

300615

11
2y



UNIVERSIDAD LA SALLE
ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

PUENTE SIFON KM 69+027
PROYECTO YATHE

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
PEDRO REYNALDO HUERTA-ROMO ARVIZU

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

México, D. F.

1990



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

Introducción.....	1
Capítulo I Necesidad de la Obra, Importancia, Conceptos Generales de los Sifones.....	4
I.1 Necesidad de la Obra. Importancia.....	5
I.2 Conceptos Generales de los Sifones.....	7
Capítulo II Cálculo Hidráulico del Conducto.....	18
II.1 Selección de la sección más conveniente.....	20
II.2 Funcionamiento Hidráulico del Sifón.....	22
II.2.1 Principales pérdidas de Carga.....	29
Capítulo III Cálculo Estructural, Diseño y Armado de la cubeta. (sección transversal en el trazo del sifón).....	41
III.1 Análisis del Conducto Lleno.....	47
III.1.2 Diseño del conducto LLeno trabajando los dos conductos.....	55
III.1.3 Diseño del Conducto Lleno trabajando un conducto.....	63
III.2 Análisis del conducto vacío.....	65
III.2.1 Diseño del conducto vacío para cargas exte- riores.....	74
III.3 Cálculo Estructural, Diseño y Armado de la sección transversal del Sifón en la parte correspondiente al Puente.....	78

Capítulo IV	Cálculo Estructural, Diseño y Armado de la Cubeta del Puente . (sección longitudinal)	80
Capítulo V	Cálculo Estructural, Diseño y Armado de las Pilas y Estribos de soporte de la Cubeta.	94
Capítulo VI	Cálculo Estructural, Diseño y Armado de las Zapatas.	128
Conclusiones.		176
Bibliografía.		179

INTRODUCCION

Las Estructuras que se hacen para la captación de las aguas poseen elementos que en su conjunto ayudan al buen funcionamiento de los Sistemas de Riego y que son indispensables para que la obra cumpla con su cometido.

Entre estos elementos se encuentran: el canal de conducción cuya función es llevar el agua captada desde la obra principal hasta la zona de riego; posteriormente el canal formará los canales de riego principales, los secundarios y las regaderas.

El correcto funcionamiento de éstos canales harán que se aproveche en forma adecuada el agua regando los terrenos cuando así lo requieran. Los canales tienen en la cantidad debida y sin perdida sensible de gasto, que sortear diversas dificultades y por esto se requieren estructuras que cumplan tanto el punto de vista de su funcionamiento hidráulico como el estructural.

Para diseñar estas estructuras como cualquier otra, debemos seguir una serie de especificaciones que en su conjunto logren que la obra cumpla su objetivo de una manera total de acuerdo a la importancia que posee.

Como se mencionó anteriormente un sistema de conducción de agua estará formado por un canal principal y las estructuras necesarias para salvar obstáculos como:

depressiones, desniveles, ríos, cerros, vías de ferrocarril, caminos, etc. Estas estructuras deberán construirse de una manera particular dependiendo del tipo de obstáculo, de las condiciones topográficas, hidráulicas y económicas de que se trate.

Estos problemas algunas veces pueden resolverse de varias maneras, y debido a ello, se deberán hacer varios estudios para valorar alternativas de costos y las ventajas y desventajas de cada uno de estos y así encontrar la solución más conveniente de acuerdo a nuestras necesidades.

Si el obstáculo a vencer fuera un río, una barranca, otro canal, un dren, etc. la estructura adecuada podría ser un sifón invertido o un puente canal.

Para cuando se trate del cruce de una vía de ferrocarril o de una carretera se podrá resolver por medio de un sifón, o por medio de alguna alcantarilla siempre y cuando las condiciones topográficas sean las adecuadas y lo permitan, dejando un colchón suficiente en la parte superior de la altura marcada por las exigencias que hubiese. El túnel se utiliza cuando sea necesario atravesar una montaña. El factor económico es muy importante y por ello deberán realizarse distintos anteproyectos de las diferentes alternativas de las estructuras propuestas para decidir cuál será la que se adapte mejor a las condiciones topográficas del sitio y funcione hidráulicamente bien para optar por la más económica.

En los canales de riego algunas de las estructuras más importantes son sifones invertidos, puentes canal, túneles, Alcantarillas, Limitadores de Gasto, Partidores, Rápidas y Caídas.

CAPITULO I

NECESIDAD DE LA OBRA.

IMPORTANCIA.

CONCEPTOS GENERALES DE LOS

SIPONES.

1.1 NECESIDAD DE LA OBRA. IMPORTANCIA

El Puente Sifón Yathé ubicado en el Km. 69 + 027 del Canal principal Alto Alfajayucan en el Edo. de Hidalgo es parte del Proyecto de Alfajayucan que se localiza en el Valle del Mezquital, dentro de los municipios de Alfajayucan, Taxquillo e Ixmiquilpan, con una altitud de 1800 m. sobre el nivel del mar, y comprendido entre los paralelos 20° 28' y 20° 34' de latitud Norte entre los meridianos 99° 70' de longitud Este.

Con el objeto de aprovechar las aguas residuales de la ciudad de México que descargan a la presa Endhó a través del emisor Central, las cuales se han visto incrementadas, ha sido necesario estudiar las posibilidades para lograr el aumento de la superficie de riego, habiendo sido forzoso la construcción del Canal Principal Alto Alfajayucan, el cual es la prolongación del canal del Centro, iniciado en el Km. 1+600 del Canal Endhó, el cual a su vez es alimentado por la presa del mismo nombre.

El Canal principal Alto Alfajayucan tiene su origen en el Km. 43+370 (punto final del canal del Centro) se encuentra proyectado hasta el Km. 85+ 677 con un gasto de conducción de 20m³/seg. para beneficiar una superficie de riego de 6972 Has.

Actualmente se encuentra construido el Canal principal

Alto Alfajayucan hasta el Km. 66+790 y en proceso de Construcción hasta el Km. 70+420 teniendose en este tramo 2 estructuras grandes de cruce; un Sifon-Puente de Vehículos con una longitud total de 466m ubicado en el Km. 67+160 y otro Sifón-Puente con longitud de 244m. en el Km. 69+027.

El puente Sifón Yathé ubicado en el Km. 69+027 del Canal Principal Alto Alfajayucan cumple una función primordial como estructura necesaria para salvar obstáculos naturales debido a la topografía del lugar y a la vez como componente principal del sistema de Riego de este canal.

De aquí la importancia de la realización de este Puente Sifón y de toda la obra que ayudará a este Sistema de Riego.

1.2 CONCEPTOS GENERALES DE SIFONES

Los sifones son conductos cerrados que trabajan a presión y que se proyectan de acuerdo con el gasto y la carga a que van a estar sujetos. Los diferentes materiales con que se puede construir un sifón le dan a este tipo de estructuras mayor versatilidad, siendo los más usados el concreto armado, asbesto cemento, lámina de acero o mixtos.

Su sección también podrá ser variable pero generalmente se utilizan secciones cuadradas, rectangulares, circulares, en herradura y en ovoide.

Cuando los gastos no son grandes suelen utilizarse tuberías de asbesto cemento, tuberías de concreto o tuberías de lámina de fierro debido a que se fabrican en diámetros pequeños.

Las tuberías de concreto y de lámina de fierro también pueden hacerse en dimensiones muy grandes, pudiendo así conducir gastos mucho mayores. Estas tuberías se pueden fabricar en compañías especialistas en ello, pero deberán tomarse en cuenta todos los factores que intervienen para su instalación, en cuanto a maquinaria y equipo humano.

Los avances tecnológicos han traído consigo la aparición de nuevos materiales para la fabricación de tuberías, como las de fibra de vidrio con resinas epóxicas que presentan buenas perspectivas para utilizarse en sifones, pero su costo es elevado.

La utilización de una tubería de concreto, asbesto-cemento o acero, dependerá principalmente de las cargas que sobre ella actúen.

Si se compara la tubería de concreto presforzado y pretensado con la de asbesto-cemento, para los sifones, se observa que entre unas y otras, presentan ventajas y desventajas, aunque realmente casi no son competitivas, ya que, los diámetros máximos de la tubería de asbesto-cemento, son los diámetros mínimos en la de concreto presforzado y pretensado.

Aún así, comparando los costos de la tubería en diámetros iguales, resulta que las de concreto presforzado y pretensado son ligeramente mayores, pero en cuanto a dificultad en la trabajabilidad son mucho mayores, debido a que su mayor peso hace necesario para su colocación el empleo de maquinaria.

Para gastos mayores se recomienda el uso de tubería de concreto presforzado y pretensado, así como también de concreto reforzado fabricado en el sitio de la obra.

La tubería de concreto presforzado y pretensado también se recomienda en aquellos casos en los que la presión interior sea considerable, o para fuertes cargas externas y para cuando el conducto trabaje como alcantarilla de cruce con vías de comunicación o casos similares.

Esta tubería posee algunas ventajas; entre ellas se

puede mencionar que se fabrican con un riguroso control de calidad y por lo tanto garantizan la misma; debido a los materiales seleccionados se tiene la seguridad de la resistencia a todas las presiones y cargas requeridas, debido principalmente a la capacidad de flexibilidad en la tubería, a los anillos de junta hechos a base de hule y al poco deterioro que presenta el concreto resistiendo la corrosión.

Tienen un sinúmero de piezas especiales, que se fabrican de acero soldado con doble recubrimiento de concreto armado.

Entre éstas se puede mencionar: juntas especiales en diferentes tipos, tees, codos con diferentes deflexiones, boca de registro con brida y tapa, tubos cortos, ramales axiales, ramales tangenciales (muy recomendados para desagües), etc.

El concreto con el que se hace la tubería tiene una resistencia de $f'_c=500 \text{ Kg/cm}^2$ que la adquiere a los 28 días. Para el pretensado longitudinal, la tubería presenta alambres de 5 a 8 mm y para el zunchado de 4 a 9 mm.

Los coeficientes de rugosidad que se recomienda utilizar para este tipo de tubería son:

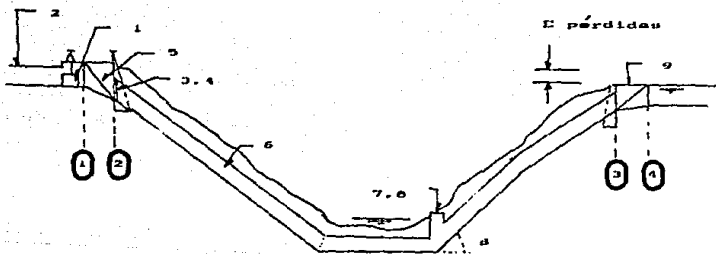
$c = 145$	Fórmula de Hazen Williams
$c = 37$	Fórmula de Scobey
$n = 0.01$	Fórmula de Manning.

Cuando se va a realizar un proyecto, los fabricantes recomiendan utilizar la tubería requerida para la presión interior y una carga exterior para un máximo de zanja de 1.50 mts. (5') sobre la tubería. En el caso de que se requiera una mayor profundidad de zanja, el fabricante colocará un zunchado en doble capa de alambre pretensado o al zunchado del cable.

Para cargas hidrostáticas mayores de 140 mts. se recomienda utilizar los sifones de fierro. sin embargo, el cálculo, debido a las fuertes presiones en la parte con mayor carga, es mas laborioso.

Las partes de las que consta un sifón son:

- 1.- Desarenador.
- 2.- Desagüe de Excedencias
- 3.- Compuerta de Emergencia
- 4.- Rejilla de Entrada
- 5.- Transición de Entrada
- 6.- Conducto o Barril
- 7.- Registros para Limpieza
- 8.- Válvula de Purga
- 9.- Transición de Salida



2.- Desagüe de Excedencia.

La función de la obra de excedencias es evitar que el nivel de agua, sea mayor que lo permitido en el canal de llegada. Esta función la cumple tirando el gasto que no pueda pasar por el sifón.

En la mayoría de los casos se trata de un vertedor lateral construido en alguna de las paredes del canal.

La cresta del vertedor estará al nivel de la superficie libre del agua para el gasto normal.

3.- Compuerta de Emergencia.

Cuando se requiere hacer limpieza o reparaciones al conducto se necesita entrar al mismo, para esto se utiliza la compuerta de emergencia.

La compuerta de emergencia está formada por una o varias compuertas deslizantes o agujas de madera que corren sobre ranuras hechas en las paredes laterales o en viguetas de fierro.

Se encuentran ubicadas al finalizar la transición de entrada, es decir a la entrada del conducto, por facilidad de construcción.

4.- Rejilla de Entrada.

Para impedir o disminuir la entrada de basura y objetos extraños que pudieran ocasionar el mal funcionamiento del

conducto se coloca la rejilla de entrada, que suele hacerse con varillas de 3/8" o solera de 0.95 x 0.95 cms. (3/8" x 3/8") a cada 10 cms. y soldadas a un marco de solera de 2.54 x 1.27 cms. (1" x 1/2")

5.- Transición de Entrada

Si la sección de canal es diferente a la sección del conducto o barril a la entrada, entonces será necesaria la construcción de una transición para pasar gradualmente de la primera a la segunda.

Para el diseño de una transición de entrada y salida El Bureau of Reclamation hace la recomendación de tener la abertura de la parte superior del sifón un poco mas abajo de la superficie normal del agua, para así reducir al mínimo la posibilidad de una reducción de la capacidad del sifón causada por la introducción de aire a este. También recomienda que la profundidad de sumergencia de la abertura superior al sifón esté comprendida entre un mínimo de 1.1 de la carga de velocidad y de un máximo de 1.5 de la carga de velocidad.

6.- Conducto o Barril.

El conducto o barril forma la parte mas importante y necesaria de los sifones.

Los sifones de asbesto-cemento poseen varias ventajas

sobre los de concreto cuando los gastos que se presentan no son muy cuantiosos.

Es por ello que se construyen preferentemente con tuberías de asbesto-cemento que de concreto.

Algunas de las ventajas que presenta la tubería de asbesto-cemento son las siguientes:

1.- Facilidad y rapidez de instalación.

2.- Por ser mas lisa admite una notoria disminución del coeficiente de rugosidad, lo cual a su vez trae consigo la disminución de pérdida por fricción.

3.- Debido a que las juntas que sirven para unir al tubo con el siguiente, permiten deflexiones de angulos pequeños, la tubería adquiere una mayor adaptación al terreno natural y disminuye la excavación.

4.- Ya que se presentan en tubos de 4.00 m de longitud, pueden cortarse en el sitio en la forma y con el ángulo que se crea conveniente.

Algunas de las recomendaciones para evitar probables fracturas que pudieran presentarse son:

a) En el cruce del cauce debido a cargas excesivas como el paso de camiones y tractores, se recomienda profundizar la tubería dejando un colchon mínimo de 1.50m (y cuando se estime conveniente recubrirlo de concreto armado)

b) En las laderas se procura dejar un colchon mínimo de 1.00m.

Existen 4 tipos comerciales de tubería de asbesto cemento que son: A-5, A-7, A-10 y A-14, y representan la carga de ruptura por presión interna que resiste esa tubería, para presiones de prueba de 17.5, 24.5, 35 y 49 atmósferas ó 50, 70, 100 y 140 cargas de columna de agua, sin considerar los esfuerzos combinados con carga externa.

Tambien existe la tubería de acero, con espesores de pared de 0.048 (3/16") a 0.159 (5/8"), en los mismos diámetros que la tubería de asbesto cemento, pero se pueden construir tuberías con mayores diámetros con placas o láminas de acero roladas y soldadas eléctricamente. Para su montaje estas tuberías requieren equipo especial y la adopción de precauciones especiales que garanticen la tubería.

7.- Registros para limpieza.

Cuando se requiere limpiar o reparar alguna falla del sifón, es necesario desalojar el agua que se quede aprisionada dentro del barril, es por ello que los registros se colocan en la parte más baja del barril.

8.- Válvula de Purga.

Los registros están formados por válvulas de compuerta deslizante, y de acuerdo con el gasto a desalojar serán las dimensiones convenientes de estas. Estas válvulas

se pueden usar para desalojar lodos.

Cuando se trate del fondo del cauce del río por salvar, estas válvulas no se pueden colocar en la parte más baja del sifón, habiendo necesidad de colocar alguna bomba que succione el agua restante.

Para la protección de estas válvulas es necesario construir un registro de tabique o concreto que llegue hasta la parte superior del terreno.

Para evitar aumentos de velocidades fuertes en los conductos, estas válvulas deberán abrirse gradualmente.

9.- Transición de salida.

Al igual que en la transición de entrada, es originada debido a que en la mayoría de los casos, la sección del conducto o barril a la salida es distinta a la del canal, por lo que será necesario pasar gradualmente de una a la otra.

CAPITULO II**CALCULO HIDRAULICO DEL
CONDUCTO**

CALCULO HIDRAULICO DEL CONDUCTO.

Para realizar el trazo definitivo del sifón, se tendrán que estudiar diferentes alternativas para elegir de entre estas la más económica y conveniente de acuerdo a las características propias del sitio, así como también para diseñar la forma y dimensiones de la sección del conducto; contando con la planta y perfil del terreno, deberán hacerse varios tanteos, tomando en cuenta las pérdidas de carga que han de presentarse, para decidir sobre la mejor alternativa.

Dependiendo del gasto que deba pasar y de la velocidad que se pueda dar, se determinarán también las dimensiones de la sección del ducto.

Para evitar el depósito de azolves en el fondo del conducto, se requiere una velocidad adecuada, pero que también no sea muy grande ya que ésta podría producir erosión en el material de los barriles. Se considera una velocidad conveniente del agua en el barril de 2.50 m/s a 3.5 m/s.

En el caso particular de un problema que debido a las limitaciones que presente, no se pudiera dar el desnivel, las pérdidas podrán reducirse disminuyendo prudentemente la velocidad del agua, ya que al disminuir la velocidad aumenta la posibilidad de azolvamiento en

el conducto y es por esto que entonces se necesitarán mejorar las facilidades para limpiar el interior del barril.

Al sumar todas las pérdidas de carga que se presenten en el sifón estas deberán ser iguales o ligeramente menores al desnivel entre los gradientes de energía de entrada y salida de la estructura.

11.1 SELECCION DE LA SECCION MAS CONVENIENTE

El departamento de Canales de Grande Irrigación recomienda utilizar cuando se trate de una sección rectangular de concreto la relación:

$$H/B=1.25$$

donde H=Altura del Conducto

B=Ancho del Conducto

Esta relación se utilizó para el cálculo de la sección.

En obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural, se prefiere utilizar la sección cuadrada debido a que es más eficiente que cualquier otra rectangular, en cuanto a sección ya que es la que posee mayor radio hidráulico, es decir mayor Area con relación al perímetro mojado.

$$r=A/P$$

donde r=radio hidráulico

A=Area

P=perímetro mojado


Para ilustrar mejor esto, a continuación presentamos


un ejemplo con Sección Constante:

Segun Manning

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

Para cada caso se tiene lo siguiente:

5m  $r = A/P = 6.25 \times 4 / (12.5 + 8) = 1.22m$ (1)

4m  $r = A/P = 25 / 20 = 1.25m$ (2)

6.25m

Tomando los siguientes valores para s y n

$$s = 0.0003 \quad \text{y} \quad n = 0.017$$

sustituimos en la fórmula y calculamos

$$Q = 25 / 0.017 (1.25)^{2/3} (0.0003)^{1/4} = 29.56 m^3/s$$

$$Q = 25 / 0.017 (1.22)^{2/3} (0.0003)^{1/4} = 29.08 m^3/s$$

Si r es mayor entonces el gasto será mayor.

Manteniendo el área constante, el radio hidráulico será mayor siempre que el perímetro mojado sea menor y ésto nos dará un mayor gasto, una sección más eficiente en cuanto a gasto.

II.2 FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DEL SIFON.

Para la realización del proyecto de un sifón, se pueden presentar dos casos generales:

1o.- Se proyecta un sifón de características adecuadas obteniéndose como resultado el desnivel que debe darse entre la cota del agua en el canal de entrada y la cota en el canal de salida.

2o.- Contando con un desnivel fijo se tendrá que dimensionar el sifón para hacer posible el flujo que se desea.

Para el primer caso se inicia suponiendo como conocidas las características hidráulicas del canal a la entrada y a la salida del sifón, así como también la elevación del agua en el canal al inicio de la transición de entrada.

Posteriormente se inicia el cálculo para la obtención de las dimensiones de la sección del barril. Como anteriormente se mencionó, para el cálculo de la sección del barril se considera una velocidad de 2.50m/s a 3.50m/s ya que esta velocidad no produce grandes pérdidas de carga, depósitos de azolve o deterioros en los conductos.

En Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural en muchos de los sifones que se proyectan se suele admitir velocidades menores a las anteriormente mencionadas, pero nunca menores de 1.25m/s. Es por ello que aumenta el peligro de azolvamiento en la rama inferior del sifón. Debido a que la mayor parte de estos conductos son de poco diámetro y

por esto se dificulta su limpieza; se recomienda proyectar en el canal de entrada, antes de la obra de excedencias una caja de azolves. El fondo de esta caja deberá quedar en un nivel inferior al de la restante del canal.

Aplicando el teorema de Bernoulli entre los puntos 1 y 4 de la figura 1 se puede obtener el tirante en el canal a la salida del sifón.

$$d_1 + h_{v1} + \text{desnivel} = d_4 + h_{v4} + \text{pérdidas}$$

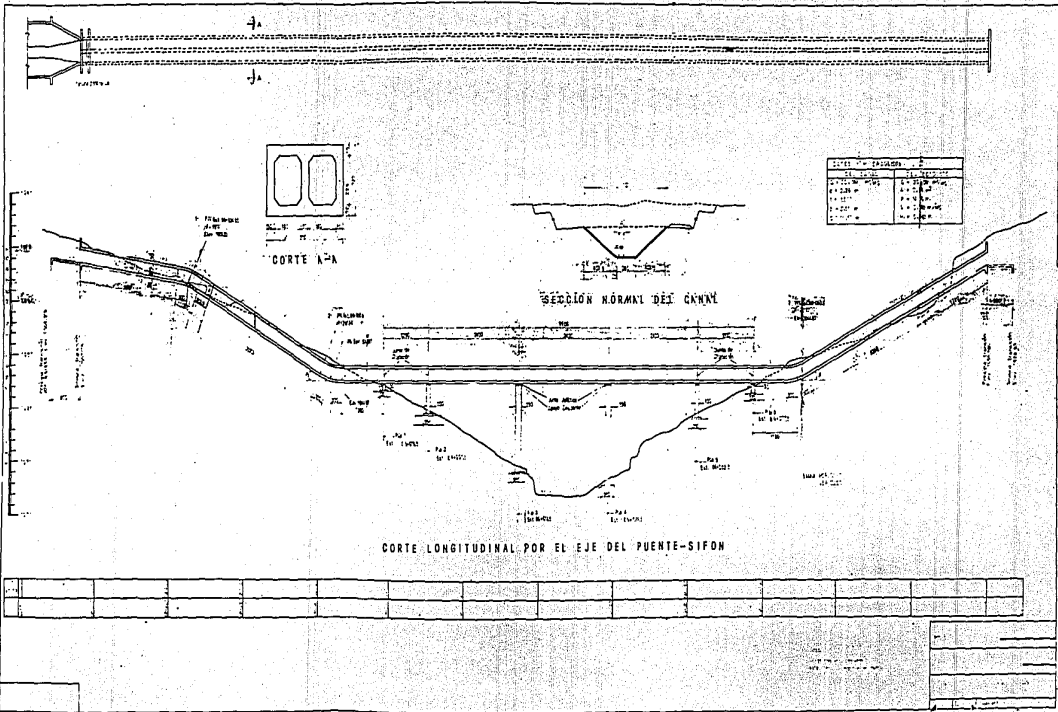
d_1 = tirante en el canal de entrada

h_{v1} = carga de velocidad en el canal de entrada

d_4 = tirante en el canal de salida

h_{v4} = carga de velocidad en el canal de salida

$$h_{v1} = \frac{v_1^2}{2g} \quad \text{lo mismo para } v_4$$



Si en el canal de entrada y en el canal de salida se tienen las mismas características, entonces:

$$d_1 = d_2 \quad \text{y} \quad v_1 = v_2$$

Por tanto: Desnivel = Sumatoria de Pérdidas

En el caso en que las pérdidas sean un poco mayores que el desnivel entre el canal de entrada y de salida y la diferencia sea pequeña, entonces se tendrá que aplicar el teorema de Bernoulli en sentido inverso, es decir de adelante hacia atrás, para si obtener el tirante del canal a la entrada del sifón, si es que se desea que todo el gasto pase conservando el diseño propuesto.

Otra opción para disminuir las pérdidas de carga será modificar las dimensiones del barril. Cuando se presente el caso que el desnivel forzoso entre el canal de entrada y salida sea muy grande, siendo además inconveniente reducir la sección del ducto, habrá la necesidad de perder carga por medio de caídas en el canal de llegada. Aplicando el teorema de Bernoulli en sentido inverso y mediante algunos tanteos de longitud de barril se podrá encontrar el nivel de agua antes de la transición de entrada. Para entregar tranquilas las aguas al sifón, podrá proyectarse un tanque de reposo en este lugar.

Para lograr que el Canal Principal de Alto Alfajayucan continúe su paso por la depresión ubicada en el Km. 69+027, se proyecta su cruce por medio de un sifón en las laderas y de un puente sifón en la depresión, con lo que se disminuirá la longitud del mismo. (ver plano.)

Se propone una sección rectangular para que pase un gasto de $20.083 \text{ m}^3/\text{s}$.

Los datos hidráulicos de los canales de entrada y salida son los siguientes:

$Q = 20.083 \text{ m}^3/\text{s}$	$n = 0.014$
$b = 2.60 \text{ m}$	$S = 0.0003$
$d = 2.29 \text{ m}$	$t = 1.5:1$
$A = 13.82 \text{ m}^2$	$h = 2.69 \text{ m}$
$P = 10.857 \text{ m}$	$e = 0.10 \text{ m}$
$r = 1.273 \text{ m}$	$C = 10.67 \text{ m}$
$V = 1.453 \text{ m/s}$	
$h_v = 0.108 \text{ m}$	

Principia Transición de Entrada km. 68+888

Elevación 1968.316 m

Principia tunel Km. 69+156

Elevación 1966.63 m

por lo que se tiene un desnivel de 1.69m y por ello se tendrá que proponer una sección para que las pérdidas de carga sean iguales o ligeramente menores a este desnivel.

Si aplicamos la ecuación de Bernoulli entre las elevaciones del agua a la entrada y a la salida del sifón, tenemos:

$$d_1 + h_{v1} + \text{desnivel} = d_2 + h_{v2} + h_r$$

Como las dimensiones del canal y la sección son iguales antes y después del sifón, el tirante, la velocidad y la carga de velocidad se eliminarán, resultando:

$$d_1 = d_2 \quad v_1 = v_2 \quad h_{v1} = h_{v2}$$

$\text{desnivel} = h_r =$ suma de todas las pérdidas de carga que se produzcan en el sifón.

Una vez hecho el trazo del sifón y de acuerdo con la carga hidráulica disponible, se ensayaron varias secciones para el barril, escogiendo la que dió una suma de pérdidas aproximadamente iguales a la carga disponible.

Los datos hidráulicos del conducto son:

$$Q = 20.083 \text{ m}^3/\text{s}$$

2 conductos de 1.80 x 2.25 m (int.) con carteles de 30 x 30 cms.

$$n = 0.017$$

$$A = 2 \left\{ (1.80 \times 2.25) - \left(\frac{0.30 \times 0.30}{2} \right) \right\} = 7.74 \text{ m}^2$$

$$P = 2 \left\{ (1.80 \times 2) + (2.25 \times 2) \right\} - (0.3 \times 6) + 4(0.3^2 + 0.3^2)^{1/2} \\ = 14.79 \text{ m}$$

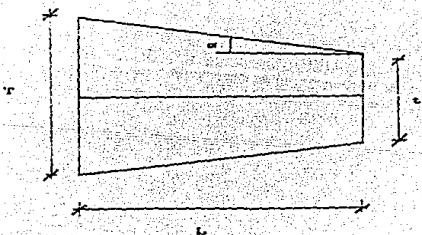
$$r = \frac{A}{P} = \frac{7.74}{14.79} = 0.523$$

$$r^{2/3} = 0.649$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{20.083 \text{ m}^3/\text{s}}{7.74 \text{ m}^2} = 2.595 \text{ m/s}$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{2.595^2}{19.62} = 0.343 \text{ m}$$

Para obtener la longitud de las transiciones que son simétricas, aplicaremos la fórmula de Julian Hinds, que consiste en considerar el ángulo que debe formar la intersección de la superficie del agua con cualquiera de las paredes al principio y fin de la transición. (ver fig.)



La fórmula es la siguiente:

$$L = \frac{T-t}{2} \cot \alpha$$

T=Ancho de la superficie libre del agua de la sección mayor.

t=Ancho de la superficie libre del agua de la sección menor.

L=Longitud de transición

α =ángulo necesario

La desaparecida Comisión Nacional de Irrigación recomienda utilizar $\alpha=22^{\circ}30'$

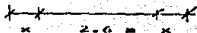
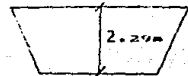
La longitud de transición necesaria para cambiar la sección trapecial del canal a cuadrada en el conducto sea igual a:

$$t=1.5:1$$

haciendo una regla de tres:

$$1.5 - 1 \text{ como } x - 2.29$$

$$x=3.435$$



$$T = 2.60 + 3.435(2) = 9.47$$

sustituyendo:

$$L = \frac{T-t}{2} \cot 22^{\circ}30' = 2.4142 \frac{9.47 - (1.8 \times 2)}{2}$$

$$= 7.086$$

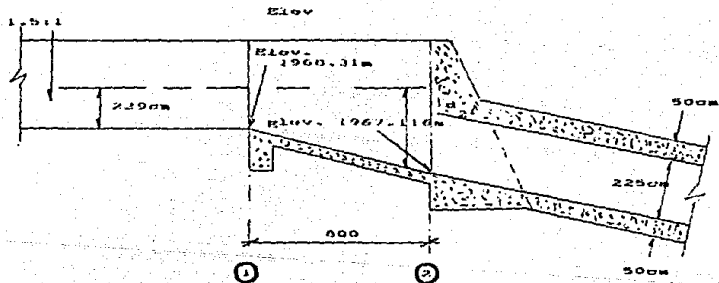
por lo que tomamos $L=8$ m

II.2.1 PRINCIPALES PERDIDAS DE CARGA.

Las pérdidas de carga que se tienen son debidas a:

- A: Transición de entrada
- B: Rejilla
- C: Entrada al Conducto
- D: Fricción en conducto o barril
- E: Codos o cambios de dirección
- F: Válvula
- G: Ampliación
- H: Transición de salida

1. Pérdida de Carga por Transición de Entrada



Aplicando el teorema de Bernoulli entre los puntos 1 y 2 y determinando la velocidad en el punto 2 podemos obtener la pérdida por transición de entrada.

Para evitar la entrada de aire que pueda producir un funcionamiento defectuoso en el conducto, conviene (como se mencionó antes) que el conducto a la entrada y salida quede ahogado de un 10% a un 50% de h_v .

Para una transición de entrada, aplicando un Bernoulli resulta:

$$d_1 + h_{v1} + \text{desnivel} = d_2 + h_{v2} + h_{1E}$$

d_1 = tirante normal en el canal de llegada (punto 1) = 2.29m

h_{v1} = carga de velocidad en el canal de llegada = 0.108m

h_{v2} = carga de velocidad en el punto 2 de entrada al conducto, inmediatamente antes de esta.

h_{1E} = pérdidas de carga habidas por transición de entrada

d_2 = tirante a la entrada del conducto (punto 2)

$$h_{1E} = -0.5 \left(\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \right)$$

v_1 = velocidad en sección 1 de transición de entrada.

v_2 = velocidad en sección 2 de transición de entrada

g = aceleración debida a la fuerza de gravedad = 9.81m/s²

Desnivel = 1968.316 - 1967.116 = 1.2

$$d_2 + h_{v2} + h_{1E} = 3.598 \text{ m} \quad (I)$$

$$= 2.29\text{m} + 0.108\text{m} + 1.2\text{m}$$

Para encontrar el tirante d_2 adecuado, se harán diferentes tanteos hasta encontrar el adecuado.

Suponiendo $d_2=3.47$

$$A_2=3.47 \times 3.6=12.492 \text{ m}^2$$

$$v_2=1.608 \text{ m/s}$$

$$h_{v_2}=0.132 \text{ m}$$

$$h_{1R}=0.002 \text{ m}$$

sustituyendo en (I)

$$3.47+0.131+0.002=3.603 \text{ aprox}=3.598$$

$$\text{Sumergencia} = d_2 - \frac{d_2 \sin \theta}{\cos \theta} = 3.47 - \frac{2.25}{0.993} = 1.204 \text{ m}$$

$$\tan \theta = \frac{1.2}{10} = 0.12$$

$$\sigma = 6.84$$

$$h_{1R} = \frac{0.1(v_2^2 - v_1^2)}{2g} = \frac{0.1(1.608^2 - 1.453^2)}{19.62} = 0.002 \text{ m}$$

2.- Pérdida de Carga por Rejilla

Las pérdidas originadas por el paso del agua a través de las rejillas y bastidores de barrotes se calculan con:

$$h_{2R} = k \frac{v_n^2}{2g}$$

donde:

$$k = 1.45 - 0.45 \left(\frac{A_n}{A_g} \right) - \left(\frac{A_n}{A_g} \right)^2$$

k = coeficiente de pérdida de la rejilla

A_n = área neta de paso entre rejillas

A_g = área bruta de la estructura y su soporte, que quede dentro del área hidráulica

v_n = velocidad a través del área neta de la rejilla dentro del área hidráulica

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s^2

Colocando una solera de 1.27×1.91 ($4 \times 3/4$) a cada 10 cm

$$\text{Número de espacios} = \frac{1.8 \times 2}{0.10} = 36$$

Por tanto el número de barrotes es = $36 - 1 = 35$

Ancho neto = $3.6 - 36 \times 0.0127 = 3.1428$

Área neta = $2.25 \times 3.1428 = 7.0713$

$$v_n = \frac{20.083}{7.0713} = 2.84 \text{ m/s} \quad A_g = 1.8 \times 2 \times 2.25 = 8.1 \text{ m}^2$$

$$k = 1.45 - 0.45 \left(\frac{7.0713}{8.1} \right) - \left(\frac{7.0713}{8.1} \right)^2$$

$$= 0.295$$

$$h_n = k \left(\frac{v_n^2}{2g} \right) = 0.295 \left(\frac{2.84^2}{19.62} \right)$$

$$= 0.121 \text{ m}$$

3.- Pérdida de carga por entrada al conducto

Se calcula con:

$$h_{3E} = \frac{k_e v^2}{2g}$$

donde:

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s^2

v = velocidad del agua en el barril

k_e = coeficiente que depende de la forma de entrada

DIFERENTES VALORES DE k_e

Compuerta en pared delgada en los lados
y en el fondo 1.00

Para entrada con arista en ángulo recto
0.5

Para entrada con arista ligeramente redondeada
0.23

Para entrada con arista completamente redondeada
0.10

Para entrada abocinada circular
0.004

Debido a la forma de la sección que es rectangular, pero tiene carteles, se considera entrada con arista ligeramente redondeada y sustituyendo se tiene

$$h_{3E} = 0.23 \left(\frac{2.595^2}{19.62} \right) = 0.079 \text{ m}$$

4.-Pérdidas de Carga por fricción en el Conducto o barril

Para determinar las pérdidas por fricción se puede utilizar generalmente la fórmula de Manning que es la sig:

$$V = \frac{1.49}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

$$h_f = SL = \left(\frac{V n}{r^{2/3}} \right)^2 L$$

—pérdidas por fricción

V= velocidad del agua en el conducto

n= coeficiente de rigosidad

r= radio hidráulico

S= pérdida por fricción

L= Longitud total del conducto

En el caso particular de un conducto circular, donde $r=d/4$

$$V = \frac{0.392}{n} d^{2/3} S^{1/2}$$

$$h_f = SL = \left(\frac{V n}{0.392 d^{2/3}} \right)^2 L$$

Para conductos circulares también es muy usada la fórmula de Hazzen Williams, que es:

$$V = 0.008508 c d^{0.63} h^{0.54}$$

$$h = \left(\frac{V}{0.008508 c d^{0.63}} \right)^{1.8510}$$

$$Q = 0.006682 c d^{2.63} h^{0.54}$$

c = coeficiente que engloba el efecto de la fricción
y que es variable con el tipo de tubería.

V = velocidad del agua en el conducto.

d = diámetro de la tubería

g = aceleración de la gravedad= 9.81m/s

h = pérdida de carga en m por km.

Exclusivamente para conductos circulares se debe utilizar la fórmula de D. Weisbach que es más exacta para diámetros pequeños y que es la sig:

$$h_f = f \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$$

f = Coeficiente que depende de la rugosidad del tubo
y del número de Reynolds

d = diámetro de la tubería

l = longitud de la tubería

v = velocidad del agua en el conducto.

Cuando el concreto está hecho con formas adecuadas se acepta $n=0.015$ o menos, pero para absorber condiciones de colados defectuosos se considera $n=0.017$

Utilizando Manning:

$$h_{fr} = \left(\frac{V_n}{R^{2/3}} \right)^2 L = \left(\frac{2.595 \times 0.017}{0.649} \right)^2 (258.11) = 1.193m$$

Longitud total=LT

$$LT = 25.897 + 6 + 35.313 + 6 + 13.9 + 99 + 11.8 + 3 + 57.2 = 258.11m$$

5.- Pérdidas de Carga por codos o cambios de dirección.

Una forma muy utilizada es:

$$h_{sc} = k_c \left(\frac{\beta}{90^\circ} \right)^n \frac{V^2}{2g}$$

β = Deflexión del cambio

k_c = Coeficiente para codos comunes = 0.25

Para "n" codos $h_{sc} = 0.25 \times h \times \Sigma \left(\frac{\beta}{90^\circ} \right)^n$

Debido a que en nuestro sifón se encuentran tres cambios de dirección:

$$h_{sc} = 0.25 \times 0.343 \times \Sigma \left(\frac{\beta}{90^\circ} \right)^n$$

1er cambio de dirección: $\beta = 19^\circ 4' 30''$ $\left(\frac{\beta}{90^\circ} \right)^n = 0.46$

2o cambio de dirección: $\beta = 26^\circ 34' 16''$ $\left(\frac{\beta}{90^\circ} \right)^n = 0.543$

3er. cambio de dirección: $\beta = 23^\circ 11' 26''$ $\left(\frac{\beta}{90^\circ} \right)^n = 0.508$

$$\Sigma \left(\frac{\beta}{90^\circ} \right)^n = 1.511$$

$$h_{sc} = 0.25 \times 0.343 \times 1.511 = 0.13m$$

6.- Pérdidas de Carga por Válvula de Limpieza

Estas pérdidas de carga características en los sifones deben considerarse como pérdida por bifurcación de tubería debido a que se inserta lateralmente una tubería en la que se coloca una válvula para desagüe y limpieza.

No obstante que una de las partes esté cerrada por la válvula, éstas pérdidas continúan existiendo debido a que se originan turbulencias dentro de la tubería.

Las pérdidas por Válvula de limpieza se consideran muy pequeñas por lo que no se tomarán en cuenta.

7.- Pérdidas de Carga por Ampliación.

Son originadas por la imposibilidad de crear una transición a la salida del sifón para el cambio de sección debido a las características topográficas del lugar.

La transición entonces se realiza en una caja, de la cual saldra el agua al canal.

Se utiliza la fórmula de Borda para evaluar esta pérdida de carga motivada por ampliación brusca en la sección.

$$h_{7A} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

donde:

V_1 = velocidad en el sifón

V_2 = velocidad aproximada en la caja.

g = aceleración de la gravedad.

8.- Pérdidas de Carga por transición de Salida.

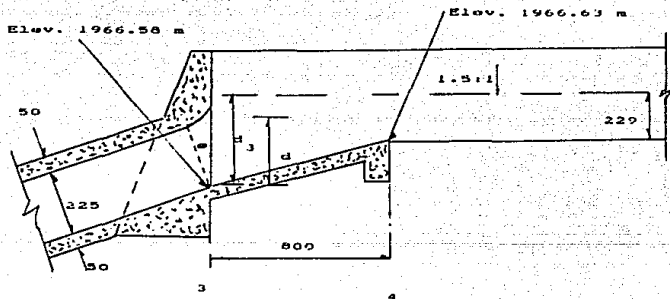
Para la obtención de las pérdidas por transición de salida, se utiliza el teorema de Bernoulli pero en sentido contrario a las pérdidas por transición de entrada, debido a que los datos que son conocidos son los del canal de salida.

Así:

$$h_{ex} = 0.2 \Delta h_v$$

$\Delta h_v =$ Diferencia de cargas de velocidad entre 3 y 4

Aplicando Bernoulli entre los puntos 3 y 4 tenemos:



Acotaciones en centímetros

$$d_3+h_{v3}=D+d_4+h_{v4}+h_{eT}$$

$$d_4= 2.29 \text{ m} \quad h_{v4}= 0.108 \text{ m}$$

$$\text{Desnivel}= 1966.63-1966.586=0.044$$

$$d_3+h_{v3}-h_{eT}= 0.044+2.29+0.108$$

$$d_3+h_{v3}-h_{eT}= 2.442 \text{ m}$$

Si:

$$d_3=2.15 \text{ m}$$

$$A_3=7.74 \text{ m}^2$$

$$h_{v3}=0.343 \text{ m}$$

$$V_3=2.595 \text{ m/s}$$

$$h_{eT}=0.2(0.343-0.108)=0.047 \text{ m}$$

y

$$d_3+h_{v3}-h_{eT}=2.446 \text{ aprox}= 2.442 \text{ m}$$

$$\text{Suma de pérdidas totales}= h_{1e}+h_{2e}+h_{3e}+h_{4e}+h_{5e}+h_{eT}$$

$$= 0.002+0.121+0.079+1.193+0.13+0.047$$

$$=1.572 \text{ m}$$

$$\text{Desnivel}= \text{Carga Disponible}= 1.69 \text{ m}$$

$$1.572 < 1.69 \text{ m}$$

CAPITULO III**CALCULO ESTRUCTURAL. DISEÑO
Y ARMADO DE LA CUBETA.**

(Sección Transversal en el trazo del Sifón).

Para el cálculo Estructural del conducto deberán efectuarse dos estudios:

- 1.- Análisis del Conducto Lleno.
- 2.- Análisis del Conducto Vacío.

Se continuará con el análisis para cada uno de los casos, con las cargas obtenidas en el conducto. Para el análisis del conducto, éstos se consideran como marcos rígidos, determinando los momentos de continuidad por cualquiera de los métodos utilizados.

Así mismo se obtendrán los momentos flexionantes entre los nodos de cada pieza, para después calcular los esfuerzos cortantes de cada barra y corregirlos por las diferencias de los momentos de continuidad. Aquí termina el análisis y da principio el diseño.

Para iniciar el diseño, se calculará el espesor necesario para resistir el mayor momento flexionante encontrado para el caso mas desfavorable, posteriormente se revisará para que resista el esfuerzo cortante; en caso de no resistirlo se aumentarán las dimensiones hasta que fuese necesario.

Tanto la losa superior como la losa inferior y las paredes verticales. piezas del marco, trabajarán a flexocompresión para las condiciones de carga externas;

por este motivo se tendrá que verificar las fatigas externas de trabajo del acero y del concreto. Las compresiones en las piezas verticales serán las fuerzas cortantes en las horizontales y viceversa.

Se hará el análisis del marco para carga exterior e interior obteniendo el acero de refuerzo necesario para resistir la flexión. De acuerdo con el momento actuante se armará el conducto para cada caso, colocando el acero en cada pieza del marco donde fuese necesario.

De esta manera el marco quedará sobrado en acero para determinadas condiciones, pero al límite adecuado para las que justificaron el diseño.

Cuando se va a realizar la construcción de un conducto es mucho más fácil ésta cuando las dimensiones del mismo son iguales, por lo que se procura conservar el espesor de las paredes del barril.

Si se presenta el caso de un sifón con carga hidrostática grande, en la mayoría de los casos el análisis del conducto lleno será el caso más desfavorable en cuanto a flexión, y el espesor del marco estará regido por la fuerza cortante máxima. Por el contrario, en los sifones de poca altura, el espesor estará regido por el máximo momento flexionante. De cualquier manera ya sea el caso de un sifón con carga hidrostática grande o pequeña, se deberán hacer los dos estudios.

Cuando se tiene poca carga se recomienda colocar juntas de dilatación a cada 20 metros, perpendiculares al eje del sifón. Estas juntas deberán estar cortadas por un sello de cloruro de polivinilo y no deberán interrumpir el acero longitudinal calculado por la temperatura.

Al colocar la sección del conducto entre juntas de dilatación sería ideal colar toda la sección monolíticamente, pero debido a que es prácticamente imposible conviene hacer dos colados. El primero deberá incluir la losa inferior y una cuarta parte de la altura de las paredes del conducto. El segundo se deberá efectuar cuando ya fraguó el primero y deberá incluir lo restante por colar, es decir, las tres cuartas partes restantes, parte superior, de las paredes laterales y la losa superior.

Cuando se termine la primera etapa, para unirla con el segundo colado, se colocará una llave de unión. Antes de realizar el segundo colado, se deberá limpiar así como también preparar la superficie de contacto del concreto para hacer la liga por medio del aditivo conveniente.

La impermeabilidad de una tubería es una condición fundamental, que debido a la porosidad propia del concreto o al agrietamiento del mismo, que a su vez se debe al alargamiento del acero de refuerzo, que trae consigo esfuerzos de tensión no admisibles en el concreto, hacen que las tuberías de concreto puedan fallar. Con el uso

de aditivos, una baja relación agua-cemento, una buena dosificación de agregados, un colado y un vibrado cuidadosos se puede evitar en gran medida la porosidad.

El problema del agrietamiento es mayor y presenta consecuencias peligrosas cuando las tuberías trabajan con una presión considerable ya que las infiltraciones con el tiempo oxidan y reducen el área de refuerzo.

Para lograr reducir el agrietamiento, se deberá considerar en el diseño esfuerzos de tensión menores a los permisibles como recomiendan varios autores.

Los siguientes esfuerzos de diseño son propuestos por el U. S. Bureau of Reclamation.

Esfuerzo Reducido	Carga Maxima
Kg/cm ²	m
1125	15.24
984	22.86
879	38.10

En el libro de J.L. Gomez Navarro "Saltos de agua y presas de Embalse aparece la siguiente tabla:

Cargas en m.	Kg/cm ²
0 a 6	1000
6 a 12	900
12 a 18	850
18 a 24	800
24 a 30	700
30 a 36	630
más de 36	600

El Dr. Mario Mainardis recomienda que no se deben construir conductos de concreto de más de 60 m de carga. También recomienda que el producto carga por diámetro no sobrepase 200 m².

Serge Leliensky aconseja un esfuerzo de 800 Kg/cm² aproximado y nunca mayor de 1000 Kg/cm²

Para conductos de concreto, se ha optado en la Subdirección de Proyectos de Obras Hidráulicas e Ingeniería Agrícola para el desarrollo Rural, después de un análisis de éstos diferentes criterios, para simplificar el cálculo, adoptar las siguientes fatigas en el acero:

Para cargas hasta de 20m $f_s=1400 \text{ Kg/cm}^2$

Para cargas mayores de 20m $f_s=1000 \text{ Kg/cm}^2$

Para cada una de las condiciones de carga que actúan sobre los conductos intervendrán las fatigas respectivas.

Por economía, se recomienda usar para sifones con cargas grandes, tubería presforzada o de acero.

Se aconseja dejar un colchón sobre los sifones ya que los protege del intemperismo o de alguna posible destrucción intensional. También se aconseja colocarlo aún cuando no sea indispensable como en el caso de una vía ferrea, cuando cruza terrenos de labor o cuando pasa por debajo de un camino.

III.1 ANALISIS DEL CONDUCTO LLENO.

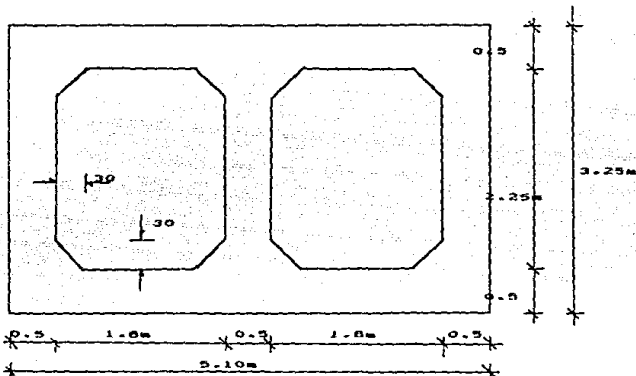
Para el primer estudio se deberá calcular el conducto con gasto normal, pero sin considerar las cargas exteriores, ya que éstas disminuirían la presión interna y además sólo se permite cubrir el barril después de que se le hayan realizado las pruebas con presión de agua al sifón, ya que de lo contrario no se podría observar el funcionamiento de la Estructura y tampoco se tendría la seguridad de que la estructura y su impermeabilidad son aceptables.

Para el Cálculo Estructural de los conductos rectangulares se recomienda seguir los siguientes pasos:

Se deben considerar las cargas que actúan sobre la losa superior, losa inferior y las paredes del conducto.

Iniciamos el cálculo suponiendo un espesor para las paredes de 0.50 m y carteles de 0.30 x 0.30 mts.

pasos:



Se prosigue revisando la sección central del conducto.

a) Carga sobre Losa Superior:

$$W_1 = wh_1 - p.p.$$

W_1 = Presión hidrostática del agua sobre la losa superior

p.p. = Peso propio de la losa por metro cuadrado

w = Peso específico del agua = 1000 kg/m³

h_1 = Carga hidrostática sobre la losa superior en metros.

Elevación del agua a la entrada

del conducto = $1968.316 + 2.29 = 1970.606 \text{ m}$

Elevación del lecho inferior

la losa superior = $1944.87 + 2.25 = 1947.12 \text{ m}$

h_1 - Carga hidrostática = 23.486 m

$wh_1 = 1000 \times 23.486 = 23486 \text{ kg/m}^2$

Peso propio de la losa superior = $0.50 \times 2400 = 1200$

kg/m^2

$W_1 = wh_1 - p.p. = 23486 - 1200 = 22286 \text{ kg/m}^2$

b) Carga sobre Losa Inferior

$W_2 = wh_2 + p.p. \text{ losa} - \text{Reacción del terreno}$

$W_2 =$ Presión hidrostática del agua sobre losa inferior

$h_2 =$ carga hidrostática sobre la losa inferior en metros

Elevación del agua a la entrada

del conducto = 1970.606 m

Elevación del lecho superior de la

losa inferior = 1944.87 m

Carga hidrostática = 25.736 m

$wh_2 = 1000 \times 25.736 = 25736 \text{ kg/m}^2$

Para la obtención del Peso propio del agua se deberá tomar en cuenta el área hidráulica del conducto que es igual con 7.74 m^2

$W_w = 7.74 \times 1000 = 7740 \text{ kg/m}$

$$\text{Peso propio del conducto} = \{(5.10 \times 3.25) - 7.74\} 2400 = 21204$$

Kg/m

$$\text{Peso propio de la losa inferior} = 0.50 \times 2400 = 1200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Reacción del Terreno} = (21204 + 7740)(5.1)^{-1} = 5675.30 \text{ kg/m}^2$$

$$W_2 = 25736 + 1200 - 5675.30 = 21260.7 \text{ kg/m}^2$$

c) Paredes Laterales

Por las condiciones de carga se forma un diagrama trapecial debido a la presión hidrostática del agua a la altura de la losa superior y de la inferior.

$$W_3 = 1000 h_1 \qquad W_4 = 1000 h_2$$

W_3 = Presión hidrostática del agua a la altura de la losa superior.

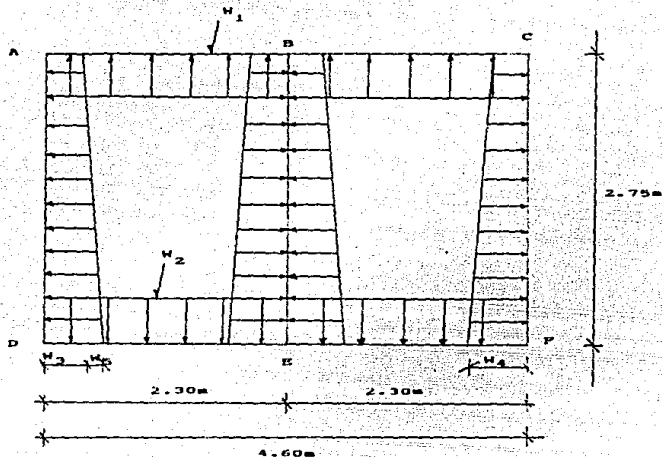
W_4 = Presión hidrostática del agua a la altura de la losa inferior.

$$W_3 = 1000 h_1 = 1000 \times 23.486 = 23486 \text{ kg/m}^2$$

$$W_4 = 1000 h_2 = 1000 \times 25.736 = 25736 \text{ kg/m}^2$$

$$W_5 = W_4 - W_3 = 25736 - 23486 = 2250 \text{ kg/m}^2$$

Para observar con mayor claridad las cargas que actúan sobre el conducto, se presenta el siguiente diagrama:



Posteriormente se resuelve el marco rígido con las cargas encontradas. Con la ayuda de un programa de computadora se llegó a los siguientes resultados: , [Kg][m]

	AD	AB	BA	BE	BC	CB	CF
MF	+13620	-13620	8317	0	-8317	+13620	-13620
VF	33377	27935	23323	-	23323	27935	33377
M(+)		+3888			+3888		
	+9719						+9719
M(+)		+3639			+3639		
VF	34304	26970	21924	-	21924	26978	34304
MF	-13477	+13477	-7665	0	7665	-13477	+13477
DA		DE	ED	EB	EF	FE	FC

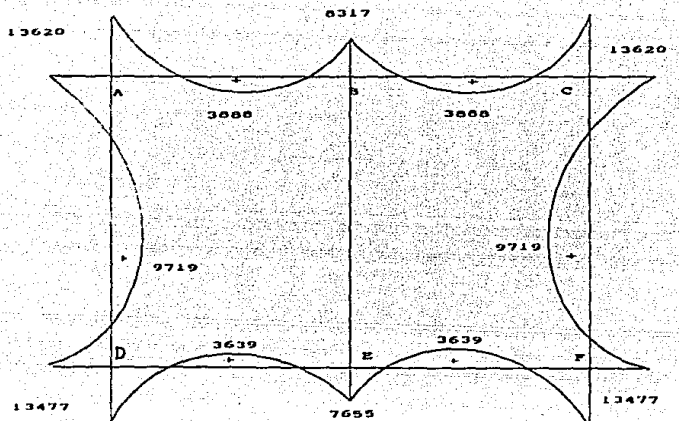


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES
TRABAJANDO LOS DOS CONDUCTOS LLENOS (Kg = 1)

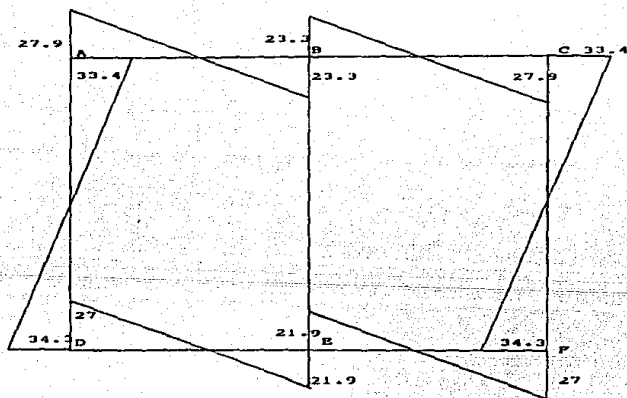


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES (Ton)

Suponiendo que trabaja un solo conducto se obtienen los siguientes resultados: [Kg] [m]

	AD	AB	M(+)	BA	BE
MP	+12932	-12932	+1805	+12932	-12932
VF	33410	25629		25629	33410
K(+)	10453				M(+)
					10453
VP	34271	24451	+1362	24451	34271
MP	-12698	+12698		-12698	+12698
	DA	DE	M(+)	ED	EB

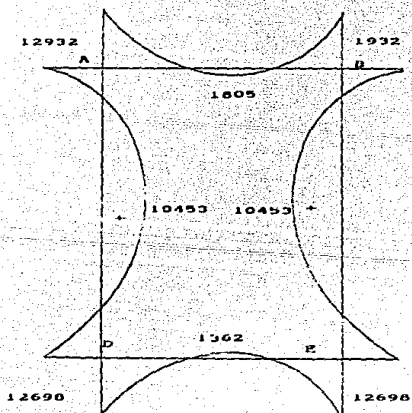
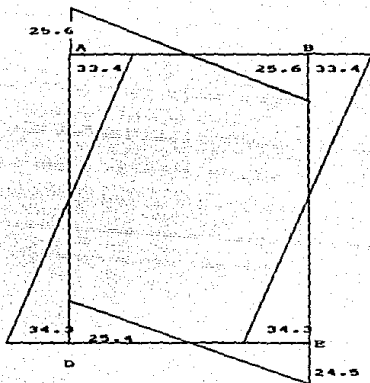


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES TRABAJANDO UN CONDUCTO LLENO. [Kg m]

DIAGRAMA DE FUERZAS
CORTANTES [Ton]



III.1.2.- DISEÑO DEL CONDUCTO LLENO.

TRABAJANDO LOS DOS CONDUCTOS.

Con el momento máximo positivo o negativo y para el esfuerzo cortante mayor se calcula el peralte máximo y todas las demás barras por seguridad se proyectarán y armarán con las mismas dimensiones.

$$M_{\max(-)} = 13.620 \text{ Ton. x m}$$

$$V_{\max} = 34304 \text{ kg.}$$

Constantes de cálculo:

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.5f_y = 0.5 \times 4200 = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_o = 0.45f'_c = 157.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2000000}{14000(350)^2} = 7.636 = 8$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_s}} = \frac{1}{1 + \frac{2100}{8.0(157.5)}} = 0.375$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.375}{3} = 0.875$$

$$K = wf_o k j = 4(157.5)(0.376)(0.875) = 25.909$$

$$V_o = 0.3(f'_c)^{2/3} = 5.612 \text{ kg/cm}^2$$

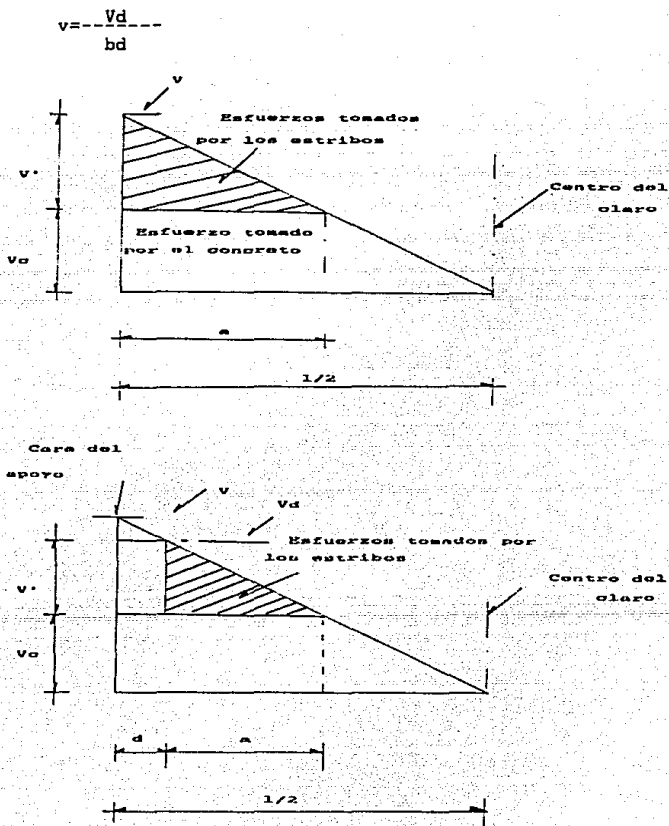
$$d_M = \left(\frac{M}{Kb} \right)^{1/3} = \left(\frac{1362000}{25.909 \times 100} \right)^{1/3} = 22.928$$

$$d = 25 \quad h = 30$$

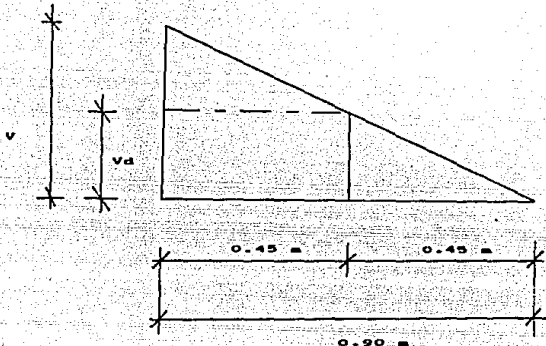
Revisión por Cortante

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{34304}{100 \times 25} = 13.722 \text{ kg/cm}^2 > 5.612 \text{ kg/cm}^2$$

Se puede reducir el cortante, tomándolo a una distancia "d" de la cara del apoyo según las especificaciones del del ACI 318-71, representando ese cortante máximo mediante V_o , entonces:



La fuerza cortante a una distancia "d" del apoyo será:



$$V = 34304 \text{ kg}$$

$$\text{Si } d = 45$$

$$h = 50$$

$$V_d = \frac{34304}{0.45} \times \frac{1.80}{2}$$

$$V_d = 17152 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V_d}{bd} = \frac{17152}{100 \times 45} = 3.81 < 5.612 \text{ kg/cm}^2$$

Debido a que el cortante actuante es igual a 3.81 kg/cm^2 se puede proponer utilizar concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ cuyo $V_c = 0.3(f'c) = 0.3(250) = 4.74 \text{ kg/cm}^2 > 3.81 \text{ kg/cm}^2$ y el area de acero no cambiará mucho ya que "j" sería igual a 0.9 y no a 0.875 que fue el valor que se utilizó para el diseño.

Debido a que en reducción de la fuerza cortante a una distancia igual al peralte de la viga, los carteles se encuentran dentro de esta distancia, los efectos de éstos no se toman en cuenta según las especificaciones del ACI.

Se armarán las vigas por flexión y se revisará el refuerzo por adherencia.

Segun ACI:

$$A_s = \rho_n \text{ por flexión} = \frac{14}{f_y} bd = 0.0033 \times 100 \times 45 = 15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep} = \frac{2.85 \times 100}{15} = 19 \text{ esto es @ } 19 \text{ cm}$$

Barra AB y BC

$$M(-) = 13620 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad V = 27935 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{M}{f_y j d} = \frac{1362000}{2100 \times 0.875 \times 45} = 16.472 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep. Varillas de } 3/4" \quad s = \frac{2.85 \times 100}{16.472} = 17.30 \text{ cm esto es @}$$

17cm

Revisión por Adherencia segun ASTM A 305

$$\mu = \frac{3.2(f'_c)^{1/2}}{D} = \frac{3.2(350)^{1/2}}{D} = \frac{59.867}{D} = \frac{59.867}{1.905} = 31.43 < 35$$

$$\mu = \frac{V}{E_o j d} = \frac{27935}{35.908(0.875)(45)} = 19.76 < 35$$

Barra AB y BC

$$M(+)=3888 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$A_s = \frac{388800}{2100 \times 0.875 \times 45} = \frac{388800}{82687.5} = 4.702 \text{ cm}^2$$

$$4.702 < 15 \text{ cm}^2$$

Sep. varillas de 3/4" ϕ @ 19 cm

$$M(-) = 8317 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad V = 23 \ 323 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{M}{f_y d} = \frac{831700}{82687.5} = 10.058 \text{ cm}^2 < 15 \text{ cm}^2$$

Sep. varillas de 3/4" ϕ @ 19 cm

Barra DE y EF

$$M(-) = 13477 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad V = 26 \ 978 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{1347700}{82687.5} = 16.299 \text{ cm}^2$$

Sep. varillas de 3/4" ϕ = $\frac{285}{16.2990} = 17.48 \text{ cm}$ esto
es @ 17cm

Revisión por Adherencia segun ASTM A 305

$$\mu = \frac{V}{L_o d} = \frac{26970}{35.908(0.875)(45)} = 19.0811 < 25$$

$$M(+)= 3639 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$A_s = \frac{363900}{82687.5} = 4.401 \text{ cm}^2 < 15 \text{ cm}^2$$

Sep. varillas de 3/4" ϕ @ 19 cm

Revisión por Adherencia:

$$\mu = \frac{2.3(f'c)^{1/2}}{D} = \frac{2.3(350)^{1/2}}{D} = \frac{43.029}{D} = 22.587 < 25$$

Barras Laterales AD y CF

$$M(+)= 9719 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$A_s = \frac{971900}{82687.5} = 11.754 \text{ cm}^2 < 15 \text{ cm}^2$$

Sep. varillas de 3/4" ϕ @ 19 cm

Refuerzo por temperatura (En una capa)

$$A_{st} = \rho_{bd} = 0.0018 \times 100 \times 45 = 8.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep. varillas de } 3/4" \phi = \frac{2.85 \times 100}{8.1} = 35.18 \text{ cm}$$

esto es @ 35 cm

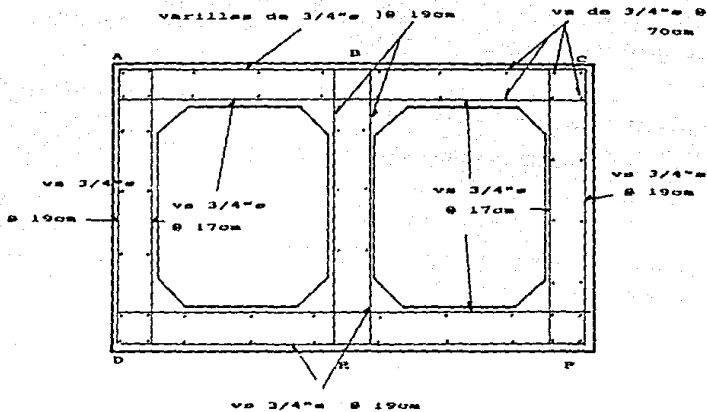
(En dos capas)

$$A_{st} = \rho_{bd} = 0.0009 \times 100 \times 45 = 4.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep. varillas de } 3/4" \phi = \frac{2.85 \times 100}{4.05} = 70.37 \text{ cm}$$

esto es @ 70 cm

ARMADO CONDUCTO LLENO TRABAJANDO LOS
DOS CONDUCTOS



III.1.3 DISEÑO CONDUCTO LLENO TRABAJANDO UN CONDUCTO

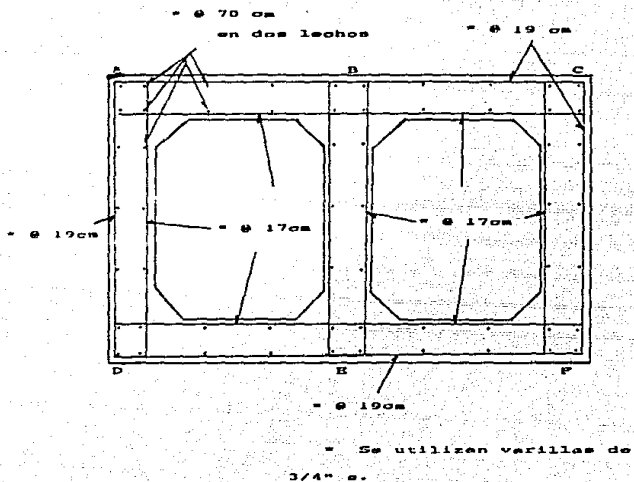
En el caso en el que trabaje un solo conducto, el único momento mas desfavorable se presentó para las barras laterales al centro del claro siendo el valor = 10 453 kg m

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1045300}{82687.5} = 12.641 \text{ cm}^2 < 15 \text{ cm}^2$$

Sep. varillas de 3/4" ø @ 19 cm

Cuando se presente el caso de un sifón con una altura muy grande, y con el objeto de economizar la obra, se podrá hacer este cálculo en diferentes lugares y así obtener las dimensiones y el armado que se requiera para las diferentes alturas.

ARMADO CONDUCTO LLENO TRABAJANDO UN SOLO
CONDUCTO



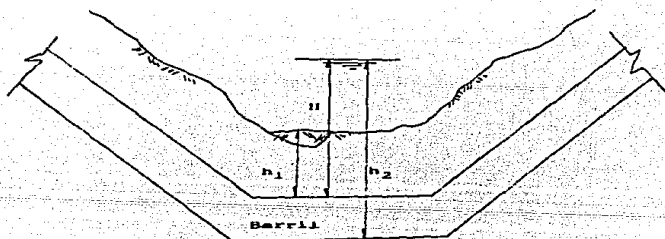
III.2 ANALISIS DEL CONDUCTO VACIO

2.- Análisis de Conducto Vacío.

Para el análisis del Conducto cuando esté vacío, se consideran tantos casos como sean necesarios para satisfacer las condiciones de carga externas que se presenten. Por lo general se presentan dos casos:

- 1o. Para cuando el tramo que está arriba de los bordes del arroyo.
- 2o. Para el que está abajo del arroyo.

El caso mas desfavorable se presenta para el tramo abajo de los bordes del arroyo, en el cual se consideran las siguientes cargas máximas exteriores.



a) Para la Losa Superior:

La losa superior carga:

-Peso del agua= P.A.

-Peso de la tierra
dentro del agua=P.T.A.

-Peso propio de la
losa= P.P.L.

Para obtener el peso del agua se considera el peso de un volumen de agua con una altura H, esta altura comprende el peso del agua en el arroyo y el peso del agua infiltrada en el terreno o colchón de tierra.

Para la obtención del peso de la tierra dentro del agua se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

1o. Por lo general para la tierra seca se considera un peso volumétrico de 1600 kg/m³ con un 30% de vacíos que serán llenados por el agua, lo que da un peso de 1900 kg/m³.

2o. Al considerar 1000 kg/m³ del agua con una altura H, faltan 900 kg para tomar en cuenta la tierra seca.

$$W_1 = PA + PTA + PPL$$

W₁ = Carga sobre losa superior

b) Para la losa inferior:

La carga que actúa sobre la losa será igual a la reacción del terreno menos el peso propio de la losa.

Para obtener la reacción del terreno bajo la losa inferior se toman en cuenta las siguientes consideraciones para calcular la carga a la que estará sujeta.

Estas cargas son:

- + Peso del agua para una altura $H=P_w$
- + Peso de la tierra dentro del agua con una $h_1 = P_t$ (altura).
- + Peso volumétrico de la tierra = 900 kg/m^2
- + Peso propio de los barriles = $P.P.$

Todas estas cargas se consideran aplicadas a todo lo ancho del conducto.

La reacción del terreno estará sujeta también a la Subpresión en todo lo ancho, y es igual a:

$S_b =$ Subpresión

$$S_b = w h_2 = 1000 h_2$$

donde:

$w =$ Peso volumétrico del agua

$h_2 =$ Altura parte inferior de la losa

Finalmente para resumir la Reacción del terreno será igual a:

$$\text{Reacción del Terreno} = \frac{P_w + P_t + P.P. - S_b}{\text{Ancho del conducto}} = R.T.$$

La carga que actúa sobre la losa inferior será igual

con: $W_2 = \text{Reacción del Terreno} + \text{Subpresión} - \text{Peso propio.}$

c) Para las Paredes Verticales

Las paredes verticales se calculan sujetas a la acción de empuje de tierra y empuje de agua.

Para la parte superior de las paredes verticales la presión hidrostática será igual a:

$$P_a = 1000H$$

y la presión de la tierra dentro del agua será según la fórmula de Rankine igual a:

$$P_t = cwh$$

En la fórmula de Rankine c representa el coeficiente de empuje dentro del material y es:

$$c = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \quad w = 900 \text{ kg/m}^3$$

donde:

ϕ = ángulo de reposo del material

$c = 0.286$ para talud de reposo 1.5:1

$c = 0.172$ para talud de reposo 1:1

$c = 0.382$ para talud de reposo 2:1

$c = 0.0572$ para talud de reposo 0.5:1

Por tanto para calcular la presión sobre las paredes verticales en la parte superior será igual a:

$$W_s = P_a + P_t$$

Para la parte inferior de las paredes verticales, la presión hidrostática será:

$$P'_a = 1000 H'$$

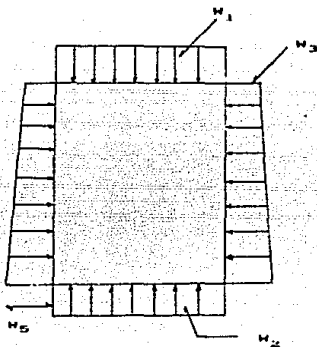
y la presión de la tierra dentro del agua valdrá:

$$P'_t = cwh'$$

Para obtener la presión sobre las paredes verticales en la parte inferior sumaremos las dos presiones, por tanto:

$$W_4 = P'a + P't$$

Así, el diagrama de presiones quedará de la siguiente manera:



Cuando se haga el análisis para la valuación de las presiones actuantes en el tramo por arriba del nivel del cauce, se harán las mismas consideraciones, suprimiendo las debidas a presión hidrostática y subpresión.

En nuestro problema el cruce se ha resuelto mediante un puente sifón, debido a ello, para el análisis del conducto vacío con las condiciones más desfavorables, fuera del puente, se considera con una profundidad mayor y por lo tanto con una carga de tierra mayor en la losa superior.

Para el cálculo del conducto se consideran los siguientes datos:

Peso volumétrico del material de relleno = 1800 kg/m^3

Peso volumétrico del concreto = 2400 kg/m^3

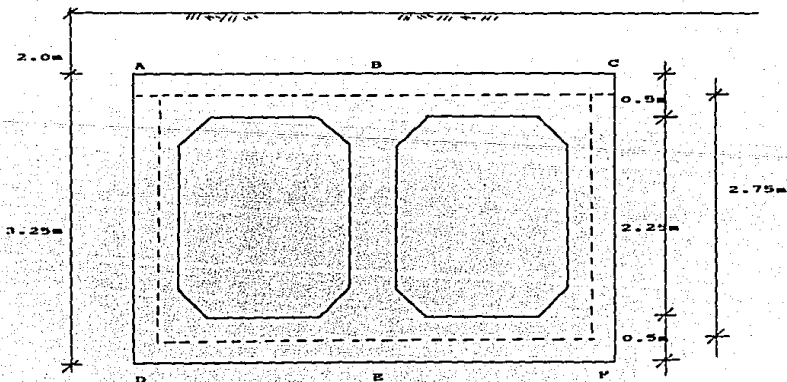
Espesor de las paredes del conducto = 0.50 m

Coefficiente de Empuje activo del material = 0.286

Para talud de reposo $1.5:1$ sobre carga.

Se considera que el terreno descargara su peso sobre las paredes del ducto.

Altura de tierra sobre losa superior = 2.00 m



Para la valuación de las cargas máximas exteriores, se deben considerar las que actúan sobre la losa superior, inferior y las paredes del conducto.

a) Carga sobre losa superior

- P_t = Peso de la tierra = $2.00 \times 1800 = 3600 \text{ kg/m}^2$
- P_{ps} = peso propio losa superior = $0.5 \times 2400 = 1200 \text{ kg/m}^2$
- W_1 = Carga sobre losa superior = 4800 kg/m^2

b) Carga sobre losa inferior

$$\begin{aligned}
 - P_{po} &= \text{Peso propio del conducto} = \frac{\{(5.10 \times 3.25) - 7.74\}}{5.1} \times 2400 \\
 &= \frac{8.835}{5.1} \times 2400 \\
 &= 4158.00 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

- R_t = Reacción del terreno = $P_t + P_{po} = 3600 + 4158 = 7758 \text{ kg/m}^2$
- P_{pi} = Peso Propio de la losa inferior = $0.5 \times 2400 = 1200 \text{ kg/m}^2$
- W_2 = Carga sobre losa inferior = $R_t - P_{pi} = 7758 - 1200 = 6558 \text{ kg/m}^2$

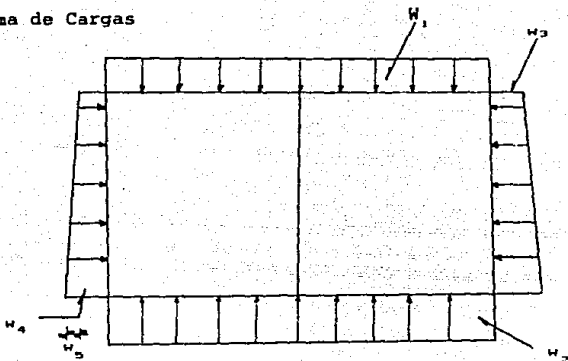
c) Carga sobre las paredes laterales.

- Se considera Presión de tierra para talud de reposo

1.5:1

- $W_3 = P_1$ = Presión a altura losa superior
- $W_3 = cwh = 0.286 \times 1800 \times 2.25 = 1158.3 \text{ kg/m}^2$
- $W_4 = P_2$ = Presión a altura losa inferior
- $W_4 = cwh = 0.286 \times 1800 \times 5 = 2574 \text{ kg/m}^2$

Diagrama de Cargas



$$W_3 - W_4 - W_2 = 2574 - 1159 = 1415 \text{ kg/m}^2$$

Posteriormente se resuelve el marco rígido con las cargas encontradas y con ayuda de un programa de computadora se obtuvieron los siguientes resultados: (Kg) (m)

	AD	AB	BA	BE	BC	CB	CF
MF	-1355	1355	-2396	0	2396	-1355	1355
		+1320			+1320		
VF	2052	5067	5973		5973	5067	2052
+149							+149
VF	3082	6909	8175		8175	6909	3082
		+1760			+1760		
MF	1879	1879	3333		-3333	1879	-1879
	DA	DE	ED	EB	EF	FE	FC

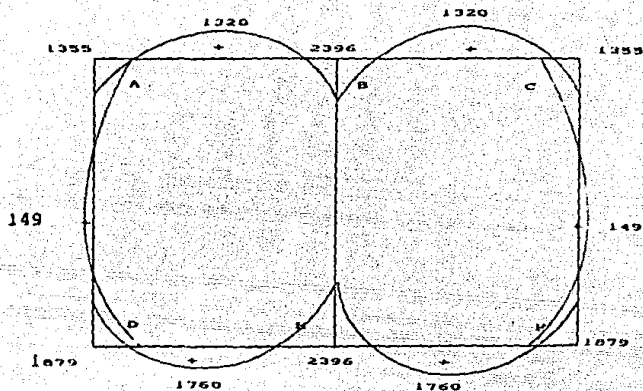


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES [Kg·m] CONDUCTO VACÍO

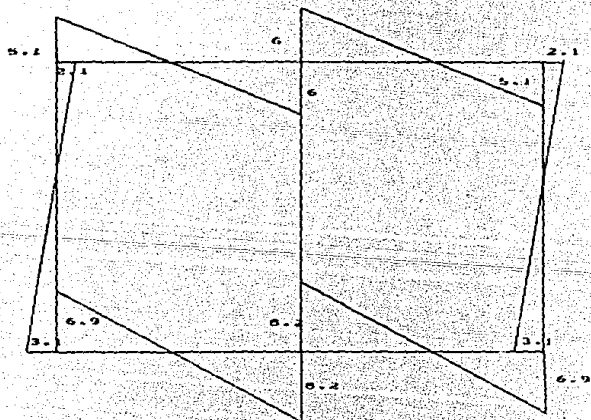


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES CONDUCTO VACÍO [Ton]

III.2.1 DISEÑO CONDUCTO VACIO PARA CARGAS EXTERIORES.

$$M_{max}(-) = 3333 \text{ kg m} < 13620 \text{ kg m (Conducto lleno)}$$

$$V_{max} = 8175 \text{ kg} < 34304 \text{ kg (conducto lleno)}$$

Debido a que los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes son de inferior magnitud que los del conducto lleno se utilizan las mismas dimensiones y constantes de cálculo.

Las cargas que actúan sobre el conducto vacío son de signo contrario a las del conducto lleno, es por ello que el área de acero que se calcula es para el otro lecho de la barra.

Las barras del marco se calculan por flexión y se desprecia el efecto de compresión en cada una, aunque es favorable.

Segun ACI:

$$A_{smin} \text{ flexión} = -\frac{14}{f_y} - bd = 0.0033 \times 100 \times 45 = 15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep} = -\frac{285}{15} @ 19 \text{ cm}$$

Refuerzo por Temperatura (en una capa) conducto lleno y vacío.

$$A_{st} = 0.0018bd = 0.0018 \times 100 \times 45 = 8.1 \text{ cm}^2 @ 35 \text{ cm}$$

$$\text{Sep. Varillas de } 3/4" \text{ } \phi = -\frac{285}{8.1} = 35.18 \text{ cm}$$

esto es @ 35 cm

En dos capas:

$$A_{st} = 0.0009bd = 0.0009 \times 100 \times 45 = 4.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep. varillas de } 3/4" \text{ } \phi = \frac{285}{4.05} = 70.37$$

esto es @70 cm

$$\text{Sep. varillas de } 1" \text{ } \phi = \frac{507}{4.05} = 125.185$$

esto es @125 cm

El mayor momento es 3333 kg m

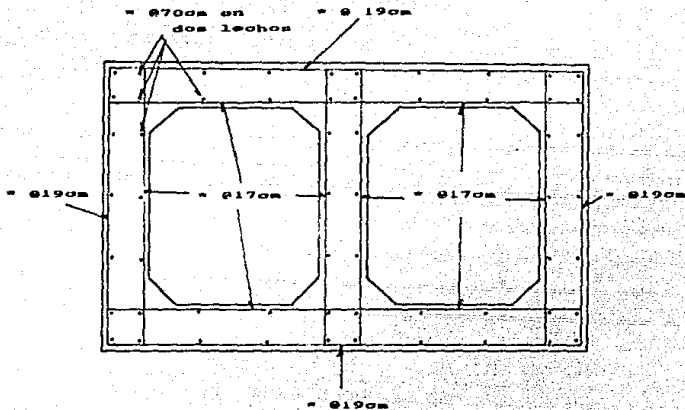
$$A_s = \frac{333300}{82687.5} = 4.03 \text{ cm}^2 < 15 \text{ cm}^2 A_{s(\text{min})} \text{ flexión}$$

Por tanto rige en toda la sección $A_{s(\text{min})}$ por flexión para conducto vacío con cargas exteriores.

Se arma el marco con el área de acero necesaria para que cumpla con las condiciones de conducto lleno y vacío en los dos lechos del mismo.

ARRABDO DEFINITIVO.

TRAMO DEL SIPON.



= Sep. varillas de

3/4" =

III.3 CALCULO ESTRUCTURAL. DISEÑO Y ARMADO DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL SIFON EN LA PARTE CORRESPONDIENTE AL PUENTE.

Para cruzar la depresión ubicada en el Km 69+027 y lograr que continúe su paso el Canal Principal Alt.º Alfajayucan, se estima conveniente hacerlo por medio de un puente sifón, reduciendo la longitud del mismo.

El puente será soportado por pilas, las cuales deberán resistir las cargas verticales transmitidas por la Estructura.

Para escoger el lugar adecuado para situar las pilas, se hicieron varios tanteos estimando conveniente hacerlo en 6 estaciones, que son las sig:

Pila	1	Estación	68+978.50
Pila	2	Estación	68+990.50
Pila	3	Estación	69+014.50
Pila	4	Estación	69+038.50
Pila	5	Estación	69+062.50
Pila	6	Estación	69+077.50

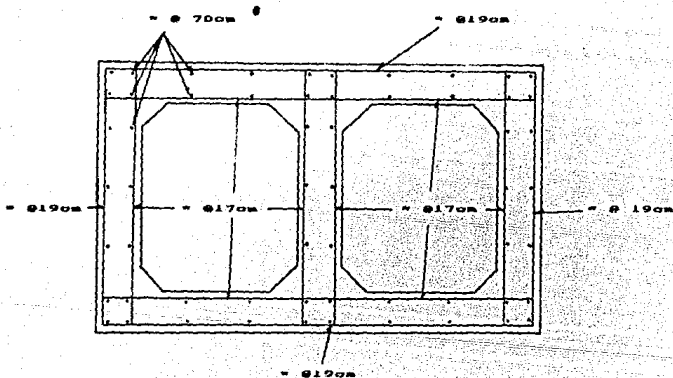
Resultando un puente sifón con 5 claros:

El 1er claro con una longitud de	12 m
El 2do claro con una longitud de	24 m
El 3er claro con una longitud de	24 m
El 4to claro con una longitud de	24 m
El 5to claro con una longitud de	15 m

Con una longitud total de 99 m

El análisis estructural de la Sección Transversal se hace con las cargas interiores que actúan sobre él. Estas cargas son iguales que las obtenidas para el sifón en la parte inferior, ya que se encuentran a la misma elevación y por lo tanto tendrán la misma carga hidráulica.

Por esta razón el análisis de la Sección Transversal de Puente será igual a la del sifón trabajando como conducto lleno.



• Sep. varillas de
3/4" •

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

CAPITULO

IV

**CALCULO ESTRUCTURAL, DISEÑO
Y ARMADO DE LA CUBETA DEL
PUENTE.****(SECCION LONGITUDINAL).**

Se tomarán en cuenta las cargas que actúan sobre el sifón-puente canal.

$$\begin{aligned} \text{Peso del Agua} &= \text{Area del Conducto} \times \text{Peso Vol. del Agua} \\ &= 7.74 \times 1000 = 7740 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Peso del Concreto} = (5.10 \times 3.25) \times 2400 = 21204 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga viva Considerada} = 200 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga Total} = 29144 \text{ kg/m}$$

Se prosigue resolviendo la viga continua de 3 claros, con carga uniformemente repartida sobre toda la viga y momento de inercia constante.

	B	C	D	E		
MF	BC 0	CB -1639.35	CD 1639.35	DC -1639.35	DE 1639.35	ED 0
M(+)	+1358.742		+459.018		+1358.74	
VF	281.422	418.034	349.728	349.728	418.034	281.4



$$M_x = -\frac{Wl^2}{8} = 524.592 \text{ Ton. m}$$

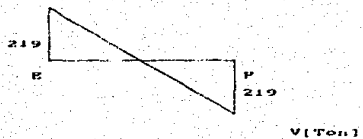
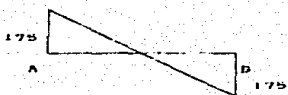
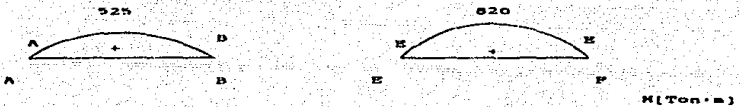
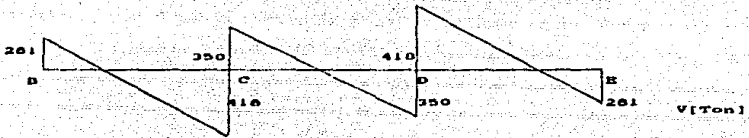
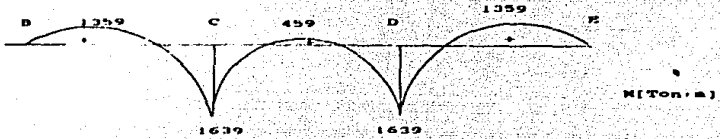
$$M_x = -\frac{Wl^2}{8} = 819.675 \text{ Ton. m}$$

$$V_x = 174.864 \text{ Ton}$$

$$V_x = 218.58 \text{ Ton}$$

En el apoyo A, B, E y F se propone junta asfáltica de dilatación.

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y FUERZAS CORTANTES
SECCION LONGITUDINAL.



Diseño ACI:

$$P_{min} = \frac{14}{f_y} \quad P_{min} = \text{Porcentaje mínimo de acero.}$$

como el acero tiene un $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$P_{min} = \frac{14}{4200} = 0.00333$$

La estructura se calcula como una unidad, como viga "T" si el eje neutro cae fuera del patín, o como viga rectangular si cae dentro del patín.

Para saber si se trata de viga "T" o rectangular:

$$\text{Si } \frac{bt^2}{2} < nAs(d-t) \text{ entonces es "T"}$$

$$\text{Si } \frac{bt^2}{2} > nAs(d-t) \text{ entonces es "rectangular"}$$

$b=510\text{cm}$	$t=50\text{cm}$	$n=8$
$d=315\text{cm}$	$b=150\text{cm}$	$f'_c=350\text{kg/cm}^2$
$f_c=0.45$	$f'_s=157.5 \text{ kg/cm}^2$	

Area concreto para viga T:

$$A = (0.5)(5.10) + (2.25)(1.50) = 5.925 \text{ m}^2$$

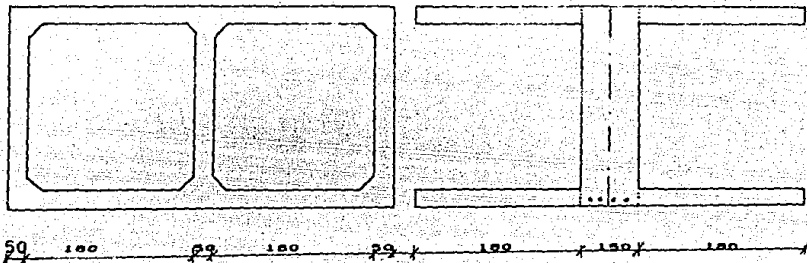
$$As_{min} = 0.333 \times 100 \times 5.925 = 197.49 \text{ cm}^2$$

$$\frac{510(50)^2}{2} > 8.0 (197.49)(315-50)$$

$$637500 > 418678.83$$

Por tanto se trata de una viga rectangular.

Se calcula como una viga rectangular para que soporte las cargas actuantes.



Datos:

$$b = 150 \text{ cm}$$

$$d = 315 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.00333$$

$$f_s = 0.5f_y = 0.5(4200) = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 8.0$$

$$f'_c = 350$$

$$A_{smin} = \rho bd = 0.00333 \times 150 \times 315 = 157.5 \text{ cm}^2$$

$$k = 0.376$$

$$j = 0.875$$

$$R = 25.909$$

Acero positivo:

$$A_s = \frac{H}{f_{jd}} = \frac{135874200}{2100 \times 0.875 \times 315} = \frac{135874200}{578812.5} = 234.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{H}{f_{jd}} = \frac{45901600}{578812.5} = 79.303401$$

$$79.303 \times 1.33 = 105.473 < 157.5 \text{ cm}^2$$

Rige $A_{s_{min}}$

$$A_s = \frac{52459200}{578812.5} = 90.632$$

$$90.632 \times 1.33 = 120.541 < 157.5 \text{ cm}^2$$

Rige $A_{s_{min}}$

$$A_s = \frac{81967500}{578812.5} = 141.61322$$

$$141.613 \times 1.33 = 188.348 > 157.5 \text{ cm}^2$$

Rife $A_{s_{min}}$

Acero negativo:

BC, CD y DE

$$A_s = \frac{163935000}{578812.5} = 283.23 \text{ cm}^2$$

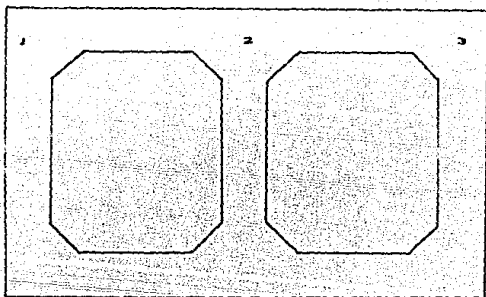
El Momento Resistente Valdrá:

$$M_r = Rbd^2 = 25.909 \times 150 \times 315^2 = 385623000 \text{ kg/cm}$$

El Momento Flexionante máximo vale: 163935000 kg/cm

No obstante que el momento resistente es mucho mayor que el momento flexionante, no se puede disminuir el acero por especificación del ACI, ni las dimensiones por necesidades hidráulicas debidas a la presión interior. .

Como en realidad existen tres traveses, el área de acero necesaria de acuerdo con el diagrama de momentos se distribuye entre estas 3 traveses laterales del conducto.



1 Traves 1

2 Traves 2

3 Traves 3

$$As(+)\text{ Trabe BC y DE} = \frac{234.75}{3} = 78.25 \text{ cm}^2 \text{ por trabe}$$

$$As(+)\text{ Trabe CD} = \frac{157.5}{3} = 52.5 \text{ cm}^2 \text{ por trabe}$$

$$As(+)\text{ Trabe AB} = \frac{157.5}{3} = 52.5 \text{ cm}^2 \text{ por trabe}$$

$$As(+)\text{ Trabe Ef} = \frac{157.5}{3} = 52.5 \text{ cm}^2 \text{ por trabe}$$

$$As(-)\text{ Trabe BC, CD y DE} = \frac{283.23}{3} = 94.41 \text{ cm}^2 \text{ por trabe}$$

$$As(-)\text{ Trabe Ab y EF} \quad A's = \frac{52.5}{5} = 10.5 \text{ cm}^2 \text{ por trabe}$$

$$Ast/cara = 0.0009bxh = 0.0009 \times 50 \times 315 = 14.175 \text{ cm}^2 \text{ por trabe}$$

$$As(-)\text{ Trabe BC y DE} \quad A's = \frac{78.25}{5} = 15.65 \text{ cm}^2 \text{ por trabe}$$

Areas necesarias de Acero por trabe:

	A	B	C	D	E	F	
(-)	14.175	14.175 15.65	94.41	94.41	94.41	15.65 14.175	14.175
(+)		52.5	78.25	52.5	78.25	52.5	

En el lecho superior se propone colocar 2 varillas de 1 1/2" s a lo largo de todo el puente y en el tramo CD colocar adicionalmente 7 varillas de 1 1/2" s.

Estas varillas se prolongan a la izquierda del apoyo C en una longitud igual a:

$$M_{Reaccida} = -\frac{15.84(2100)(0.875)(315)}{100} = -91683.9 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M = M_{ap} + Vf_x - \frac{Wx^2}{2}$$

$$-91.6839 = -1639.35 + 418.034x \left(-\frac{29.144x^2}{2} \right)$$

$$14.572x^2 - 418.034x + 1547.6661 = 0$$

encontrando las raíces de la ecuación

$$x_1 = 24.32 \text{ m}$$

$$x_2 = 4.37 \text{ m} + 1.50 \text{ m (empalme)} = 5.87 \text{ m}$$

Longitud a la derecha del apoyo c=

$$-91.6839 = -1639.35 + 349.728x - 29.144x^2(2)$$

$$14.572x^2 - 349.728x + 1547.6661 = 0$$

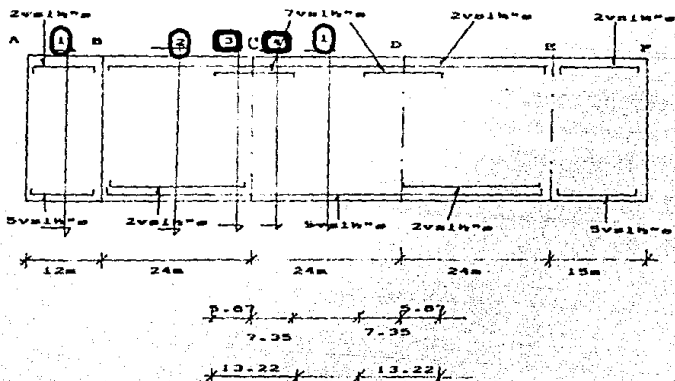
resolviendo la ecuación encontramos las siguientes raíces

$$x_1 = 5.85 \text{ m} + 1.50 \text{ m (empalme)} = 7.35 \text{ m}$$

$$x_2 = 18.15 \text{ m}$$

Longitud a la derecha del apoyo D= 5.87m, igual a la de la izquierda del apoyo C, debido a que los elementos son iguales, así como también la longitud a la izquierda del apoyo D será igual a la derecha del apoyo C.

ARMADO LONGITUDINAL POR TRABE.



Apoyo A, B, E y F junta de dilatación

El esfuerzo cortante máximo en el apoyo C tiene un valor de :

$$V_f = 418.034 \text{ Ton}$$

Resistido por 3 traveses, por lo que cada traveserá:

$$V_f = \frac{418034}{3} = 139,344.67 \text{ kg}$$

$$V = \frac{V}{bd} = \frac{139344.67}{50 \times 315} = 8.847 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\max} = 1.32(f'c)^{1/2} = 1.32(350)^{1/2} = 24.695 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\max Res} = V_{\max} bd = 24.695 \times 50 \times 315 = 388945.29 \text{ kg}$$

$$V_{\max Res} > 139,344.67$$

por tanto la sección si aguanta.

$$V_o \text{ permisible} = 0.29(f'c)^{1/2} = 0.29(350)^{1/2} = 5.425$$

$$V_o = V_o \text{ permisible} bd = 5.425 \times 50 \times 315 = 85443.75 \text{ kg} < V_{\text{actuante}}$$

por tanto necesita estribos

$$V' = V_{\text{actuante}} - V_o - W_d = 139344.67 - 85443.75 - 29144 \times 3.15 \\ = -37902.68$$

por tanto Estribos por.

Temperatura

$$A_{\text{stemp}} = 0.0015(b)l = 0.0015(50)100 = 7.5 \text{ cm}^2$$

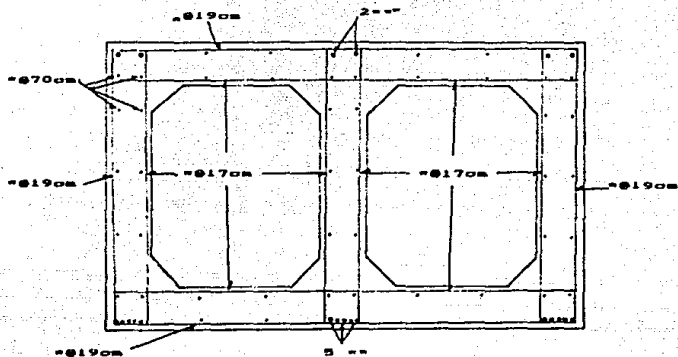
$$\text{Sep Est.} = \frac{2A_s(100)}{A_{\text{stemp}}} = \frac{2(2.85)100}{7.5} = 76 \text{ cm}$$

var 3/4" @ 76cm

Debido a que el armado de la Sección Transversal del Sifón en la parte correspondiente al puente presenta separaciones menores que las necesarias por el cálculo longitudinal de los estribos, regirán las primeras, no siendo necesarias las de los estribos.

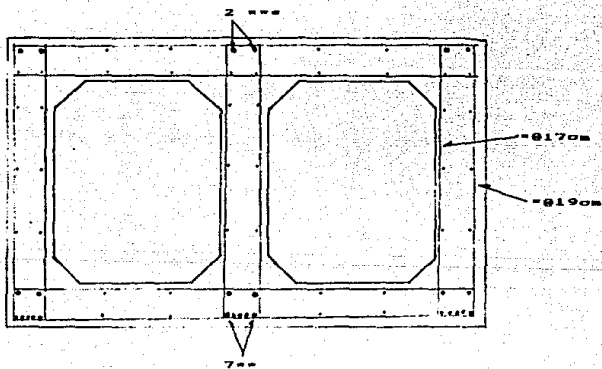
En la parte correspondiente al puente, el armado de la sección transversal será constante, siendo el acero necesario para los lechos exteriores varillas de $3/4'' \text{ } \emptyset @ 19 \text{ cm}$ y para los lechos interiores varillas de $3/4'' \text{ } \emptyset @ 17 \text{ cm}$; el acero por temperatura serán varillas de $3/4'' \text{ } \emptyset @ 70 \text{ cm}$ colocadas longitudinalmente.

ARMADO DEFINITIVO PARTE CORRESPONDIENTE AL PUENTE

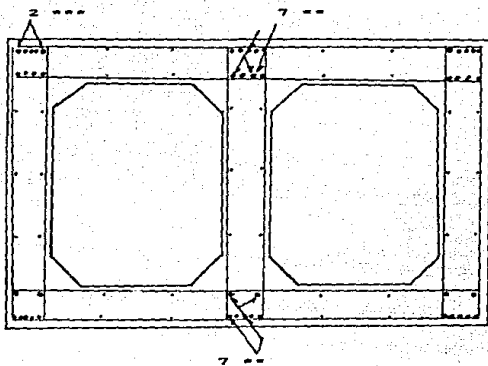
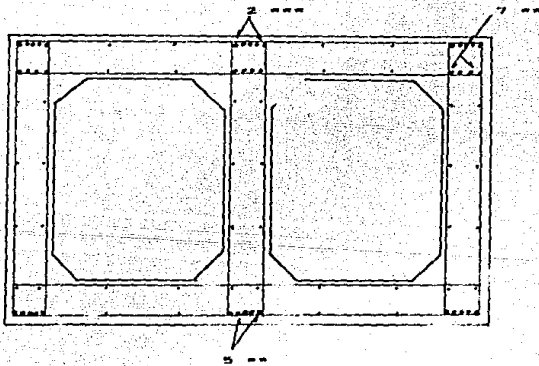


* va de 3/4"e
 ** va de 1h"e
 *** va de 1h"e

CORTE 1



CORTE 2

CORTE **3**CORTE **4**

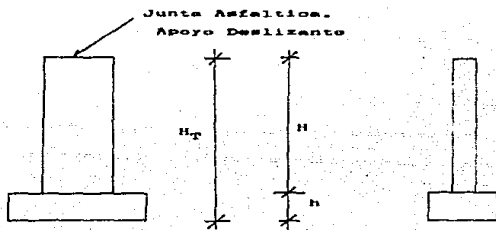
CAPITULO V

**CALCULO ESTRUCTURAL, DISEÑO
Y ARMADO DE LAS FILAS Y
ESTRIBOS DE SOPORTE DE LA
CUBETA.**

Las pilas se desplantarán sobre un material que de acuerdo con las pruebas de laboratorio hechas cercanas al sitio de localización de ellas nos reporta una resistencia del terreno de 50 Ton/m^2

Se cuenta con las siguientes alturas de las pilas:

Rasante del conducto Elev. $1944.87 - 0.5 = 1944.37\text{m}$



- Pila No. 1 Estación 68+978.50
 $H+h=H_T = 1+0.25 = 1.25 \text{ m}$
 Desplante Elev. 1943.12 m
- Pila No. 2 Estación 68+990.50
 $H_T = 4.77+0.6 = 5.37\text{m}$
 Desplante Elev. 1939.00 m
- Pila No. 3 Estación 69+014.50
 $H_T = 15.42+1.6 = 17.02 \text{ m}$
 Desplante Elev. 1927.35 m
- Pila No. 4 Estación 69+038.50
 $H_T = 18.07+1.8 = 19.87 \text{ m}$
 Desplante Elev. 1924.5 m

Pila No. 5 Estación 69+062.50
Hr= $5.77+0.80= 6.57$ m
Desplante Elev. 1937.8 m

Pila No. 6 Estación 69+077.50
Hr= $1.42+0.30= 1.72$ m
Desplante Elev. 1942.65 m

El departamento de Puentes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes establece una forma simplificada para calcular el refuerzo principal en las columnas según DIN-1045 (código 27 del Beton Kalender).

Pila No. 1 Estribo No. 1

Estación 68+978.50

Desplante Elevación 1944.90 m h=1.25 m

Los estribos se encuentran totalmente enterrados

1.- Porcentajes Mínimos y Máximos de Refuerzo.

$$P_{min} = 1.0\%$$

$$\text{Area de la Columna} = 510 \times 50 = 25\,500 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de Acero} = 0.01 \times 25500 = 255 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para varillas de } 14 \text{ mm } \phi \quad a_w = 7.92$$

Se colocarán 34 varillas del No. 10

$$(A_s = 34 \times 7.92 = 269.28 \text{ cm}^2)$$

Se proponen 2 lechos de 17 varillas cada uno.

2.- Revisión por Pandeo. Según DIN-1045

$$\frac{P_{puertura}}{W \times P_{actuante}} \geq 3$$

$$\begin{aligned} P_{puertura} &= A_c f'_c + A_s f_y = 25500(250) + (269.28)(4200) \\ &= 7505976 \text{ kg} \end{aligned}$$

W se obtiene de la Tabla sig. o de la gráfica L.

$\frac{hk}{d}$	15	20	25	30	35	40
W	1.0	1.08	1.32	1.72	2.28	3.0

Hs= altura total de la columna

d= dimensión mínima de la sección

k= longitud de pandeo

$$hk = 2hs = 2(1) = 2 \text{ m.}$$

$$\frac{hk}{d} = \frac{2}{0.5} = 4 < 40 \quad W=1$$

$$\begin{aligned} \text{Factuante} &= (\text{peso del Agua} + \text{Peso del Conducto} \\ &\quad + \text{Carga Viva}) \text{Longitud} + \text{p.p columna} \\ &= (29144 \text{ kg/m} \times 6 \text{ m}) + 5.1 \times 0.5 \times 1 \times 2400 \\ &= 174864 + 6120 = 180984 \end{aligned}$$

$$\frac{7505976}{1 \times 180984} = 41.47 >= 3$$

Revisión por Carga Real:

La carga Axial que resiste la columna es:

$$P = 0.85(0.25A_g f'_c + f_s A_s)$$

donde $f_s = 40\%$ del valor del límite de fluencia

$$P = 0.85[0.25(25500)(250) + (1680)(269.28)]$$

$$P = 1739219.3 \text{ kg}$$

Según ACI 318-63

La carga real que puede soportar la columna es igual al factor de reducción por longitud multiplicado por la carga axial que resiste la columna.

$$P_{\text{soport.}} = R \times P$$

$$R = 1.07 - 0.008 \frac{h'}{r} = < 1$$

$$\text{Para sección transversal rectangular } r = 0.289d = 0.289(0.5) = 0.1445$$

$$R = 1.07 - \frac{0.008(2)}{0.1445} = 0.959$$

$$P_{\text{cep}} = 0.959 \times 1739219.3 = 1667911.3 \text{ kg} > 180984 \text{ kg}$$

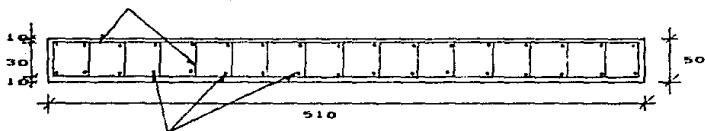
4.- Estribos

$$1) \frac{850 \text{ evp}}{(fy)^n} = 41.64 \text{ cm}$$

$$2) 48 \text{ ee} = 60.96 \text{ cm}$$

$$3) \frac{d}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Estribos de n°s Ø25a



17 vs de 14°s en o/lecho

Pila No. 2

1.- Porcentajes mínimos y máximos de refuerzo.

Se considera que la columna está empotrada en su base y libre en su parte superior, como caso más desfavorable, teniéndose una longitud de pandeo cuyo valor es:

$$H_s = 2H = 2(4.77) = 9.54m$$

$$\rho_{min} = 1\%$$

$$H_s(d)^{-1} = 9.54(1.00)^{-1} = 9.54$$

$$\text{Area de la columna} = 510 \times 100 = 51000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de Acero} = 0.01 \times 51000 = 510 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 66 varillas del No. 10 ($A_s = 66 \times 7.92 = 522.72 \text{ cm}^2$)

Se proponen 2 lechos de 33 varillas cada uno.

2.- Revisión por Pandeo segun DIN-1045

Se debe cumplir que:

$$\frac{P_{ruptura}}{W \times P_{actuante}} > 3$$

$$P_{ruptura} = A_c f'_c + A_s f_y$$

$$P_{ruptura} = 51000 \times 250 + 522.72 \times 4200 = 14945424 \text{ kg}$$

W se obtiene de la tabla XXXII o de la gráfica L.

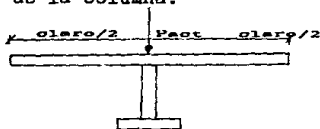
$$\frac{h_k}{d} = \frac{9.54}{1.00} = 9.54 < 40$$

$$h_k = 2h_s$$

$$h_k = 2(4.77) = 9.54$$

Segun la gráfica L $W = 1.00$

Para la valuación de la Pautante se tomará en cuenta el peso del agua, el peso del conducto, y la carga viva en una longitud correspondiente a la mitad de cada claro, más el peso propio de la columna.



$$\text{P.P de la columna} = 5.1 \times 1 \times 4.7 \times 2400 = 58384.8 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del Agua + Peso del Conducto + Carga Viva} = 29144 \text{ kg/m}$$

$$\text{Longitud} = 18 \text{ m}$$

$$\text{Pautante} = 524592 \text{ kg} + 58384.8 \text{ kg} = 582976.8 \text{ kg}$$

$$\frac{14945424}{1.0 \times 582976.8} = 25.64 > 3$$

3.- Revisión por Carga Real

La carga Axial que resiste la columna es:

$$P = 0.85(0.25 A_c f'_c + f_s A_{st})$$

$$P = 0.85\{(0.25)(51000)(250) + (1680)(522.72)\}$$

$$f_s = 40\% \text{ del valor del limite de fluencia}$$

$$P = 3455819.2 \text{ kg}$$

Según ACI 318-63

La carga real que puede soportar la columna es igual al factor de reducción por longitud multiplicado por la carga axial que resiste la columna.

$$P_{\text{oport.}} = R \times P$$

$$R = 1.07 - 0.008 \frac{h_1}{r'} < 1$$

$$I = Ar^2 \quad r = \left(\frac{I}{A} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{bd^3}{12} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{1}{bd} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{d^2}{12} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.289d$$

para sección transversal rectangular $r = 0.289$

$$d = 0.289(1) = 0.289$$

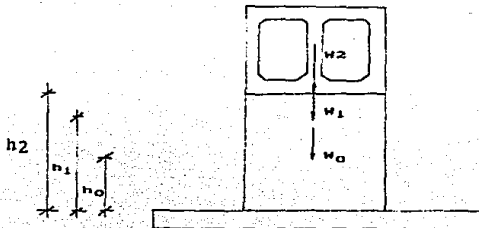
$$R = 1.07 - 0.008 \left(\frac{9.54}{0.289} \right) = 0.806 < 1$$

$$P_{\text{op.}} = 0.806 \times 3455819.2 = 2785390.3 \text{ kg} > 582977 \text{ kg}$$

4.- Revisión por Fuerza Sísmica.

Para el cálculo de la fuerza Sísmica actuante en cada columna se utilizará el método Estático.

Se consideran 2 fuerzas, una correspondiente al peso del puente sifón mas el peso del agua, en una longitud de centro a centro de apoyos actuando en la base de la cubeta y otra al peso de la columna actuando a una altura igual a $\frac{h}{2}$ o tantas secciones según se divida.



Para la obtención del valor del coeficiente sísmico se utilizará el Manual Sísmico de la Comisión Federal de Electricidad. El manual establece para el estado de Hidalgo y de acuerdo al tipo de terreno, un valor de $c = 0.16$

Según su uso y el tipo de Estructuración se considera un Factor de Ductilidad $Q=2$

$$C_s = \frac{C}{Q} = \frac{0.16}{2} = 0.08$$

$$F_i = 8W_i h_i \quad \text{y} \quad \beta = \frac{C_s \cdot \Sigma W_i}{\Sigma W_i h_i}$$

$$W_{\text{total}} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 5.1 \times 1 \times 2.385 = 29192.4 \text{ kg}$$

Nivel	W(Ton)	h[m]	Wh	F _i	V
h ₂	524.592	4.77	2502.3038	44.17964	44.17964
h ₁	29.1924	3.5775	104.4358	1.84385	46.02352
h ₀	29.1924	1.1925	34.8119	0.61462	46.63814
Σ	582.9768		2641.5515	46.63814	

$$M_2 = 44.179644 \times 4.77 = 210.7369 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = 1.8438756 \times 3.5775 = 6.596465 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_0 = 0.6146252 \times 1.1925 = 0.7329405 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\Sigma = 218.06631 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$V_{\text{pern}} = 0.29(f'c)^{1/2} = 4.5853 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{pern o/estribos}} = 1.32(f'c)^{1/2} = 20.8710 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante Resistente de la Columna = V_R

$$V_R = V_P \times d \times b$$

$$V_R = 4.583 \times 510 \times 100 = 233,850.30 \text{ kg}$$

$$V_{\text{actuante}} = 46.683 \text{ Ton} < V_R = 233.8503 \text{ Ton}$$

5.- Revisión por carga excéntrica:

Es debida a la diferencia de longitud entre los claros, es por ello que se presentan descargas con magnitudes distintas y su resultante tiene una excentricidad que deberá de ser menor que la máxima permisible para que trabaje con compresión dominante.

La columna tiene varillas con colocación simétrica y estribos.

$$eb = (0.67 \text{ pgm} + 0.17)d$$

donde:

eb = excentricidad máxima permisible

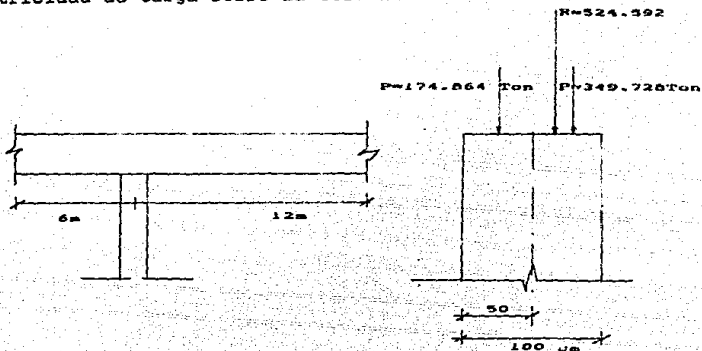
pg = porcentaje de acero

$$pg = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{522.72}{51000} = 0.0102494$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'c} = \frac{4200}{0.85(250)} = 19.7647$$

$$eb = [0.67(0.0102494)(19.7647) + 0.17]100 = 30.57 \text{ cm}$$

Excentricidad de Carga sobre la Columna:



$$Eo \quad (+) \quad 174.864 \times 25 - 524.5926x - 349.728(25) = 0$$

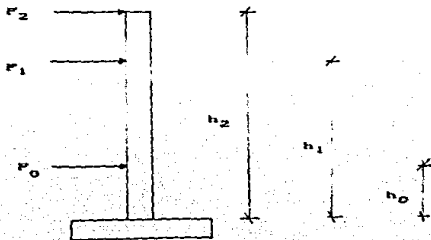
$$4371.6 - 524.5926x - 8743.2 = 0$$

$$524.592(x) = -4371.6$$

$$x = -8.33 \text{ cm} < 30.57 \text{ cm}$$

6.- Revisión por Desplazamiento.

El desplazamiento máximo permisible será igual a 0.006 de la altura total de la columna.



$$\Delta = \frac{Ph^3}{3EI}$$

I = Inercia de la sección

$$= \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times (510)^3}{12} = 1.10542 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

E = Módulo de Elasticidad del Concreto

$$= 14000(250)^2 = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

Δ_2 = Desplazamiento Producido por F_2

$$= \frac{44180(477)^3}{3[1.10542 \times 10^9](221359.44)} = 0.00653179 \text{ cm}$$

Δ_1 = Desplazamiento producido por F_1

$$= \frac{1640(357.75)^3}{7.34085 \times 10^8} = 0.000114765 \text{ cm}$$

Δ_0 = Desplazamiento producido por F_0

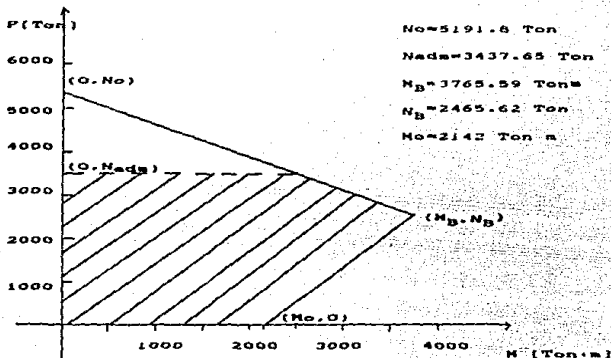
$$= \frac{610(119.25)^3}{7.34085 \times 10^8} = 0.00000140915 \text{ cm}$$

$$\text{Desplazamiento Total} = 0.00664467 \text{ cm} = \Delta_0 + \Delta_1 + \Delta_2$$

$$\Delta_{\text{max perm.}} = 0.006(477) = 2.862 \text{ cm} > 0.007 \text{ cm}$$

7.- Revisión de la Capacidad de la columna a Flexocompresión.

Con ayuda de un programa de computadora se obtuvo el sig. diagrama



Con la combinación de carga y Momento, la sección resiste como se puede apreciar en la figura.

8.- Refuerzo por Temperatura.

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 60 = 12 \text{ cm}^2$$

por tanto 2 varillas de 14"ø ($A_s = 15.84 \text{ cm}^2$) en cada cara.

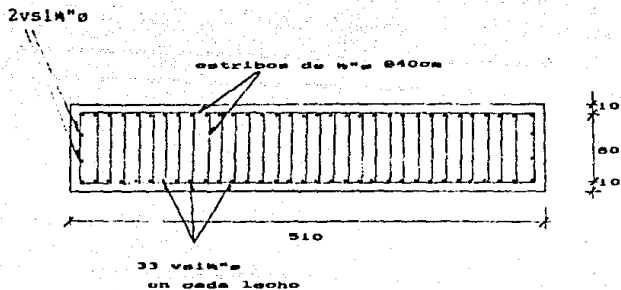
9.- Estribos

Según Reglamento del D.F.

$$1) \frac{850}{(f_y)^{1/4}} \sigma_{rp} = 41.64 \text{ cm}$$

$$2) 48 \sigma_s = 60.96 \text{ cm}$$

$$3) \frac{d}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$



Pila No. 3

1.- Porcentajes Míminos y Máximos de Refuerzo:

$$P_{min} = 1\%$$

$$\text{Area de la Columna} = 510 \times 150 = 76500 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de Acero} = 0.01 \times 76500 = 765 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para varillas de } 1\frac{1}{2}'' \text{ } \phi \text{ } a_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se colocan 98 varillas del No. 10 (As} = 98 \times 7.92 = 776.16 \text{ cm}^2)$$

Se proponen 2 lechos de 49 varillas cada uno.

2.- Revisión por Pandeo (segun DIN-1045)

$$P_{ruptura} = 76500(250) + (776.16)(4200) = 22384872 \text{ kg}$$

De la tabla XXXII

$$h_k = 2h_0 = 2(15.42) = 30.84$$

$$\frac{h_k}{d} = \frac{30.84}{1.5} = 20.56 < 40$$

Interpolando:

$$w = \frac{1.32 - 1.08}{25 - 20} (20.56 - 20) + 1.08$$

$$w = 1.10688$$

$$P.p. \text{ columna} = 283111.2 \text{ kg}$$

$$w_{actuante} = 29144 \text{ kg/m} \quad \text{longitud} = 24 \text{ m}$$

$$P_{actuante} = 699456 \text{ kg} + 283111.2 = 982567.2 \text{ kg}$$

$$\frac{22384872}{1.10688 \times 982567} = 20.58 > 3$$

3.- Revisión por Carga Real.

La Carga Axial que resiste la columna es:

$$P = 0.85[(0.25)(76500)(250) + (1680)(776.16)]$$

$$= 5\,172\,419 \text{ kg}$$

Según ACI 318-63

$$r = 0.289 \quad d = 0.289(1.5) = 0.4335$$

$$R = 1.07 - \frac{0.008(30-84)}{0.4335} = 0.500865 < 1$$

$$P_{\text{req}} = 0.500865 \times 5\,172\,419 = 2\,590\,683.9 > 982\,567 = P_{\text{act}}$$

4.- Revisión por Fuerza Sísmica.

Nivel	W[Ton]	h[m]	Wh	F ₁	V
h ₃	699.456	15.42	10785.612	65.37484	65.374847
h ₂	94.3704	12.85	1212.659	7.35029	72.725142
h ₁	94.3704	7.71	727.595	4.41017	77.13532
h ₀	94.3704	2.57	242.531	1.47005	78.605379
E	982.5672		12968.399	78.605	

$$W_{\text{col}} = 2.4 \times 5.1 \times 1.5 \times 5.14 = 94.3704 \text{ Ton}$$

$$V_R = 4.5853 \times 510 \times 150 = 350775.45 \text{ kg}$$

$$V_{\text{actuante}} = 78.605 \text{ Ton} < V_R = 350.775 \text{ Ton}$$

$$M_3 = F_{3x}h_3 = 1008.08 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

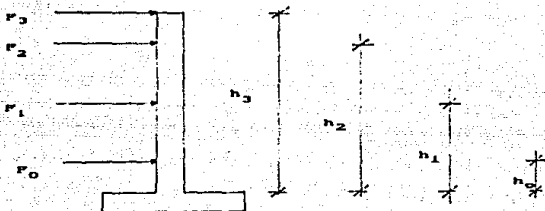
$$M_2 = F_{2x}h_2 = 94.45 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = F_{1x}h_1 = 34.00 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_0 = f_{0x}h_0 = 3.78 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\Sigma M = 1140.31 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

5.- Revisión por Desplazamiento.



$$I = 1.65813 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

$$E = 221\,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_3 = \frac{65370(1542)^3}{1.10112 \times 10^{15}} = 0.2176691 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = \frac{7350(1285)^3}{1.10112 \times 10^{15}} = 0.0141632 \text{ cm}$$

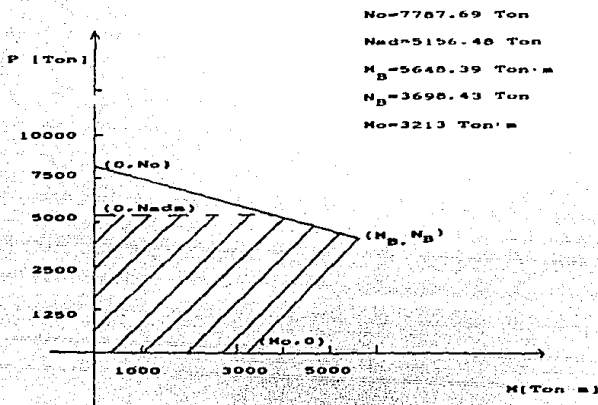
$$\Delta_1 = \frac{-4410(771)^3}{1.10112 \times 10^{15}} = 0.00183555 \text{ cm}$$

$$\Delta_0 = \frac{1470(257)^3}{1.10112 \times 10^{15}} = 0.0000226611 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{total}} = 0.2309436 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{max perm}} = 0.006(1542) = 9.252 \text{ cm} > 0.234 \text{ cm}$$

6.- Revisión de Capacidad de la columna a Flexocompresión.-



Con la combinación de Carga y Momento la sección resiste como se puede apreciar en la fig.

7.- Refuerzo por Temperatura.-

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.002 \times 150 \times 60 = 18 \text{ cm}^2$$

por tanto 3 varillas de 14"ø ($A_s = 23.76 \text{ cm}^2$)

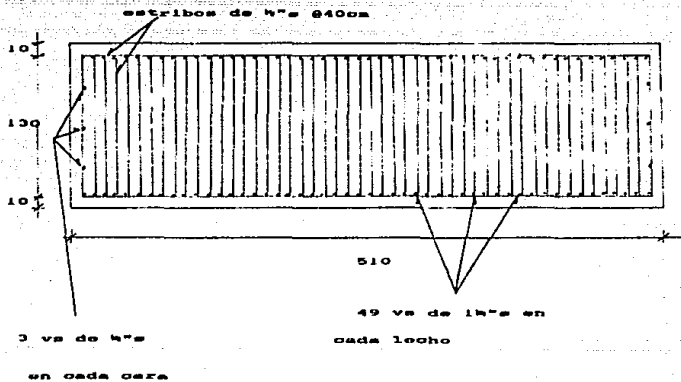
en cada cara.

8.- Estribos

$$1) \frac{850 \text{ cvp}}{(I_y)^{1/4}} = 41.64 \text{ cm}$$

$$2) 48 \text{ ee} = 60.96 \text{ cm}$$

$$3) \frac{d}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ cm}$$



Pila No. 4

1.- Porcentajes Mínimos y Máximos de Refuerzo:

$$P_{min} = 1\%$$

Se proponen las mismas dimensiones que la pila No. 3 por lo que el área de acero y el número de varillas serán iguales.

2.- Revisión por Pandeo:

$$P_{ruptura} = (76500 \times 250) + (776.16 \times 4200) = 22384872 \text{ kg}$$

De la tabla XXXII

$$hk = 2hs = 2(18.07) = 36.14$$

$$\frac{hk}{d} = \frac{36.14}{1.5} = 24.093 < 40$$

Interpolando:

$$w = \frac{1.32 - 1.08}{25 - 20} (24093 - 20) + 1.08 = 1.27648$$

$$P_{actuante} = 699\,456 \text{ kg} + 331\,765.2 \text{ kg} = 1\,031\,221.2 \text{ kg}$$

$$\frac{22384872}{1.27648 \times 1031221.2} = 17.01 > 3$$

3.- Revisión por Carga Real.

$$P_{mx} = 0.85 \{ (0.25)(76500)(250) + (1680)(776.16) \} =$$

$$= 5172\,419 \text{ kg}$$

$$r = 0.289d = 0.4335$$

$$R = 1.07 - 0.008 \left(\frac{36.14}{0.4335} \right) = 0.4030565 < 1$$

$$P_{\text{req}} = 0.4030565 \times 5172419 \text{ kg} = 2084777.2 > 1031221.2 \text{ kg}$$

4.- Revisión por Fuerza Sísmica:

Nivel	W[Ton]	h[m]	Wh	F _s	V
h ₃	699.456	18.07	12639.17	66.68315	66.68315
h ₂	110.5884	15.0583	1665.277	8.785855	75.46901
h ₁	110.5884	9.035	999.166	5.271513	80.74052
h ₀	110.5884	3.01166	333.055	1.757171	82.49769
Σ	1031.2212		15636.668	82.497697	

$$W_{\text{col}} = 2.4 \times 5.1 \times 1.5 \times 6.0233333 = 110.5884 \text{ Ton}$$

$$V_R = 4.5853 \times 510 \times 150 = 350775.45 \text{ kg}$$

$$V_{\text{Act}} = 82.5 \text{ Ton} < V_R = 350.78 \text{ Ton}$$

$$M_3 = F_{3x}h_3 = 1204.96 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

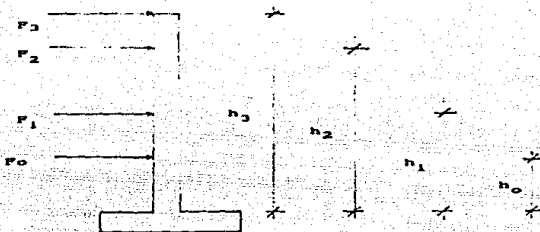
$$M_2 = F_{2x}h_2 = 132.30 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = F_{1x}h_1 = 47.63 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_0 = F_{0x}h_0 = 5.29 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\Sigma M = 1390.18 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

5.- Revisión Por desplazamiento:



$$I = \frac{bxb^3}{12} = \frac{150 \times 510^3}{12} = 1.65813 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

$$E = 221359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_3 = \frac{66680(1807)^2}{3(221359.44)(1.65813 \times 10^9)} = \frac{3.93432 \times 10^{14}}{1.10112 \times 10^{15}}$$

$$= 0.357 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = \frac{8790(1506)^2}{1.10112 \times 10^{15}} = 0.027 \text{ cm}$$

$$\Delta_0 = \frac{1760(301)^2}{1.10112 \times 10^{15}} = 0.00004 \text{ cm}$$

$$\Delta_1 = \frac{5270(903.51)^2}{1.10112 \times 10^{15}} = 0.004 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{TOTAL}} = 0.388 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{max perm}} = 0.006(1807) = 10.842 \text{ cm} > 0.388 \text{ cm}$$

6.- Revisión de la Capacidad de la Columna a Flexocompresión.-

Presenta el mismo diagrama P-M que la pila No.3, y resiste la combinación de Carga-Momento como se aprecia en la figura.

7.- Refuerzo por Temperatura

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.002 \times 150 \times 60 = 18 \text{ cm}^2$$

por tanto 3 varillas de 14"e ($A_s=23.76\text{cm}^2$)

en cada cara.

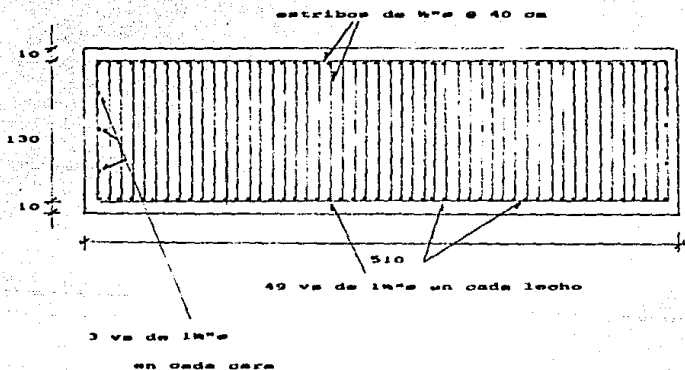
d.- Estribos

Según reglamento D.F.F.

$$1) \frac{850 \sigma_{ve}}{(f_r)^{1/4}} = 41.64 \text{ cm}$$

$$2) 46 \sigma_e = 60.96 \text{ cm}$$

$$3) \frac{d}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ cm}$$



Pila No. 5

1.- Porcentajes Mínimos y Máximos de Refuerzo.

Se propone misma sección que la pila No. 2

$$P_{min} = 1\%$$

Area de la columna = $310 \times 100 = 31000 \text{ cm}^2$

Area de Acero = $0.01 \times 31000 = 310 \text{ cm}^2$

Se colocarán 66 varillas del No. 10 ($A_s = 66 \times 7.92 = 522.72 \text{ cm}^2$)

Se proponen 2 lechos de 33 varillas cada uno.

2.- Revisión por Pandeo

$$\begin{aligned} \text{Ruptura} &= A_c f'_c + A_s f_y = 31000(250) + 522.72(4200) \\ &= 14945424 \text{ kg} \end{aligned}$$

De la tabla XXXII

$$\frac{h_k}{d} = \frac{11.54}{1} = 11.54 < 40$$

$$w = 1$$

Wactuante = 29144 kg/m

longitud = $12 + 7.5 = 19.5 \text{ m}$

Peso propio de la columna = $5.1 \times 1 \times 5.77 \times 2400 = 70624.8 \text{ kg}$

Wactuante = $568308 + 70624.8 = 638932.8$

$$\frac{14945424}{1 \times 638932.8} = 23.39 > 3$$

3.- Revisión por Carga Real.

La carga Axial que resiste la Columna es:

$$P = 0.85(0.25A_g f'_c + f_s A_{st})$$

$$= 0.85(0.25(5100)(250) + 1680(522.72)) = 3455819.2$$

Kg

Segun ACI

$$r = 0.289 \quad d = 0.289(1.00) = 0.289$$

$$R = 1.07 - 0.008 \left(\frac{11.54}{0.289} \right) = 0.7505536 < 1$$

$$P_{req} = 0.7505536 \times 3455819.2 = 2593777.7 > 638932.8 \text{ Kg}$$

4.- Revision por Fuerza Sísmica:

Nivel	W[Ton]	h[m]	Wh	Fi	V
h ₂	568.308	5.77	3279.1372	48.12436	48.124368
h ₁	35.3124	4.3275	152.81441	2.242692	50.36706
h ₀	35.3124	1.4425	50.93815	0.747564	51.11462
E	638.9328		3482.8897	51.114625	

$$W_{col} = 2400 \times 5.1 \times 1.0 \times 2.885 = 35312.4 \text{ kg}$$

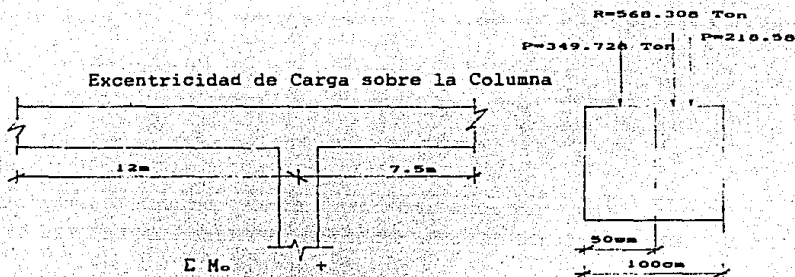
$$V_R = 4.5853 \times 510 \times 100 = 233850.3 \text{ kg}$$

$$V_{act} = 51.11 \text{ Ton} < 233.8503 \text{ Ton} = V_R$$

5.- Revisión por carga excéntrica:

$$eb = (0.67 \text{ pgm} + 0.17)d$$

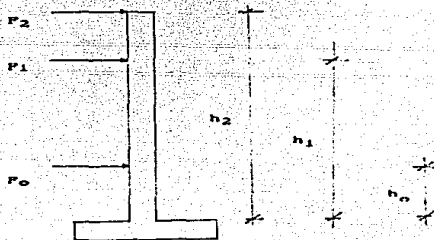
$$eb = [0.67(0.0102494)(19.7647) + 0.17]100 = 30.57 \text{ cm}$$



$$349.728(25) - 568.308X - 218.58(25) = 0$$

$$X = 5.768 \text{ cm} < 30.57 \text{ cm}$$

6.- Revisión por Desplazamiento



$$I = 1.10542 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

$$E = 221359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_2 = \frac{48124(577)^3}{7.34085 \times 10^{14}} = 0.0126 \text{ cm}$$

$$\Delta_1 = \frac{2243(432.75)^3}{7.34085 \times 10^{14}} = 0.000247624 \text{ cm}$$

$$\Delta_0 = \frac{748(144.25)^3}{7.34085 \times 10^{14}} = 0.00000305845 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{total}} = 0.013 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{max perm}} = 0.006(577) = 3.462 \text{ cm} > 0.013 \text{ cm}$$

7.- Revisión de la Capacidad de la Columna a Flexocompresión.-

Presenta el mismo diagrama P-M que la pila No. 2 y resiste la combinación de Carga-Momento como se aprecia en la figura.

$$M_2 = P_2 \cdot h_2 = 277.68 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = P_1 \cdot h_1 = 9.71 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_0 = P_0 \cdot h_0 = 1.08 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\Sigma M = 288.47 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

8.- Refuerzo por Temperatura._

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 60 = 12 \text{ cm}^2$$

por tanto 2 varillas de 14"ø ($A_s = 15.84 \text{ cm}^2$)

en cada cara.

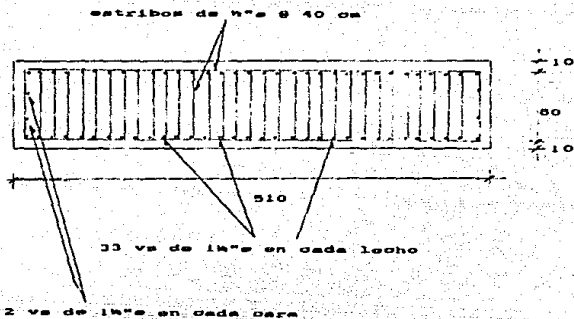
9.- Estribos

Según Reglamento del D.F.

$$1) \frac{850 \cdot e \cdot V_F}{(f_y)^n} = 41.64 \text{ cm}$$

$$2) 48 \text{ o } e = 60.96 \text{ cm}$$

$$3) \frac{d}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$



Pila No.6 Estribo No.2

Estación 69+077.50 h= 1.72

1.- Porcentajes Mínimos y Máximos de Refuerzo

Se propone la misma sección y el mismo armado que para la Pila No.1-Estribo No. 1.

2.- Revisión por Pandeo según DIN-1045

$$hk = 2hs = 2(1.42) = 2.84 \text{ m}$$

$$\frac{hk}{d} = \frac{2.84}{0.5} = 5.68 < 40 \quad W=1$$

$$\begin{aligned} \text{Pacuenta} &= (29144 \times 7.5) + (5.1 \times 0.5 \times 1.42 \times 2400) \\ &= 227270.4 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\frac{7505976}{1 \times 227270.4} = 33.03 > 3$$

3.- Revisión por carga Real

$$R = 1.07 - 0.008 \left(\frac{2.84}{0.1445} \right) = 0.913$$

$$P_{\text{cep}} = 0.913 \times 1739219.3 = 1587907.2 \text{ kg} > 227270.4 \text{ kg}$$

4.- Estribos

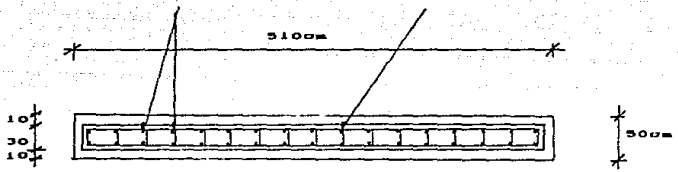
$$1) \frac{850 \text{ svp}}{(f_v)^n} = 41.64 \text{ cm}$$

$$2) 48 \text{ oe} = 60.96 \text{ cm}$$

$$3) \frac{d}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

estribos de 4^{os}
@25cm

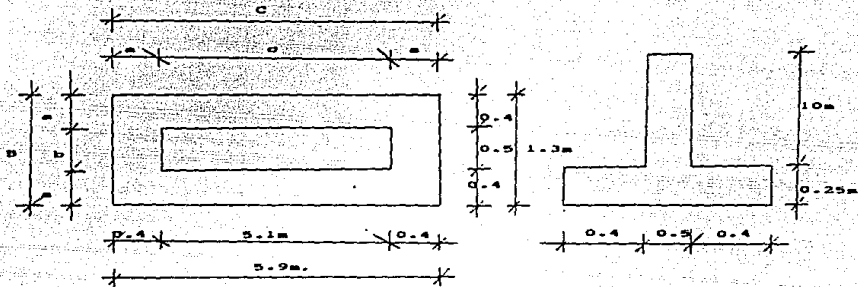
17 vs de 16^{os}
en c/lecho



CAPITULO VI**CALCULO ESTRUCTURAL.****DISEÑO Y ARMADO DE LAS****ZAPATAS.**

Pila No. 1 Estribo No. 1 (Los estribos se encuentran totalmente enterrados)

1.- Para que no voltee



Dimensión de la zapata 1.3x5.9m

Descarga de la Superestructura = $29144 \times 6 = 174864$ kg

Tierra $P_1 = 0.4(5.1 + 0.4 \times 2) \times 1 \times 1800 = 4248$ kg

Tierra $P_{lateral} = 0.40 \times 0.5 \times 2 \times 1 \times 1800 = 720$ kg

Tierra $P_2 = \{0.4(1 + 0.6) \div 2\} \times \{5.1 + 0.4 \times 2\} \times 1800 = 3398.4$ kg

Peso propio de la Pila = $0.5 \times 5.1 \times 1 \times 2400 = 6120$ kg

Peso propio de la Zapata = $0.25 \times 1.3 \times 5.9 \times 2400 = 4602$ kg

Total = 193952.4

Kg.

Esfuerzo del Terreno = 50 Ton/m²

Area de la Zapata = $\frac{193952.4}{50000} = 3.88$ m²

Area supuesta = 7.67 m² por tanto se acepta.

H = $0.286wh^4 \times \text{xancho} =$

= $0.286 \times 1800 \times 1.25^2 \times 5.1 = 4102.3125$ kg

$$\Sigma MFH = 4102.3 \left(-\frac{1}{3} \cdot \frac{25}{3} \right) = 1709.3 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Para encontrar la posición de la resultante se toman momentos respecto al punto "O".

$$\begin{aligned} \Sigma MFv &= (174864 \times 0.85) + (6120 \times 0.65) + (4248 \times 1.1) + \\ &+ (720 \times 0.65) + (3398.4 \times 0.20) + (4602 \times 0.65) + \\ &+ (193952.4X) = 0 \end{aligned}$$

despejando X

$$X = \frac{-126451.38}{193952.40} = 0.65 \text{ m}$$

Para que no voltee

$$\frac{\Sigma MFv}{\Sigma MFH} \geq 2 \quad \frac{-126451.38}{1709.3} = 73.98 > 2$$

2.- Revisión para que no deslice:

$$\frac{\mu \Sigma Fv}{\Sigma FH} \geq 1.5 \quad \frac{0.6(193952.4)}{4102.3125} = 28.37 > 1.5$$

3.- La Resultante debe caer dentro del tercio medio.

$$\begin{aligned} a &= \frac{\Sigma MFv}{\Sigma Fv} - \frac{\Sigma MFH}{\Sigma Fv} = \frac{-126451.38 - 1709.3}{193952.4} = \\ &= 0.64 \text{ m} > (1.3) \div (3) \end{aligned}$$

4.- Las fatigas en el terreno serán:

$$e = 0.65 - 0.64 = 0.01$$

$$\begin{aligned} f_1 &= \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{193952.4}{7.67} \left(1 + \frac{6(0.01)}{1.3} \right) = \\ &= 26454.244 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$f_2 = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{193952 \cdot 4}{7.67} \left(1 - \frac{6(0.01)}{1.3}\right) =$$

$$= 24120.046 \text{ kg/m}^2$$

$$f_1 < 50\,000 \text{ kg/m}^2$$

$$f_2 > 0$$

5.-Diseño de Zapata.

El peso propio de la zapata y el peso de la tierra no producen flexión, por lo que la presión sobre el terreno será igual a:

$$W = \frac{174864 + 6120}{7.67} = 23596.349 \text{ kg/m}^2$$

a) Peralte por momento flexionante:

Momento Lado corto

$$M_o = 50W a^2 B = 50 \times 23596.349 \times 0.4^2 \times 1.3$$

$$= 245402.03 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento Lado Largo

$$M_1 = 50 \times 23596.349 \times 0.4^2 \times 5.9 = 1113747.7 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Peralte: } d = \left(\frac{M}{Kb} \right)^{1/3}$$

$$d_o = \left(\frac{245402.03}{17.02 \times 130} \right)^{1/3} = 10.53 \text{ cm}$$

$$d_1 = \left(\frac{1113747.7}{17.02 \times 590} \right)^{1/3} = 10.53 \text{ cm}$$

b) Revisión del Peralte por fuerza Cortante

b.1) A una distancia "d" de la pila en la parte del volado mayor.

$$V = (a-d)B \times W = (0.40-0.18)1.3 \times 23596.349 \\ = 6748.5558 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{Bd} = \frac{6748.5558}{130 \times 18} = 2.88 \text{ kg/cm}^2$$

El cortante permisible será:

$$V_{\text{perm}} = 0.29(f'c)^{1/2} = 0.29(250)^{1/2} = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{act}} = 2.88 \text{ kg/cm}^2 < 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

b.2) Revisión del Cortante Perimetral a d/2 de la cara de la pila.

Perímetro

$$e_1 = c + d = 5.1 + 0.18 = 5.28 \text{ m}$$

$$e_2 = b + d = 0.5 + 0.18 = 0.68 \text{ m}$$

$$5.96 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro} = 2(e_1 + e_2) = 11.92 \text{ m}$$

El valor de la fuerza cortante es:

$$V_v = [c \times B - e_1 \times e_2] W = [(1.3 \times 5.9) - (5.28 \times 0.68)] W \\ = 96263.665 \text{ kg}$$

$$V_{\text{act}} = \frac{96263.665}{1192 \times 18} = 4.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{perm}} = 0.53(f'c)^{1/2} = 0.53(250)^{1/2} = 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{act} = 4.49 < 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

El Refuerzo por tensión en la zona paralela al tramo largo es:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{245402.03}{2100 \times 0.89 \times 18} = 7.29 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas de $\frac{1}{2}$ " o $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$\text{No. varillas} = \frac{7.29}{1.27} = 5.74$$

$$\text{Sep. varillas} = \frac{130}{5.74} = 22.65 \text{ cm @ 22 cm}$$

El refuerzo por tensión en la zona paralela al tramo corto es:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1113747.7}{2100 \times 0.89 \times 18} = 33.11 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con las Especificaciones del ACI-318-77 para Zapatas rectangulares, se debe reforzar el armado en el sentido corto, en una longitud igual al lado menor.

$$\frac{\text{Refuerzo en el ancho de la banda}}{\text{Refuerzo total en la direc. corta}} = \frac{2}{B+1}$$

B = Relación del lado largo al corto

$$= \frac{5.9}{1.3} = 4.538$$

$$\frac{2}{B+1} = \frac{2}{4.538+1} = 0.361$$

Refuerzo en el ancho de la banda (1.30m)

$$= 33.11 \times 0.361 = 11.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. varillas de } 1/2" \text{ } \phi = \frac{11.95}{1.27} = 9.41$$

$$\text{Sep. varillas} = \frac{130}{9.41} = 13.82 \quad @ \quad 13 \text{ cm}$$

Separación de varillas en las franjas laterales.

$$\text{No. varillas de } 1/2" \text{ } \phi = \frac{33.11 - 11.95}{1.27} = 16.66$$

$$\text{Sep. varillas} = \frac{590 - 130}{16.66} = 27.61 \text{ cm} \quad @ \quad 27 \text{ cm}$$

Revisión por Adherencia:

El valor de "V" usado para el cálculo de la adherencia será:

$$V = a_s B_s W = 0.4 \times 1.3 \times 23596.349 = 12270.101 \text{ kg}$$

$$\text{Perímetro de una varilla de } 1/2" \text{ } \phi = 3.99 \text{ cm}$$

$$\Sigma \phi = 6 \times 3.99 = 23.94 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{V}{\Sigma \phi j d} = \frac{12270.101}{23.94 \times 0.89 \times 18} = 31.99$$

El valor admisible de adherencia será:

$$\mu = \frac{3.2(f'_c)}{D} = \frac{3.2(250)}{1.27} = 39.84$$

como $31.99 < 39.84$ entonces la adherencia es
correcta.

Se colocará un refuerzo de 7 cm para protección del refuerzo, lo cual nos da un peralte total de:

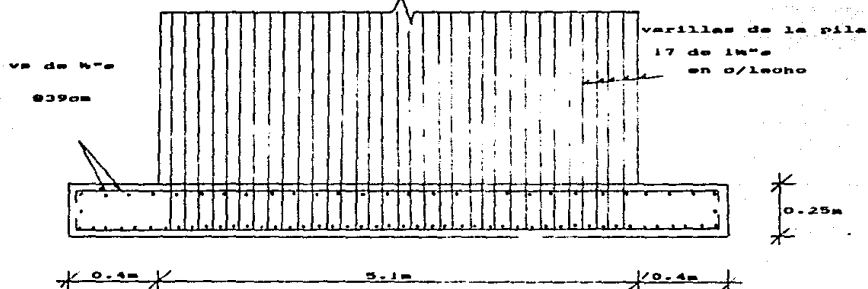
$$h = d + r = 18 + 7 = 25 \text{ cm}$$

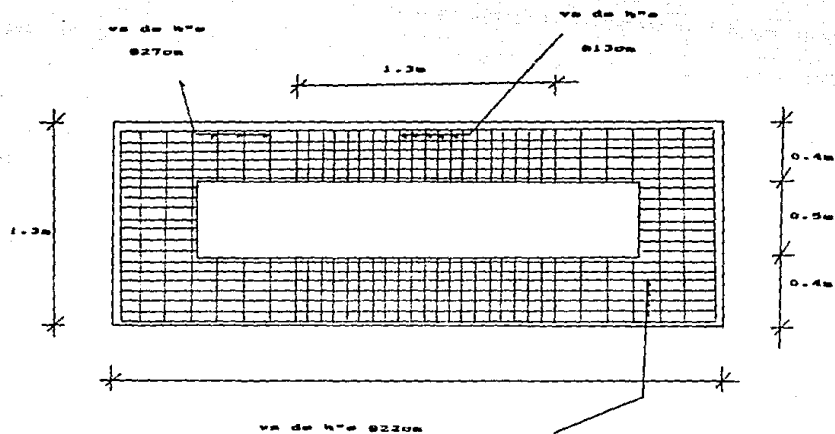
Se armará por temperatura el lecho superior y las paredes laterales de la zapata considerando $d = 18 \text{ cm}$

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 18 = 3.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep. varillas de } 1/2" \text{ } \phi = \frac{1.27 \times 100}{3.24} = 39.2 \text{ cm}$$

esto es @ 39 cm

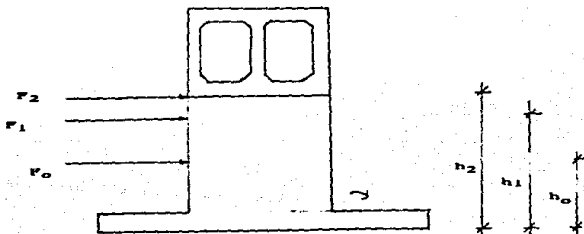




Pila No.2

Momentos Producidos por Fuerzas Sísmicas.

Para valorar el Momento producido en la base de la zapata por las fuerzas sísmicas, se considera que éstas están actuando a sus respectivas alturas dependiendo del número de secciones que se eligieron para su valuación en las pilas, y la restante producida por el peso del conducto en la corona de la columna.



Se considera un espesor de zapata de 0.60m y una pila con una altura de 4.77 m.

Momentos producidos por Fuerzas Sísmicas

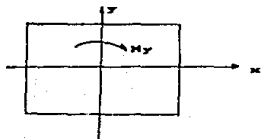
$$M_0 = F_0 x h_0 = 0.6146252 \times 1.7925 = 1.1017157 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_1 = F_1 \times h_1 = 1.8438756 \times 4.1775 = 7.7027903 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = F_2 \times h_2 = 44.1796440 \times 5.3700 = 237.2446900 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momento Total} = 246.04919 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Este momento se considera aplicado al rededor del eje Y, con respecto al eje X no se considera ningún momento.



Consideraciones:

- La resistencia del terreno es de 5 kg/cm^2
- No se considera relleno sobre la zapata
- La descarga sobre la pila será:

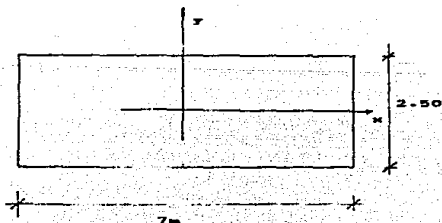
$$\text{Peso del conducto} = 524,592 \text{ kg}$$

$$\text{Peso propio de la pila} = 2400 \times 5.10 \times 1 \times 4.77 = 58,385 \text{ kg}$$

$$\text{Peso propio de la zapata} = 2400 \times 7 \times 2.5 \times 0.60 = 25,200 \text{ kg}$$

$$\text{Descarga tot.} = 608,177 \text{ kg}$$

Se proponen las siguientes dimensiones de la zapata:



Area de la zapata $A = 7.00 \times 2.5 = 17.5 \text{ m}^2$

Módulo de Sección

$$S_y = -\frac{2.5 \times 7^2}{6} = -20.416667 \text{ m}^3$$

Esfuerzo del Terreno:

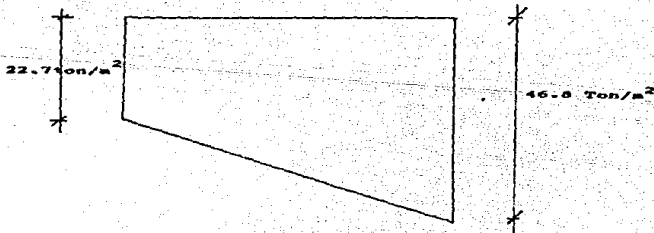
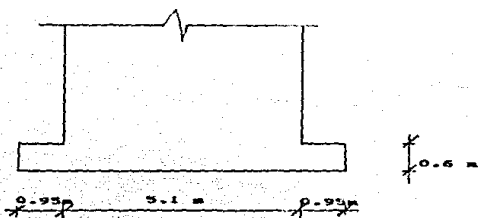
$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{S_y}$$

$$= -\frac{608.177}{17.5} \pm \frac{246.04919}{20.416667} =$$

$$= 34.752971 \pm 12.051389$$

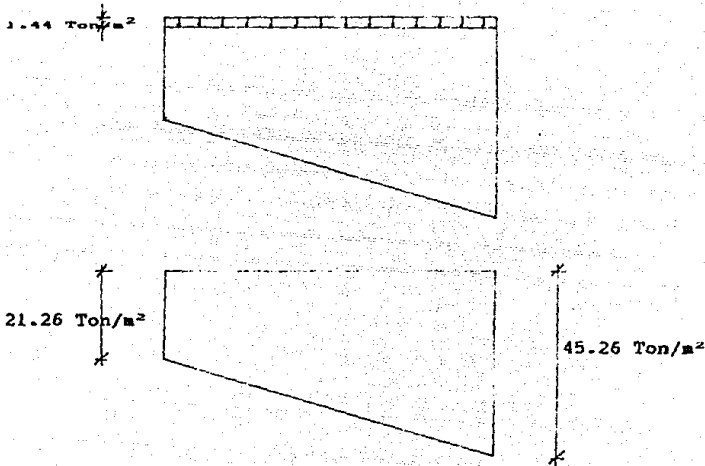
$$f_{\max} = 46.80436 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\min} = 22.701582 \text{ Ton/m}^2$$



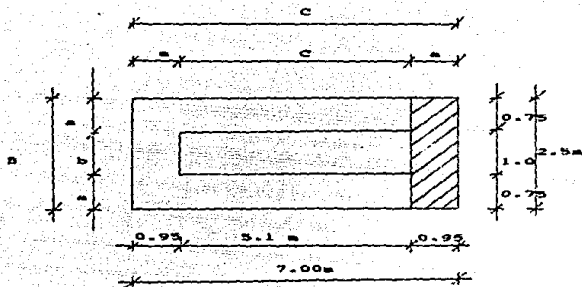
La carga que produce flexión en la zapata es:

$$W_{zap} = \frac{25200 \text{ kg}}{17.5 \text{ m}^2} = 1440 \text{ kg/m}^2$$



La zapata se calculará con $W = 45.36436 \text{ Ton/m}^2$

Peralte por momento Flexionante:



$$M = a \times B \times W \times a^2 = h \cdot w a^2 B \times 100 \text{ kg cm} = 50 w a^2 B \text{ kg cm}$$

Momento Lado Corto

$$M_0 = 50 \times 45364.36 \times 0.95^2 \times 2.5 = 5117666.9 \text{ kg cm}$$

Momento Lado Largo

$$M_1 = 50 \times 45364.36 \times 0.75^2 \times 7 = 8931108.4 \text{ kg cm}$$

Peralte:

$$d = \left(\frac{M}{k b} \right)^{1/n} \quad f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

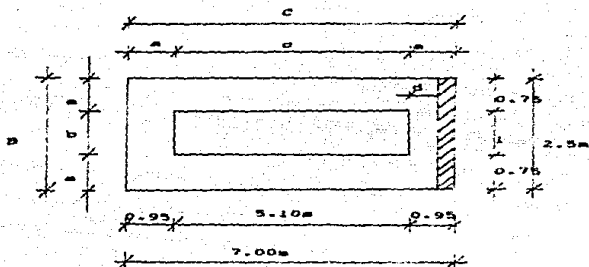
$$d_0 = \left(\frac{5117666.9}{17.02 \times 250} \right)^{1/n} = 34.68 \text{ cm}$$

$$d_1 = \left(\frac{8931108.4}{17.02 \times 700} \right)^{1/n} = 27.38 \text{ cm}$$

Revisión del Peralte por Fuerza Cortante

Se revisará el cortante en dos puntos:

lo A una distancia "d" de la cara de la pila en la parte del volado mayor.



El área correspondiente a esa zona vale:

$$(a-d)B = (0.95-0.53)2.5 = 1.05 \text{ m}^2$$

La fuerza cortante en ese punto vale:

$$V = (a-d)B \times W = 1.05 \times 45364.36 = 47632.578 \text{ kg}$$

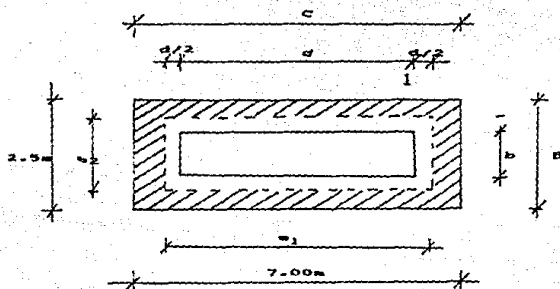
$$v = \frac{V}{Bd} = \frac{47632.578}{250 \times 53} = 3.59 \text{ kg/cm}^2$$

El cortante permisible será:

$$V_{perm} = 0.29(f'c)^{1/2} = 0.29(250)^{1/2} = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{act} = 3.59 \text{ kg/cm}^2 < 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

2o Revisión del Cortante Perimetral a $d/2$ de la cara de la pila



Perímetro

$$e_1 = c + d = 5.10 + 0.53 = 5.63 \text{ m}$$

$$e_2 = b + d = 1.00 + 0.53 = 1.53 \text{ m}$$

$$e_{tot} = 7.16 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro } 2(e_1 + e_2) = 2 \times 7.16 = 14.32 \text{ m}$$

El valor de la fuerza cortante es:

$$V_v = [c \times B - e_1 \times e_2] w$$

$$V_v = [7 \times 2.5 - 5.63 \times 1.53] 45364.36 = 403112.24 \text{ kg}$$

$$V_{v,act} = (403112.24) \div (1432 \times 53) = 5.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{v,perm} = 0.53(f'c)^{1/2} = 0.53(250)^{1/2} = 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{v,act} = 5.31 \text{ kg/cm}^2 < V_{v,perm} = 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

El Refuerzo por tensión en la zona paralela al tramo largo vale:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{5117666.9}{2100 \times 0.89 \times 53} = 51.66 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas de 3/4" o $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$

$$\text{No. de varillas} = \frac{51.66}{2.85} = 18.12$$

$$\text{Sep} = (250) \div (18.12) = 13 \text{ cm}$$

Esto es e 13 cm colocadas paralelas al lado largo.

Refuerzo por tensión en la zona paralela al tramo corto.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{8931108.4}{2100 \times 0.89 \times 53} = 90.16 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con las especificaciones del ACI 318-77 para zapatas rectangulares se debe reforzar el armado en el sentido corto, en una longitud igual al lado menor.

$$\frac{\text{Ref. en el ancho de la banda}}{\text{Ref. total en la direc. corta}} = \frac{2}{B+1}$$

{B= Relación del lado largo al corto

$$= \frac{7}{2.5} = 2.8$$

$$= \frac{2}{2.8+1} = 0.5263157$$

Refuerzo en el ancho de la banda (2.50m)

$$= 90.16 \times 0.5263157 = 47.42 \text{ cm}^2$$

No. de varillas de 3/4" o = $(47.42) \div (2.85) = 16.6386$

Sep. varillas de 3/4 " o = $(250) \div (16.63) = 15.025 \text{ cm}$

@ 15 cm

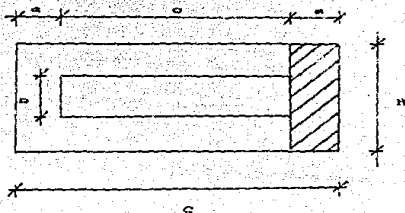
Separación de varillas en las franjas laterales

$$\begin{aligned} \text{No. de varillas de } 3/4" \text{ } \phi &= \frac{90-16-47.42}{2.65} \\ &= 15 \text{ varillas} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sep. varillas de } 3/4" \text{ } \phi &= \frac{700-250}{15} = 30\text{cm} \\ &\text{esto es } @ 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

Revisión por Adherencia:

El valor de "V" usado para el cálculo de la adherencia será:



$$V = a_n B_n w = 0.95 \times 2.5 \times 45364.36 = 107740.36 \text{ kg}$$

El perímetro de una varilla de $3/4"$ ϕ es de 5.98 cm

$$E_o = 19 \times 5.98 = 113.62$$

$$\mu = \frac{V}{E_o j d} = \frac{107740.36}{113.62 \times 0.89 \times 53} = 20.102656$$

El valor admisible de adherencia será:

$$\mu = \frac{3.2(f'c)^{1/2}}{D} = \frac{3.2(250)^{1/2}}{1.905} = 26.56$$

20.10 < 26.56 por tanto es correcta

Se colocará un recubrimiento de 7 cm para protección del refuerzo, lo cual nos da un peralte total de:

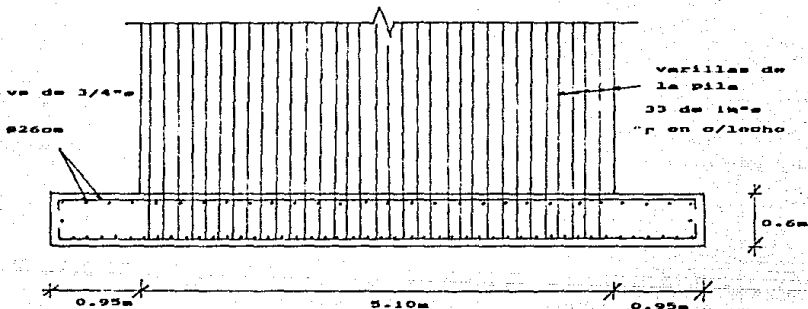
$$h = d + r = 53 + 7 = 60 \text{ cm}$$

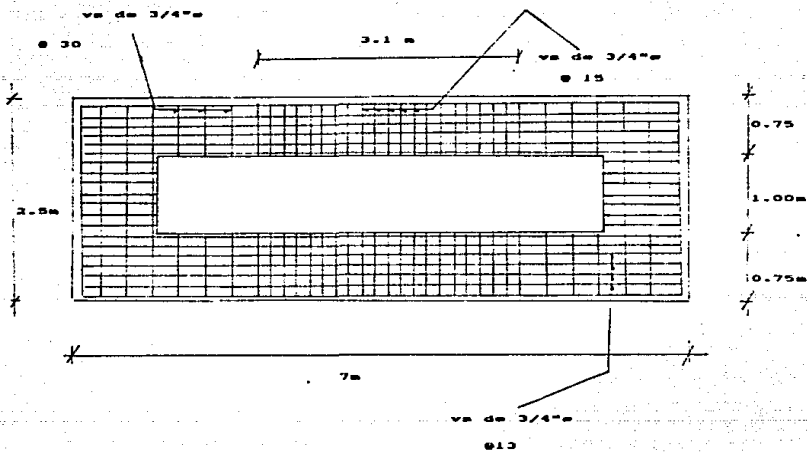
Se armara por temperatura el lecho superior y las paredes laterales de la zapata considerando $d = 60 \text{ cm}$

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep } 3/4" \phi = \frac{2.85 \times 100}{10.8} = 26.38 \text{ cm}$$

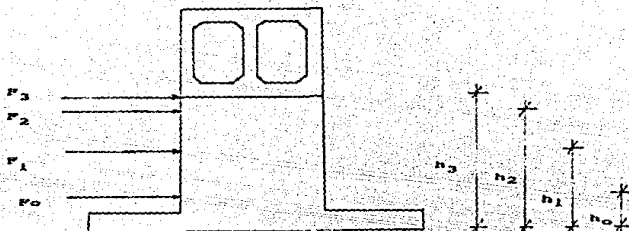
esto es @ 26cm





Pila No. 3

Momentos Producidos por Fuerzas Sísmicas.



Se considera un espesor de zapata de 1.60 m y una pila con una altura de 15.42 m

$$M_0 = F_0 \times h_0 = 1.47 \times 4.17 = 6.1299 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = F_1 \times h_1 = 4.41 \times 9.31 = 41.0571 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = F_2 \times h_2 = 7.35 \times 14.45 = 106.2075 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_3 = F_3 \times h_3 = 65.37 \times 17.02 = 1112.597 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento total} = 1265.9919 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{Peso del conducto} = 699456 \text{ kg}$$

$$\text{Peso propio de la pila} = 2400 \times 5.1 \times 1.5 \times 15.42 = 283111.2 \text{ kg}$$

$$\text{Peso propio de la zapata} = 2400 \times 11 \times 3.5 \times 1.60 = 147840 \text{ kg}$$

$$\text{Descarga total} = 1130407.2 \text{ kg}$$

Se proponen las siguientes dimensiones de la zapata.

$$A = 11 \times 3.5 = 38.5 \text{ m}^2$$

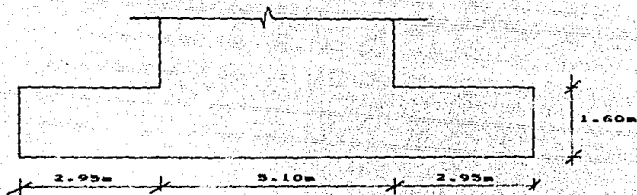
$$S_y = (3.5 \times 11^2) \div (6) = 70.58 \text{ m}^3$$

Esfuerzo del Terreno.

$$f = -\frac{1130.4072}{38.5} \pm \frac{1265.9919}{70.58} = 29.361226 \pm 17.936978$$

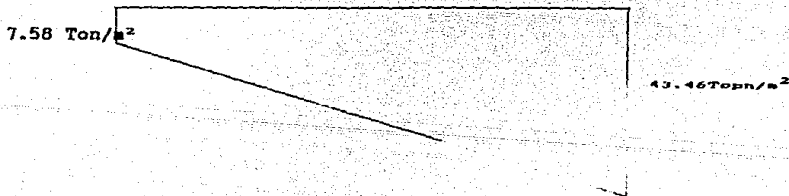
$$f_{\text{max}} = 47.298204 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{\text{min}} = 11.424248 \text{ Ton/m}^2$$



La carga que produce Flexión en la zapata es:

$$W_{\text{zapata}} = \frac{147840}{38.5} = 3840 \text{ kg/m}^2$$



La zapata se calcula con $W = 43458.204 \text{ kg/m}^2$

Peralte por Momento Flexionante.-

Momento Lado Corto

$$M_0 = 50 \times 43458.204 \times 2.95^2 \times 3.5 = 66184129 \text{ kg.cm}$$

Momento Lado Largo

$$M_1 = 50 \times 43458.204 \times 1^2 \times 11 = 23902012 \text{ kg.cm}$$

Peralte

$$d_0 = \left(\frac{66184129}{17.02 \times 350} \right)^{1/3} = 105.41 \text{ cm}$$

$$d_L = \left(\frac{23902012}{17.02 \times 1100} \right)^{1/3} = 35.73 \text{ cm}$$

Revisión del Peralte por Fuerza Cortante.-

Se revisará el cortante en dos puntos

1o A una distancia "d" de la zona de la pila en la parte del volado.

el area correspondiente a esa zona vale:

$$(a-d)B = (2.95 - 1.53) \times 3.5 = 4.97$$

la fuerza cortante en ese punto vale:

$$V = (a-d)B \times W = 4.97 \times 43458.204 = 215987.27 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{215987.27}{350 \times 153} = 4.03 \text{ kg/cm}^2 < 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

= $v_{perm.}$

2o Revisión del Cortante Perimetral a d/2 de la cara de la pila.

$$e_1 = c + d = 5.10 + 1.53 = 6.63 \text{ m}$$

$$e_2 = b + d = 1.50 + 1.53 = 3.03 \text{ m} \quad | \quad + = 9.66 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro } 2(e_1+e_2) = 2 \times 9.66 = 19.32 \text{ m}$$

El valor de la fuerza cortante es:

$$V_v = [11 \times 3.5 - 6.63 \times 3.03] 43458.204 = 800113.34 \text{ kg}$$

$$V_{\text{adm}} = \frac{800113.34}{1932 \times 153} = 2.71 \text{ kg/cm}^2 < 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

V_{perm.}

Refuerzo por tensión en la zona paralela al tramo largo

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{66184129}{2100 \times 0.89 \times 153} = 231.45 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas de 14" ϕ $a_s = 7.92 \text{ cm}^2$

$$\text{No. varillas} = \frac{231.45}{7.92} = 29.22$$

Sep = $\frac{350}{29.22} = 11.97 \text{ cm}$ esto es @ 11 cm colocadas paralelas al lado largo

Refuerzo por Tensión en la zona paralela

al tramo corto

$$A_s = \frac{23902012}{2100 \times 0.89 \times 153} = 83.59 \text{ cm}^2$$

B = Relación del lado largo al lado corto = $11 \div 3.5 = 3.1428571$

$$\frac{2}{B+1} = \frac{2}{4.143} = 0.483$$

Refuerzo en el ancho de Banda (3.50 m)

$$83.59(0.483) = 40.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. de varillas de } 5/8" \phi = \frac{40.37}{1.98} = 20.39$$

$$\text{Sep varillas de } 5/8" \phi = \frac{350}{20.39} = 17.17 \text{ cm}$$

Separación de varillas en Franjas Laterales

$$\text{No. varillas de } \frac{7}{8}'' \text{ } \phi = \frac{83.59 - 40.37}{7.92} = 21.83$$

$$\text{Sep varillas de } 5/8'' \text{ } \phi = \frac{1100 - 350}{21.83} = 34.36$$

esto es @ 34 cm

Revisión por adherencia.-

El valor de "V" usado para el cálculo de la adherencia será:

$$V = aBw = 2.95 \times 3.5 \times 43458.204 = 448705.96$$

El perímetro de una varilla de 1 1/4" ϕ es de 9.97cm

$$\Sigma \phi = 9.97 \times 30 = 299.1$$

$$\mu = \frac{448705.96}{299.1 \times 0.89 \times 153} = 11.02 < 26.56$$

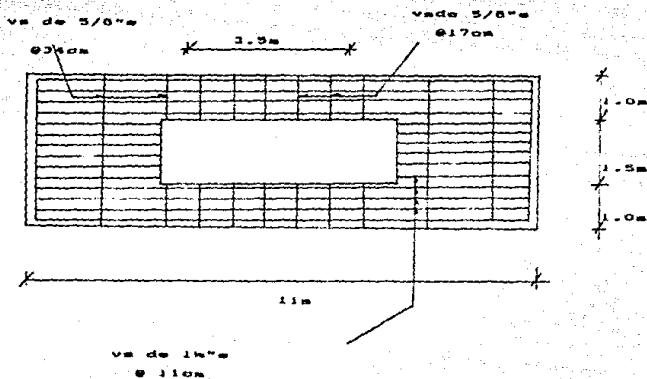
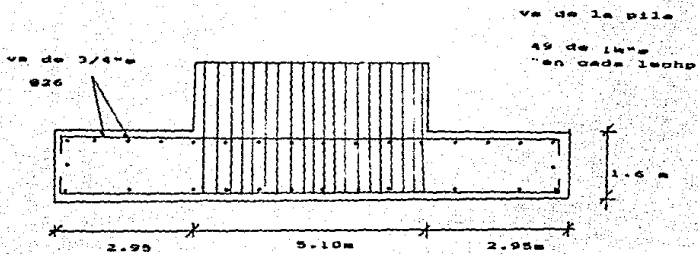
$$h = 153 + 7 = 160 \text{ cm}$$

Se armará por temperatura el lecho superior y las paredes de la zapata considerando $d = 60 \text{ cm}$

$$A_{st} = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep } 3/4'' \text{ } \phi = \frac{285}{10.8} = 26.39 \text{ cm}$$

esto es @ 26 cm



Pila No. 4 Se considera un espeso de zapata de 1.8m y
una pila con una altura de 18.07m

Momentos Producidos por Fuerzas Sísmicas

$$M_0 = F_0 x h_0 = 1.7571712 \times 4.81 = 8.47 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_1 = F_1 x h_1 = 5.2715135 \times 10.84 = 57.13 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = F_2 x h_2 = 8.7858559 \times 16.86 = 148.20 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_3 = F_3 x h_3 = 66.6831560 \times 19.87 = 1324.93 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{Momento total} = 1538.73 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{Peso del Conducto} = 699456 \text{ kg}$$

$$\text{Peso propio de la pila} = 110.5864 \times 3 = 331765.2 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de la zapata} = 2400 \times 12 \times 3.5 \times 1.8 = 181440 \text{ kg}$$

$$\text{Descarga total} = 1212661.2 \text{ kg}$$

Dimensiones de la Zapata

$$A = 12 \times 3.5 = 42.0 \text{ m}^2$$

$$S_y = \frac{3.5 \times 12^2}{6} = 84 \text{ m}^3$$

Esfuerzo del Terreno

$$f_{\text{max}} = \frac{1212661.2}{42} \pm \frac{1538.73}{84} = 28.872886 \pm 18.318214$$

$$f_{\text{min}} = 47.1911 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\text{min}} = 10.554672 \text{ Ton/m}^2$$

La carga que produce flexión en la zapata es:

$$W_{\text{zapata}} = \frac{181440}{42} = 4320 \text{ kg/m}^2$$

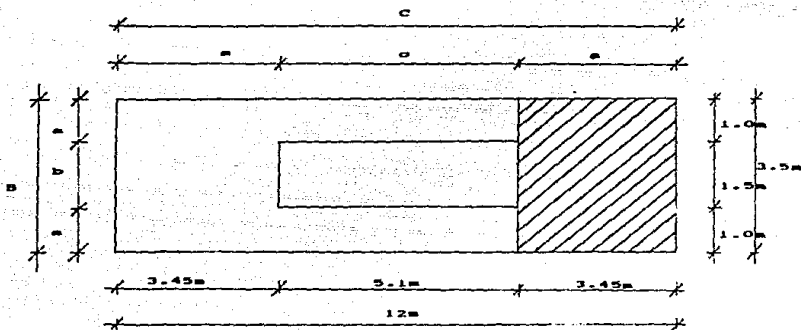
$$f_{max} = 42.8711 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{min} = 6.234672 \text{ Ton/m}^2$$

por tanto la zapata se calcula con

$$W = 42.8711 \text{ Ton/m}^2$$

Peralte por Momento Flexionante.-



Momento lado corto

$$M_0 = 50 \times 42871.1 \times 3.45^2 \times 3.5 = 89297822 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Momento Lado Largo

$$M_1 = 50 \times 42871.1 \times 1^2 \times 12 = 25722660 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$d_0 = \left(\frac{89297822}{17.02 \times 350} \right)^{1/3} = 122.44 \text{ cm}$$

$$d_1 = \left(\frac{25722660}{17.02 \times 200} \right)^{1/3} = 35.49 \text{ cm}$$

Revisión del Peralte por Fuerza Cortante.-

Se revisará el cortante en dos puntos:

1o A una distancia "d" de la cara de la pila en la parte del volado mayor.

$$V=(a-d)B \times W=(3.45-1.73)3.5 \times 42871.1=258084.02 \text{ kg}$$

$$v=-\frac{V}{bd}=-\frac{258084.02}{350 \times 173}=-4.26 \text{ kg/cm}^2 < 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

2o Revisión del Cortante Perimetral a d/2 de la cara de la pila.

$$e_1 = c+d = 5.1+1.73 = 6.83 \text{ m}$$

$$e_2 = b+d = 1.5+1.73 = 3.23 \text{ m}$$

$$e_{\text{total}} = 10.06 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro} = 2 \times 10.06 = 20.12 \text{ m}$$

El valor de la fuerza cortante es:

$$V_v = [12 \times 3.5 - 6.83 \times 3.23] 42871.1 = 854811.15$$

$$V_{\text{m}} = (854811) \div (2012 \times 173) = 2.46 < 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo por tensión en la zona paralela al tramo largo:

$$A_s = -\frac{M}{f_s j d} = -\frac{9297822}{2100 \times 0.89 \times 173} = 276.18 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas de 14" o $A_s = 7.92 \text{ cm}^2$

$$\text{No. de varillas} = -\frac{276.18}{7.92} = 34.87$$

$$\text{Separación} = -\frac{350}{34.87} = 10.04 \text{ esto es } \approx 10 \text{ cm}$$

Refuerzo por tensión en la zona paralela al tramo corto.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{25722660}{2100 \times 0.89 \times 173} = 79.55 \text{ cm}^2$$

B = Relación del lado largo al lado corto

$$= \frac{12}{3.5} = 3.429$$

$$\frac{2}{B+1} = \frac{2}{4.429} = 0.452$$

Refuerzo en el ancho de banda (3.50) m

$$= 79.55 \times 0.452 = 35.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. varillas de } 5/8" \text{ } \phi = \frac{35.96}{1.98} = 18.16$$

$$\text{Sep. } 5/8" \text{ } \phi = \frac{350}{18.16} = 19.27 \text{ esto es } \phi 19 \text{ cm}$$

Separación de varillas en las franjas laterales

$$\text{No. varillas de } 5/8" \text{ } \phi = \frac{79.55 - 35.96}{1.98} = 22.82$$

$$\text{Sep. } 5/8" \text{ } \phi = \frac{1200 - 350}{22.02} = 38.6 \text{ esto es } \phi 38 \text{ cm}$$

Revisión por Adherencia.-

$$V = a \times B \times W = 3.45 \times 3.5 \times 42871.1 = 517668.53$$

$$\text{Perímetro de una varilla de } 1\phi = 9.97 \text{ cm}$$

$$\Sigma \phi = 35 \times 9.97 = 348.95 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{V}{\Sigma \phi j d} = \frac{517668.53}{348.95 \times 0.89 \times 173} = 9.63$$

$$\text{Admisible} = \frac{3.2(250)^2}{3.175} = 15.94$$

$$9.63 \text{ kg/cm}^2 < 15.94 \text{ kg/cm}^2$$

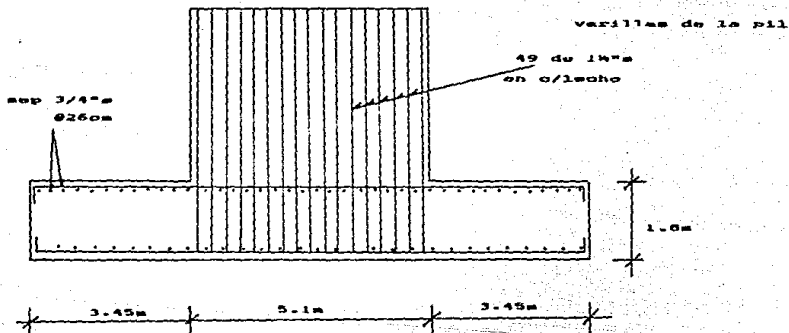
$$\text{recubrimiento} = 7 \text{ cm}$$

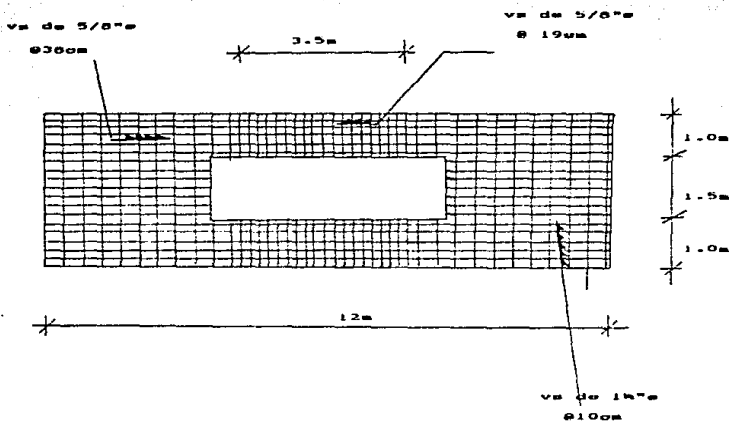
$$h_{\text{total}} = 180 \text{ cm}$$

Se armará por temperatura el lecho superior y las paredes laterales de la zapata considerando $d = 60 \text{ cm}$

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.8 \text{ cm}^2$$

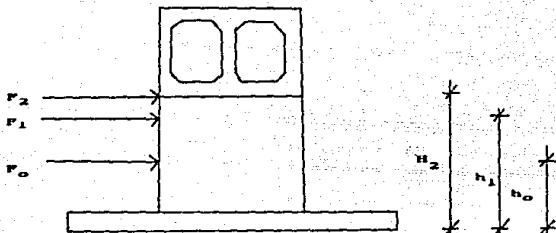
$$S_{ep3/4"} \phi = \frac{285}{10.8} = 26.39 \text{ cm} \text{ esto es } \phi 26 \text{ cm}$$





Pila No. 5

Momentos Producidos por Fuerzas Sísmicas



Se considera un espesor de zapata de 0.80 m y una pila con una altura de 5.77 m.

$$M_0 = F_0 x h_0 = 0.748 \times 2.2425 = 1.67739 \text{ Ton m}$$

$$M_1 = F_1 x h_1 = 2.243 \times 5.12675 = 11.50098 \text{ Ton m}$$

$$M_2 = F_2 x h_2 = 48.124 \times 6.570 = 316.17468 \text{ Ton m}$$

$$\text{Momento tot} = 329.35305 \text{ Ton m}$$

$$\text{Peso del conducto} = 568308.0 \text{ kg}$$

$$\text{Peso propio de la pila} = 70624.8 \text{ kg}$$

$$\text{Peso propio de la zapata} = 2400 \times 8 \times 2.5 \times 0.8 = 38400.0 \text{ kg}$$

$$\text{Descarga total} = 677332.8 \text{ kg}$$

Se propone una zapata de 8.00x2.5 m

$$\text{Area de la zapata} = 20 \text{ m}^2$$

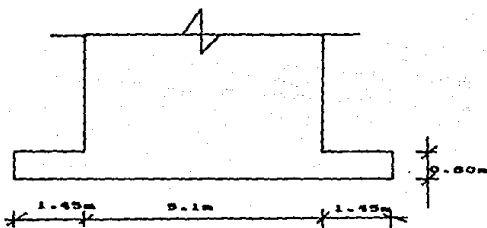
$$\text{Módulo de Sección} = \frac{2 \cdot 5 \times 8^2}{6} = 26.6666667 \text{ m}^3$$

Esfuerzo del Terreno

$$f = \frac{-677.3328}{20} \pm \frac{329.35305}{26.6666667} = 33.86664 \pm 12.350739$$

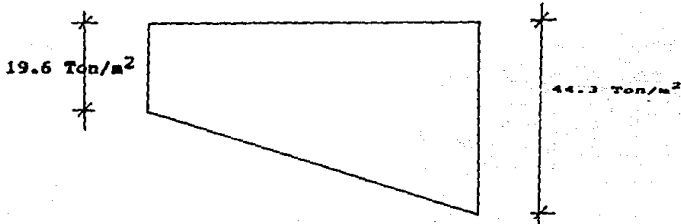
$$f_{\max} = 46.217379 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\min} = 21.515901 \text{ Ton/m}^2$$



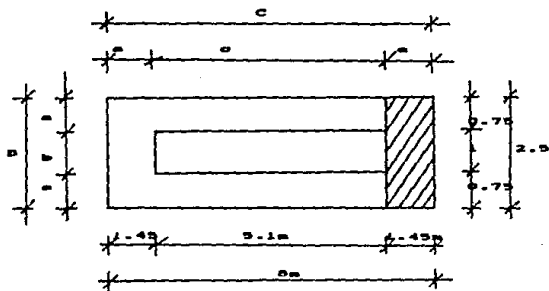
La carga que produce flexión en la zapata es:

$$W_{\text{cap}} = \frac{-38400}{20} = 1920 \text{ kg/m}^2$$



La zapata se calculará con $W = 44.297370 \text{ Ton/m}^2$

Peralte por Momento Flexionante



Momento Lado Corto

$$M_0 = 50 \times 44297.379 \times 1.45^2 \times 2.5 = 11641905 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Momento Lado Largo

$$M_1 = 50 \times 44297.379 \times 0.75^2 \times 8 = 9966910.3 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Peralte

$$d_0 = \left(-\frac{11641905}{17.02 \times 250} \right)^{1/3} = 52.31 \text{ cm}$$

$$d_1 = \left(-\frac{9966910.3}{17.02 \times 800} \right)^{1/3} = 27.06 \text{ cm}$$

Revisión del Peralte por Fuerza Cortante.-

1o A una distancia "d" de la cara de la pila en la parte del volado mayor.

El área correspondiente a esa zona vale:

$$(a-d)B=(1.45-0.73)2.5 = 1.8 \text{ m}^2$$

La fuerza cortante en ese punto vale:

$$V=(a-d)B \times W = 1.8 \times 44297.379 = 79735.282 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{79735.282}{250 \times 73} = 4.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{\text{perm}} = 4.95 \text{ kg/cm}^2 > 4.37 \text{ kg/cm}^2$$

2o Revisión del Cortante Perimetral a d/2 de la cara de la pila.

Perímetro

$$e_1 = c+d = 5.1+0.73 = 5.83 \text{ m}$$

$$e_2 = b+d = 1.0+0.73 = 1.73 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro} = 2(e_1+e_2) = 2 \times 7.56 = 15.12 \text{ m}$$

El valor de la fuerza cortante es:

$$V_v = [8 \times 2.5 - 5.83 \times 1.73] 44297.379 = 439168.65 \text{ kg}$$

$$v_{\text{act}} = \frac{439168.65}{1512 \times 73} = 3.98 \text{ kg/cm}^2 < v_{\text{perm}} = 4.95 \text{ kg/cm}^2$$

El refuerzo por Tensión en la zona paralela al tramo largo vale:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1641905.0}{2100 \times 0.89 \times 73} = 85.33 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas de 1" o $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$\text{No. varillas} = \frac{85.33}{5.07} = 16.83$$

$$\text{Separación} = \frac{250}{16.83} = 14.85 \text{ cm}$$

esto es 14 cm
colocadas paralelas
al lado largo.

Refuerzo por Tensión en la zona paralela al tramo corto:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{2966910.3}{2100 \times 0.89 \times 73} = 73.05 \text{ cm}^2$$

B = Relación del lado largo al corto

$$= \frac{8}{2.5} = 3.2$$

$$\frac{2}{B+1} = \frac{2}{3.2+1} = \frac{2}{4.2} = 0.4761904$$

Refuerzo en el ancho de la banda (2.50m)

$$= 73.05 \times 0.4761904 = 34.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. varillas de } \frac{3}{8} \text{ " } = \frac{34.79}{1.98} = 17.57$$

$$\text{Sep. varillas de } \frac{3}{8} \text{ " } = \frac{250}{17.57} = 14.23 \text{ cm}$$

esto es 14 cm

Separación de varillas en las franjas laterales:

$$\text{No. varillas de } s/e = \frac{73.05 - 34.79}{1.98} = 19.32$$

$$\text{Sep. varillas de } s/e = \frac{600 - 250}{19.32} = 28.47 \text{ cm}$$

esto es 28 cm

Revisión por Adherencia.-

$$V = axBxW = 1.45 \times 2.5 \times 44297.379 = 160578 \text{ kg}$$

El perímetro de la varilla de 1" $\phi = 7.98 \text{ cm}$

$$\Sigma o = 17 \times 7.98 = 135.66$$

$$\mu = \frac{V}{\Sigma o \cdot d} = \frac{160578}{135.66 \times 0.89 \times 73} = 18.22$$

$$\mu_{\text{admissible}} = \frac{3.2(f'c)^{1/4}}{D} = \frac{3.2(250)^{1/4}}{2.54} = 19.92$$

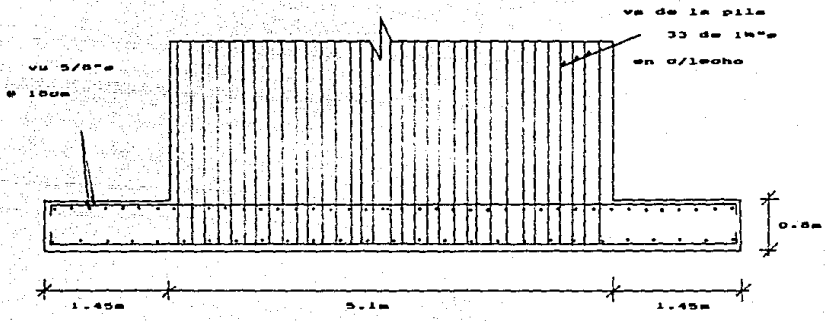
18.22 < 19.92 por tanto la adherencia es
admisibles

$$\text{Recubrimiento} = 7 \text{ cm} \quad h = d + r = 73 + 7 = 80 \text{ cm}$$

Refuerzo por Temperatura Considerando $d = 60 \text{ cm}$

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep. varillas } s/e = \frac{198}{10.8} = 18.33 \text{ esto es } 18 \text{ cm}$$



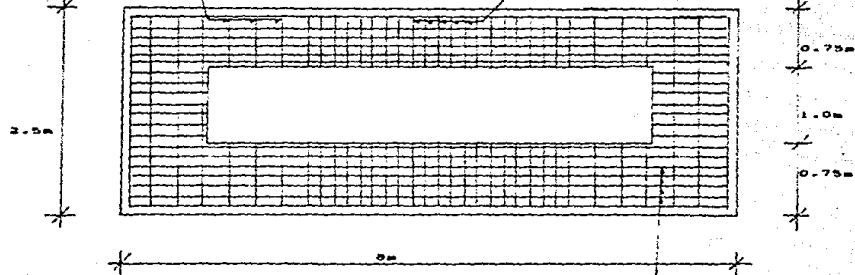
va de 5/8"e

Ø28cm

va de 5/8"e

Ø14cm

2.50



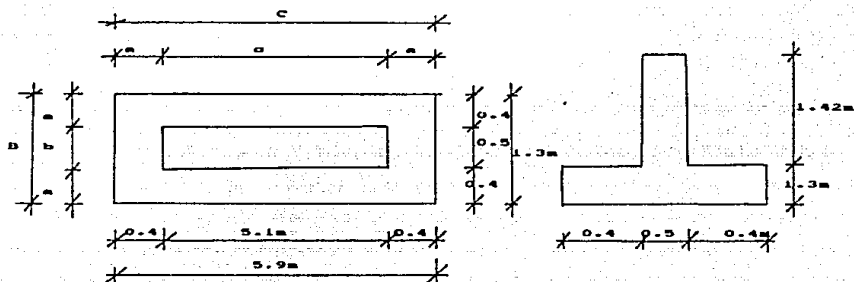
va de 1"e

Ø14cm

Pila No. 6 Estribo No. 2

1.- Revisión para que no Voltee

Dimensión de la zapata 1.3x5.9 m



Descarga de la

$$\text{Superestructura} = 29144 \text{ kg/m} \times 7.5 \text{ m} = 218580 \text{ kg}$$

Peso propio de la

$$\text{PILA} = 0.5 \times 5.1 \times 1.42 \times 2400 = 8690.4 \text{ kg}$$

$$\text{Tierra } P_1 = 0.4(5.1 + (0.4 \times 2)) \times 1.42 \times 1800 = 6032.1 \text{ kg}$$

$$\text{Tierra } P_{1\text{lateral}} = 0.4 \times 0.5 \times 2 \times 1.42 \times 1800 = 1022.4 \text{ kg}$$

$$\text{Tierra } P_2 = 0.4 \left(\frac{1.4 + 1.02}{2} \right) (5.1 + 0.4 \times 2) \times 1800 = 5182.5 \text{ kg}$$

Peso propio de la

$$\text{Zapata} = 0.3 \times 1.3 \times 5.9 \times 2400 = 5522.4 \text{ kg}$$

$$\text{TOTAL} = 245029.92 \text{ kg}$$

$$\text{Esfuerzo del Terreno} = 50 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Area de la Zapata} = \frac{245029.92}{50000} = 4.90 \text{ m}^2$$

$$\text{Area Supuesta} = 7.67 \text{ m}^2 \quad \text{por tanto se acepta.}$$

$$H = 0.286Wh^2 \times \text{xancho} = 0.286 \times 1800 \times 1.72^2 \times 5.1 = 7767.22 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_{RH} = 7767.22 \left(-\frac{1.72}{3} \right) = 4453.2062 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Para encontrar la posición de la resultante se toman momentos respecto al punto "O".

$$\begin{aligned} \Sigma M_{rv} &= (218580 \times 0.65) + (8690.4 \times 0.65) + (6032.16 \times 1.1) + \\ &\quad (1022.4 \times 0.65) + (5182.56 \times 0.2) + (5522.4 \times 0.65) \\ &\quad + 246870.72 X = 0 \end{aligned}$$

$$X = \frac{-159651.77}{245029.92} = 0.65 \text{ m}$$

Para que no voltee:

$$\frac{\Sigma M_{rv}}{\Sigma M_{RH}} = \frac{-159651.77}{4453.21} = 35.85 > 2$$

2.- Revisión para que no deslice

$$\frac{0.6 \times 245029.92}{7767.22} = 18.93 > 1.5$$

3.- La Resultante debe caer dentro del tercio medio.

$$a = \frac{159651.77 - 4453.21}{245029.92} = 0.63 \text{ m} > 1.3 \div 3$$

$$< (1.3 \div 3) 2$$

4.- Las fatigas en el Terreno serán:

$$e = 0.65 - 0.63 = 0.02 \text{ m}$$

$$f_1 = \frac{245029.92}{7.67} - \left(1 + \frac{6(0.02)}{1.3}\right) = 34895.445 \text{ kg/m}^2$$

$$f_2 = \frac{245029.92}{7.67} - \left(1 - \frac{6(0.02)}{1.3}\right) = 28997.624 \text{ kg/m}^2$$

5.- Diseño de Zapatas

El peso propio de la zapata y el peso de la tierra, no producen flexión, por lo que la presión sobre el terreno será igual a:

$$W = \frac{218580 + 8690 \cdot 4}{7.67} = 29631.082 \text{ kg/m}^2$$

a) Peralte por Momento Flexionante

Momento lado corto

$$M_o = 50W a^2 B = 50 \times 29631.082 \times 0.4^2 \times 1.3$$

$$= 308163.25 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento lado largo

$$M_1 = 50 \times 29631.082 \times 0.4^2 \times 5.9 = 1398587.1 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Peralte

$$d = \left(\frac{M}{Kb} \right)^{1/3}$$

$$d_o = \left(\frac{308163.25}{17.02 \times 130} \right)^{1/3} = 11.80 \text{ cm}$$

$$d_1 = \left(\frac{1398587.1}{17.02 \times 590} \right)^{1/3} = 11.80 \text{ cm}$$

b) Revisión del Peralte por Fuerza Cortante.

b.1) A una distancia "d" de la pila en la parte del volado mayor:

El área correspondiente a esa zona vale:

$$(a-d)B = (0.40-0.23)1.3 = 0.221 \text{ m}^2$$

La fuerza cortante en ese punto vale:

$$V = (a-d)B \times W = 0.221 \times 29631.082 = 6548.4691 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{Bd} = \frac{6548.4691}{130 \times 23} = 2.19 \text{ kg/cm}^2$$

El cortante permisible será:

$$v_{perm} = 0.29 (f'c)^{1/2} = 0.29(250)^{1/2} = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{act} = 2.19 \text{ kg/cm}^2 < 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

b.2) Revisión del Cortante Perimetral a d/2 de la cara de la pila.

Perímetro:

$$e_1 = c+d = 5.1+0.23 = 5.33 \text{ m}$$

$$e_2 = b+d = 0.5+0.23 = 0.73 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro} = 2(e_1 + e_2) = 2(6.06) = 12.12 \text{ m}$$

El valor de la fuerza cortante es:

$$\begin{aligned} V_v &= [c \times B - e_1 e_2] W = [1.3 \times 5.9 - 5.33 \times 0.73] 29631.082 \\ &= 111978.82 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_{\text{act}} = \frac{111978.82}{12.12 \times 23} = 4.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{para}} = 0.53(f'c)^{1/2} = 0.53(250)^{1/2} = 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{act}} = 4.02 < 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

El Refuerzo por tensión en la zona paralela al tramo largo es:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{308163.25}{2100 \times 0.89 \times 23} = 7.17 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con las especificaciones del ACI-318-77 para zapatas rectangulares, se debe reforzar el armado en el sentido corto, a una longitud igual al lado menor.

$$\frac{\text{Refuerzo en el ancho de la banda}}{\text{Refuerzo total en la dirección corta}} = \frac{2}{B+1}$$

B = Relación del lado largo al corto

$$= \frac{5.9}{1.3} = 4.538$$

$$\frac{2}{B+1} = \frac{2}{4.538+1} = 0.361$$

Refuerzo en el ancho de la banda (1.30m)

$$= 32.54 \times 0.361 = 11.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. varillas de } \frac{1}{2}'' \phi = \frac{11.75 \text{ cm}^2}{1.27} = 9.25$$

$$\text{Sep. varillas de } \frac{1}{2}'' \phi = \frac{130}{9.25} = 14.05$$

esto es e 14cm

Separación de varillas en las franjas laterales

$$\text{No. varillas de } \frac{1}{2}'' \phi = \frac{32.54 - 11.75}{1.27} = 16.37$$

$$\text{Sep. varillas de } \frac{1}{2}'' \phi = \frac{590 - 130}{16.37} = 28.10 \text{ cm}^2$$

esto es e 28cm

Revisión por Adherencia

$$V = a \times B \times W = 0.4 \times 1.3 \times 29631.082 = 15408.163 \text{ kg}$$

$$\text{El perímetro de una varilla de } \frac{1}{2}'' \phi = 3.99 \text{ cm}$$

$$\Sigma o = 6 \times 3.99 = 23.94 \text{ cm}$$

$$\mu = (V) \div (\Sigma o j d)$$

$$= \frac{15408.163}{23.94 \times 0.89 \times 23} = 31.44 < 39.84$$

por tanto la adherencia es correcta.

Se colocará un recubrimiento de 7 cm para protección del refuerzo, lo cual nos da un peralte total de :

$$h = d + r = 23 + 7 = 30 \text{ cm}$$

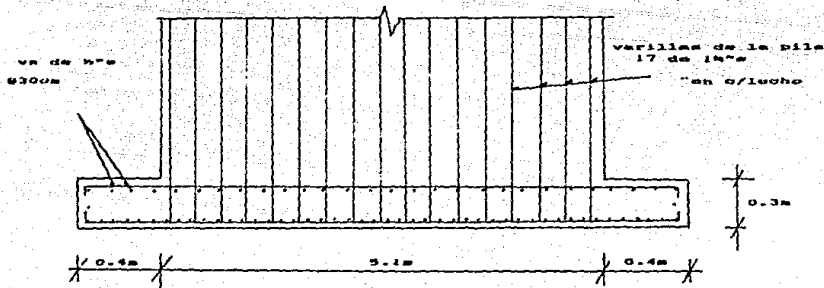
Se armará por Temperatura el lecho superior y las paredes laterales de la zapata considerando.

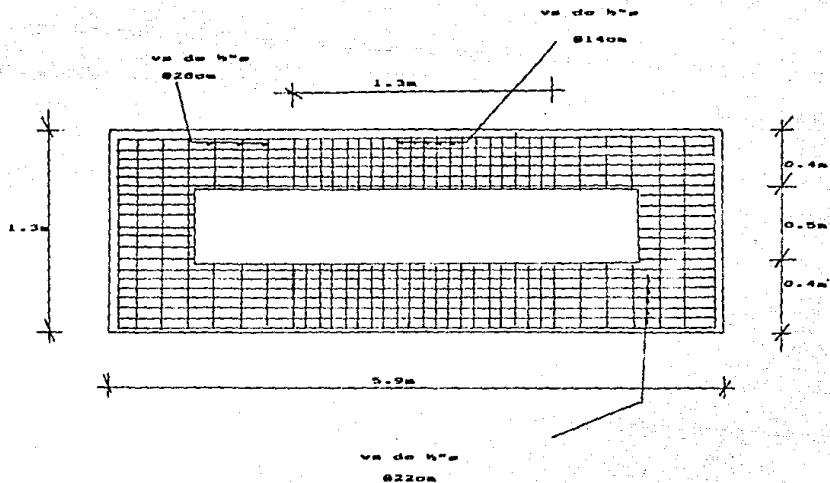
$$d = 23 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 23 = 4.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep. varillas de } 4^{\text{ta}} = \frac{1.27 \times 100}{4.14} = 30.67 \text{ cm}$$

esto es 300mm





CONCLUSIONES -

El Puente Sifón Yathé ubicado en el Km. 69+027 del Canal Principal Alto Alfajayucan cumple una función primordial como estructura necesaria para salvar obstáculos naturales debido a la topografía del lugar y a la vez como componente principal del Sistema de Riego de este canal.

En una obra tan importante y significativa como esta se deben realizar, estudiar y valorar diferentes alternativas que se adapten a la topografía del lugar y funcionen hidráulicamente bien para decidir de entre ellas por la más económica ; ya que es un aspecto fundamental de cualquier obra de Ingeniería.

Con la elaboración de programas para computadora que ayuden a la realización de este tipo de obras se podrá valorar rápidamente de entre todas las alternativas realizadas, por la más conveniente sin descuidar el aspecto económico de la misma.

No obstante, el interés primordial al desarrollar este trabajo es mostrar a toda persona que se interese en el tema, una alternativa que sirva de guía para la resolución de este tipo de estructuras.

La impermeabilidad de toda tubería es una condición fundamental, que en las de concreto puede fallar por la porosidad propia del mismo, o por el agrietamiento debido al alargamiento del acero de refuerzo que produce a su vez esfuerzos no admisibles en el concreto. Con una buena dosificación de agregados, una baja relación agua-cemento, uso de aditivos, un colado y un vibrado cuidadosos, la porosidad se puede evitar en gran medida.

En las tuberías que trabajan con una presión considerable el problema del agrietamiento se acentúa y trae como consecuencia infiltraciones que con el tiempo oxidan y reducen el área de refuerzo. Si para el diseño se considera en el acero de refuerzo, esfuerzos de tensión inferiores a los usuales permisibles, como varios autores recomiendan, el agrietamiento se reducirá significativamente.

La seguridad de toda estructura es un punto muy importante que jamás deberá descuidarse, es por ello que se deberán efectuar dos estudios: El Análisis del Conducto Lleno y el Análisis del Conducto Vacío.

Para el análisis del conducto lleno se calcula el conducto con gasto normal pero sin considerar las cargas exte-

riores, como caso más desfavorable, ya que para poder observar el funcionamiento de la estructura cuando se efectúa la prueba del sifón con presión de agua, no se permite que se cubra el barril hasta tener la seguridad de que la estructura y su impermeabilidad son aceptables.

Las diferentes condiciones de carga con las que se elaboró este estudio, el análisis sísmico y todas las revisiones hechas a los diferentes elementos que componen esta estructura, le dan a la misma una confiabilidad que va de acuerdo con la importancia de la obra para lograr el buen funcionamiento del Sistema de Riego.

BIBLIOGRAFIA.

Davis, Calvin Victor. Handbook of Applied Hydraulics. New York, McGraw Hill, 1952.

King, Horace Williams. Handbook of Hydraulic for the Solution of Hydraulic Problems. New York Mc Graw Hill, 1954.

Sotelo Avila, Gilberto. Hidraulica General. Mexico Limusa, 1974

Torres H. Jaime. Mecanica Aplicada: Estatica y Resistencia de Materiales. Mexico, Representaciones y Servicios de Ingenieria, 1967.

Trueba Coronel, Samuel. Hidraulica. Mexico, Continental, 1954

Torres Herrera, Francisco, Obras Hidraulicas. Mexico, Limusa, 1980.

Peck, Ralph B. Ingenieria de Cimentaciones. Mexico, Limusa, 1982

Peck, Ralph B. Terzaghi, Karl. Mecanica de Suelos en la Ingenieria Prqactica, Mexico, Ed. "El Ateneo", 1963.