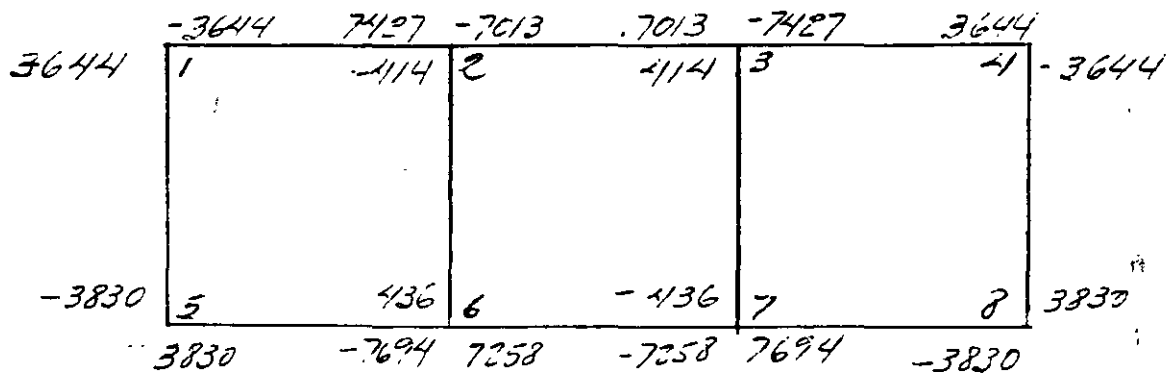
Losa inferior: $M = \frac{18953 \times 2.08^2}{12} = 6833 \text{ Kg-m}$

Muros laterales: Superior: $M = \frac{5055 \times 2.08^2}{12} + \frac{1200 \times 2.08^2}{30} = 1995 \text{ Kg-m}$

Inferior: $M = \frac{5055 \times 2.08^2}{12} + \frac{1200 \times 2.08^2}{30} = 2082 \text{ Kg-m}$

Para aplicar la distribución de momentos por el método de Cross, como las longitudes y espesores de las barras son iguales, las rigideces también lo son y los factores de distribución valdrán 0.5 en todas las caras de dos barras y 0.333 en las de tres barras.

La distribución se muestra en la hoja siguiente



Fuerzas cortantes

Losa superior: $V_{1-2} = \frac{18276 \times 2.08}{2} - \frac{7427 - 3644}{2.08} = 19007 - 1819 = 17188 \text{ Kg}$

$V_{2-1} = 19007 + 1819 = 20826 \text{ Kg}$

Losa inferior: $V_{5-6} = \frac{18953 \times 2.08}{2} - \frac{7694 - 3830}{2.08} = 19711 - 1858 = 17853 \text{ Kg}$

$V_{6-5} = 19711 + 1858 = 21569 \text{ Kg}$

<u>-321</u>	<u>-18</u>	<u>-702</u>	<u>7011</u>	<u>-7153</u>	<u>505</u>
<u>22</u>	<u>11</u>	<u>-18</u>	<u>-9</u>	<u>15</u>	<u>-15</u>
<u>3</u>	<u>-64</u>	<u>29</u>	<u>57</u>	<u>-17</u>	<u>7</u>
<u>65</u>	<u>33</u>	<u>-64</u>	<u>205</u>	<u>57</u>	<u>-34</u>
<u>-27</u>	<u>-198</u>	<u>102</u>	<u>-29</u>	<u>-69</u>	<u>29</u>
<u>5</u>	<u>65</u>	<u>-108</u>	<u>500</u>	<u>205</u>	<u>-137</u>
<u>812</u>	<u>-176</u>	<u>250</u>	<u>-88</u>	<u>500</u>	<u>102</u>
<u>-191</u>	<u>421</u>	<u>-176</u>	<u>64</u>	<u>-1157</u>	<u>-829</u>
<u>2297</u>	<u>1149</u>	<u>-383</u>	<u>-191</u>	<u>64</u>	<u>200</u>
<u>-6589</u>	<u>6589</u>	<u>-6589</u>	<u>6589</u>	<u>-6589</u>	<u>2313</u>

1935	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<u>2297</u>	<u>-3833</u>	<u>435</u>	<u>74</u>	<u>-431</u>	<u>-256</u>	<u>3850</u>	<u>-2313</u>	<u>-1995</u>	
<u>-1494</u>	<u>-8</u>	<u>8</u>	<u>-176</u>	<u>-9</u>	<u>500</u>	<u>12</u>	<u>1477</u>		
<u>812</u>	<u>11</u>	<u>-9</u>	<u>278</u>	<u>7</u>	<u>-83</u>	<u>-7</u>	<u>-864</u>		
<u>-175</u>	<u>-24</u>	<u>27</u>	<u>-102</u>	<u>-36</u>	<u>205</u>	<u>44</u>	<u>172</u>		
<u>32</u>	<u>33</u>	<u>-32</u>	<u>57</u>	<u>209</u>	<u>-70</u>	<u>-17</u>	<u>-137</u>		
<u>-31</u>	<u>-62</u>	<u>115</u>	<u>-64</u>	<u>-139</u>	<u>57</u>	<u>76</u>	<u>38</u>		
<u>05</u>	<u>66</u>	<u>-79</u>	<u>14</u>	<u>102</u>	<u>-18</u>	<u>-69</u>	<u>-34</u>		
<u>-12</u>	<u>-350</u>	<u>555</u>	<u>78</u>	<u>-165</u>	<u>15</u>	<u>344</u>	<u>22</u>		
<u>20</u>	<u>421</u>	<u>-88</u>	<u>-416</u>	<u>250</u>	<u>414</u>	<u>-432</u>	<u>-15</u>		
<u>3641</u>	<u>-2987</u>	<u>149</u>		<u>-502</u>		<u>2954</u>	<u>-5009</u>		
	<u>1149</u>	<u>-191</u>		<u>32</u>		<u>-1157</u>			
	<u>5 - 2082</u>	<u>6</u>		<u>7</u>		<u>2082</u>	<u>8</u>		

<u>6833</u>	<u>-6833</u>	<u>6833</u>	<u>-6833</u>	<u>6833</u>	<u>-6833</u>
<u>74</u>	<u>149</u>	<u>-256</u>	<u>-502</u>	<u>1477</u>	<u>2954</u>
<u>-2987</u>	<u>-1194</u>	<u>149</u>	<u>74</u>	<u>-502</u>	<u>-256</u>
<u>278</u>	<u>555</u>	<u>-83</u>	<u>-165</u>	<u>172</u>	<u>344</u>
<u>-350</u>	<u>-175</u>	<u>555</u>	<u>278</u>	<u>-165</u>	<u>-83</u>
<u>57</u>	<u>115</u>	<u>-70</u>	<u>-139</u>	<u>38</u>	<u>76</u>
<u>-62</u>	<u>-31</u>	<u>115</u>	<u>57</u>	<u>-139</u>	<u>-70</u>
<u>14</u>	<u>27</u>	<u>-13</u>	<u>-36</u>	<u>22</u>	<u>44</u>
<u>-24</u>	<u>-12</u>	<u>27</u>	<u>14</u>	<u>-36</u>	<u>-18</u>
<u>4</u>	<u>8</u>	<u>-4</u>	<u>-9</u>	<u>6</u>	<u>12</u>
<u>-8</u>	<u>7691</u>	<u>8</u>	<u>-7261</u>	<u>-9</u>	<u>-3830</u>
<u>3829</u>		<u>7256</u>		<u>7697</u>	

Muros laterales. $V_{1-5} = \frac{5055 \times 2.08}{2} + \frac{1200 \times 2.08}{6} - \frac{3830 - 3600}{2.08} =$
 $= 5257 + 416 - 89 = 5584 \text{ Kg}$

$$V_{5-1} = 5257 + \frac{1200 \times 2.08}{3} - 89 = 6000 \text{ Kg}$$

Fuerzas cortantes al piso (cuchilla de 10)

Los superior $X_{1-2} = \frac{17188}{17188 + 20826} \times 2.08 = 0.94 \text{ m}$, $X_{2-1} = 1.14 \text{ m}$

$$V_{1-2p} = \frac{0.94 - 0.125}{0.94} \times 17188 = 14900 \text{ Kg}$$

$$V_{2-1p} = \frac{1.14 - 0.125}{1.14} \times 20826 = 18542 \text{ Kg}$$

Los inferior $X_{56} = \frac{17853}{17853 + 21569} \times 2.08 = 0.93 \text{ m}$; $X_{6-5} = 1.15 \text{ m}$

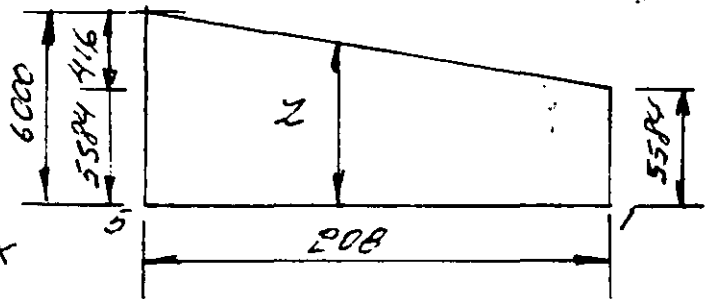
$$V_{56p} = \frac{0.93 - 0.125}{0.93} \times 17853 = 15453 \text{ Kg}$$

$$V_{65p} = \frac{1.15 - 0.125}{1.15} \times 21569 = 19225 \text{ Kg}$$

Muros laterales

$$Z = \frac{(208 - x) \times 416}{208} \times 5584$$

$$V_x = R_5 - 5584 \times \frac{416 + (208 - x) \times 416}{208} \times x$$



$$R_5 = 0.5 \times 2.08 \times 5584 + 0.5 \times 416 \times 2.08 \times \frac{2}{3} = 6096 \text{ Kg}$$

$$R_1 = 5807 + 0.5 \times 416 \times \frac{2.08}{3} = 5951 \text{ Kg}$$

$$R_{2/3} x = 12.50 \text{ m}$$

$$V_{51} = 6096 - 0.125 \times 5584 - 50 = 5348 \text{ Kg}$$

$$V_{15} = 6096 - 1.755 \times 5584 - 421 = -2252 \text{ Kg}$$

Corrientes al chaf/30 (15cm.)

$$V_{1-2 \text{ ch}} = \frac{0.94 - 0.275}{0.94} 17188 = 12160 \text{ Kg}$$

$$V_{2-1 \text{ ch}} = \frac{1.14 - 0.275}{1.14} 20526 = 15802 \text{ Kg}$$

$$V_{5-6 \text{ ch}} = \frac{0.93 - 0.275}{0.93} 17853 = 12574 \text{ Kg}$$

$$V_{6-5 \text{ ch}} = \frac{1.15 - 0.275}{1.15} 21569 = 16411 \text{ Kg}$$

Momentos negativos al chaf/30

$$\text{Losa superior: } M = 17188 \times 0.275 - \frac{18276 \times 0.275^2}{2} - 3644 = -391.6 \text{ Kg-m}$$

$$M = 17188 \times 1.805 - \frac{18276 \times 1.805^2}{2} - 3644 = -2391 \text{ Kg-m}$$

Losa inferior:

$$M = 17853 \times 0.275 - \frac{18753 \times 0.275^2}{2} - 3830 = 363 \text{ Kg-m}$$

$$M = 17853 \times 1.805 - \frac{18753 \times 1.805^2}{2} - 3830 = -2480 \text{ Kg-m}$$

Muros laterales:

$$M = 5584 \times 0.275 - \frac{5055 \times 0.275^2}{2} - \frac{1200 \times 0.275^2}{6 \times 2.08} - 3644 = -2307 \text{ Kg-m}$$

$$M = 6000 \times 0.275 - \frac{5055 \times 0.275^2}{2} - \frac{1200 \times 0.275^2}{3 \times 2.08} - 3830 = -2386 \text{ Kg-m}$$

Momentos máximos positivos

Losa superior - Tramo central

$$M_{(4)} = \frac{18276 \times 2.08^2}{8} - 7013 = 2871 \text{ Kg-m}$$

Losa inferior - Tramo central

$$M(x) = \frac{18953 \times 2.08^2}{8} - 7258x = 2772 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Muros laterales } - x = \frac{-5584 \pm \sqrt{5584^2 + \frac{2 \times 436 \times 5584}{2.08}}}{\frac{436}{2.08}} = \frac{255.8}{207.6} = 0.98 \text{ m}$$

$$V(x) = 6000 \times 0.98 - \frac{5584 \times 0.98^2}{2} - \frac{436 \times 0.98^3}{6 \times 2.08} - 3644 = -478 \text{ Kg-m}$$

Diseño estructural del conductor.

Características de los materiales y constantes de cálculo

Concreto: $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$f_c = 0.45 \times 255 = 112.5 \text{ Kg/cm}^2$ $f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$

$n = 8.9$, $j = 0.889$; $k = 0.333$; $IK = 14.57$

$\alpha = 0.245$

Constante permisible $\sigma_c = 0.500 \sqrt{f'_c} = 7.902 \text{ Kg/cm}^2$ (A.C.I.)

Adherencia $\mu = \frac{2.89 \sqrt{f'_c}}{0} = \frac{36.2}{0}$, no mayor que 25 Kg/cm^2

Elementos mecánicos máximas.

$M(+)$ = 2480 Kg-m ; $M(-)$ = 2992 Kg-m ; $V = 16411 \text{ Kg}$

Peralte necesario:

Por momento $d_m = 0.245 \sqrt{2992} = 13.4 \text{ cm}$

Por cortante $d_v = \frac{16411}{100 \times 0.889 \times 7.9} = 23.36 \text{ cm}$

Aumentamos el peralte a 30 cm. sin recalcular momentos y cortantes: $H = 30 \text{ cm}$, $d = 24 \text{ cm}$, $r = 6 \text{ cm}$

Acero de refuerzo losz superior

10

$$As(+)= \frac{239100}{2000 \times 0.889 \times 24} = \frac{239100}{42672} = 5.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As(-)= \frac{287100}{42672} = 6.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Acero de refuerzo, losz inferior

$$As(+)= \frac{248000}{42672} = 5.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As(-)= \frac{299200}{42672} = 7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Muros laterales:

$$As(+)= \frac{238600}{42672} = 5.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As(-)= \frac{0}{42672} = 0$$

Con varis de $\frac{5}{8}'' \phi$: $s = \frac{195}{7} = 28 \text{ cm}$, en losas

En muros laterales: $s = \frac{195}{5.6} = 35 \text{ cm}$

Con acero de $\frac{5}{8}'' \phi$, la adherencia será:

$$\mu = \frac{36.2}{1.59} = 22.8 \text{ kg/cm}^2 < 25$$

$$\mu = \frac{V}{50 \text{ Jd}} = \frac{16411}{17.86 \times 0.889 \times 24} = 43 \text{ kg/cm}^2 > 25$$

Segun ACI, se pueden incluir las varillas de refuerzo adicional al de flexión, en este caso incluiremos el refuerzo de los chaflanes.

Varis. $\frac{5}{8}'' \phi$ a 30

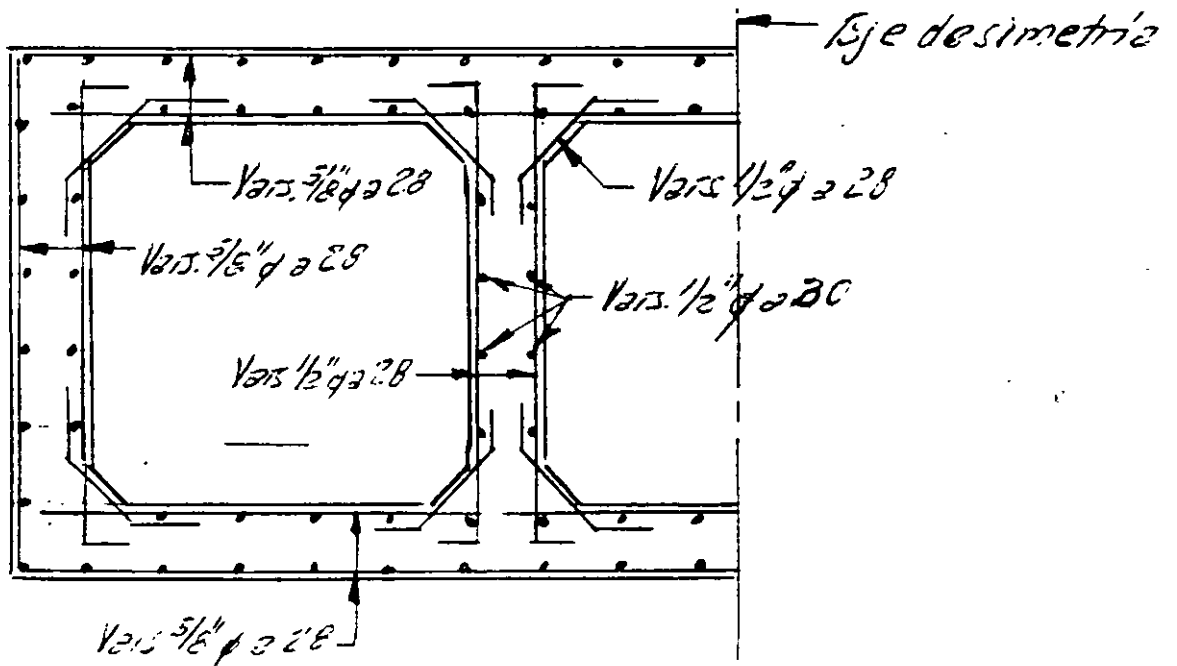
y resulta:

$$\mu = \frac{16411}{(17.86 + 13.33)0.889 \times 24} = 24.7 \text{ Kg/cm}^2 < 25$$

Refuerzo por temperatura:

$$A_{st} = 0.0025 \times 100 \times 15 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}; \text{ Vars } 1/2" \phi \text{ a } 30.$$

Una vez hecho el análisis y diseño de las conductas de la toma en la margen izquierda, no se considera necesario repetirlo para la margen derecha, ya que la carga por el peso del relleno es solo un poco menor y las dimensiones son las mismas, así, se usarán los mismos resultados en ambas márgenes.



Determinación de cargas

Peso propio:

$$PP_1 = 6 \times 1 \times 0.4 \times 2400 = 5760 \text{ Kg}$$

$$X_1 = 0.5 \times 6.00 = 3.00 \text{ m}$$

$$PP_2 = 4 \times 0.60 \times 1 \times 2400 = 5760 \text{ Kg}$$

$$X_2 = (2.50 + 1.50) \times 0.5 = 2.00 \text{ m}$$

$$PP_3 = 2 \times 0.6 \times 0.5 \times 1 \times 2400 = 1440 \text{ Kg}$$

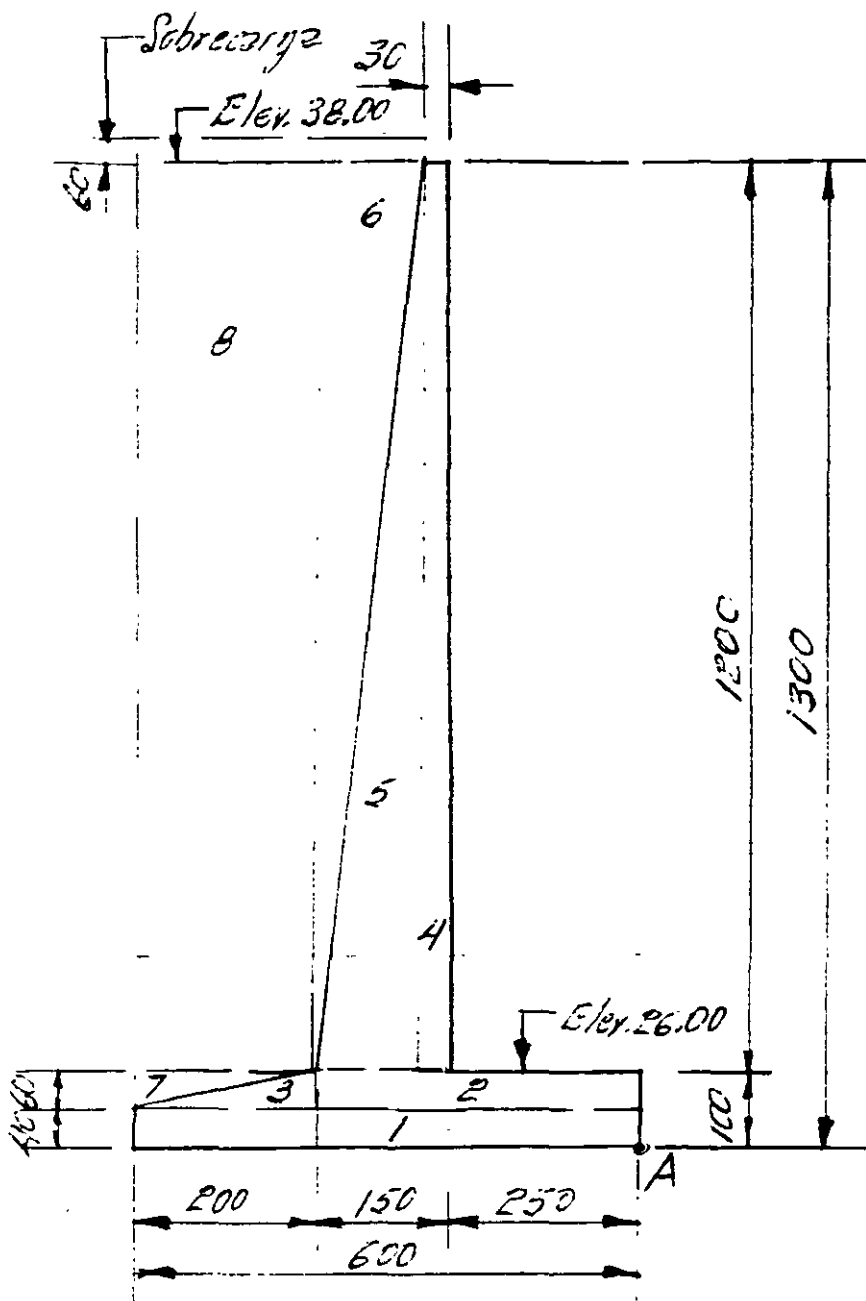
$$X_3 = 4 + \frac{2}{3} = 4.67 \text{ m}$$

$$PP_4 = 0.30 \times 12 \times 1 \times 2400 = 8640 \text{ Kg}$$

$$X_4 = 2.50 + 0.15 = 2.65 \text{ m}$$

$$PP_5 = 0.5 \times 12 \times 1.2 \times 2400 = 17280 \text{ Kg}$$

$$X_5 = 2.80 + \frac{1.20}{3} = 3.20 \text{ m}$$



Peso del relleno:

$$PT_6 = 1.20 \times 12 \times 0.5 \times 1800 \times 1 = 12960 \text{ Kg} ; \quad X_6 = 2.80 + \frac{2 \times 1.20}{3} = 3.60 \text{ m}$$

$$PT_7 = 260 \times 0.6 \times 0.5 \times 1800 \times 1 = 10800 \text{ Kg} ; \quad X_7 = 6.00 - 0.67 = 5.33 \text{ m}$$

$$PT_8 = 2 \times 12 \times 1 \times 1800 = 43200 \text{ Kg} ; \quad X_8 = 6.00 - 1.00 = 5.00 \text{ m}$$

$$PT_9 = 3.20 \times 0.6 \times 1 \times 1800 = 3456 \text{ Kg} ; \quad X_9 = 2.50 + 0.30 + 1.60 = 4.40 \text{ m}$$

Resumen de peso propio

Fuerza	Valores	Brazo (A)	Momento (A)
PP ₁	5760	3.00	17280
PP ₂	5760	2.00	11520
PP ₃	1440	4.67	6725
PP ₄	8640	2.65	22896
PP ₅	17280	3.20	55296
Σ	38880 Kg		113717 Kg-m

Resumen de peso de relleno

PT ₆	12960	3.60	46656
PT ₇	1080	5.33	5756
PT ₈	43200	5.00	216000
PT ₉	3456	4.40	15206
Σ	65696 Kg		283618 Kg-m

Empuje de tierra con sobrecarga

$$E = 0.286 \times 1800 (12^2 + 2 \times 12 \times 0.6) \times 0.5 = 40272 \text{ Kg}$$

$$y = \frac{12}{3} \left(\frac{1271.80}{1271.20} \right) + 1 = 5.18 \text{ m}$$

22

Resumen de cargas y momentos:

Fuerza	Valor	Brazo	Momento
PP	38880		113717
PT	60696		283618
E	-40272	5.18	-208609
ΣFV	99576 kg		188726 kg-m

$$x = \frac{188726}{99576} = 1.90 \text{ m}$$

; $e = 3 - 1.90 = 1.10 \text{ m} > 1.00$
 e es fuera del núcleo central.

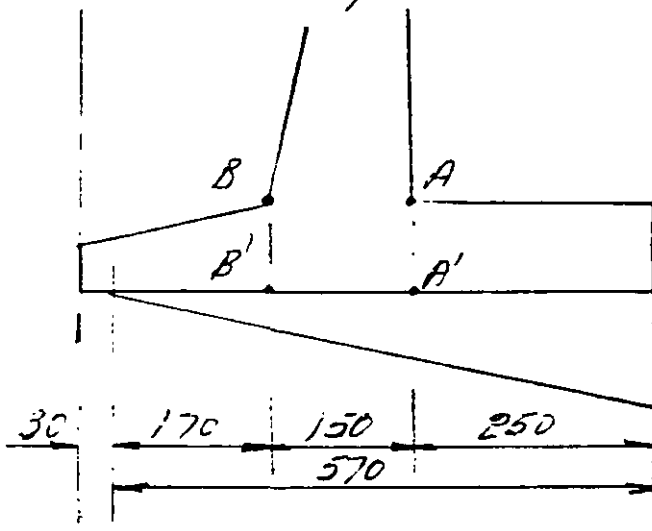
Como es un 5%, superaremos un área reducida

$$22 = 1.90 \cdot \frac{B}{3}; \quad B = 62 = 3 \times 1.90 = 5.70 \text{ m}$$

$$f = \frac{N}{A} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \times 0.95}{5.70} \right) = \frac{99576}{5.7} (1 \pm 1) = 17.47 (1 \pm 1)$$

$$f_{max} = 17.47 \times 2 = 34.94 \text{ Ton/m}^2 = 3.49 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño de zapata:



Respecto al plano A-A'

$$R_{TA} = \frac{320}{570} \cdot 34940 = 19615 \text{ kg/m}^2$$

$$R_{TB} = \frac{170}{570} \cdot 34940 = 10421 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio} = 2.50 \times 1 \times 2400 =$$

$$6000 \text{ kg}$$

$$b = 1.25 \text{ m}$$

$$P_T = (34940 + 19615) \cdot 1.25 = 68194 \text{ kg}$$

40

$$b = \frac{2.50}{3} \left(\frac{19615 + 69880}{19615 + 34940} \right) = 1.95 \text{ m}$$

$$M_A = 68194 \cdot 1.95 - 6000 \cdot 1.25 = 91381 \text{ kg-m}$$

$$V_A = 68194 - 6000 = 62194 \text{ kg}$$

Peralte necesario por momento

$$d_M = 0.245 \sqrt{91381} = 74 \text{ cm, se cuenta con } d = 93 \text{ cm, } r = 7 \text{ cm, } h = 100 \text{ cm}$$

Peralte necesario por cortante

$$d_V = \frac{62194}{100 \times 0.889 \times 7.9} = 89 \text{ cm} < 93 \quad (\text{Según ACI, el cortante en zapatas no debe ser mayor que } \bar{v} = 0.5 \sqrt{f_c'})$$

$$\bar{v} = 0.5 \sqrt{250} = 7.9 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo por flexión en el lecho inferior

$$A_s = \frac{9138100}{2000 \times 0.889 \times 93} = 55.3 \text{ cm}^2/\text{m}; \text{ Vars. } 1" \phi \approx \frac{507}{55.3} = 9.2 \text{ cm}$$

Respecto al plano B-B'

$$PP = 0.40 \times 2 \times 2400 = 1920 \text{ kg}, \quad b = 1.00 \text{ m}; M = 1920 \text{ kg-m}$$

$$0.60 \times 2 \times 0.5 \times 2400 = 1440 \quad 0.67; \quad 965$$

Peso de tierra:

$$P_T = 0.60 \times 2 \times 0.5 \times 1800 = 1080 \quad 1.34 \quad 1447$$

$$1.2 \times 2 \times 1800 = 43200 \quad 1.00 \quad 43200$$

$$0.60 \times 2 \times 1800 = 2160 \quad 1.00 \quad 2160$$

$$\Sigma \quad \quad \quad 49800 \text{ kg} \quad \quad \quad 49692 \text{ kg-m}$$

Reacción del terreno

47

$$R_T = (10421 \times 1.70) 0.5 = 8858 \text{ Kg} \quad b = 0.57 \text{ m} \quad M = 5020 \text{ Kg-m}$$

$$M_{B-B} = -49692 + 5020 = -44672 \text{ Kg-m}$$

$$V_{B-B} = -49800 + 8858 = -40942 \text{ Kg}$$

$$d_M = 0.245 \sqrt{44672} = 52 \text{ cm} < 93$$

$$f_c = \frac{40942}{100 \times 0.889 \times 93} = 5.1 \text{ Kg/cm}^2 < 7 \text{ Kg/cm}^2$$

Refuerzo por flexión en el lecho superior.

$$A_s = \frac{4467200}{2000 \times 0.889 \times 93} = 27 \text{ cm}^2/\text{m}, \quad \text{Vars } 3/4" \text{ a } \frac{285}{27} = 11 \text{ cm}$$

o' Vars 1" a $\frac{507}{27} = 18 \text{ cm}$

Diseño del muro

Empuje de tierra en el arranque (cara posterior)

$$M_E = 40272 \times 4.18 = 168337 \text{ Kg-m}$$

Peralte necesario por momento.

$$d_M = 0.245 \sqrt{168337} = 100.5 \text{ cm} < 143 \text{ cm}$$

Refuerzo por flexión. - (cara posterior)

$$A_s = \frac{16833700}{2000 \times 0.889 \times 143} = 66.2 \text{ cm}^2/\text{m}, \quad \text{Vars } 1" \text{ a } \frac{507}{66.2} = 7.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Empuje con agua al N.A.M.E (cara anterior)

$$N.A.M.E = \text{Elev. } 37.50 \text{ m}$$

Momento por empuje de agua en el arranque (elev 26.00)

$$E = \frac{W h^2}{2} = \frac{1000 \times 11.5^2}{2} = 66125 \text{ kg/m} ; \quad b = \frac{11.5}{3} = 3.83 \text{ m}$$

$$M E h = 66125 \times 3.83 = 253479 \text{ kg-m}$$

Momento neto:

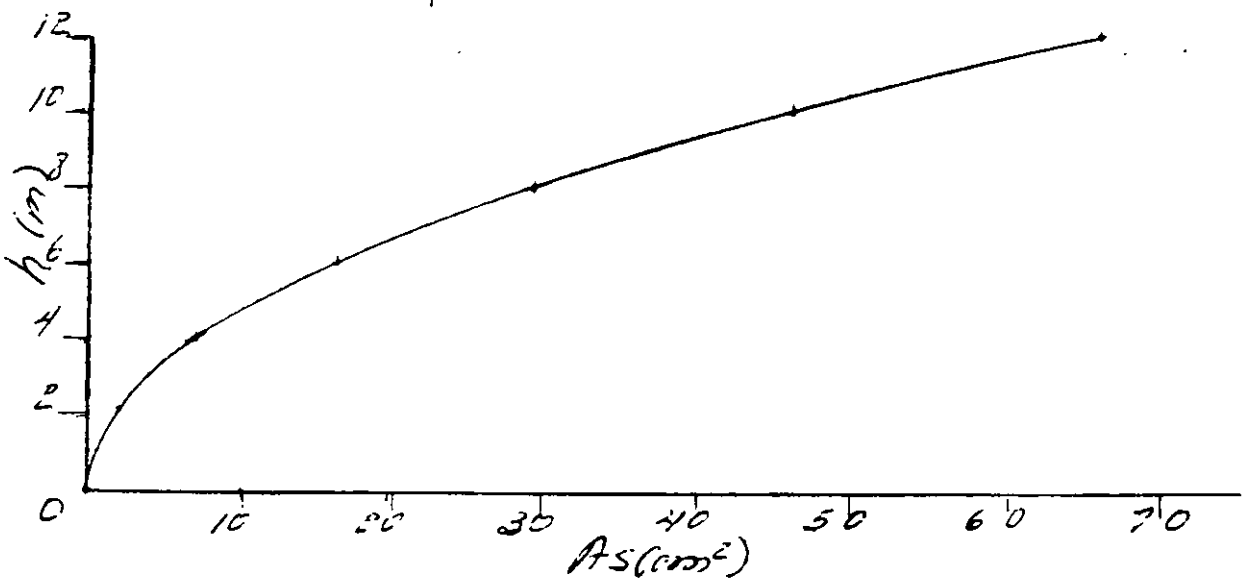
$$M = 253479 - 168337 = 85142 \text{ kg-m}$$

Refuerzo por flexión, cara anterior:-

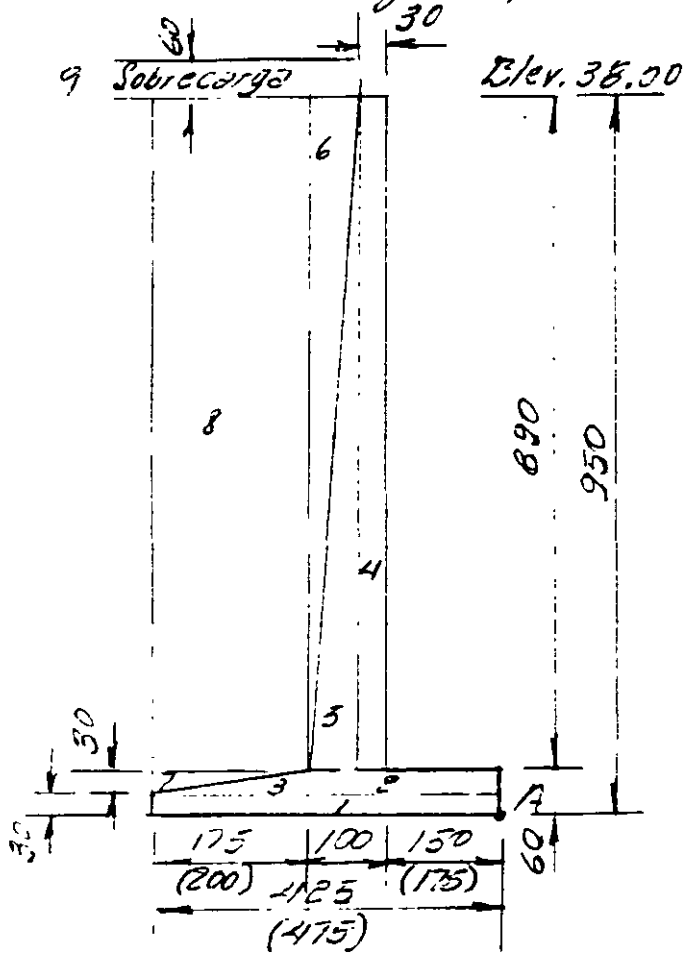
$$A_s = \frac{8514200}{2000 \times 0.889 \times 143} = 33.5 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ Vers. } 1'' \phi @ \frac{507}{33.5} = 15 \text{ cm}$$

Para alturas de muro diferentes a la de diseño (menores):

h	h ²	h ² +2bh ₂	E	y	M	d	A _s
10	100	112	28829	3.51	101245	123	16.3 1'' ϕ 11
8	64	73.6	18945	2.84	53815	103	29.4 1'' ϕ 17
6	36	43.2	11120	2.17	24093	83	16.3 3/4'' ϕ 18
4	16	20.8	5354	1.49	7962	63	7.1 5/8'' ϕ 27
2	4	6.4	1647	0.79	1304	43	1.7



Muros en margen izquierda.



Determinación de cargas

Peso propio

- $PP_1 = 4.25 \times 0.30 \times 1 \times 2400 = 3060 \text{ Kg}$
- $X_1 = 0.5 \times 4.25 = 2.125 \text{ m}$
- $PP_2 = 2.50 \times 0.30 \times 1 \times 2400 = 1800 \text{ Kg}$
- $X_2 = 0.5 \times 2.50 = 1.25 \text{ m}$
- $PP_3 = 1.75 \times 0.30 \times 0.5 \times 1 \times 2400 = 630 \text{ Kg}$
- $X_3 = 2.50 + \frac{1.75}{3} = 3.08 \text{ m}$
- $PP_4 = 8.90 \times 0.30 \times 1 \times 2400 = 6408 \text{ Kg}$
- $X_4 = 1.50 + 0.15 = 1.65 \text{ m}$
- $PP_5 = 0.70 \times 8.90 \times 0.5 \times 1 \times 2400 = 7476 \text{ Kg}$
- $X_5 = 1.50 + 0.30 + \frac{0.70}{3} = 2.03 \text{ m}$

Resumen de peso propio

Fuerza	Valor	Brazo(A)	Momento A
PP1	3060 Kg	2.125 m	6503 Kg-m
PP2	1800	1.250	2250
PP3	630	3.080	1940
PP4	6408	1.650	10573
PP5	7476	2.030	15176
Σ	19374 Kg		36442 Kg-m

Peso del relleno

21

$$P_{T6} = 0.70 \times 8.90 \times 0.5 \times 1 \times 1800 = 5607 \text{ Kg}; X_6 = 1.80 + \frac{2 \times 0.70}{3} = 2.27 \text{ m}$$

$$P_{T7} = 1.75 \times 0.30 \times 0.5 \times 1 \times 1800 = 473 \text{ Kg}; X_7 = 4.25 - \frac{1.75}{3} = 3.67 \text{ m}$$

$$P_{T8} = 1.75 \times 8.90 \times 1 \times 1800 = 28035; X_8 = 2.50 + \frac{1.75}{2} = 3.375 \text{ m}$$

$$P_{T9} = 2.15 \times 0.60 \times 1 \times 1800 = 2646 \text{ Kg}; X_9 = 1.80 + \frac{2.45}{2} = 3.025 \text{ m}$$

Resumen de peso del relleno

Fuerza	Valor	Brazo (A)	Momento (A)
P _{T6}	5607 Kg	2.27	12728 Kg-m
P _{T7}	473	3.67	1734
P _{T8}	28035	3.375	94618
P _{T9}	<u>2646</u>	3.025	<u>8004</u>
Σ	36761 Kg		117084 Kg-m

Empuje de tierra con sobrecarga

$$E = 0.286 \times 1800 (8.90^2 + 2 \times 8.90 \times 0.6) 0.5 = 23138 \text{ Kg}$$

$$y = 0.6 + \frac{8.9}{3} \left(\frac{8.9 + 1.80}{8.9 + 1.20} \right) = 3.74 \text{ m}$$

Resumen de cargas y momentos

Fuerza	Valor	Brazo (m)	Momento
PP	19224	-	36442
PT	36761	-	117084
ET	23138	3.74	- 86603

$$\Sigma Fy = 56135 \text{ kg} \quad \Sigma M = 66923 - 14700$$

$$x = \frac{66923}{56135} = 1.192 \text{ m} \quad e = \frac{4.25}{2} - 1.192 = 0.933 \text{ m} > 0.71$$

Modificamos las dimensiones de la zapata, según se mide entre, rientes en la hoja anterior

$$PP_1 = 4.75 \times 0.30 \times 1 \times 2400 = 3420 \text{ Kg} \quad X_1 = 0.5 \times 4.75 = 2.375 \text{ m}$$

$$PP_2 = 2.75 \times 0.30 \times 1 \times 2400 = 1980 \text{ Kg} \quad X_2 = 0.5 \times 2.75 = 1.375 \text{ m}$$

$$PP_3 = 0.30 \times 2 \times 0.5 \times 1 \times 2400 = 720 \text{ Kg} \quad X_3 = 2.75 + \frac{2}{3} = 3.412 \text{ m}$$

Resumen de peso propio

Fuerza	Valor	Brazo	Momento
PP ₁	3420 Kg	2.375 m	8123 Kg-m
PP ₂	1980	1.375	2723
PP ₃	720	3.412	2460
PP ₄	6403	1.90	12175
PP ₅	<u>7476</u>	2.28	<u>17045</u>
Σ	20004 Kg		42526 Kg-m

$$PT_7 = 2 \times 0.30 \times 0.5 \times 1 \times 1800 = 540 \text{ Kg} \quad ; X_7 = 2.75 + \frac{2 \times 2}{3} = 4.08 \text{ m}$$

$$PT_8 = 2 \times 8.90 \times 1 \times 1800 = 32040 \text{ Kg} \quad ; X_8 = 2.75 + \frac{2}{2} = 3.75$$

$$PT_9 = 2.70 \times 0.6 \times 1 \times 1800 = 2916 \text{ Kg} \quad ; X_9 = 1.80 + \frac{2.70}{2} = 3.15$$

Resumen de peso del sellero

$$PT_6 = 5607 \text{ Kg} \quad 2.52 \text{ m} \quad 141130 \text{ Kg-m}$$

$$PT_7 = 540 \quad 4.08 \quad 2203$$

PT8	32040	3.75	120150
PT9	<u>2916</u>	3.15	<u>9185</u>
Σ	41103 Kj		145668 Kj-m

Resumen de cargas y momentos

Fuerza	Valor	Brazo (m)	Momento (Kj-m)
PP	20004		112526
PT	41103		145668
ET	<u>23138</u>	3.74	<u>-86603</u>
ΣFv	61107 Kj		101591 Kj-m

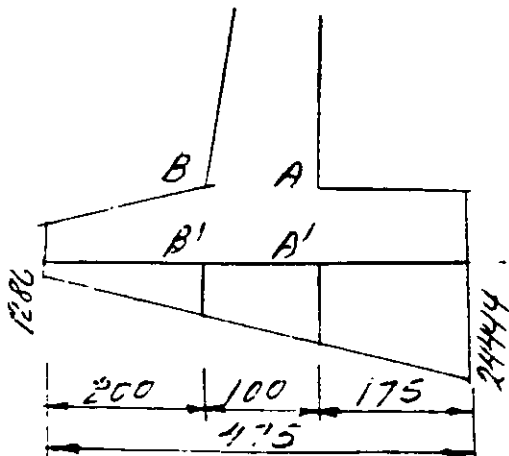
$$x = \frac{101591}{61107} = 1.663 \text{ m} ; e = \frac{4.75}{2} - 1.663 = 0.71 \text{ m} < 0.79$$

$$f = \frac{N}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right) = \frac{61107}{4.75} \left(1 \pm \frac{6(0.71)}{4.75} \right) = 12865 (1 \pm 0.9)$$

$$f_{max} = 12865 \times 1.9 = 24444 \text{ Kj/m}^2 = 2.444 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{min} = 12865 \times 0.1 = 1286 \text{ Kj/m}^2$$

Diseño de la zapata



Respecto al plano A-A'

$$R_A = 1286 + (24444 - 1286) \frac{300}{475} = 15912 \text{ Kj/m}$$

$$E_{TB} = 1286 + (24444 - 1286) \frac{200}{475} = 11037 \text{ Kj/m}$$

$$\text{Peso propio} = 1.75 \times 0.60 \times 2410 = 2520 \text{ Kg}$$

$$b = \frac{1.75}{2} = 0.875 \text{ m}$$

$$R_T = \frac{(15912 + 11037) \cdot 1.75}{2} = 23580 \text{ Kg}$$

$$b = \frac{1.75}{3} \left(\frac{11037 + 21824}{11037 + 15912} \right) = 0.93 \text{ m}$$

$$M_A = -2520 \times 0.875 + 23580 \times 0.93 = 19725 \text{ Kg-m}$$

$$V_A = 23580 - 2520 = 21060 \text{ Kg}$$

Peralte necesario por momento

$$d_m = 0.245 \sqrt{19725} = 34.4 \text{ cm, se cuenta con } d = 53 \text{ cm}$$

$$r = 7 \text{ cm, } h = 60 \text{ cm}$$

Peralte necesario por cortante:

$$d_v = \frac{21060}{100 \times 0.889 \times 7.47} = 30 \text{ cm} < 53$$

Refuerzo por flexión en el lecho inferior

$$A_s = \frac{1972500}{2000 \times 0.889 \times 53} = 20.9 \text{ cm}^2/\text{m, Vais } 1'' \text{ a } \frac{507}{20.9} = 24 \text{ cm}$$

Proyecto al plano B-B'

$$P_P = 0.30 \times 2 \times 2400 = 1440 \text{ Kg}$$

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

$$M = 1440 \text{ Kg-m}$$

$$0.30 \times 2 \times 0.5 \times 2400 = 720$$

$$b = 0.67$$

$$432$$

Peso de tierra

$$P_T = 0.30 \times 2 \times 0.5 \times 1800 = 540$$

$$1.34$$

$$724$$

$$2.90 \times 2.00 \times 1800 = 32040$$

$$1.00$$

$$32040$$

$$0.60 \times 2 \times 1800 = 2160$$

$$1.00$$

$$2160$$

$$\bar{z} \quad 36900 \text{ Kg}$$

$$36846 \text{ Kg-m}$$

Reacción del terreno

21

$$R_T = \frac{(11037 + 1286)}{2} = 12323 \text{ Kg} \quad b = 0.90 \text{ m} \quad M = 11091 \text{ Kg-m}$$

$$M_{B-B'} = -36846 + 11091 = -25755 \text{ Kg-m}$$

$$V_{B-B'} = -26900 + 12323 = -24177 \text{ Kg}$$

$$d_m = 0.245 \sqrt{25755} = 39.3 \text{ cm} < 53$$

$$v_c = \frac{24177}{100 \times 0.889 \times 53} = 5.13 \text{ Kg/cm}^2$$

Refuerzo por flexión en el lecho superior

$$A_s = \frac{2575500}{2000 \times 0.889 \times 0.53} = 27.3 \text{ cm}^2/\text{m}; \text{ Veris. 1" } \phi \text{ a } \frac{507}{27.3} = 18 \text{ cm}$$

Diseño del muro

Empuje de tierra en el arranque, cara posterior

$$M_{ET} = 23133 \times 3.14 = 72653 \text{ Kg-m}$$

Peralte necesario por momento

$$d_m = 0.245 \sqrt{72653} = 66 \text{ cm} < 93 \text{ cm}$$

Refuerzo por flexión en la cara posterior

$$A_s = \frac{7265300}{2000 \times 0.889 \times 93} = 44 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ Veris 1" } \phi \text{ a } \frac{507}{44} = 11.5 \text{ cm}$$

Empuje con agua al NAME, cara anterior

$$h = 37.30 - 29.10 = 8.4 \text{ m}$$

$$E = \frac{W h^2}{2} = \frac{1000 \times 8.4^2}{2} = 35280 \text{ Kg/m}, \quad b = \frac{8.4}{3} = 2.80 \text{ m}$$

$$M_{Eh} = 35280 \times 2.80 = 98784 \text{ Kg-m}$$

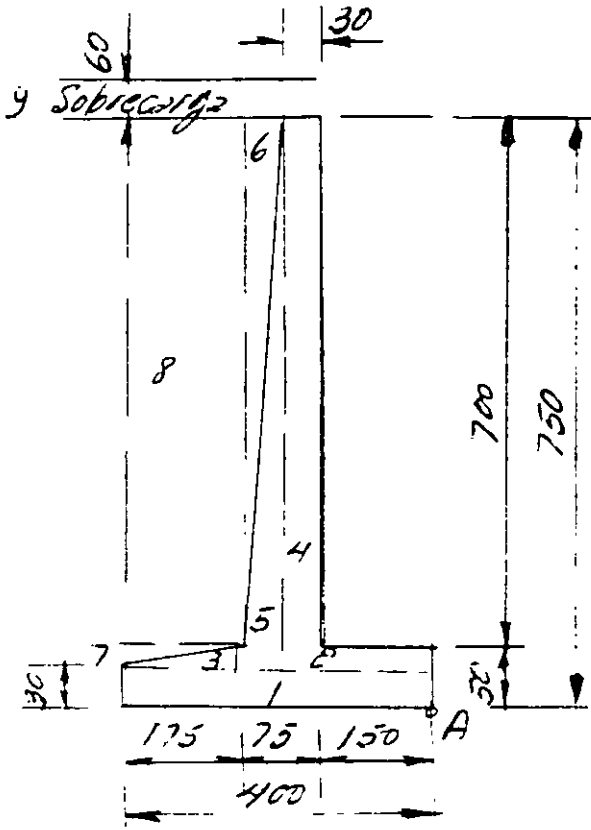
$$M = 98784 - 72653 = 26131 \text{ Kg-m}$$

Refuerzo por flexión en la cara anterior

$$A_s = \frac{2613100}{2000 \times 0.889 \times 93} = 15.8 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ Vers. } \frac{3}{4}'' \phi \text{ a } \frac{287}{15.8} = 18 \text{ cm}$$

Para alturas de muro menores a la de diseño:

h	M	d	A _s
8	53815	85	35.5 1" ϕ a 14
6	24093	70	19.3 1" ϕ a 26
4	7962	54	8.3 3/4" ϕ a 35
2	1304	39	



Determinación de cargas

Peso propio

$$PP_1 = 0.30 \times 4 \times 1 \times 2400 = 2880 \text{ Kg}$$

$$X_1 = 0.5 \times 4 = 2.00 \text{ m}$$

$$PP_2 = 0.25 \times 0.20 \times 1 \times 2400 = 1080 \text{ Kg}$$

$$X_2 = 2.25 \times 0.5 = 1.125 \text{ m}$$

$$PP_3 = 1.75 \times 0.20 \times 1 \times 2400 = 420 \text{ Kg}$$

$$X_3 = 2.25 + \frac{1.75}{3} = 2.83 \text{ m}$$

$$PP_4 = 7 \times 0.30 \times 1 \times 2400 = 5040 \text{ Kg}$$

$$X_4 = 1.50 + 0.5 \times 0.30 = 1.65 \text{ m}$$

$$PP_5 = 0.45 \times 7 \times 0.5 \times 1 \times 2400 = 3180 \text{ Kg}; \quad X_5 = 1.5 + 0.20 + 0.10 = 1.70 \text{ m}$$

Resumen de peso propio.

Fuerza	Valor	Brazo (A)	Momento (A)
PP1	2880	2.00	5760
PP2	1080	1.125	1215
PP3	420	2.83	1189
PP4	5640	1.65	8316
PP5	3780	1.95	7371
Σ	13200		23851 Kg-m

Peso del relleno

$$\begin{aligned}
 PT_6 &= 0.45 \times 7 \times 0.5 \times 1 \times 1800 = 2835 \text{ Kg} & X_6 &= 1.80 + 0.30 = 2.10 \text{ m} \\
 PT_7 &= 1.75 \times 0.20 \times 0.5 \times 1 \times 1800 = 315 \text{ Kg} & X_7 &= 4.00 - \frac{1.75}{2} = 3.125 \text{ m} \\
 PT_8 &= 1.75 \times 7 \times 1 \times 1800 = 22050 \text{ Kg} & X_8 &= 2.25 + \frac{1.75}{2} = 3.125 \text{ m} \\
 PT_9 &= 2.20 \times 0.60 \times 1 \times 1800 = 2376 \text{ Kg} & X_9 &= 1.80 + \frac{2.20}{2} = 2.90 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Resumen de peso del relleno

Fuerza	Valor	Brazo	Momento
PT6	2835	2.10 m	5954
PT7	315	3.125 m	1077
PT8	22050	3.125	68906
PT9	2376	2.90	6890
Σ	27576 Kg		82827 Kg-m

Empuje de tierra con sobrecarga

$$E = 0.286 \times 1800 (7^2 + 2 \times 7 \times 0.6) 0.5 = 14775 \text{ Kg}$$

$$y = 0.5 + \frac{7}{3} \left(\frac{7 + 1.80}{7 + 1.20} \right) = 3 \text{ m}$$

Resumen de cargas y momentos

Fuerza	Valor	Brazo	Momento
PP	13200		23851
PT	27576		82827
ET	14775	3	-44325
ΣFy	40776 Kg		62353 Kg-m

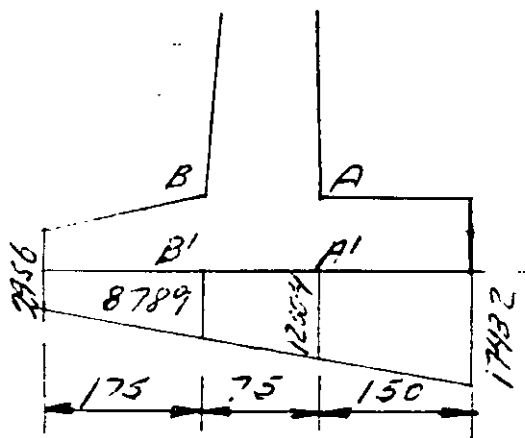
$$X = \frac{62353}{40776} = 1.53 \text{ m} ; e = \frac{4.62}{2} - 1.53 = 0.47 \text{ m} < 0.67 \text{ m}$$

$$f = \frac{40776}{4} \left(1 \pm \frac{6(0.47)}{4} \right) = 10194 (1 \pm 0.71)$$

$$f_{max} = 10194 (1.71) = 17432 \text{ Kg/m}^2 = 1.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{min} = 10194 (0.29) = 2956 \text{ Kg/m}^2$$

Diseño de la zapata



Respecto al plano A-A'

$$R_{TA} = 2956 + (17432 - 2956) \frac{0.50}{1.50} = 12004 \text{ Kg}$$

$$R_{TB} = 2956 + (17432 - 2956) \frac{1.75}{1.50} = 8789 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso propio} = 1.50 \times 0.50 \times 1 \times 2400 = 1800 \text{ Kg} ; b = \frac{1.50}{2} = 0.75 \text{ m}$$

$$P_T = \left(\frac{17432 + 12004}{2} \right) 1.50 = 22077 \text{ Kg}$$

$$b = \frac{1.50}{3} \left(\frac{12004 + 34864}{12004 + 17432} \right) = 0.796 \text{ m}$$

$$M_A = 22077 \times 0.796 - 1800 \times 0.75 = 16223.3 \text{ Kg-m}$$

$$V_A = 22077 - 1800 = 20277 \text{ Kg}$$

Peralte necesario por momento

$$d_m = 0.245 \sqrt{16223.3} = 31.2 \text{ cm, se cuenta con } d = 43 \text{ cm}$$

$$r = 7 \text{ cm; } h = 0.50 \text{ m}$$

Peralte necesario por cortante:

$$d_v = \frac{20277}{100 \times 0.889 \times 7.9} = 29 \text{ cm} < 43$$

Refuerzo por flexión en el lecho inferior

$$A_s = \frac{1622330}{2000 \times 0.889 \times 43} = 21.2 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ Var. } 1'' \approx \frac{507}{21.2} = 24 \text{ cm}$$

Respecto al plano B-B'

$$PP = 0.30 \times 1.75 \times 2400 = 1260 \text{ Kg}$$

$$b = 0.875 \text{ m } M_i = 1103 \text{ Kg-m}$$

$$0.20 \times 1.75 \times 0.5 \times 2400 = 420$$

$$b = 0.58$$

$$245$$

Peso de tierra

$$P_T = 0.20 \times 1.75 \times 0.5 \times 1800 = 315$$

$$1.17$$

$$369$$

$$2.00 \times 1.75 \times 1800 = 22050$$

$$0.875$$

$$19294$$

$$0.60 \times 1.75 \times 1800 = 1890$$

$$0.875$$

$$1654$$

Σ

$$25935 \text{ Kg}$$

$$22665 \text{ Kg-m}$$

Reacción del terreno

$$R_T = \left(\frac{8789 + 22956}{2} \right) 1.75 = 16\,277 \text{ kg} \quad b = 0.73 \text{ m} \quad M = 7502 \text{ kg-m}$$

$$M_{B-B'} = 7502 - 22\,665 = -15\,163 \text{ kg-m}$$

$$V_{B-B'} = 10\,277 - 25\,935 = -15\,658 \text{ kg}$$

$$d_m = 0.245 \sqrt{15\,163} = 30.2 \text{ cm} < 43 \text{ cm}$$

$$\tau_c = \frac{15\,658}{100 \times 0.889 \times 43} = 4.1 \text{ kg/cm}^2 < 7.9 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo por flexión en el lecho superior

$$A_s = \frac{1\,516\,300}{2000 \times 0.889 \times 43} = 19.83 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ Vers } 1'' \text{ y } 2 \frac{507}{19.83} = 25.6 \text{ cm}$$

Diseño del muro

Empuje de tierra en el arranque, cara posterior

$$M_{ET} = 14\,775 \times 2.5 = 36\,938 \text{ kg-m}$$

Peralte necesario por momento

$$d_m = 0.245 \sqrt{36\,938} = 47 \text{ cm} < 68 \text{ cm}$$

Refuerzo por flexión en la cara posterior

$$A_s = \frac{3\,693\,800}{2000 \times 0.889 \times 68} = 30.6 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ Vers } 1'' \text{ y } 2 \frac{507}{30.6} = 16.6 \text{ cm}$$

Empuje con agua al NAME, cara anterior

$$h = 6.50 \text{ m}; \quad E = \frac{1000 \times 6.5^2}{2} = 21\,125 \text{ kg}; \quad b = \frac{6.50}{3} = 2.17 \text{ m}$$

$$M_{E_h} = 21\,125 \times 2.17 = 45\,841 \text{ kg-m}$$

Momento neta

$$M = 45841 - 36938 = 8903 \text{ Kg-m}$$

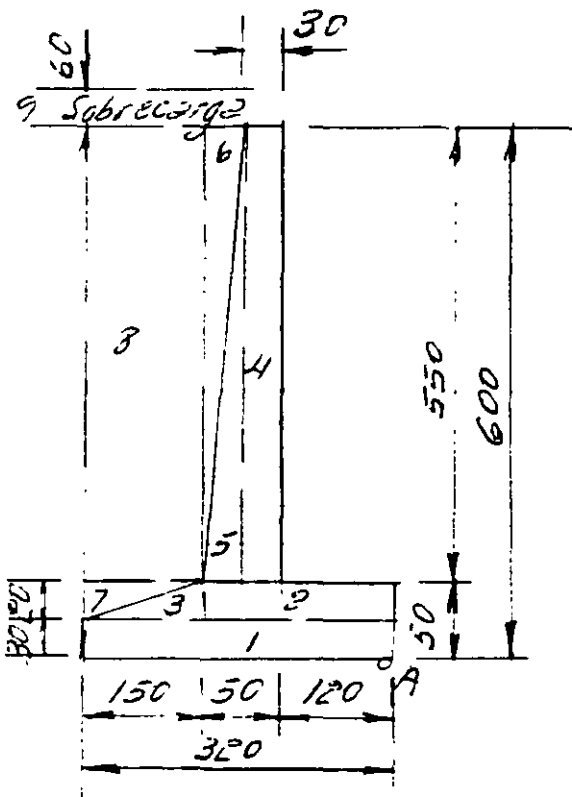
27

Refuerzo por flexión en la cara anterior

$$A_s = \frac{890300}{2000 \times 0.889 \times 68} = 7.36 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ Vais } \frac{5}{8} \text{ " } \approx \frac{195}{7.36} = 26 \text{ cm}$$

Para alturas de muro menores a la de diseño:

h	M	d	A _s
6	24093	61.6	2.2 1" ϕ a 23
4	7962	48.7	9.2 3/4" ϕ a 30
2	1304	35.9	



Determinación de cargas

Peso propio

$$PP_1 = 0.30 \times 3.20 \times 2400 \times 1 = 2304 \text{ Kg}$$

$$X_1 = 0.5 \times 3.20 = 1.60 \text{ m}$$

$$PP_2 = 0.20 \times 1.70 \times 1 \times 2400 = 816 \text{ Kg}$$

$$X_2 = 0.5 \times 1.70 = 0.85 \text{ m}$$

$$PP_3 = 0.20 \times 1.50 \times 0.5 \times 1 \times 2400 = 360 \text{ Kg}$$

$$X_3 = 1.70 + 0.50 = 2.20 \text{ m}$$

$$PP_4 = 0.30 \times 5.50 \times 1 \times 2400 = 3960 \text{ Kg}$$

$$X_4 = 1.20 + 0.15 = 1.35 \text{ m}$$

$$PP_5 = 0.20 \times 5.50 \times 0.5 \times 1 \times 2400 = 1320 \text{ Kg}$$

$$X_5 = 1.20 + 0.30 + 0.07 = 1.57 \text{ m}$$

Resumen de peso propio:

Fuerza	Valor	Brazo (A)	Momento (A)
PP ₁	2304	1.60	3686
PP ₂	816	0.85	694
PP ₃	360	2.20	792
PP ₄	3960	1.35	5346
PP ₅	<u>1320</u>	1.57	<u>2072</u>
Σ	7240 Kg		11590 Kg-m

Peso del relleno

$$PT_6 = 0.20 \times 5.50 \times 0.5 \times 1800 = 990 \text{ Kg}$$

$$X_6 = 1.70 - 0.07 = 1.63 \text{ m}$$

$$PT_7 = 1.50 \times 0.20 \times 0.5 \times 1800 = 270$$

$$X_7 = 3.20 - 0.50 = 2.70$$

$$PT_8 = 1.50 \times 5.50 \times 1 \times 1800 = 14850$$

$$X_8 = 1.70 + 0.5 \times 1.50 = 2.45 \text{ m}$$

$$PT_9 = 1.70 \times 0.60 \times 1 \times 1800 = 1836$$

$$X_9 = 1.50 + 0.5 \times 1.70 = 2.35 \text{ m}$$

Resumen de peso del relleno

Fuerza	Valor	Brazo	Momento
PT ₆	990	1.63	1614
PT ₇	270	2.70	729
PT ₈	14850	2.45	36383
PT ₉	<u>1836</u>	2.35	<u>4315</u>
Σ	17946 Kg		43041 Kg-m

Empuje de tierra con sobrecarga -

$$F = 0.286 \times 1800 (5.5^2 + 2 \times 5.5 \times 0.6) 0.5 = 9485 \text{ Kg}$$

21

$$y = 0.5 + \frac{5.5}{3} \left(\frac{5.50 + 1.50}{5.50 + 1.20} \right) = 2.50 \text{ m}$$

Resumen de cargas y momentos

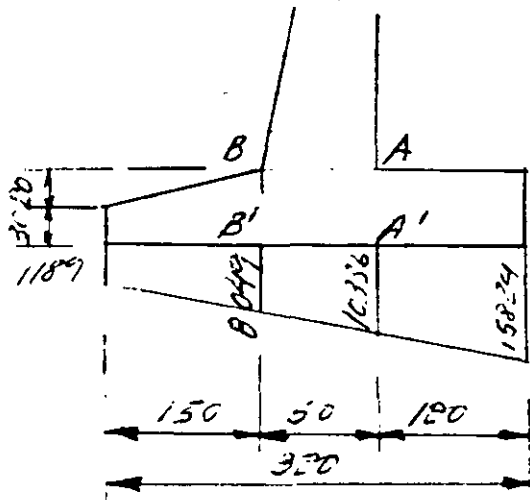
Fuerza	valor	Brazo	Momento
PP	9240		11590
PT	17946		213041
ET	9485	2.50	-23713
ΣF_v	27186 Kg		30918 Kg-m

$$x = \frac{30918}{27186} = 1.14 \text{ m}; \quad e = \frac{3.20}{2} - 1.14 = 0.46 \text{ m} < 0.53 \text{ m}$$

$$f = \frac{27186}{3.2} \left(1 \pm \frac{6(0.46)}{3.2} \right) = 8496 (1 \pm 0.86)$$

$$f_{\max} = 8496 (1.86) = 15824 \text{ Kg/m}^2; \quad f_{\min} = 8496 (0.14) = 1189 \text{ Kg/m}^2$$

Diseño de la zapata



Respecto al plano A-A'

$$R_{TA} = 1189 + (15824 - 1189) \frac{2}{3.20} = 10336 \text{ Kg}$$

$$R_{TB} = 1189 + (15824 - 1189) \frac{1.50}{3.20} = 8049 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso propio} = 1.20 \times 0.50 \times 1 \times 2400 = 1440 \text{ Kg}$$

$$b = \frac{1.20}{2} = 0.60 \text{ m}$$

$$P.T = (10336 + 15824) \frac{1.2}{2} = 15696 \text{ Kg}$$

$$b = \frac{1.20}{3} \left(\frac{10336 + 31643}{10336 + 15324} \right) = 0.64 \text{ m}$$

$$M_A = 15696 \times 0.64 - 1440 \times 0.60 = 9181 \text{ Kg-m}$$

$$V_A = 15696 - 1440 = 14256 \text{ Kg}$$

Peralte necesario por momento

$$d_M = 0.245 \sqrt{9181} = 23.5 \text{ cm} < 43$$

Peralte necesario por cortante

$$d_V = \frac{14256}{100 \times 0.887 \times 7.9} = 20.3 \text{ cm} < 43$$

Refuerzo por flexión en el lecho inferior.

$$A_s = \frac{918100}{2000 \times 0.887 \times 43} = 12 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ vars. } \frac{3}{4} \text{ " } \phi \text{ a } \frac{237}{12} = 24 \text{ cm}$$

Respecto al plano B-B'

$$P.P = 0.30 \times 1.50 \times 2400 = 1080 \text{ Kg}$$

$$0.20 \times 1.50 \times 0.5 \times 2400 = 360$$

$$b = 0.75 \text{ m} \quad M = 810 \text{ Kg}$$

$$0.50 \quad 180$$

Piso de tierra:

$$P.T = 0.20 \times 1.50 \times 0.5 \times 1800 = 270$$

$$1.00 \quad 270$$

$$0.50 \times 1.5 \times 1800 = 14850$$

$$0.75 \quad 11138$$

$$0.60 \times 1.50 \times 1800 = 1620$$

$$0.75 \quad 1215$$

$$\Sigma \quad 18180 \text{ Kg}$$

$$\underline{\quad \quad \quad} \quad 13613 \text{ Kg-m}$$

Reacción del terreno:

$$R_T = (8049 + 1189) \frac{1.50}{2} = 7199 \text{ Kg} ; b = 0.56 \text{ m} , M_i = 4063 \text{ Kg-m}$$

$$M_{B-B'} = 4063 - 13613 = -9550 \text{ Kg-m}$$

$$V_{B-B'} = 7199 - 18180 = -10981 \text{ Kg}$$

$$d_m = 0.245 \sqrt{9550} = 24 \text{ cm} < 43 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{10981}{100 \times 0.889 \times 43} = 2.97 \text{ Kg/cm}^2 < 7.9 \text{ Kg/cm}^2$$

Refuerzo por flexión en el techo superior.

$$A_s = \frac{955000}{2035 \times 0.889 \times 43} = 12.5 \text{ cm}^2/\text{m} ; \text{Var. } \frac{3}{4} " \phi \text{ a } \frac{237}{12.5} = 23 \text{ cm}$$

Diseño del muro

Empuje de tierra en el arranque, cara posterior.

$$M_{ET} = 9485 \times 2 = 18970 \text{ Kg-m}$$

Peralte necesario por momento

$$d_m = 0.245 \sqrt{18970} = 33.7 < 43$$

Refuerzo por flexión en la cara posterior

$$A_s = \frac{1897000}{2000 \times 0.889 \times 43} = 24.8 \text{ cm}^2/\text{m} ; \text{Var. } 1 " \phi \text{ a } \frac{507}{24.8} = 20.5 \text{ cm}$$

Empuje con agua al N.A.M.E., cara anterior

$$h = 5.00 \text{ m} , E = \frac{1000 \times 5^2}{2} = 12500 \text{ Kg} ; b = \frac{5.00}{3} = 1.67 \text{ m}$$

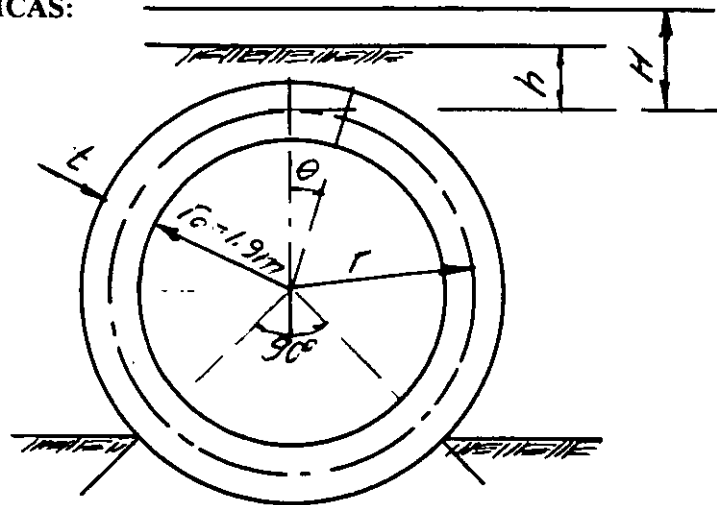
$$M_{EA} = 12500 \times 1.67 = 20875 \text{ Kg-m}$$

Momento neto:

$$M = 20875 - 23713 = -2838 \text{ Kg-m} , \text{ se colocará refuerzo por temperatura (Var. } \frac{3}{8} " \phi) \text{ a } 30.$$

**DISEÑO DE UN CONDUCTO DE SECCION
CIRCULAR.**

DISEÑO DE UN CONDUCTO DE SECCION CIRCULAR CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:



H = Gradiente hidráulico = 5.00 m

h = Altura de relleno = 4.00 m

g = Peso volumétrico del relleno = 1 800 Kg/m³

w = Peso volumétrico del agua = 1 000 Kg/m³

W = Peso del concreto = 2 400 Kg/m³

t = Espesor propuesto = 0.1 d

d = Diámetro del conducto = 3 80 m

t = 0.1 * 3.80 = 0.38 m; cerramos a t = 0.40 m

r = 1.90 + t/2 = 2.10 m

Para una longitud unitaria:

Peso propio = $2 * 3.1416 * 2.10 * 0.40 * 2 400 = 12 667$ Kg

Peso del relleno sobre el conducto:

R = $4.20 * 4 * 1 800 = 30 240$ Kg

Peso del agua dentro del conducto:

A = $3.8^2 * 0.7854 * 1 000 = 11 341$ Kg

Para el cálculo de los elementos mecánicos, recurrimos a las gráficas que se han elaborado para tal efecto. En la siguiente hoja se muestran los valores de coeficientes y elementos, para las condiciones siguientes:

A.- Conducto vacío (peso propio + peso del relleno).

B.- Conducto lleno (peso propio + peso del relleno + peso del agua).

Para conducto lleno, la carga en el interior del conducto produce fuerzas normales de tensión, con un valor

$$P1 = wHro = - 1\ 000 * 5 * 1.90 = -9\ 500\ Kg$$

ANGULO	COEFICIENTES			MOMENTOS			MOM. TOTALES	
	XR	XA	XM	MR	MA	MM	VACIO	LLENO
0°	-0.0670	-0.0700	-0.0700	-4 255	-1 667	-1 862	-6 117	-7 784
20°	-0.0547	-0.0570	-0.0570	-3 474	-1 358	-1 516	-4 990	-6 348
40°	-0.0212	-0.0218	-0.0218	-1 346	-519	-580	-1 926	-2 445
60°	0.0238	0.0247	0.0247	1 511	588	657	2 168	2 756
80°	0.0658	0.0668	0.0668	4 179	1 591	1 777	5 956	7 547
100°	0.0880	0.0871	0.0871	5 588	2 074	2 317	7 905	9 979
120°	0.0732	0.0699	0.0699	4 648	1 665	1 859	6 507	8 172
140°	0.0079	0.0050	0.0050	502	119	133	635	754
160°	-0.0841	-0.0825	-0.0825	-5 341	-1 965	-2 195	-7 536	-9 501
180°	-0.1260	-0.1220	-0.1220	-8 002	-2 906	-3 245	-11 247	-14 153

$$MR = XRRr ; \quad MA = XAAr ; \quad MM = XMMr$$

ANGULO	COEFICIENTES			CORTANTES			CORTANTES TOT.	
	ZR	ZA	ZM	VR	VA	VM	VACIO	LLENO
0°	0	0	0	0	0	0	0	0
20°	0 0688	0 0730	0.0730	2 081	828	925	3 006	3 834
40°	0.1185	0.1242	0.1242	3 583	1 409	1 573	5 156	6 565
60°	0.1327	0.1361	0.1361	4 013	1 544	1 724	5 737	7 281
80°	0.1006	0.0986	0.0986	3 042	1 118	1 249	4 291	5 409
100°	0.0185	0.0119	0.0119	559	135	151	710	845
120°	-0.1091	-0.1137	-0.1137	-3 299	-1 289	-1 440	-4 739	-6 028
140°	-0.2604	-0.2502	-0.2502	-7 874	-2 838	-3 169	-11 043	-13 881
160°	-0.2226	-0.2100	-0.2100	-6 731	-2 382	-2 660	-9 391	-11 773
180°	0	0 0005	0.0005	0	6	6	6	12

$$VE = ZRR , \quad VA = ZAA , \quad VM = ZMM$$

ANGULO	COEFICIENTES			FUERZA NORMAL				NORMALES TOT.	
	YR	YA	YM	NR	NA	NM	PI	VACIO	LLENO
0°	0.3830	-0.2200	-0.0610	11 582	-2 945	-2 495	-9 500	10 809	-1 186
20°	0.3953	-0.2070	-0.0383	11 954	-2 348	-485	-9 500	11 469	-379
40°	0.4288	-0.1718	0.0246	12 967	-1 948	312	-9 500	13 279	1 831
60°	0.4738	-0.1253	0.1137	14 328	-1 421	1 440	-9 500	15 768	4 847
80°	0.5158	-0.0832	0.2080	15 598	-944	2 635	-9 500	18 233	7 789
100°	0.5380	-0.0629	0.2839	16 269	-713	3 596	-9 500	19 865	9 652
120°	0.5232	-0.0801	0.3189	15 822	-908	4 040	-9 500	19 862	9 454
140°	0.4579	-0.1449	0.2966	13 847	-1 643	3 757	-9 500	17 604	6 461
160°	0.3659	-0.2325	0.2368	11 065	-2 637	3 000	-9 500	14 065	1 928
180°	0.3240	-0.2720	0.2070	9 798	-3 085	2 622	-9 500	12 420	-165

Para momentos flexionantes, las combinaciones mas desfavorables son:

Momento positivo $M = 997\,900 \text{ Kg-m}$ $N = 9\,652 \text{ Kg}$ (refuerzo cara exterior)

Momento negativo $M = 1\,415\,300 \text{ Kg-m}$ $N = -165 \text{ Kg}$ (refuerzo cara interior)

Características de la sección:

Concreto $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$; $f_c = 0.45 * 200 = 90 \text{ Kg/cm}^2$

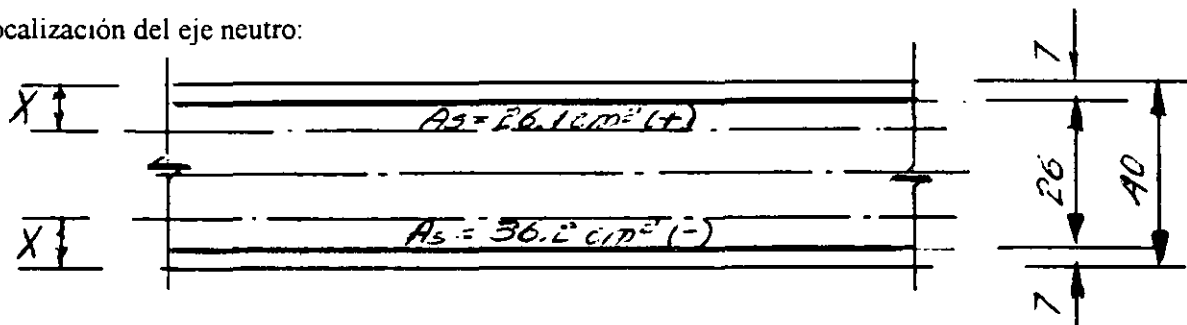
Acero de refuerzo $f_s = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$ $f_s = 1\,400 \text{ Kg/cm}^2$

$N = 10$, $h = 40 \text{ cm}$, $r = 7 \text{ cm}$ $d = 33 \text{ cm}$

Para una primera aproximación del refuerzo, podemos aplicar. $A_s = M/f_s j d$

$A_s(-) = 1\,415\,300 / 1\,400 * 0.88 * 33 = 35 \text{ cm}^2$, $A_s(+) = 997\,900 / 1\,400 * 0.88 * 33 = 24.5 \text{ cm}^2$

Localización del eje neutro:



Primer tanteo:

$X = 10 \text{ cm}$; Momento positivo, tensión arriba.

Area efectiva transformada.

$A_{et} = 100 * 10 + 26.1 * 10 + 19 * 36.2 = 1\,000 + 261 + 688 = 1\,949 \text{ cm}^2$

Para el refuerzo deberá fijarse una entre varillas en forma razonable, partiendo del área determinada como se indica en la hoja anterior.

$$As(-). \text{ Vars } 1'' \text{ a } 507/35 = 14.5 \text{ cm, se adopta } 14 \text{ cm; } As = 507/14 = 36.2 \text{ cm}^2$$

$$As(+). \text{ Vars } \frac{3}{4}'' \text{ a } 287/24.5 = 11.7 \text{ cm adopta } 11 \text{ cm; } As = 287/11 = 26.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de compresión} = 1\ 000 + 688 = 1\ 688 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de tensión} = 261 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje supuesto:

$$Mac = 1\ 000 \cdot 5 + 688(10-7) = 7\ 064$$

$$Mat = 261(40-10-7) = 6\ 003$$

Segundo tanteo, $X = 9.60 \text{ cm}$

$$\text{Area de compresión} = 100 \cdot 9.6 + 688 = 1\ 648 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de tensión} = 261 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje supuesto:

$$Mac = 960(9.6/2) + 688(9.6-7) = 6\ 397$$

$$Mat = 261(40-9.6-7) = 6\ 107$$

Tercer tanteo, $X = 9.45 \text{ cm}$

$$\text{Area de compresión} = 100 \cdot 9.45 + 688 = 1\ 633 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de tensión} = 261 \text{ cm}^2$$

$$\text{Suma} = 1\ 894 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje supuesto.

$$MAc = 945(9.45/2) + 688(9.45-7) = 6\ 151$$

$$Mat = 261(40-9.45-7) = 6\ 147$$

Se acepta $X = 9.45 \text{ cm}$

Momento de inercia:

$$I = bx^3/12 + bx(x/2)^2 + (2n-1)A's(x-7)^2 + nAs(40-7-x)^2 = (100 \cdot 9.45)^3 + 945(9.45/2)^2 + 19 \cdot 36.2(9.45-7)^2 + 261(40-7-9.45)^2 = 7\ 033 + 21\ 098 + 4\ 129 + 144\ 751 = 177\ 011 \text{ cm}^4$$

Compresión en el concreto:

$$Fc = N/A + M/I(y) = (9\ 652/1\ 894) + (997\ 900/177\ 011)9.45 = 5.11 + 53.27 = 58.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fc = 58.38 \text{ Kg/cm}^2 < 90 \text{ Kg/cm}^2$$

Compresión en el acero de refuerzo:

$$F's = [5011 + 5.64(9.45-7)] 10 = 189 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión en el acero de refuerzo:

$$F_s = 10 [5.11 + 5.64(-40+7+9.45)] = -1 277 \text{ Kg/cm}^2 < 1 400 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento negativo (tensión abajo, compresión arriba):

Primer tanteo, $X = 11 \text{ cm}$

$$A_{et} = 100 \cdot 11 + 36.2 \cdot 10 + 26.1 \cdot 19 = 1 958 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de compresión} = 1 100 496 = 1 596 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de tensión} = 362 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje supuesto:

$$M_{Ac} = 1 100(5.5) + 496(11-7) = 6 050 + 1 984 = 8 034$$

$$M_{At} = 362(40-11-7) = 7 964$$

Segundo tanteo, $X = 10.8 \text{ cm}$

$$\text{Area de compresión} = 100 \cdot 10.8 + 496 = 1 576 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de tensión} = 362 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje supuesto:

$$M_{Ac} = 1 080 \cdot 5.4 + 496(10.8-7) = 5 832 + 1 885 = 7 717$$

$$M_{At} = 362(40-10.8-7) = 8 036$$

Tercer tanteo, $X = 10.9 \text{ cm}$

$$\text{Area de compresión} = 100 \cdot 10.9 + 496 = 1 586 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de tensión} = 362 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje supuesto.

$$M_{Ac} = 1 090 \cdot 5.45 + 496(10.9-7) = 5 941 + 1 934 = 7 875$$

$$M_{At} = 362(40-10.9-7) = 8 000$$

Aceptamos $X = 11 \text{ cm}$

Momento de inercia:

$$I = 100(11)^3/12 + 1 100(11/2)^2 + 496(11-7)^2 + 362(40-7-11)^2 = 11 092 + 33 275 + 7 936 + 175 208 = 227 511 \text{ cm}^4$$

Compresión en el concreto:

$$f_c = - (165/1 958) + 1 415 300/227 511 = - 0.084 + 68.43 = 68.34 \text{ Kg/cm}^2 < 90 \text{ Kg/cm}^2$$

Compresión en el acero de refuerzo:

$$f_s = 10 (-0.084 + 6.22 \cdot 4) = 248 \text{ Kg/cm}^2 < 1\,400 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión en el acero de refuerzo

$$f_s = 10 [-0.084 + 6.22 (-40 + 7 + 11)] = 1\,369 \text{ Kg/cm}^2 < 1\,400 \text{ Kg/cm}^2$$

La sección es aceptable por momento flexionante.

Revisión por cortante:

$$\text{Valor absoluto máximo} = 14\,485 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v = V/bd = 14\,485 / (100 \cdot 33) = 4.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{\text{perm.}} = 0.5 (f_c)^{1/2} = 7.07 \text{ Kg/cm}^2 > 4.39 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisión por adherencia:

$$\text{Con vars. 1" a 14: } S_o = (100/14) \cdot 8 = 57.14$$

$$\mu = V/S_o j d = 14\,485 / (57.14 \cdot 33 \cdot 0.878) = 8.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu_{\text{perm.}} = (2.3 (f_c)^{1/2}) D = (2.3 \cdot 200^{1/2}) / 2.54 = 12.81 > 8.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Se acepta la sección propuesta.

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE CONDUCTOS CIRCULARES.

DOVELA	ANGULO DE APOYO 45°								
	MOMENTO FLEXIONANTE			FUERZA NORMAL			FUERZA CORTANTE		
	PESO DE RE LLENO (XR)	PESO DE AGUA (XA)	PESO PRO-PIO (XM)	PESO DE RE LLENO (YR)	PESO DE AGUA (YA)	PESO PRO-PIO (YM)	PESO DE RE LLENO (ZR)	PESO DE AGUA (ZA)	PESO PRO-PIO (ZM)
0°	-0.0640	-0.0780	-0.0780	0.4330	-0.2340	-0.0750	0	0	0
20°	-0.0530	-0.0641	-0.0641	0.4640	-0.2200	-0.0515	0.0618	0.0778	0.0778
40°	-0.0228	-0.0263	-0.0263	0.4942	-0.1823	0.0139	0.1074	0.1332	0.1332
60°	0.0184	0.0242	0.0242	0.5354	-0.1318	0.1067	0.1231	0.1482	0.1482
80°	0.0584	0.0712	0.0712	0.5754	-0.0848	0.2056	0.0992	0.1124	0.1124
100°	0.0620	0.0967	0.0967	0.5996	-0.0593	0.2863	0.0320	0.0257	0.0257
120°	0.0760	0.0844	0.0844	0.5930	-0.0716	0.3259	-0.0758	-0.1016	-0.1016
140°	0.0259	0.0234	0.0234	0.5429	-0.1326	0.3072	-0.2152	-0.2494	-0.2494
160°	-0.0762	-0.0890	-0.0890	0.4408	-0.2450	0.2224	-0.3638	-0.3837	-0.3837
180°	-0.1580	-0.1740	-0.1740	0.3590	-0.3300	0.1470	0	0.0005	0.0005

DOVELA	ANGULO DE APOYO 90°								
	MOMENTO FLEXIONANTE			FUERZA NORMAL			FUERZA CORTANTE		
	PESO DE RE LLENO (XR)	PESO DE AGUA (XA)	PESO PRO-PIO (XM)	PESO DE RE LLENO (YR)	PESO DE AGUA (YA)	PESO PRO-PIO (YM)	PESO DE RE LLENO (ZR)	PESO DE AGUA (ZA)	PESO PRO-PIO (ZM)
0°	-0.0670	-0.0700	-0.0700	0.3830	-0.2200	-0.0610	0	0	0
20°	-0.0547	-0.0570	-0.0570	0.3953	-0.2070	-0.0383	0.0688	0.0730	0.0730
40°	-0.0212	-0.0218	-0.0218	0.4288	-0.1718	0.0246	0.1185	0.1242	0.1242
60°	0.0238	0.0247	0.0247	0.4738	-0.1253	0.1137	0.1327	0.1361	0.1361
80°	0.0658	0.0668	0.0668	0.5158	-0.0832	0.2028	0.1006	0.0986	0.0986
100°	0.0880	0.0871	0.0871	0.5380	-0.0629	0.2839	0.0185	0.0119	0.0119
120°	0.0732	0.0699	0.0699	0.5232	-0.0801	0.3189	-0.1091	-0.1137	-0.1137
140°	0.0079	0.0050	0.0050	0.4579	-0.1449	0.2966	-0.2604	-0.2502	-0.2502
160°	-0.0841	-0.0825	-0.0825	0.3659	-0.2325	0.2368	-0.2226	-0.2100	-0.2100
180°	-0.1260	-0.1220	-0.1220	0.3240	-0.2720	0.2070	0	0.0005	0.0005

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE CONDUCTOS CIRCULARES.

DOVELA	ANGULO DE APOYO 120°								
	MOMENTO FLEXIONANTE			FUERZA NORMAL			FUERZA CORTANTE		
	PESO DE RE LLENO (XR)	PESO DE AGUA (XA)	PESO PRO- PIO (XM)	PESO DE RE LLENO (YR)	PESO DE AGUA (YA)	PESO PRO- PIO (YM)	PESO DE RE LLENO (ZR)	PESO DE AGUA (ZA)	PESO PRO- PIO (ZM)
0°	-0.0727	-0.0630	-0.0630	0.3513	-0.2040	-0.0460	0	0	0
20°	-0.0589	-0.0509	-0.0509	0.3651	-0.1919	-0.0242	0.0770	0.0679	0.0679
40°	-0.0216	-0.0183	-0.0183	0.4024	-0.1593	0.0361	0.1312	0.1146	0.1146
60°	0.0278	0.0242	0.0242	0.4518	-0.1168	0.1212	0.1433	0.1231	0.1231
80°	0.0721	0.0614	0.0614	0.4961	-0.0796	0.2106	0.1011	0.0838	0.0838
100°	0.0916	0.0765	0.0765	0.5156	-0.0645	0.2813	0.0012	-0.0029	-0.0029
120°	0.0670	0.0544	0.0544	0.4910	-0.0866	0.3114	-0.1496	-0.1267	-0.1267
140°	-0.0510	-0.0061	-0.0061	0.4189	-0.1471	0.2935	-0.2348	-0.1944	-0.1944
160°	-0.0786	-0.0671	-0.0671	0.3454	-0.2081	0.2602	-0.1641	-0.1355	-0.1355
180°	-0.1087	-0.0920	-0.0920	0.3153	-0.2330	0.2450	0	0.0005	0.0005

DOVELA	ANGULO DE APOYO 180°								
	MOMENTO FLEXIONANTE			FUERZA NORMAL			FUERZA CORTANTE		
	PESO DE RE LLENO (XR)	PESO DE AGUA (XA)	PESO PRO- PIO (XM)	PESO DE RE LLENO (YR)	PESO DE AGUA (YA)	PESO PRO- PIO (YM)	PESO DE RE LLENO (ZR)	PESO DE AGUA (ZA)	PESO PRO- PIO (ZM)
0°	-0.0870	-0.0440	-0.0440	0.3180	-0.1590	0	0	0	0
20°	-0.0682	-0.0346	-0.0346	0.3368	-0.1496	0.0190	0.1043	0.0521	0.0521
40°	-0.0187	-0.0098	-0.0098	0.3863	-0.1248	0.0713	0.1701	0.0850	0.0850
60°	0.0424	0.0207	0.0207	0.4474	-0.0943	0.1442	0.1665	0.0832	0.0832
80°	0.0875	0.0432	0.0432	0.4925	-0.0718	0.2186	0.0771	0.0385	0.0385
100°	0.0875	0.0437	0.0437	0.4925	-0.0713	0.2743	-0.0771	-0.0385	-0.0385
120°	0.0424	0.0211	0.0211	0.4474	-0.0939	0.3036	-0.1665	-0.0835	-0.0835
140°	-0.0187	-0.0095	-0.0095	0.3683	-0.1245	0.3153	-0.1701	-0.0854	-0.0854
160°	-0.0682	-0.0344	-0.0344	0.3368	-0.1494	0.3180	-0.1043	-0.0526	-0.0526
180°	-0.0870	-0.0440	-0.0440	0.3180	-0.1590	0.3180	0	-0.0005	-0.0005

CALCULO HIDRAULICO DE UN SIFON

Se requiere librar un terraplén de camino con un canal; una vez analizado el problema, se concluyó que la forma mas adecuada de hacerlo es por medio de un sifón.

Los datos del canal son los siguientes:

Tirante a la salida del sifón = 4.232 m

Elevación de plantilla = 2001.77 m

Ancho de plantilla = 3.50 m

Talud 1:1

Gasto máximo = 50 m³/s

Area del canal = $3.50 \times 4.232 + 4.232^2 = 32.722 \text{ m}^2$

$v = \frac{50}{32.722} = 1.528 \text{ m/s}$; $h_v = 0.119 \text{ m}$

Elevación del terraplén por librar 2004.75 m

Carga sobre la clave del conducto = 9.00 m

Geometria del sifón

Elevación de la clave del conducto = $2004.75 - 9.00 = 1995.75 \text{ m}$

Cálculo del conducto:

Por tratarse de un conducto de concreto, se propone una velocidad entre 4 y 5 m/s.

Para $v = 4.5 \text{ m/s}$, Area necesaria = $\frac{50}{4.5} = 11.11 \text{ m}^2$

Por facilidad de construcción, se propone un conducto con sección en portal de 3.50 x 3.50 m, para respetar el ancho de plantilla del canal.

Area de la sección = $3.50 \times 1.75 + 0.7854 \times 0.5 \times 3.50^2 = 10.936 \text{ m}^2$

$v = \frac{50}{10.936} = 4.572 \text{ m/s}$; $h_v = 1.065 \text{ m}$

Perimetro mojado $P_m = 3.50 + 3.50 + 1.75\pi = 12.498 \text{ m}$

Radio hidraulico $r = \frac{10.936}{12.498} = 0.875$; $r^{2/3} = 0.9148$

$h_f = \left(\frac{v_n}{r^{2/3}} \right)^2 L$; para $L = 1$; $h_f = \left(\frac{4.572 \times 0.014}{0.9148} \right)^2 = 0.0049 \text{ m}$

Suponiendo un espesor de 0.50 m a las paredes del conducto:

$$\text{Elev. de la plantilla del sifón} = 2004.75 - 9 - 0.50 - 3.50 = 1991.75 \text{ m}$$

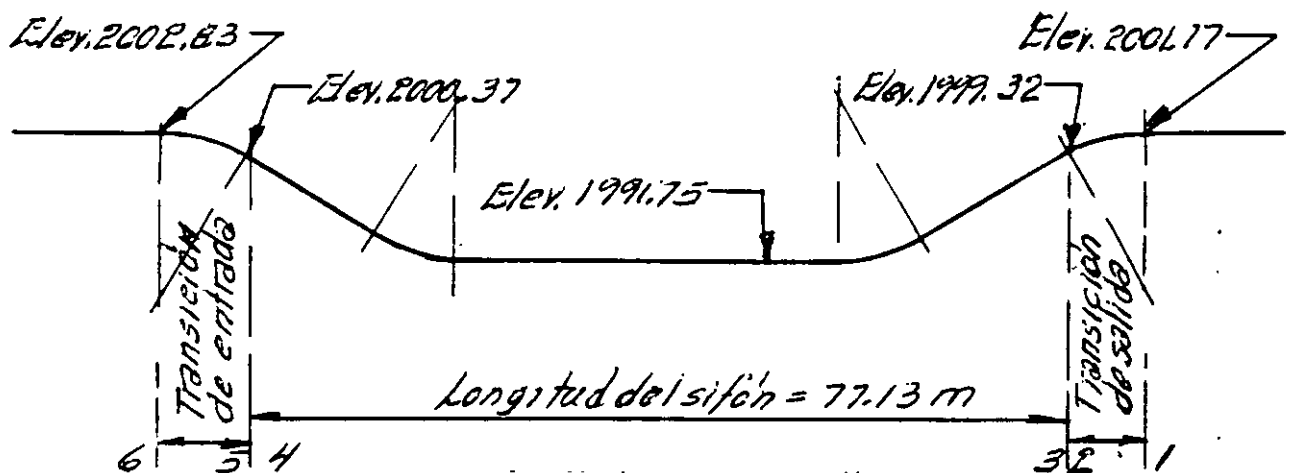
Datos del canal a la entrada del sifón:

$$\text{Elev. de plantilla} = 2002.83 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de plantilla} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Taludes: } 0.5:1$$

$$\text{Gasto: } Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$$



Aplicamos teorema de Bernoulli entre las secciones 1 y 2

$$\text{Datos: } Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$d_1 = 4.232 \text{ m}$$

$$Z = 2.45 \text{ m}$$

$$h_{f1} = 0.119 \text{ m}$$

$$B = 3.50 \text{ m}$$

$$d_2 + h_{f2} = Z_1 + d_1 + h_{f1} + h_{fs}$$

$$\text{Primer tanteo: } d_2 = 6.50 \text{ m}$$

$$A_2 = 6.50 \times 3.50 = 22.75 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{50}{22.75} = 2.1978 \text{ m/s}; \quad h_{f2} = 0.246 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Pérdidas por transición} &= 0.2 (h_{f2} - h_{f1}) \\ &= 0.2 (0.246 - 0.119) = 0.025 \text{ m} \end{aligned}$$

$$6.50 + 0.246 = 2.45 + 4.232 + 0.119 + 0.025$$

$$6.746 \neq 6.826 \text{ m}$$

Segundo tanteo $d_2 = 6.58 \text{ m}$

$$A_2 = 6.58 \times 3.50 = 23.03 \text{ m}^2; \quad v_2 = \frac{50}{23.03} = 2.171 \text{ m/s}$$

$$h_{v_2} = 0.24 \text{ m}; \quad h_{f_2} = 0.2(0.24 - 0.119) = 0.0242 \text{ m}$$

$$6.58 + 0.24 \neq 6.801 + 0.0242$$

$$6.82 \neq 6.825$$

Tercer tanteo $d_2 = 6.585 \text{ m}$

$$A_2 = 6.585 \times 3.50 = 23.0475 \text{ m}^2; \quad v_2 = \frac{50}{23.0475} = 2.169 \text{ m/s}$$

$$h_{v_2} = 0.24 \text{ m}; \quad h_{f_2} = 0.0242$$

$$6.585 + 0.24 = 6.801 + 0.0242$$

Se acepta el valor de d_2 .

De sección 2 a sección 3

$$d_3 + h_{v_3} + P_3 = d_2 + h_{v_2} + h_s$$

$$d_3 = 3.50 \text{ m}$$

$$h_{v_3} = 1.065 \text{ m}$$

$$d_2 = 6.585 \text{ m}$$

$$h_{v_2} = 0.24 \text{ m}$$

$$h_s = 0.2(h_{v_3} - h_{v_2}) = 0.20(1.065 - 0.24) = 0.165 \text{ m}$$

$$P_3 = 6.585 + 0.24 + 0.165 - 3.50 - 1.065 = 2.425 \text{ m}$$

De la sección 3 a la sección 4

$$Z_4 + d_4 + h_{v_4} + P_4 = d_3 + h_{v_3} + P_3 + h_f + h_e$$

Longitud del sifón = 77.13 m

$$d_3 = d_4 = 3.50 \text{ m}$$

$$h_{v_3} = h_{v_4} = 1.065 \text{ m}$$

$$Z_4 = 1.06 \text{ m}$$

$$P_3 = 2.435 \text{ m}$$

$$h_f = 0.0049 \times 77.13 = 0.378 \text{ m}$$

$$\text{Pérdida por codos } h_e = 2 \left\{ 0.25 \left(\frac{e}{90} \right)^{0.5} h_f \right\} \text{ (dos codos)}$$

$$h_c = 0.261 \text{ m}$$

$$P_4 = P_3 + h_f + h_c - Z_4 = 2.435 + 0.378 + 0.261 - 1.06 = 2.014 \text{ m}$$

Presión del agua en la sección 4 = 2.014 m

De la sección 4 a la sección 5

$$d_5 + h_{v_5} = d_4 + h_{v_4} + P_4 + h_c$$

$$Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$d_4 = 3.50 \text{ m}$$

$$h_{v_4} = 1.066 \text{ m}$$

$$P_4 = 2.014 \text{ m}$$

$$b_5 = 3.50 \text{ m}$$

$$d_5 + h_{v_5} = 3.50 + 1.066 + 2.014 + h_c = 6.58 + h_c$$

Primer tanteo:

$$d_5 = 6.40 \text{ m}; \quad A_5 = 6.40 \times 3.50 = 22.4 \text{ m}^2$$

$$v_5 = \frac{50}{22.4} = 2.232 \text{ m/s}; \quad h_{v_5} = 0.254 \text{ m}$$

$$\text{Pérdida por entrada} = 0.1(1.066 - 0.254) = 0.081 \text{ m}$$

$$6.40 + 0.254 = 6.58 + 0.081$$

$$6.654 \neq 6.661$$

Segundo tanteo:

$$d_5 = 6.407; \quad A_5 = 6.407 \times 3.50 = 22.4245 \text{ m}^2$$

$$v_5 = \frac{50}{22.4245} = 2.230 \text{ m/s}; \quad h_{v_5} = 0.253 \text{ m}$$

$$\text{Pérdida por entrada} = 0.1(1.066 - 0.25) = 0.081 \text{ m}$$

$$6.407 + 0.253 = 6.58 + 0.08$$

$$6.660 \approx 6.661 \quad \text{Se acepta } d_5 = 6.407 \text{ m}$$

De la sección 5 a la sección 6

$$d_5 + h_{v_5} + h_{te} = Z_6 + d_6 + h_{v_6}$$

$$Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b_5 = 3.50$$

$$d_5 = 6.407 \text{ m}$$

$$h_{v_5} = 0.253 \text{ m}$$

$$z_6 = 2.46 \text{ m}$$

$$b_6 = 3.50 \text{ m}$$

$$m = 0.50 \text{ (Taludes del canal de entrada)}$$

Primer tanteo:

$$d_6 = 3.90 \text{ m}$$

$$A_6 = 3.90 \times 3.50 + 0.5(3.90)^2 = 21.255 \text{ m}^2$$

$$v_6 = \frac{50}{21.255} = 2.352 \text{ m/s}; \quad h_{v_6} = 0.282 \text{ m}$$

$$\text{Pérdida por entrada} = 0.1(0.282 - 0.253) = 0.003 \text{ m}$$

$$6.407 + 0.253 + 0.003 + 2.46 + 3.90 + 0.282$$

$$6.663 \neq 6.642$$

Segundo tanteo:

$$d_6 = 3.92 \text{ m}$$

$$A_6 = 3.92 \times 3.50 + 0.5(3.92)^2 = 21.403 \text{ m}^2$$

$$v_6 = \frac{50}{21.403} = 2.336 \text{ m/s}; \quad h_{v_6} = 0.278 \text{ m}$$

$$\text{Pérdida por entrada} = 0.1(0.278 - 0.253) = 0.003 \text{ m}$$

$$6.663 \neq 2.46 + 3.92 + 0.278$$

$$6.663 \neq 6.638$$

Tercer tanteo:

$$d_6 = 3.926 \text{ m}$$

$$A_6 = 3.926 \times 3.50 + 0.5(3.926)^2 = 21.448 \text{ m}^2$$

$$v_6 = \frac{50}{21.448} = 2.331 \text{ m/s}; \quad h_{v_6} = 0.277 \text{ m}$$

$$6.663 = 2.46 + 3.926 + 0.277 = 6.663 \text{ m}$$

Se acepta el valor $d_6 = 3.926 \text{ m}$

Con este valor, podemos conocer la elevación del agua a la entrada del sifón:

$$\text{Elev. agua} = 2002.83 + 3.926 = 2006.756 \text{ m}$$



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS INSTITUCIONALES

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

**DIPLOMADO EN CONSTRUCCIÓN,
OPERACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DE OBRAS
HIDRÁULICAS**

MOD. VI ESTRUCTURAS DE OPERACIÓN Y CRUCE

Del 16 al 23 de noviembre de 2001

APUNTES GENERALES

**Coord.. Ing. Oscar Roldán Vega
Palacio de Minería
Noviembre /2001**

IV. PUESTES CANAL

1. GENERALIDADES

Es el conjunto formado por un puente y un conducto, por el cual escurre el agua como canal; es decir, a la presión atmosférica y por gravedad.

Este tipo de estructura es conveniente para salvar cualquier depresión, siempre que ésta sea de poca anchura.

El puente canal, como todas las estructuras de cruce, se construye con un material al que se le pueda dar mejor acabado, que el canal, con el objeto de que este admita velocidades mayores en el agua, por ser más resistente a la erosión. Por lo tanto y como redundará en beneficio de la economía de la obra, al puente-canal se le dará una sección hidráulica más pequeña que la del canal.

Como la estructura trabaja como canal, de acuerdo con su sección, pendiente y rugosidad, su funcionamiento hidráulico puede estudiarse con la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

El puente-canal se calcula para gasto y condiciones normales de trabajo, teniendo cuidado en tomar para "n" el valor adecuado.

La sección resultante debe de tener un bordo libre apropiado, para permitir cierta fluctuación en el gasto. Si el claro es corto su funcionamiento estará regido por la posición y condiciones de las transiciones de entrada y salida. En el puente-canal se tendrá como pérdida de carga la diferencia de niveles entre la superficie libre del agua entre el principio y el final de la estructura será igual al que haya entre las plantillas de las mismas secciones si trabaja como canal en régimen tranquilo y si no influye ningún otro factor. A esta pérdida hay que sumarle las originadas en las transiciones de entrada y salida.

El funcionamiento correcto del puente-canal se termina con el estudio de las transiciones, lo cual indicará la posición relativa que deben guardar en elevación las diferentes partes que lo integran, para que trabajen correctamente.

En caso de que haya peligro de azolves en la estructura, se puede colocar un desarenador, a la entrada de la misma, o bien --

darle mayor velocidad al agua.

Una vez definido el funcionamiento hidráulico y por consiguiente de las dimensiones que deben tener sus partes, se continuará con el cálculo estructural.

El puente-canal debe dejar espacio libre suficiente para que por debajo de él pesen las aguas máximas extraordinarias del arroyo, dren, o río que se cruce sin obstruir la sección y cuál es el nivel que tendrán al construirse la obra. Cuando lo que se cruza es un camino, o ferrocarril hay que dejar el galibo suficiente que permita el paso de los vehículos.

El puente-canal puede ser de un solo claro o de varios, según sea de un solo claro cuando de un modo económico se pueda salvar el espacio de la depresión con él; pero si el espacio es grande, tendrán que construirse varios tramos.

En cada caso se deben hacer las alternativas que se crean convenientes para escoger las longitudes correctas, el número de tramos y las posiciones de los apoyos.

Los apoyos extremos pueden ser estribos o caballetes y los intermedios pilas o caballetes.

Cuando el puente-canal se construye para cruzar un río, un dren o un canal, los caballetes intermedios caerán dentro de la sección hidráulica de estos, reduciendo su área, y esto se traduce en una sobreelevación del agua antes del puente; esta sobreelevación se estima de un modo aproximado y es igual a la diferencia de cargas de velocidad del agua, de la sección libre y de la sección obstruida, suponiendo que no varía el nivel del agua y que el gasto permanece constante.

Los apoyos deben calcularse como los de caminos o ferrocarriles, para que soporten todos los esfuerzos que les transmita la superestructura y las cargas que recibe directamente, y deben quedar desplantados sobre material firme y protegidos contra posibles asentamientos, deslaves, socavaciones, etc.

Conviene estudiar primero la superestructura, para que definidas las cargas que transmite a la subestructura se proceda a calcular ésta.

En la superestructura se distinguen dos formas de trabajo: El primero es el de formar una cubeta impermeable, de un ga-

nel por donde escurra el agua.

El segundo es en sentido longitudinal, para lograr que todo el tramo, cargado con agua y todas las cargas que debe soportar, trabaje como viga o como puente apoyado en sus extremos.

2. CALCULOS HIDRAULICOS

Primeramente obtendremos los datos hidráulicos del canal:

$Q = 1.00 \text{ m}^3/\text{seg}$
 $b = 2.00 \text{ m}$
 $S = 0.00075$
 $n = 0.030$
 $t = 1.5:1$

$$V_1 = \frac{Q}{A} \quad V_2 = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

La velocidad por continuidad V_1 debe ser igual a la velocidad obtenida por la fórmula de Manning (V_2)

$$V_1 = \frac{1.00}{A}$$

$$V_2 = \frac{1}{0.030} (0.00075)^{1/2} R^{2/3} = 0.91873 R^{2/3}$$

$$A = d(b + kd) = d(2.0 + 1.5d)$$

$$P = b + 2d\sqrt{1 + k^2} = 2 + 2d\sqrt{1 + 1.5^2} = 2 + 3.60555d$$

Suponemos $d = 0.64 \text{ m}$

$$A = 0.64(2.0 + 1.5 \times 0.64) = 1.8944 \text{ m}^2$$

$$P = 2 + 3.60555 \times 0.64 = 4.307552 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{1.8944}{4.307552} = 0.439786 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.57831$$

$$V_1 = \frac{1.00}{1.8944} = 0.52787 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = 0.91873 \times 0.57831 = 0.52792 \text{ m/seg}$$

de donde $V_1 \approx V_2$ correcto

Para los cálculos que siguen se considera:

$$V = 0.528 \text{ m/seg}$$

y la carga de velocidad

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.528^2}{2 \times 9.81} = 0.014 \text{ m}$$

Entonces la energía específica es:

$$E = 0.64 + 0.014 = 0.654 \text{ m}$$

Se determinará la sección del puente-canal, calculando el ancho mínimo como sección crítica.

$$Q = 1.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$E = 0.654 \text{ m}$$

$$E = \frac{1}{2} d_c \left\{ \begin{array}{l} d_c = \frac{2}{3} E = \frac{2}{3} \times 0.654 = 0.436 \text{ m} \\ q = \frac{Q}{b} \end{array} \right.$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^3}}$$

$$d_c^3 = \frac{Q^2}{b^3 g}$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{d_c^3 g}} = \sqrt[3]{\frac{1}{0.436^3 \times 9.81}} = 1.109 \text{ m}$$

$$b \text{ mínima} = 1.109 \text{ m}$$

Se adopta $b = 1.30 \text{ m}$, pues efectuando varios tanteos, se observó que con $b < 1.30 \text{ m}$, el agua se remansa aguas arriba del puente-canal.

Cálculo de las longitudes de transición

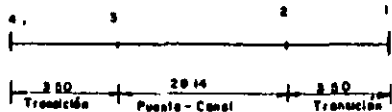
$$LT = \frac{(T - t)}{2} \cot 22^\circ 30'$$

$$T = 2 + 3 \times 0.64 = 3.92 \text{ m}$$

$$LT = (3.92 - 1.30) \times 1.207 = 3.16 \text{ m}$$

$$\text{Se usará } LT = 3.50 \text{ m}$$

Se hará la revisión hidráulica del puente canal aplicando la ecuación de Bernoulli de la salida a la entrada.



Bernoulli entre las secciones (1) y (2)

$$d_1 = 0.640 \text{ m}$$

$$h_{v1} = 0.014 \text{ m}$$

$$S = 0.00075$$

$$Z_2 = 0.00075 \times 3.5 = 0.003$$

$$Z_2 + d_2 + h_{v2} = d_1 + h_{v1} + h_{t2}$$

$$d_2 + h_{v2} - h_{t2} = d_1 + h_{v1} - Z_2$$

Sustituyendo datos:

$$d_2 + h_{v2} - h_{t2} = 0.640 + 0.014 - 0.003 = 0.651 \text{ m}$$

Para encontrar los datos faltantes se procede por tanteos.

Se supone el tirante d_2

$$d_2 = 0.575 \text{ m}$$

y se hace la revisión

$$A = 0.575 \times 1.30 = 0.7475 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{1.00}{0.7475} = 1.338 \text{ m/seg}$$

La carga de velocidad será:

$$h_{v2} = \frac{v^2}{2g} = \frac{(1.338)^2}{2 \times 9.81} = 0.091 \text{ m}$$

$$h_{t2} = 0.2 \Delta h v = 0.2 (0.091 - 0.014) = 0.015 \text{ m}$$

$$d_2 + h_{v2} - h_{t2} = 0.575 + 0.091 - 0.015 = 0.651 \text{ m}$$

$$0.651 = 0.651 \text{ m}$$

de lo cual inferimos que la suposición hecha fue correcta.

A continuación se aplicará el Teorema de Bernoulli entre las secciones "2" y "3".

$$Z_3 + d_3 + h_{v3} = d_2 + h_{v2} + h_f$$

$$d_2 = 0.575 \text{ m}$$

$$h_{v2} = 0.091 \text{ m}$$

$$Z_3 = 0.00075 \times 29.14 = 0.022 \text{ m}$$

De la fórmula de Manning, obtenemos:

$$h_f = \left(\frac{v n}{4.75} \right)^2 L$$

$$d_2 + h_{v2} - Z_3 = d_3 + h_{v3} + h_f$$

$$d_3 + h_{v3} + h_f = 0.575 + 0.091 - 0.022 = 0.644 \text{ m}$$

Suponiendo $d_3 = 0.614 \text{ m}$

$$A_3 = b \times d_3 = 1.30 \times 0.614 = 0.7982 \text{ m}^2$$

$$P_3 = b + 2 d_3 = 1.30 + 2 \times 0.614 = 2.528 \text{ m}$$

$$r_3 = \frac{A_3}{P_3} = \frac{0.7982}{2.528} = 0.3157 \text{ m}$$

$$r_3^{2/3} = 0.4635$$

$$v_3 = \frac{1.000}{0.7982} = 1.2527 \text{ m/seg}$$

$$h_{v3} = \frac{(1.2527)^2}{19.62} = 0.0799 \text{ m}$$

$$v_{\text{media}} = \frac{1.252 + 1.338}{2} = 1.295 \text{ m/seg}$$

$$h_f = \left(\frac{1.295 \times 0.015}{0.4635} \right)^2 \times 29.14 = 0.0495 \text{ m}$$

$$d_3 + h_{v3} - h_f = 0.614 + 0.080 - 0.050 = 0.644 \text{ m}$$

$$0.644 \text{ m} = 0.644 \text{ m}$$

Por lo tanto $d_3 = 0.614 \text{ m}$

Aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones 3 y 4

$$Z_4 + d_4 + h_{v4} = d_3 + h_{v3} + h_{t4}$$

$$Z_4 = 0.00075 \times 3.5 = 0.003 \text{ m}$$

$$d_3 = 0.614 \text{ m}$$

$$h_{v3} = 0.080 \text{ m}$$

$$d_4 + h_{v4} - h_{t4} = d_3 + h_{v3} - Z_4$$

$$d_4 + h_{v4} - h_{t4} = 0.614 + 0.080 - 0.003 = 0.691 \text{ m}$$

Nuevamente por tanteos

suponiendo $d_4 = 0.686 \text{ m}$

$$A_4 = 0.686 (2.00 + 1.5 \times 0.686) = 2.078 \text{ m}^2$$

$$h_{v4} = \frac{(1.2527)^2}{19.62} = 0.012 \text{ m}$$

$$h_{t4} = 0.1 \left(\frac{v}{0.475} - 0.012 \right) = 0.007 \text{ m}$$

$$d_4 + h_{v4} - h_{t4} = 0.686 + 0.012 - 0.007 = 0.691 \text{ m}$$

$$0.691 = 0.691$$

Por lo que está bien la suposición.

El agua del canal se remansa

$$0.686 - 0.640 = 0.046 \text{ m}$$

Se invade el borde libre en un 10% lo cual es aceptable.

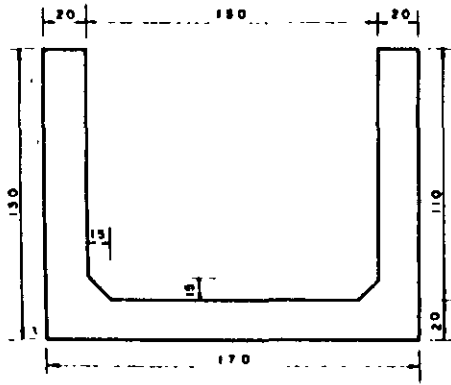
Por lo anterior, la sección hidráulica del puente canal que se definió con las siguientes dimensiones interiores:

$$b = 1.30 \text{ m}$$

$$h = 1.10 \text{ m}$$

3. CALCULOS ESTRUCTURALES

Sección propuesta.



Cargas que actúan sobre las paredes:

1° Empuje de agua.

Considerando que el agua invade el borde libre

$$P = \frac{1000 \times 1,10^2}{2} = 605 \text{ kg}$$

$$y = \frac{1,10}{3} = 0,37 \text{ m}$$

$$M = 605 \times 0,37 = 224 \text{ kg-m}$$

2° Empuje del viento

Presión del viento = 244 kg/m²

$$P = 244 \times 1,30 \times 1,0 = 317 \text{ kg}$$

$$y = \frac{1,30}{3} = 0,20 = 0,45$$

$$M = 317 \times 0,45 = 143 \text{ kg-m}$$

3° Cargas verticales.

a) Peso propio de la sección

$$A = 1,30 \times 0,20 \times 2 + 1,30 \times 0,2 + \frac{0,13 \times 0,13}{2} \times 2 = 0,8025 \text{ m}^2$$

$$V_1 = 0,8025 \times 2400 = 1926 \text{ kg/m}$$

b) Peso del agua considerando lleno el conducto.

$$V_2 = 1000 \times 1,30 \times 1,10 = 1430 \text{ kg/m}$$

$$V_t = 1926 + 1430 = 3356 \text{ kg/m}$$

4° Cargas que actúan sobre la losa central (losa de piso).

$$\text{peso propio} = 2400 \times 0,20 = 480 \text{ kg/m}$$

$$\text{peso agua} = 1000 \times 1,10 = 1100 \text{ kg/m}$$

$$V_{\text{total}} = 1580 \text{ kg/m}$$

Suponiendo la losa sin agua y considerándola simplemente

apoyada:

$$M = \frac{v \cdot l^2}{8} = \frac{480 \times 1,30^2}{8} = 135 \text{ kg-m}$$

Momento positivo

$$V_T = V_{pp} + V_w = 1580 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{v \cdot l^2}{8} = \frac{1580 \times 1,30^2}{8} = 444 \text{ kg-m}$$

Momentos en el centro del claro.

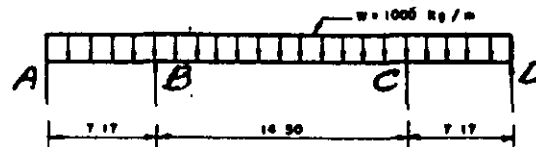
1. Combinación de viento más v peso propio

$$M_{(+)} = 135 + 143 = 278 \text{ kg-m}$$

2. Combinación de $(P_p + V_w) - E_w$

$$M = 444 - 224 = 220 \text{ kg-m}$$

Cálculo estructural de la cubeta longitudinalmente. Considerando una carga unitaria de $v = 1000 \text{ kg/m}$



Cálculo de las rigideces.

$$K_{BA} = \frac{3EI}{L} = \frac{3}{7,17} EI = 0,41841 EI$$

$$K_{BC} = \frac{4EI}{L} = \frac{4}{14,30} EI = 0,27936 EI$$

$$\Sigma = 0,69427 EI$$

Cálculo de los factores de distribución

$$F_{BA} = \frac{0,41841 EI}{0,69427 EI} = 0,60$$

$$F_{BC} = \frac{0,27936 EI}{0,69427 EI} = 0,40$$

$$\Sigma = 1,00$$

Cálculo de los momentos iniciales de empotramiento.

$$M_{BA} = \frac{v \cdot l^2}{8} = \frac{1000 \times 7,17^2}{8} = 6456 \text{ kg-m}$$

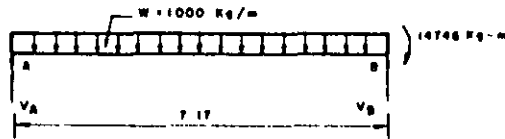
$$M_{BC} = \frac{v \cdot l^2}{12} = \frac{1000 \times 14,30^2}{12} = 17521 \text{ kg-m}$$

Cálculo de los momentos finales por el método de M. Cross.

Nudo	A	B	C	D		
Borra	A-B	B-A	B-C	C-B	C-D	D-C
P.O.	-	0,60	0,40	0,40	0,60	-
		-6426	+17521	-17521	+6426	
		-8837	-4430	+6837		
			+2219	-2219		
		-1331	-888	+888	+1331	
			+444	-444		
		-888	-178	+178	+888	
			+89	-89		
		-93	-38	+38	+93	
		+18	-18			
		-11	-7	+7	+11	
			-4	+4		
		-2	-2	+2	+2	
M final		-14,748	+14,748	-14,748	+14,748	

Cálculo de cortantes por momentos positivos.

Barra A-B



Cortante isostático

$$V = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{1000 \times 7.17}{2} = 3585 \text{ kg}$$

Cortante hiperestático

$$V = \frac{M_B - M_A}{l} = \frac{14746}{7.17} = 2054 \text{ kg}$$

$$V_A = 3585 - 2054 = 1531 \text{ kg}$$

$$V_B = 3585 + 2054 = 5639 \text{ kg}$$

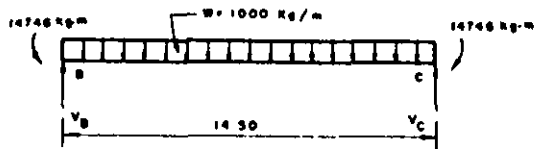
Cálculo del punto de cortante cero

$$X = \frac{1531}{1000} = 1.531$$

Cálculo del momento positivo máximo que se produce en el punto de cortante nulo.

$$M(+)= 1531 \times 1.531 - \frac{1000 \times 1.531^2}{2} = 1172 \text{ kg-m}$$

Barra B-C



Cortante isostático

$$V = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{1000 \times 14.30}{2} = 7250 \text{ kg}$$

Cortante hiperestático

$$V = \frac{M_C - M_B}{l} = 0$$

$$V_B = V_C = 7250 \text{ kg}$$

Cálculo de X para encontrar el momento positivo máximo:

$$X = \frac{7250}{1000} = 7.25 \text{ m}$$

$$M(+)= 7250(7.25) - \frac{1000(7.25)^2}{2} = 14746 = 11536 \text{ kg-m}$$

A continuación se procede a calcular el Factor de Carga para encontrar los cortantes y momentos reales.

Factor de carga:

$$F_C = \frac{3336}{1000} = 3.336$$

$$V_{AB} = 1531 \times 3.336 = 5138 \text{ kg}$$

$$V_{BA} = 5639 \times 3.336 = 18924 \text{ kg}$$

$$M(+)_AB = 1172 \times 3.336 = 3933 \text{ kg-m}$$

$$M(-)_B = 14746 \times 3.336 = 49488 \text{ kg-m}$$

$$V_{BC} = 7250 \times 3.336 = 24331 \text{ kg}$$

$$M(+)_BC = 11536 \times 3.336 = 38715 \text{ kg-m}$$

$$R_B = 24331 + 18924 = 43255 \text{ kg}$$

DISEÑO

A continuación se procede a revisar los espesores de la sección de concreto supuesta y a calcular el Área de acero de refuerzo necesario:

Constante de cálculo.

$$f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'_c = 63 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 11.8$$

$$k = 0.347$$

$$j = 0.884$$

$$E = 9.663$$

$$V_p = 0.292 \sqrt{f'_c} = 3.45 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sin estribos)}$$

$$V_p = 1.32 \sqrt{f'_c} = 15.61 \text{ kg/cm}^2 \text{ (con estribos)}$$

$$\mu_p = \frac{2.3}{D} \sqrt{f'_c} = \frac{27.21}{D}$$

Paredes laterales:

1° Empuje de agua

$$H = 224 \text{ kg-m}$$

$$V = 605 \text{ kg}$$

2° Empuje del viento

$$H = 143 \text{ kg-m}$$

$$V = 317 \text{ kg}$$

Rige el empuje de agua:

$$d_H = \frac{V}{V_p} \sqrt{H} = 0.322 \sqrt{224} = 4.8 \text{ cm} < 16 \text{ cm}$$

$$d_V = \frac{V}{V_p b} = \frac{605}{3.45 \times 100} = 1.8 \text{ cm} < 16 \text{ cm}$$

$$A_g = \frac{22400}{1400 \times 0.884 \times 16} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vars de 3/8" @ 24 cm

Como viga apoyada longitudinalmente:

$$V_{\text{máx}} = \frac{24331}{2} = 12166 \text{ kg}$$

$$M(+)_\text{máx} = \frac{38715}{2} = 19358 \text{ kg-m}$$

$$M(-)_\text{máx} = \frac{49488}{2} = 24744 \text{ kg-m}$$

$$d_H = 0.322 \sqrt{24744} = 114 \text{ cm} < 120 \text{ cm}$$

$$d_V = \frac{12166}{15.61 \times 20} = 39 \text{ cm} < 120 \text{ cm}$$

Acero positivo:

$$A_s(+)= \frac{1935800}{1400 \times 0.884 \times 120} = 13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Acero negativo:

$$A_s(-)= \frac{2474400}{1400 \times 0.884 \times 120} = 16.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

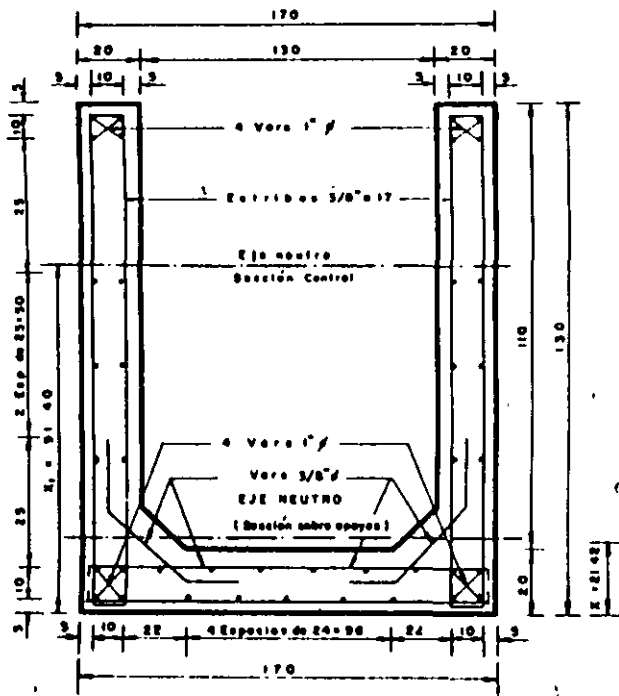
Se colocarán 4 Vars. de 1" @ tanto para acero positivo como negativo.

Revisión por adherencia:

$$A_p = \frac{27.21}{2.54} = 10.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{12166}{32 \times 0.884 \times 120} = 3.58 \text{ kg/cm}^2$$

Estribos: se tomará todo el cortante con estribos.



REFUERZO PROPUESTO

$$V = 12\,166 \text{ kg}$$

Estribos de $3/8''$ ϕ de 2 ramas.

$$A_v = 0.72 \times 2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{1.42 \times 1400 \times 0.884 \times 1.20}{12\,166} = 17 \text{ cm}$$

Estribos de $3/8''$ ϕ @ 17 cm

Se revisará si no es una viga peraltada según ACI-910.

$$\frac{d}{L} = \frac{1.20}{7.17} = 0.17 < \frac{2}{3}$$

Revisión de los esfuerzos en la sección considerándola como viga "U". (Ver figura de refuerzo propuesto).

Se revisará la sección con el refuerzo propuesto por medio de la fórmula de la escuadría:

Primamente se determinará la profundidad del eje neutro, para lo cual se supone como se muestra en la figura y se toman momentos con respecto a él, de las áreas de la sección transformada.

Sección sobre el apoyo:

Áreas de acero

$$A_{s1} = A_{s2} = 5.03 \times 4 + 5 \times 0.71 = 20.12 + 3.55 = 23.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = A_{s4} = A_{s5} = 4 \times 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s6} = A_{s7} = 4 \times 5.03 = 20.12 \text{ cm}^2$$

Acero a tensión:

$$A^*s = n A_s$$

$$A^*s_3 = A^*s_4 = A^*s_5 = 2.84 \times 11.8 = 33.512 \text{ cm}^2$$

$$A^*s_6 = A^*s_7 = 20.12 \times 11.80 = 237.416 \text{ cm}^2$$

Acero a compresión

$$A^*s = (2n - 1) A_s$$

$$A^*s_1 = A^*s_2 = (11.8 \times 2 - 1) \times 23.67 = 534.942 \text{ cm}^2$$

Tomando momentos con respecto al eje neutro.

$$M = 237.416 [(125 - x) + (115 - x)] + 33.512 [(90 - x) + (65 - x) + (40 - x)]$$

$$- 534.942 [(x_1 - 5) + (x_1 - 15)] - 170 \frac{x_1^2}{2} = 0$$

$$170 \frac{x_1^2}{2}$$

$$= 74\,213.52 - 1645.252 x_1 - 85 x_1^2 = 0$$

$$85 x_1^2 + 1645.252 x_1 - 74\,213.52 = 0$$

$$x_1 = \frac{-1645.252 \pm \sqrt{(1645.252)^2 + 4 \times 85 \times 74\,213.52}}{2 \times 85}$$

$$x_1 = 21.42 \text{ cm}$$

Cálculo del momento de inercia con respecto al eje neutro.

$$I = \frac{1}{3} (170) (21.42)^3 + 237.416 [(125 - 21.42)^2 + (115 - 21.42)^2] + 33.512 [(90 - 21.42)^2 + (65 - 21.42)^2 + (40 - 21.42)^2] + (21.42 - 20)^2 = 5\,571\,052.499 \text{ cm}^4$$

Cálculo del centro de gravedad del acero a tensión.

Tomando momentos estáticos con respecto a la parte superior de la estructura.

Area	Braso	Momento estático
$A_3 = 2.84$	90	255.6
$A_4 = 2.84$	65	184.6
$A_5 = 2.84$	40	113.6
$A_6 = 20.12$	15	301.8
$A_7 = 20.12$	5	100.6
$A = 48.76 \text{ cm}^2$		$M_{st} = 956.20 \text{ cm}^3$

$$Y = \frac{M_{st}}{A} = \frac{956.20}{48.76} = 19.6 \text{ cm}$$

$$d = 130 - 19.6 = 110.4 \text{ cm}$$

Momento resistente del concreto.

$$M_{RC} = \frac{f_c I}{x} = \frac{0.2 \times 5\,571\,052.499}{21.42} = 16\,365\,448 \text{ kg-cm}$$

Momento resistente del acero.

$$M_{RA} = \frac{f_s I}{n(h-x-y)} = \frac{1400 \times 5\,571\,052.499}{11.8 (130 - 21.42 - 19.6)} = 7\,428\,324 \text{ kg-cm}$$

$$M_{actuante} = 4\,948\,800 \text{ kg-cm}$$

$$M_{RC} > M_A \quad M_{RA} > M_A \quad \text{Correcto}$$

Revisión por cortante de la sección.

$$v = \frac{12 \cdot 166}{110.4 \times 20} = 5.5 \text{ kg/cm}^2 < 15.61 \text{ kg/cm}^2$$

por lo que está correcto.

Revisión por adherencia.

$$4/\rho = \frac{27.21}{2.54} = 10.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$4/\rho = \frac{12 \cdot 166}{32 \times 0.884 \times 1104} = 3.9 \text{ kg/cm}^2 < 10.71 \text{ kg/cm}^2$$

correcto.

Revisión de la sección central.

Áreas de acero.

$$\begin{aligned} A_{s1} = A_{s2} &= 23.67 \text{ cm}^2 \\ A_{s3} = A_{s4} = A_{s5} &= 2.84 \text{ cm}^2 \\ A_{s6} = A_{s7} &= 20.12 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Acero a tensión

$$\begin{aligned} A's_1 = A's_2 &= 11.8 \times 23.67 = 279.306 \text{ cm}^2 \\ A's_3 = A's_4 = A's_5 &= 2.84 \times 11.8 = 33.512 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Acero a compresión.

$$A's_6 = A's_7 = (11.8 \times 2 - 1) 20.12 = 454.712 \text{ cm}^2$$

Tomando momentos con respecto al eje neutro.

$$M_{cn} = (130 - x_2)^2 \left(\frac{20}{2} \right)^2 + 454.712 \left[(125 - x_2) + (115 - x_2) \right]$$

$$- 279.306 \left[(x_2 - 5) + (x_2 - 15) \right] - 33.512 \left[(x_2 - 40) + (x_2 - 65) + (x_2 - 90) \right] =$$

$$= 374 \ 751.84 - 5468.572 \ x_2 + 15 \ x_2^2 = 0$$

$$15 \ x_2^2 - 5468.572 \ x_2 + 374 \ 751.84 = 0$$

$$x_2 = \frac{5468.572 \pm \sqrt{(5468.572)^2 - 4 \times 15 \times 374 \ 751.84}}{2 \times 15}$$

$$x_2 = 91.49 \text{ cm}$$

Cálculo del momento de inercia con respecto al eje neutro.

$$I = \frac{1}{3} (20) (130 - 91.49)^3 + 454.712 \left[(125 - 91.49)^2 + \right.$$

$$\left. + (115 - 91.49)^2 \right] + 279.306 \left[(91.49 - 5)^2 + (91.49 - 15)^2 \right] + 33.512 \left[(91.49 - 40)^2 + (91.49 - 65)^2 + (91.49 - 90)^2 \right]$$

$$I = 571 \ 111.04 + 761 \ 933.71 + 3 \ 783 \ 495.38 + 112 \ 438.13$$

$$I = 5 \ 168 \ 978.26 \text{ cm}^4$$

Cálculo del centro de gravedad del acero a tensión.

Area	Brazo	Momento Estático
A ₁ = 23.67	5	118.35
A ₂ = 23.67	15	355.05
A ₃ = 2.84	40	113.60
A ₄ = 2.84	65	184.60
A ₅ = 2.84	90	255.60

$$\Sigma A = 55.84 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma M_e = 1 \ 027.20 \text{ cm}^3$$

$$x = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma A} = \frac{1027.20}{55.84} = 18.4 \text{ cm}$$

$$d = 130 - 18.4 = 111.6 \text{ cm}$$

Momento resistente del concreto.

$$M_{RC} = \frac{P_e l}{(h - x_1)} = \frac{63 \times 3 \ 158 \ 978.26}{(130 - 91.49)} = 8 \ 456 \ 131 \text{ kg-cm}$$

$$M_{actuante} = 3 \ 871 \ 500 \text{ kg-cm}$$

$$M_{RC} > M_{actuante} \quad \text{correcto.}$$

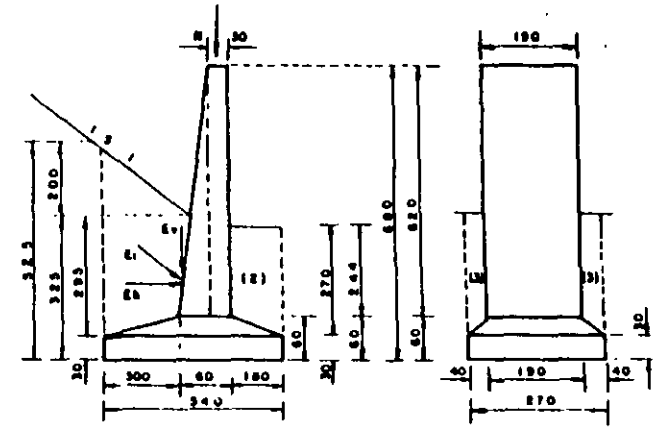
Cálculo del momento resistente del acero

$$M_{RA} = \frac{P_e l}{x_1 (x_1 - y)} = \frac{1400 \times 3 \ 168 \ 978.26}{11.8 (91.49 - 18.4)} = 8 \ 390 \ 060 \text{ kg-cm}$$

$$M_{actuante} = 3 \ 871 \ 500 \text{ kg-cm}$$

$$M_{RA} > M_{actuante} \quad \text{correcto.}$$

Cálculo de las pilas intermedias.



SECCION PROPUESTA DE LA PILA

CARGAS.

Cargas verticales.

1. Peso propio de la pila.

$$Muro = (0.30 + 0.60) 0.5 \times 6.20 \times 1.90 \times 2400 = 12 \ 722 \text{ kg}$$

Localización de la resultante del peso propio del muro con respecto a la parte vertical del muro.

$$x_1 = \left[\frac{20^2 + 30 \times 60 + 60^2}{30 + 60} \right] \frac{1}{3} = 23 \text{ cm. de la parte vertical del muro.}$$

$$x = 1.80 + 0.23 = 2.03 \text{ m del punto "A"}$$

Zapata.

$$\text{Area Superior} = 0.60 \times 1.90 = 1.14 \text{ m}^2$$

$$\text{Area inferior} = 5.40 \times 2.70 = 14.58 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = \frac{0.20}{3} \left[1.14 + 14.58 + \sqrt{1.14 \times 14.58} \right] = 1.98 \text{ m}^3$$

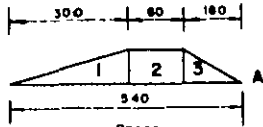
$$P_1 = 1.98 \times 2400 = 4752 \text{ kg}$$

Localización de la posición de la resultante debida a P_1

$$A_1 = \frac{0.30 \times 3}{2} = 0.45 \text{ m}^2 \times 5.40 - \frac{2}{3}(3) = 3.4 \text{ m}$$

$$A_2 = 0.60 \times 0.30 = 0.18 \text{ m}^2 \times 1.80 + 0.10 = 2.10 \text{ m}$$

$$A_3 = \frac{0.30 \times 1.80}{2} = 0.27 \text{ m}^2 \times \frac{2}{3}(1.80) = 1.20 \text{ m}$$



Fuerza	Brazo	Momento
$A_1 = 0.45 \text{ m}^2$	3.4 m	1.530 m ³
$A_2 = 0.18$	2.10	0.378
$A_3 = 0.27$	1.20	0.324
$\Sigma A = 0.90 \text{ m}^2$		$\Sigma M = 2.232 \text{ m}^3$

$$\bar{x} = \frac{2.232}{0.90} = 2.48 \text{ m del punto A}$$

$$P_2 = 5.40 \times 2.70 \times 0.30 \times 2400 = 10498 \text{ kg}$$

$$\bar{x} = \frac{2.40}{2} = 2.70 \text{ m del punto "A"}$$

Localización de la posición de la resultante debida al peso propio de la pila con respecto al punto "A".

Fuerza	Brazo	Momento
$P_n = 12722 \text{ kg}$	2.03 m	25826 kg-m
$P_1 = 4752$	2.48	11785
$P_2 = 10498$	2.70	28345
$\Sigma P_v = 27972$		$\Sigma M = 65956 \text{ kg-m}$

$$\bar{x} = \frac{65956}{27972} = 2.358 \text{ m del punto "A"}$$

2. Peso de la tierra. Del volumen total resultante se le descuenta el volumen de la zapata y del muro.

$$V_1 = \left[\frac{2.25 + 3.04}{2} \right] 3.60 \times 2.70 = 40.289 \text{ m}^3$$

$$\bar{x} = 5.40 - \frac{3.6}{3} \left[\frac{2.25 + 3.04 + 2}{2} \right] = 3.76 \text{ m del punto A}$$

$$V_2 = 1.80 \times 3.04 \times 2.70 = 14.774 \text{ m}^3$$

$$\bar{x}_A = \frac{1.80}{2} = 0.90 \text{ m}$$

Muro.

$$\text{altura promedio} = \frac{2.65 + 2.44}{2} = 2.545 \text{ m}$$

$$\text{ancho corona del muro} = \frac{0.30(6.20 - 2.545)}{6.20} + 0.30 = 0.48 \text{ m}$$

$$V_3 = \left[\frac{0.48 + 0.60}{2} \right] 2.545 \times 1.90 = 2.611 \text{ m}^3$$

$$\bar{x} = 1.80 + \frac{(0.48^2 + 0.48 \times 0.60 + 0.60^2)}{3(0.48 + 0.60)} = 2.071 \text{ m del punto "A"}$$

Zapata.

$$V_4 = 1.98 \text{ m}^3$$

$$\bar{x} = 2.48 \text{ m del punto A}$$

$$V_5 = 0.30 \times 5.40 \times 2.70 = 4.374 \text{ m}^3$$

$$\bar{x}_A = \frac{2.40}{2} = 2.70 \text{ m del punto "A"}$$

Localización de la posición de la resultante debido al peso propio de la tierra con respecto al punto "A".

Volumen	Brazo	Momento
$V_1 = 40.289$	3.76	151.49
$V_2 = 14.744$	0.90	13.27
$V_3 = 2.611$	2.071	- 5.41
$V_4 = 1.98$	2.48	- 4.91
$V_5 = 4.374$	2.70	- 11.81
$\Sigma V = 46.068 \text{ m}^3$		$\Sigma M = -142.63 \text{ m}^2$

$$\bar{x} = \frac{142.63}{46.068} = 3.096 \text{ m}$$

$$P_T = 46.068 \times 1600 = 73709 \text{ kg}$$

3. Fuerza normal debida a la reacción.

$$N = 43225 \text{ kg (a cubeta llena).}$$

Fuerzas horizontales

1. Fricción. Coeficiente de fricción = 0.2
 $F = 43225 \times 0.20 = 8631 \text{ kg}$
 aplicada a 6.80 m del desplante de la pila.

2. Viento. Sobre la estructura.
 Presión del viento = 244 kg/m²

$$A = (7.17 \times 0.5 + 14.50 \times 0.5) = 1.30 = 14.417 \text{ m}^2$$

$$V = 14.417 \times 244 = 3517 \text{ kg}$$

$$Y = \frac{1.30}{2} + 0.01 + 6.80 = 7.46 \text{ m del desplante de la pila}$$

1. Empuje de tierras.

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cos \alpha \quad \alpha = 33^\circ 41' \text{ (talud 1.5:1)}$$

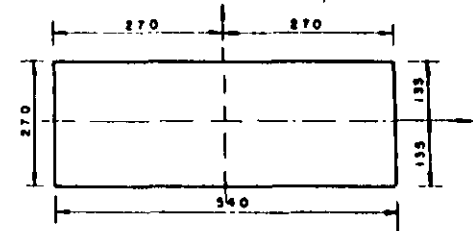
$$E_1 = 0.5 \times 1600 \times (3.25)^2 \times 0.8323 \times 1.90 = 13359 \text{ kg}$$

$$E_h = 13359 \times \cos \alpha = 11119 \text{ kg}$$

$$E_v = 13359 \times \sin \alpha = 7406 \text{ kg}$$

$$\bar{y} = \frac{2.25}{3} = 1.08 \text{ m}$$

Dimensiones en el desplante de la zapata.



$$\text{Area} = 5.40 \times 2.70 = 14.58 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = \frac{1}{12} (5.40) (2.70)^3 = 8.857 \text{ m}^4$$

$$S_{xx} = \frac{8.857}{1.35} = 6.561 \text{ m}^3$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (2.70) (5.40)^3 = 35.429 \text{ m}^4$$

$$S_{yy} = \frac{35.429}{2.70} = 13.122 \text{ m}^3$$

Cálculo de las fatigas en el terreno.

Tomando momentos con respecto al desplante de la pila y en su centro de gravedad.

Fuerza	Braso	MOMENTO	
		(x - x)	(y - y)
H = 43 325 kg	0.75 m	0	32 494
P _p = 27 972	0.342	0	9 564
P _t = 73 709	- 0.396	0	- 29 189
E _v = 7 406	0.30	0	2 222
E _H = 11 119	1.083	0	12 042
V = 3 517	7.46	26 237	0
F = ± 8 651	6.80	0	± 58 827

$$\Sigma F_v = 152\ 412\ \text{kg} \quad \Sigma M = 26\ 237 \quad + 85\ 962 - 31\ 692$$

Cálculo de las fatigas.

Utilizando la fórmula de la escuadría.

$$f = \frac{F}{A} + \frac{M_{xx}}{S_{xx}} + \frac{M_{yy}}{S_{yy}}$$

Alternativa 1.

$$f = \frac{152\ 412}{14.58} \pm \frac{26\ 237}{6.561} \pm \frac{85\ 962}{13.122}$$

$$f_{\text{máx}} = 21\ 003\ \text{kg/m}^2 = 2.1\ \text{kg/cm}^2 < 2 \times 1.25 = 2.5\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = - 96\ \text{kg/m}^2 \approx 0\ \text{kg/cm}^2$$

Alternativa 2.

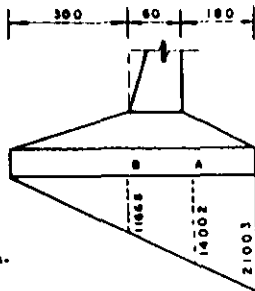
$$f = \frac{152\ 412}{14.58} \pm \frac{26\ 237}{6.561} \pm \frac{31\ 692}{13.122}$$

$$f_{\text{máx}} = 16\ 868\ \text{kg/m}^2 \approx 1.7\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 4\ 039\ \text{kg/m}^2 \approx 0.4\ \text{kg/cm}^2$$

Diseño de la zapata.

Alternativa N° 1°



Parte delantera de la zapata.

Reacción del terreno.

$$V_A = \left[\frac{21003 + 14002}{2} \right] 1.80 = 31\ 505\ \text{kg}$$

$$\bar{x}_A = \frac{1.80}{3} \left[\frac{14002 + 2 \times 21003}{14002 + 21003} \right] = 0.96\ \text{m}$$

$$M_A = 0.96 \times 31\ 505 = 30\ 245\ \text{kg-m}$$

Peso propio de la zapata

$$V_A = \left[\frac{0.60 + 0.30}{2} \right] 1.80 \times 240 = 1\ 944\ \text{kg}$$

$$\bar{x}_A = \frac{1.80}{3} \left[\frac{0.60 + 2 \times 0.30}{0.60 + 0.30} \right] = 0.80\ \text{m}$$

$$M_A = 0.8 \times 1\ 944 = 1\ 555\ \text{kg-m}$$

Peso propio de la tierra.

$$V_A = \left[\frac{2.74 + 2.44}{2} \right] 1.80 \times 1600 = 7\ 459\ \text{kg}$$

$$\bar{x}_A = \frac{1.80}{3} \left[\frac{2.44 + 2 \times 2.74}{2.44 + 2.74} \right] = 0.92\ \text{m}$$

$$M_A = 7459 \times 0.92 = 6862\ \text{kg-m}$$

Cortante total.

$$V_A = 31\ 505 - 1944 - 7459 = 22\ 102\ \text{kg} \uparrow$$

Momento total.

$$M_A = 30245 - 1555 - 6862 = 21\ 828\ \text{kg-m}$$

Parte posterior de la zapata

Reacción del terreno.

$$V_B = \frac{11668 \times 3}{2} = 17\ 502\ \text{kg}$$

$$\bar{x}_B = \frac{3}{3} = 1.00\ \text{m}$$

$$M = 1 \times 17502 = 17502\ \text{kg}$$

Peso propio de la zapata.

$$V_B = \left[\frac{0.30 + 0.60}{2} \right] \times 2400 = 3\ 240\ \text{kg}$$

$$\bar{x}_B = \frac{1}{3} \left[\frac{0.60 + 2 \times 0.30}{0.60 + 0.30} \right] = 1.333\ \text{m}$$

$$M_B = 1.333 \times 3\ 240 = 4\ 320\ \text{kg-m}$$

Peso de la tierra.

$$V_B = \left[\frac{3.25 + 3.25}{2} \right] \times 1600 = 20\ 400\ \text{kg}$$

$$\bar{x}_B = \frac{1}{3} \left[\frac{3.25 + 2 \times 5.25}{3.25 + 5.25} \right] = 1.618\ \text{m}$$

$$M_B = 1.618 \times 20\ 400 = 33\ 007\ \text{kg-m}$$

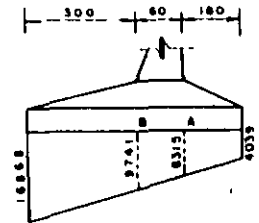
Cortante total.

$$V_B = 17502 - 3240 - 20400 = - 6\ 138\ \text{kg-m} \downarrow$$

Momento total.

$$M_B = 17502 - 4320 - 33007 = - 19\ 825\ \text{kg-m}$$

Alternativa N° 2.



Parte delantera de la zapata.

Reacción del terreno.

$$V_A = \left[\frac{4039 + 8315}{2} \right] 1.80 = 11\ 118\ \text{kg}$$

$$\bar{x}_A = \frac{1.80}{3} \left[\frac{8315 + 2 \times 4039}{8315 + 4039} \right] = 0.796\ \text{m}$$

$$M_A = 0.796 \times 11118 = 8\ 850\ \text{kg}$$

$$V = \text{cortante total} = 11118 - 1944 - 7459 = 1\ 715\ \text{kg} \uparrow$$

$$\text{Momento total} = 9850 - 1555 - 6862 = 433\ \text{kg-m}$$

Parte posterior de la zapata.

Reacción del terreno.

$$V_B = \left[\frac{16868 + 9741}{2} \right] \cdot 3 = 39\,914 \text{ kg}$$

$$\bar{x}_B = \frac{1}{3} \left[\frac{9741 + 16868 \times 2}{9741 + 16868} \right] = 1.634 \text{ m}$$

$$M_B = 1.634 \times 39\,914 = 65\,219 \text{ kg-m}$$

Cortante total = 39914 - 3240 - 20400 = 16 274 kg
 Momento total = 65219 - 4320 - 33007 = 27 892 kg-m

Resumen:

Cortantes: $V_1 = 6\,138 \text{ kg}$ $V_2 = 22\,102 \text{ kg}$
 $V_2 = 16\,274 \text{ kg}$ $V_2 = 1\,715 \text{ kg}$



Momentos: $M_1 = 19\,825 \text{ kg-m}$ $M_1 = 21\,826 \text{ kg-m}$
 $M_2 = 27\,892 \text{ kg-m}$ $M_2 = 433 \text{ kg-m}$

Constantes de cálculo:

$f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ $v_p = 0.292 \sqrt{f'c} = 4.23 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$ $k = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{33.33}{D} \leq 25 \text{ kg/cm}^2$
 $j = 0.884$

Refuerzo en el lecho inferior de la zapata:

$M = 27\,892 \text{ kg-m}$
 $V = 22\,102 \text{ kg-m}$

$$d_M = \sqrt{\frac{2\,789\,200}{16.2 \times 100}} = 41.5 \text{ cm}$$

Se adopta $d = 53 \text{ cm}$ $r = 7 \text{ cm}$ $h = 60 \text{ cm}$

$$v = \frac{22\,102}{53 \times 100} = 4.17 \text{ kg/cm}^2 < 4.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{2\,789\,200}{1400 \times 0.868 \times 53} = 43.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vara 1" ϕ @ 12

Revisión por adherencia:

$$M_p = \frac{33.33}{2.54} = 13.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{22\,102}{72 \times 0.868 \times 53} = 6.67 \text{ kg/cm}^2 < 13.12 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo en el lecho superior de la zapata:

$M = 19\,825 \text{ kg-m}$
 $V = 16\,274 \text{ kg-m}$

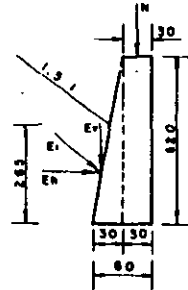
$$A_s = \frac{1\,982\,500}{1400 \times 0.868 \times 53} = 30.7 \text{ cm}^2$$

Vara 1" ϕ @ 16

Revisión por adherencia:

$$\mu = \frac{16\,274}{56 \times 0.868 \times 53} = 6.32 \text{ kg/cm}^2 < 13.12 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión del muro de la pila:



Cargas verticales

$M = 43\,255 \text{ kg}$
 $\bar{x} = 0.15 \text{ m del punto "A"}$
 Peso muro: 12 722 kg
 $\bar{x} = 0.30 - 0.23 = 0.07 \text{ m del punto "A"}$
 Fuerzas horizontales
 Fricción = 8 651 kg
 = 6.20 m arriba del punto "A"
 $\omega = 33^\circ 41'$ (talud 1.5:1)

Empuje de tierras:

$$E = \frac{1600}{2} \times 2.65^2 \times 0.8321 = 4\,676 \text{ kg}$$

$$E_v = 4\,676 \times \sin \omega = 2\,592 \text{ kg}$$

$$y = \frac{2.65}{3} = 0.883 \text{ m}$$

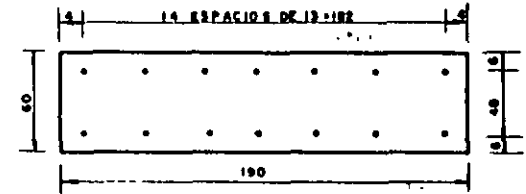
$$E_H = 4\,676 \times \cos \omega = 3\,892 \text{ kg}$$

Tomando momentos con respecto al punto "A" en la base del muro de la pila:

Fuerza	Brazo	Momento
$M = 43\,255$	0.15	6 488
$P_p = 12\,722$	0.07	891
$E_v = 2\,592$	-0.20	- 518
$F = 8\,651$	6.20	53 636
$E_H = 3\,892$	0.883	3 437
$\Sigma P_v = 58\,569 \text{ kg}$		$\Sigma M = 63\,934 \text{ kg-m}$

$$e = \frac{63\,934}{58\,569} = 1.09 \text{ m}$$

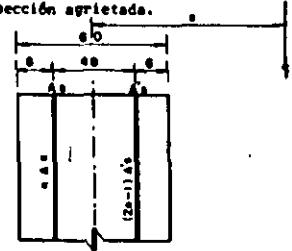
Refuerzo propuesto: Varas 1" ϕ @ 13



Porcentaje de acero igual a:

$$p = \frac{30 \times 501}{190 \times 60} = 0.013 = 1.3 \%$$

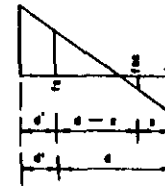
Se calcularán los esfuerzos en la sección por el método de la sección agrietada.



Datos:

$P = 58\,569 \text{ kg}$
 $e = 109 \text{ cm}$
 $b = 190 \text{ cm}$
 $d = 54 \text{ cm}$
 $d' = 6 \text{ cm}$
 $h = 60 \text{ cm}$

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$
 $f_c = 0.45 f'c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$
 $n = 9.7$



Tomando momentos con respecto a P:

$$\Sigma M_p = \left(\frac{f_c x}{2} \right) b \left(e - \frac{h}{2} + \frac{x}{3} \right) + (2n - 1) A'_s f_{sc} \left(d - \frac{h}{2} + d' \right) - n A_s f_s \left(e - \frac{h}{2} + d \right) \dots (1)$$

$$\frac{f_c}{X} = \frac{f_{sc}}{(X - d')}$$

$$\frac{f_c}{X} = \frac{f_s}{(d - X)}$$

$$f_{sc} = \frac{f_c (X - d')}{X}$$

$$f_s = \frac{f_c}{X} (d - X)$$

Sustituyendo estos valores en la fórmula anterior (1) tenemos:

$$\sum M_p = f_c X \times \frac{b}{2} \left[\left(e - \frac{h}{2} \right) + \frac{X}{3} \right] + (2n - 1) A' s \left[\frac{f_c}{X} (X - d') \right] \left[\left(e - \frac{h}{2} \right) + d' \right] - (n A_s) \frac{f_c}{X} (d - X) \left[\left(e - \frac{h}{2} \right) + d \right] \quad (2)$$

$$b/2 = 190/2 = 95 \text{ cm}$$

$$\left(e - \frac{h}{2} \right) = \left(109 - \frac{60}{2} \right) = 79 \text{ cm}$$

$$\left(e - \frac{h}{2} \right) + d' = 79 + 6 = 85 \text{ cm}$$

$$\left(e - \frac{h}{2} \right) + d = 79 + 54 = 133 \text{ cm}$$

$$(2n - 1) A' s = (2 \times 9.7 - 1) 15 \times 5.03 = 1388.28 \text{ cm}^2$$

$$n A_s = 9.7 \times 15 \times 5.03 = 731.865 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo en (2):

$$\sum M_p = 95 (f_c X) \left(79 + \frac{X}{3} \right) + 1388.28 \left[\frac{f_c}{X} (X - 6) \right] - 731.865 \left[\frac{f_c}{X} (54 - X) \right] \quad (85) \quad (133)$$

$$\sum M_p = 7505 (f_c X) + 31.67 f_c X^2 + 118 003.8 f_c - 708 022.8 \frac{f_c}{X} - 3 256 254.43 \frac{f_c}{X} + 97 338.05 f_c$$

$$\sum M_p = 31.67 f_c (X^2) + 7505 f_c (X) + 215 341.85 f_c - 5 964 277.23 \frac{f_c}{X}$$

Haciendo suma de momentos igual a cero y multiplicando y dividiendo por X.

$$31.67 \frac{f_c}{X} (X^3) + 7505 \frac{f_c}{X} (X^2) + 215 341.85 \frac{f_c}{X} - 59 642 777.23 \frac{f_c}{X} = 0$$

$$\frac{f_c}{X} (31.67 X^3 + 7505 X^2 + 215 341.85 X - 5 964 277.23) = 0$$

$$31.67 X^3 + 7505 X^2 + 215 341.85 X - 5 964 277.23 = 0$$

$$X = 16.96 \text{ m}$$

$$\sum F = \frac{f_c X}{2} b + (2n - 1) A' s \left[\frac{f_c}{X} (X - d') \right]$$

$$- n A_s \frac{f_c}{X} (d - X)$$

$$\sum F = \frac{f_c \times 190 \times 16.96}{2} + 1388.28 \frac{f_c}{16.96} (16.96 - 6)$$

$$- 731.865 \left[\frac{f_c}{16.96} (54 - 16.96) \right]$$

$$\sum F = 910 f_c$$

$$\sum F = P$$

$$P = 58 569 \text{ kg}$$

$$910 f_c = 58569$$

$$f_c = 64.36 \text{ kg/cm}^2 < 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

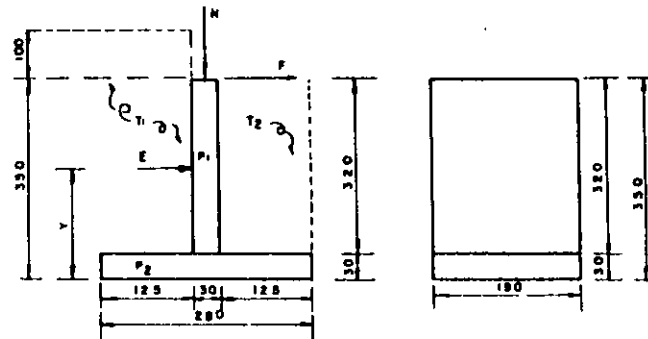
$$f_s = \frac{n f_c}{X} (d - X)$$

$$f_s = \frac{9.7 \times 64.36}{16.96} (54 - 16.96) = 1 363 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sc} = \frac{f_c (X - d') (2n - 1)}{X}$$

$$f_{sc} = \frac{64.36 (16.96 - 6) (2 \times 9.7 - 1)}{16.96} = 765 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

Apoyos extremos.



$$1^\circ N = 5 138 \text{ kg}$$

$$2^\circ \text{ Fricción} = F = 5138 \times 0.20 = 1 028 \text{ kg}$$

3° Sobrecarga : Peso del agua = $1.10 \times 1000 = 1100 \text{ kg/m}^2$
 Peso de la losa de concreto = $0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$
 S.C. = $480 + 1100 = 1 580 \text{ kg/m}^2$

$$h = \frac{1 580}{1 600} = 0.9875 \text{ m}$$

Se tomará una sobrecarga de 1.00 m

4° Viento

Presión del viento = 244 kg/m^2

$$P_v = 244 \times 1.30 \times \frac{7.17}{2} = 1 137 \text{ kg}$$

$$y = \frac{1.30}{2} = 0.65 \text{ m}$$

$$y = 350 + 0.65 + 0.01 = 4.16 \text{ m}$$

$$M_{xx} = 4.16 \times 1137 = 4 719 \text{ kg-m}$$

Peso propio

5° Fuerza P_1

$$P_1 = 0.3 \times 3.2 \times 1.9 \times 2400 = 4 378 \text{ kg}$$

6° Fuerza P_2

$$P_2 = 0.3 \times 2.8 \times 1.9 \times 2400 = 3 830 \text{ kg}$$

Peso de la tierra

7° Fuerza T_1

$$T_1 = 1.25 \times 4.2 \times 1.9 \times 1600 = 15 960 \text{ kg}$$

8° Fuerza T_2

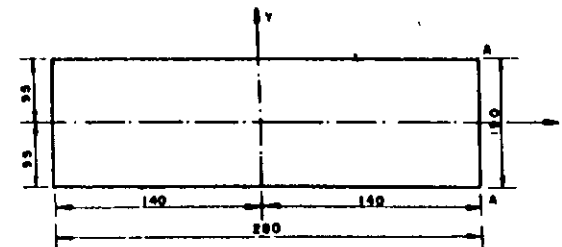
$$T_2 = 1.25 \times 3.20 \times 1.90 \times 1600 = 12 160 \text{ kg}$$

9° Empuje

$$E = 0.143 \times 1600 \times 3.50 (3.50 + 3 \times 1.00) \times 1.90 = 8 368 \text{ kg}$$

$$y = \frac{(3.3)^2 + 3 \times 3.3 \times 1.00}{3 (3.5 + 2 \times 1.00)} = 1.379 \text{ m}$$

Dimensiones en la sección de desplante de la zapata.



$$A = 2.80 \times 1.90 = 5.32 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = \frac{1}{12} (2.80) (1.90)^3 = 1.6 \text{ m}^4$$

$$S_{xx} = \frac{1.6}{0.95} = 1.684 \text{ m}^3$$

$$I_{yy} = \frac{1}{12} (1.90) (2.80)^3 = 3.4757 \text{ m}^4$$

$$S_{yy} = \frac{3.4757}{1.40} = 2.483 \text{ m}^3$$

Cálculo de las fatigas en el terreno.

Tomando momentos con respecto al desplante del estribo y con respecto a la línea A-A.

Fuerza	Braso (m)	Momento (Kg-m)
M = 5 138	1.40	7 193
P ₁ = 4 378	1.40	6 129
P ₂ = 3 830	1.40	5 362
T ₁ = 15 940	2.175	34 713
T ₂ = 12 160	0.625	7 600
F = ± 1 028	3.50	± 3 598
C = 8 368	1.379	- 11 539

$$\Sigma F_V = 41 466 \text{ kg} \quad \Sigma M_1 = 53 056 \text{ kg-m}$$

$$\Sigma M_2 = 45 860 \text{ kg-m}$$

$$e_1 = \frac{53 056}{41 466} - 1.40 = 0.12 \text{ m} < 0.465 \text{ m} \quad (\text{La resultante cae dentro del tercio medio}).$$

$$e_2 = \frac{45 860}{41 466} - 1.40 = 0.294 \text{ m} < 0.465 \text{ m} \quad (\text{La resultante cae dentro del tercio medio}).$$

$$M_{y1} = 41 466 \times 0.12 = 4 976 \text{ kg-m}$$

$$M_{y2} = 41 466 \times 0.294 = 12 191 \text{ kg-m}$$

$$M_{xx} = 4 719 \text{ kg-m (viento)}$$

Alternativa N° 1

$$f = \frac{41.466}{5.32} \pm \frac{4.719}{1.684} \pm \frac{4.976}{2.483}$$

$$f_{\text{máx}} = 7.794 + 2.802 + 2.004 = 12.6 \text{ ton/m}^2 < 25 \text{ ton/m}^2$$

$$1.25 \times 20 = 25 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 7.794 - 2.802 - 2.004 = 2.988 \text{ ton/m}^2 < 25 \text{ ton/m}^2$$

Alternativa 2

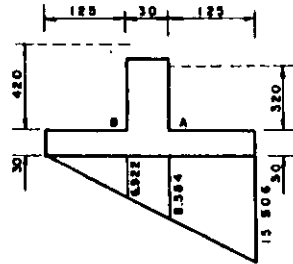
$$f = 7.794 \pm 2.802 \pm \frac{12.191}{2.483}$$

$$f_{\text{máx}} = 7.794 + 2.802 + 4.910 = 15.506 \text{ ton/m}^2 < 25 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 7.794 + 2.802 - 4.910 = 0.082 \text{ ton/m}^2 < 25 \text{ ton/m}^2$$

Por lo que rige la alternativa 2.

Cálculo de la zapata.



Reacción del terreno en el punto A.

$$P_A = \left(\frac{15.506 + 0.584}{2} \right) 1.25 = 15.056 \text{ ton}$$

$$X_A = \frac{1.25}{3} \left(\frac{2 \times 15.506 + 0.584}{15.506 + 0.584} \right) = 0.685 \text{ m}$$

$$M_A = 0.685 \times 15.056 = 10.313 \text{ ton-m}$$

Peso de la zapata.

$$P_A = 1.25 \times 0.30 \times 2.400 = 0.9 \text{ ton}$$

$$X_A = 0.625$$

$$M_A = 0.625 \times 900 = 563 \text{ kg-m}$$

Peso de la tierra.

$$P_A = 3.20 \times 1.25 \times 1600 = 6.4 \text{ ton}$$

$$X_A = 0.625 \text{ m}$$

$$M_A = 6.4 \times 0.625 = 4.0 \text{ ton-m}$$

Momentos y cortantes totales.

$$M_A = 10.313 - 0.563 - 4.00 = 5.750 \text{ ton-m}$$

$$V_A = 15.056 - 0.900 - 6.40 = 7.756 \text{ ton}$$

Reacción del terreno en el punto B.

$$P_B = 6.922 \times \frac{1.25}{2} = 4.326 \text{ ton}$$

$$X_B = \frac{1.25}{3} = 0.417 \text{ m}$$

$$M_B = 0.417 \times 4.326 = 1.804 \text{ ton-m}$$

Peso de la zapata.

$$P_B = 0.900 \text{ ton}$$

$$M_B = 0.563 \text{ ton-m}$$

Peso de la tierra.

$$P_B = 4.20 \times 1.25 \times 1600 = 8.400 \text{ ton}$$

$$M_B = 8.40 \times 0.625 = 5.25 \text{ ton-m}$$

Momentos y cortantes totales.

$$M_B = 1.804 - 0.563 - 5.25 = 4.009 \text{ ton-m}$$

$$V_B = 4.326 - 0.900 - 8.40 = -4.974 \text{ ton-m}$$

Constantes de cálculo.

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 16.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$J = 0.868$$

$$v_p = 0.292 \sqrt{f'c} = 4.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$u_p = \frac{2.31 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{33.33}{D} \leq 25 \text{ kg/m}^2$$

Revisión de la sección.

$$d_M = \sqrt{\frac{575 000}{16.2 \times 100}} = 19 \text{ cm}$$

Se adopta $d = 23 \text{ cm}$

$$r = 7 \text{ cm}$$

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

$$v = \frac{7.726}{23 \times 100} = 3.37 \text{ kg/cm}^2 < 4.23 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo en el lecho superior de la zapata.

$$A_s = \frac{400 800}{1400 \times 0.868 \times 23} = 14.34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se usarán varillas de 1" de $\phi @ 30 \text{ cm}$

Revisión por adherencia.

$$\mu_p = \frac{33.33}{2.54} = 13.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{4.974}{24 \times 0.868 \times 23} = 10.38 \text{ kg/cm}^2 < 13.12 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del refuerzo en el lecho inferior de la zapata.

$$A_s = \frac{575 000}{1400 \times 0.868 \times 23} = 20.57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

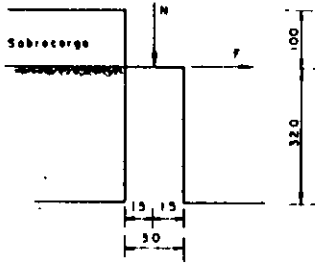
Se usarán Var. de 1" de $\phi @ 24 \text{ cm}$.

Revisión por adherencia.

$$\mu = \frac{7.726}{32 \times 0.868 \times 23} = 12.14 \text{ kg/cm}^2 < 13.12 \text{ kg/cm}^2$$

correcto.

DISEÑO DEL MURO DEL ESTRIBO



Cálculo del empuje de tierras.

$$E = \frac{\gamma_0}{2} \times r \times h (h + 2 h')$$

$$E = \frac{0.286}{2} \times 1600 \times 3.20 (3.20 + 2 \times 1.00) \times 1.90 = 7234 \text{ kg}$$

$$y = \frac{h^2 + 3 \times h \times h' + h'^2}{3 (h + 2 h')} = \frac{(3.20)^2 + 3 \times 3.20 \times 1.00}{3 (3.20 + 2 \times 1.00)} = 1.27 \text{ m}$$

$$N = 5138 \text{ kg} \quad P_1 = 4187 \text{ kg}$$

$$F = 1028 \text{ kg}$$

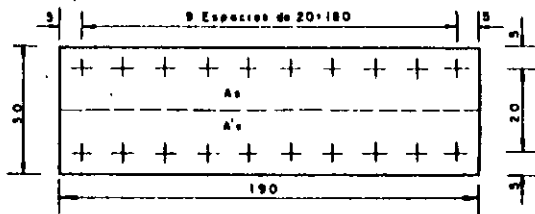
Tomando momentos con respecto al punto A.

$$E P y = 5138 + 4378 = 9516 \text{ kg}$$

$$E N = 7234 \times 1.27 + 1028 \times 3.20 = 12477 \text{ kg-m}$$

$$e = \frac{12477}{9516} = 1.31 \text{ m}$$

Se considerará con un refuerzo de varillas de 1" de ϕ @ 10 cm en cada cara.



Datos.

$$\begin{aligned} b &= 190 \text{ cm} & d' &= 5 \text{ cm} & f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ h &= 30 \text{ cm} & e &= 131 \text{ cm} & fs &= 1400 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 25 \text{ cm} & P &= 9516 \text{ kg} & n &= 9.7 \end{aligned}$$

$$As = 10 \times 5.03 = 50.3 \text{ cm}^2$$

$$A's = 10 \times 5.03 = 50.3 \text{ cm}^2$$

Acero a tensión.

$$As_t = n A's = 9.7 \times 50.3 = 487.9 \text{ cm}^2$$

Acero a compresión.

$$As_c = (2n - 1) A's = (2 \times 9.7 - 1) 50.3 = 925.5 \text{ cm}^2$$

Se determinarán los esfuerzos por el método de la sección agrietada.

Tomando momentos con respecto a "P".

$$\begin{aligned} E M_P &= \left[\frac{f_c X}{2} \right] b \left[\left(e - h/2 \right) + \frac{X}{3} \right] \\ &+ (2n - 1) As_c \left[\frac{f_c}{X} (X + d') \right] \left[\left(e - h/2 \right) + d' \right] \\ &- n As_t \left[\frac{f_c}{X} (d - X) \right] \left[\left(e - h/2 \right) + d \right] \end{aligned}$$

$$\left(e - \frac{h}{2} \right) = 131 - \frac{30}{2} = 116 \text{ cm}$$

$$\left(e - \frac{h}{2} \right) + d' = 116 + 5 = 121 \text{ cm}$$

$$\left(e - \frac{h}{2} \right) + d = 116 + 25 = 141 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} = \frac{190}{2} = 95 \text{ cm}$$

Sustituyendo

$$\begin{aligned} M_P &= 95 (f_c X) \left(116 + \frac{X}{3} \right) \\ &+ 925.5 \left[\frac{f_c}{X} (X + 5) \right] (121) \\ &- 487.9 \left[\frac{f_c}{X} (25 - X) \right] (141) = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E M_P &= 11020 f_c X + 31.67 f_c X^2 + 111986 f_c - \\ &- 559928 \frac{f_c}{X} - 1719848 \frac{f_c}{X} + 68794 f_c \end{aligned}$$

$$M_P = 31.67 f_c X^2 + 11020 f_c X + 180780 f_c - 2279776 \frac{f_c}{X} = 0$$

Multiplicando por $\left(\frac{X}{X}\right)$

$$M_P = \frac{f_c}{X} (31.67 X^3 + 11020 X^2 + 180780 X - 2279776) = 0$$

$$31.67 X^3 + 11020 X^2 + 180780 X - 2279776 = 0$$

$$X = 8.297 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_P &= \left(\frac{f_c X}{2} \right) b \\ &+ (n - 1) As_c \left[\frac{f_c}{X} (X + d') \right] \\ &- n As_t \left[\frac{f_c}{X} (d - X) \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E M_P &= \left(\frac{f_c \times 8.297}{2} \right) 1.90 \\ &+ 925.5 \left[\frac{f_c}{8.297} (8.297 + 5) \right] \\ &- 487.9 \left[\frac{f_c}{8.297} (25 - 8.297) \right] \end{aligned}$$

$$E M_P = 173.8 f_c$$

$$E M_P = P$$

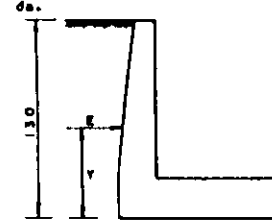
$$173.8 f_c = 9516$$

$$f_c = 54.76 \text{ kg/cm}^2 < 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs = \frac{54.76 \times 9.7}{8.297} (25 - 8.297) = 1.069 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo estructural de las transiciones de entrada y de salida.

Por tener la misma altura, y aproximadamente la misma carga de tierra, se va a calcular exclusivamente la transición de entrada.



$$x = \frac{\gamma_0}{2} \times h^2$$

$$y = \frac{h}{3}$$

Talud natural 1.5:1

$$\gamma_0 = 0.286$$

$$\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$$

$$h = 1.30 \text{ m}$$

$$E = \frac{0.286}{3} \times 1600 \times 1.30^2 = 387 \text{ kg}$$

$$y = \frac{1.30}{3} = 0.433 \text{ m}$$

$$M = E \times y = 387 \times 0.433 = 168 \text{ kg-m}$$

A continuación se revisará el espesor propuesto.

Constantes de cálculo.

$$f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'c = 63.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 14100 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0.884$$

$$k = 0.147$$

$$R = 9.663$$

$$r = \frac{1}{\sqrt{R}} = 0.322$$

$$v_{\text{perm}} = 345 \text{ kg/m}^2$$

$$u_p = \frac{2.3}{D} \sqrt{f'c}$$

$$d_M = \sqrt{\frac{M}{N}} = 0.322 \sqrt{168} = 4.17 \text{ cm}$$

$$d_V = \frac{V}{v_p d} = \frac{387}{3.45 \times 100} = 1.12 \text{ cm}$$

Espesor mínimo en revestimientos = 20 cm

Se adopta una $d = 10 \text{ cm}$

$r = 10 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm}$

Cálculo del acero de refuerzo.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{16800}{1400 \times 0.884 \times 10} = 1.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

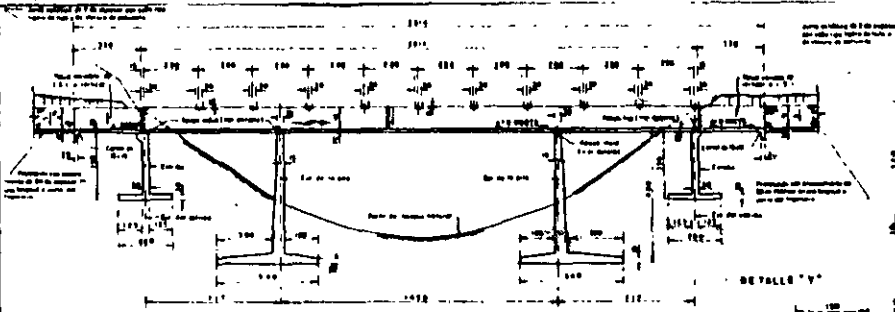
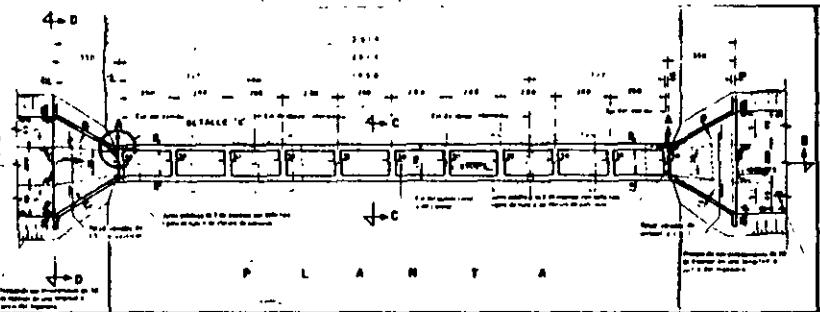
Cálculo del acero por temperatura.

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

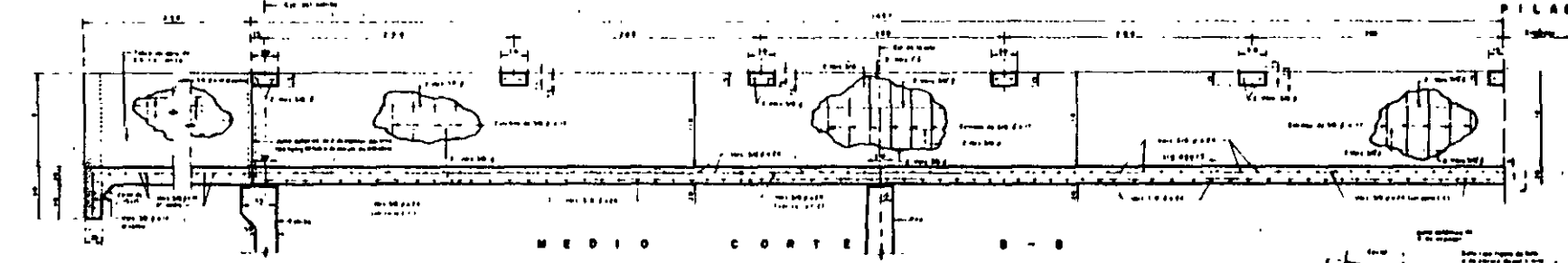
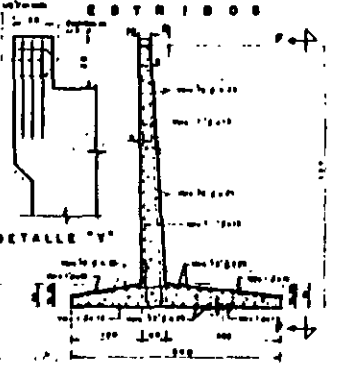
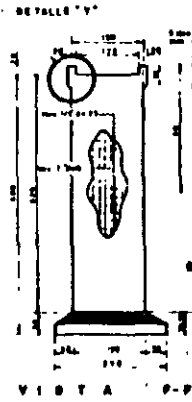
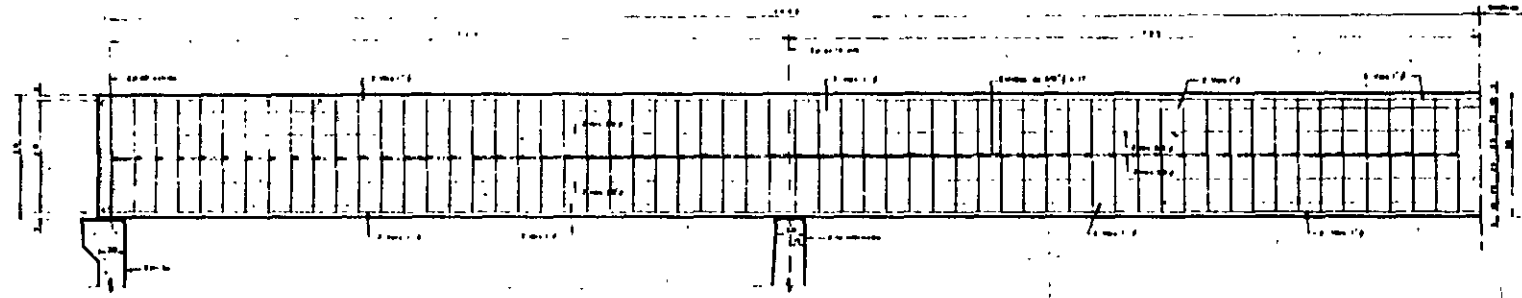
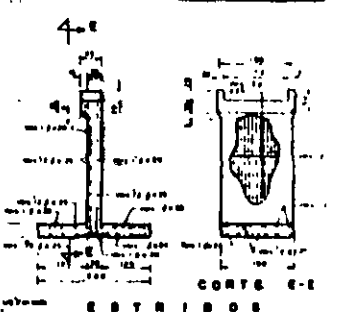
Rige el acero por temperatura.

Vars. de $3/8''$ de ϕ a 14 cm al centro y en dos direcciones.

4-D



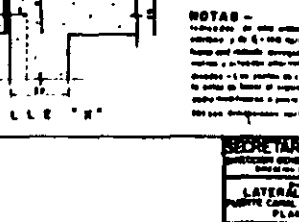
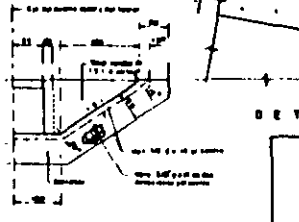
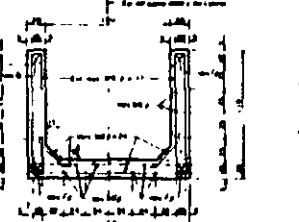
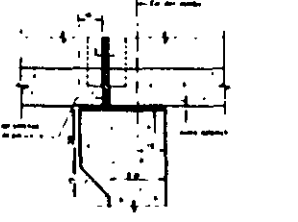
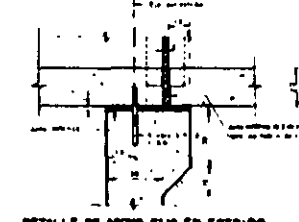
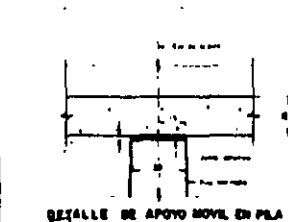
4-E



INTERMEDIAS

CANTIDADES ESTIMADAS		CONCRETO	
En metros			
Concreto ordinario			
Concreto reforzado			
Concreto de reparacion			
Concreto tipo especifico de alta resistencia			

DATOS HIDRAULICOS	
DEL CANAL ORIGINAL	DEL PUENTE COMPLETO
0.100 m/s	0.170 m/s
0.100 m/s	0.170 m/s
0.100 m/s	0.170 m/s
0.100 m/s	0.170 m/s
0.100 m/s	0.170 m/s



NOTAS -

SECRETARIA DE RECURSOS HUMANOS

LAVERA

PROYECTO DE PUENTE SOBRE EL CANAL DE LA AVENIDA DE LA PAZ EN EL CRUCE CON LA AVENIDA DE LA PAZ EN LA CIUDAD DE GUAYMAS, SONORA.

404-C