

2091

---

FACULTAD DE INGENIERIA

- **Comparación Económica entre Puentes de Losa de Concreto Armado Sobre Estribos de Mampostería con Bóvedas de Mampostería.**

**T E S I S**

Que para obtener el título de:

**INGENIERO CIVIL**

**p r e s e n t a :**

**RODOLFO VALDES CARREON**



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.

***A mis padres, como el más modesto  
de mis reconocimientos.***

**A mis maestros.**

**A mis compañeros.**

**A todas aquellas personas que en forma desinteresada me brindaron  
su valiosa ayuda.**



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA  
Dirección  
Núm. 73-5910  
Exp. Núm. 73/214.2'

Al Pasante señor Rodolfo VALDES CARREON  
P r e s e n t e ,

En atención a su solicitud relativa,  
me es grato transcribir a usted a continuación el tema que  
aprobado por esta Dirección propuso el señor profesor Ingeniero  
José Mariano Pontón, para que lo desarrolle como tesis en su  
examen profesional de Ingeniero CIVIL.

COMPARACION ECONOMICA ENTRE PUENTES DE LOSA DE CONCRETO  
ARMADO SOBRE ESTRIBOS DE MAMPOSTERIA CON BOVEDAS DE  
MAMPOSTERIA

Debiendo comprender los siguientes puntos:

- 1).- Aspecto general del problema.
- 2).- Diferentes claros por cubrir y diversas alturas de terraplén por soportar.
- 3).- Condiciones especiales que limitan su empleo.

Para ilustrar el Tema se presentarán cálculos y planos correspondientes a un caso por proyectar con estas dos clases de estructuras."

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
México, D.F. 10 de Dicbre. de 1958  
EL DIRECTOR INTERINO

  
Ing. Ignacio Avilés Serna

  
IAS'RFV'eag.

## ASPECTO GENERAL DEL PROBLEMA

Construir carreteras es para México una de sus necesidades más urgentes en la actualidad; hace 34 años que el Gobierno Federal inició la construcción de caminos para vehículos automotores y en este período el crecimiento industrial, agrícola y comercial, base de nuestra Economía, ha superado ampliamente al ritmo con que se avanza en la formación de una eficiente red caminera que una la altiplanicie con las costas y los centros productores con los de consumo.

Super-carreteras y caminos de primer orden, así como brechas y caminos vecinales se construyen actualmente por empresas descentralizadas y dependencias oficiales, aprovechando para ello los presupuestos Federales y Estatales, las aportaciones de particulares interesados, así como capital privado dirigido en su totalidad a la construcción de puentes y caminos de peaje.

Sin embargo, y a pesar de lo que hasta ahora se ha realizado, falta aún mucho por hacer. La planificación vial hecha por la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas en 1953, indicó la necesidad de construir 12,000 Km. de carreteras y 118,000 Km. de caminos vecinales, siendo necesario observar que, para que se obtenga el máximo provecho de estas obras, deben ser terminadas en un período de veinte años, lo que implica una erogación de \$ 1.125,000.000.00 por año, considerando para carretera pavimentada un costo de \$ 400,000.00 por kilómetro, y de \$ 150,000.00 para caminos vecinales.

Haciendo notar que los recursos económicos actuales, además de ser insuficientes para satisfacer dicha necesidad, deben atender la conservación de los caminos existentes; surge ante nosotros el problema de terminar en forma rápida la red de carreteras y caminos que constituya el "sistema circulatorio" económico, político y social de nuestro País.

Una "Estructura Fiscal de Caminos" más eficiente que la existente, así como la "Construcción de Caminos por Etapas", son dos de las soluciones que más se adaptan a nuestro medio y que vendrían a resolver el problema presentado, siendo conveniente decir que la segunda ya ha sido aplicada con éxito en la construcción del camino Durango-Mazatlán, y que consiste en el estudio, localización y trazo de rutas de especificaciones modestas buscando su bajo costo que posteriormente irán siendo mejoradas de acuerdo con un planeamiento inicial y conforme el tránsito lo vaya exigiendo y los recursos económicos permitiendo.

Hemos llegado a una conclusión evidente: México necesita construir caminos y debe hacerlo en la forma más económica posible.

Varias fases se distinguen en el estudio de un camino, y para reducir a un mínimo su costo, es necesario ver la forma de reducir el de cada una de ellas.

La "planeación" es la primera de las fases mencionadas y es ella la que nos permite decir en cada caso si es conveniente o no la construcción de un camino. Un análisis detallado de los conceptos que deben tenerse en cuenta para efectuar una planeación, daría lugar a todo un estudio cuyo desarrollo no es posible seguir en el presente trabajo.

De las demás fases diremos que un buen "reconocimiento" efectuado

a conciencia y por un ingeniero experimentado reduce a un mínimo los costos de construcción, operación y conservación, ya que permite establecer la mejor localización que, combinada con modestas especificaciones geométricas y constructivas dá por resultado un movimiento mínimo de terracerías. Por otro lado, con su ayuda se puede lograr una economía en la construcción de los puentes que se necesiten, pues también nos permite establecer los mejores puntos para el cruzamiento de ríos, barrancas u otras vías de comunicación.

Quando el costo de un puente lo amerite, es conveniente analizar varias estructuras con el fin de construir la más adecuada y económica. Tratándose de puentes pequeños y alcantarillas no es posible hacer ésto para cada caso particular porque su costo es comparativamente mucho más bajo; sin embargo, es conveniente tratar de encontrar la forma de poder escoger la más económica de entre las estructuras con que se cuenta para cubrir claros pequeños, pues aunque el costo de cada una de ellas es bajo, se puede decir que aproximadamente el 10% del costo total de construcción de carreteras, se invierten en pequeñas estructuras de drenaje. Además, la importancia de ellas - se incrementa al hacer notar que la construcción de alcantarillas deficientes puede causar la destrucción prematura de la carretera. Estudiemos pues con un poco más de detalle lo que a puentes se refiere, para poder precisar las características de las estructuras por comparar.

La división general de los puentes obedece a los distintos aspectos que pueden tomarse en cuenta, siendo así como pueden clasificarse:

Por su longitud

Alcantarillas

Puentes

Viaductos

Por la forma de hacer el cruce

Normales

Esviajados

Por el material de que están  
hechos

Puentes de madera

mampostería

concreto armado

acero estructural

cables metálicos

en la misma forma, por su alineamiento, altura, uso, duración, etc., resultan otras tantas clasificaciones.

Convengamos en llamar alcantarilla a todo puente cuyo claro no exceda de 6 m.; puente a aquellas estructuras con un claro mayor de seis metros; y viaducto al puente cuyas dimensiones (longitud y altura) sean extraordinarias. Además, diremos que una alcantarilla es un conducto que lleva agua a través de un terraplén; es un "paso bajo nivel" para el agua y el tránsito que pasa sobre ella.

Los puentes de madera se utilizan en nuestro País como estructuras provisionales para proporcionar el paso de vehículos en tanto se termina la obra definitiva; se fabrican con madera, de preferencia creosotada, obtenida, del lugar más cercano posible con el objeto de disminuir, en cuanto se pueda, el costo de acarreo. La madera rolliza proveniente del desmonte, así como la

labrada, es utilizada en la construcción de alcantarillas y puentes menores, provisionales o definitivos, en caminos de especificaciones modestas, en los que se busca reducir a un mínimo el costo de construcción.

En las líneas ferroviarias es más frecuente el uso de la madera en los puentes; haciendo notar que era empleada en la fabricación de caballetes para viaductos, uso que ha sido desechado en vista de la facilidad con que pueden producirse incendios en esta clase de estructuras.

Creemos conveniente asentar que el uso de la madera tratada, ya sea sola o en combinación con el concreto armado, se está usando para construir puentes de relativa importancia en países que cuentan con gran cantidad y variedad de este material.

De los puentes construídos con acero o cables metálicos, o una combinación de ambos, sólo diremos que se utilizan para cubrir grandes claros (especialmente los puentes colgantes) y que de la gran variedad que de ellos existe, se escoge en cada caso el proyecto que resulte más económico.

Los arcos son las estructuras usadas en la construcción de puentes de mampostería, pueden ser elípticos o circulares, y éstos a su vez rebajados o de medio punto, de acuerdo con el ángulo subtendido por el límite inferior del arco o intradós.

Por su mayor resistencia, debiera usarse en todos los casos la mampostería de piedra con un buen mortero de cemento; sin embargo, cuando no se cuenta con este material, los arcos de ladrillo o tabique dan buenos resultados si se construyen bajo una inspección más rigurosa, tanto en lo que respecta a la colocación de los ladrillos como al tiempo que debe durar la cimbra y la forma en que ésta debe retirarse.

Aún cuando en la actualidad el uso de los "puentes de piedra" se ha reducido a los claros pequeños, fueron la estructura usada para salvar claros hasta de más de 80 m. cuando aún no se contaba con la valiosa ayuda del concreto reforzado. La tabla I nos presenta algunos de los puentes de este tipo.

**Principales desventajas de los puentes de mampostería:**

1).- Su costo se eleva considerablemente por los siguientes conceptos: obra falsa complicada, construcción lenta y mano de obra especializada.

2).- Si se trata de arcos en serie, debe temerse el colapso de toda la estructura al fallar uno de ellos, pues en este caso el coceo o reacción horizontal de los arcos adyacentes deja de estar equilibrado. Esto puede evitarse construyendo pilas robustas que sean capaces de resistir uno solo de los dos coceos que se presentan en ellas y que al obrar simultáneamente producen solo acción vertical del arco sobre su apoyo; esta solución contribuye inevitablemente a elevar el costo de la estructura, además de que reduce el área hidráulica del cauce de la corriente.

**CUADRO 1.- De antiguos puentes de mampostería.**

<b>NOMBRE</b>	<b>ARCO</b>	<b>LUZ (m.)</b>	<b>ESPESOR CLAVE (m.)</b>
<b>Puente de Luxembourg</b>		<b>84.50</b>	
<b>Puente Grosvenor Chester, Ingl.</b>	<b>Circular</b>	<b>61.00</b>	<b>1.22</b>
<b>Puente de Waterloo, sobre el Támesis, Londres.</b>	<b>Elíptico</b>	<b>36.60</b>	<b>1.37</b>
<b>Viaducto de Posen, Alemania (ladrillos en cemento)</b>	<b>Circular</b>	<b>24.40</b>	<b>1.42</b>
<b>Puente Napoleón. Viaducto de ferro- carril.(piedra bru- ta en cemento)</b>	<b>Circular</b>	<b>35.23<sup>c</sup></b>	<b>1.22</b>

Como dato complementario, diremos que la mampostería de piedra, así como el concreto simple y el ciclópeo, se usan en la construcción de estribos y pilas cuando se desea que trabajen por gravedad.

Falta por analizar los puentes de concreto reforzado. De ellos puede decirse que existe una gran variedad debido principalmente a la facilidad con que puede hacerse que el concreto adopte la forma del molde que lo contiene; esta facilidad se ve condicionada únicamente por la cantidad y forma del armado.

A continuación señalamos algunos de los tipos de estas estructuras que se usan con más frecuencia.

a).- Alcantarillas de sección circular y semi-circular con diámetros de 0.45 m. a 1.00 m. y con capacidad para resistir colchones de tierra hasta de 12 m. de altura.

b).- Alcantarillas de cajón cuya sección puede variar de 40 X 40 cm. hasta 2.00 X 2.00 m. y cuyo uso se recomienda en terrenos fangosos.

c).- Alcantarillas de losa plana libremente apoyada en sus extremos y con refuerzo principal paralelo al eje del camino. La variación práctica de su claro es de 1 a 6 metros aproximadamente.

d).- Puentes de losa de concreto armado apoyada sobre traveses de acero longitudinales al camino; se recomiendan para usarse en claros de cinco a quince metros.

e).- Puentes con una disposición parecida a la anterior, solo que las traveses de apoyo de la losa (piezas de puente) son normales al eje del camino y van apoyadas a su vez en traveses remachados longitudinales.

f).- Puentes de losa de concreto armado apoyada sobre traveses del mismo material, estructura que recibe el nombre específico de losa nervurada y que se emplea para cubrir claros de 6 a 25 metros.

g).- Siguiendo el orden establecido, cabe mencionar a continuación los puentes de concreto pre-esforzado, cuyo uso se extiende rápidamente y que son útiles para salvar claros hasta del doble de los anteriores, proporcionan-

do además secciones más esbeltas.

h).- Finalmente, y sin que por ello neguemos que existan otros tipos, citaremos los puentes formados por arcos de concreto reforzado, estructuras que pueden cubrir claros del orden de los cien metros y cuya construcción se decide en el caso de barrancas profundas cuyas laderas proporcionen una cimentación firme en los arranques del arco.

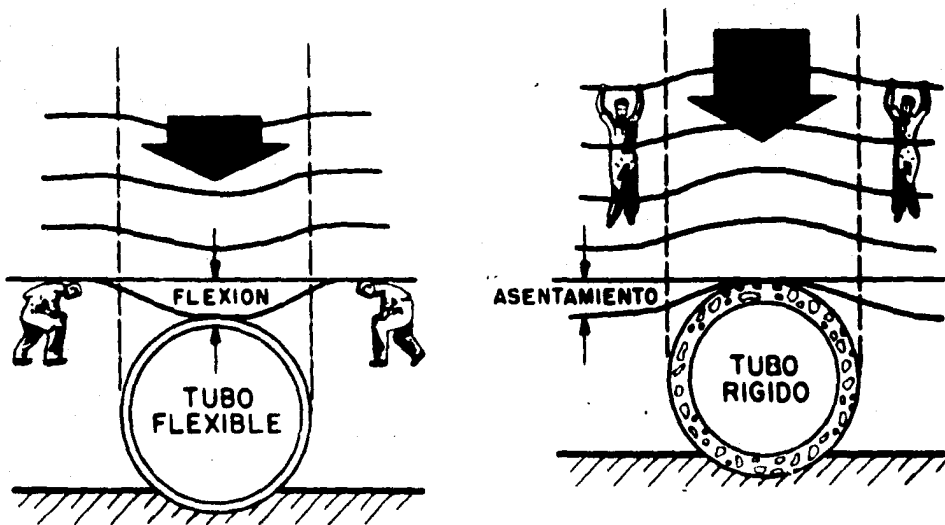
Resulta lógico pues, que las **BOVEDAS DE MAMPOSTERIA** solo puedan competir en diseño estructural y en economía con la **LOSA DE CONCRETO ARMADO SOBRE ESTRIBOS DE MAMPOSTERIA**, que es la estructura más simple de la gama tan variada de puentes que pueden construirse con el concreto reforzado.

Consecuentemente, el uso práctico de los puentes de mampostería (bóvedas) estará comprendido entre los claros de 1 a 6 m., por lo que, entre dichos límites haremos su estudio para tratar de establecer comparaciones con la losa de concreto armado y poder así elegir en cada caso particular la estructura más económica.

Como los dos tipos de estructura mencionados anteriormente se encuentran clasificados dentro del grupo de alcantarillas "rígidas", al igual que las de cajón y las de sección circular y semi-circular, creemos conveniente decir algo sobre las alcantarillas "flexibles".

Son tubos de metal corrugado que se fabrican en secciones para ser armados en el lugar de la obra, con el objeto de facilitar su transporte. Pueden ser circulares o abovedados, con diámetros que varían de 20 cm. a 5 m. y con capacidad para soportar terraplenes hasta de 50 m. La diferencia con las alcantarillas rígidas estriba fundamentalmente en su funcionamiento estructural, ya que al ser flexibles, permiten que las zonas laterales del terreno ayuden a

sostener a la faja de éste que se encuentra exactamente sobre el tubo y que trata de asentarse al deformarse la estructura; dicha ayuda se efectúa por medio de la fricción existente entre las zonas mencionadas, provocando una distribución sensiblemente uniforme de las presiones en el perímetro del tubo. En las alcantarillas rígidas sucede exactamente lo contrario: al no flexionarse, las zonas laterales se asientan más que la faja de terreno colocada directamente sobre la estructura, lo que produce un aumento de la presión sobre ella. Pruebas hechas por el "A.R.E.A." han hecho ver que en este caso la presión vertical sobre el tubo es aproximadamente tres veces mayor que la presión horizontal.



Estos tubos de metal pueden ser usados en forma aislada o constitu-

yendo alcantarillas múltiples. El diámetro necesario en cada caso, así como el "calibre" recomendable, pueden obtenerse por medio de tablas proporcionadas por el fabricante, en las que se toma en cuenta el área por drenar y la altura del terraplén por soportar. Así mismo, se han elaborado una serie de especificaciones y recomendaciones prácticas con el objeto de proporcionar "mejor drenaje a un costo más bajo" con una correcta instalación de estas alcantarillas.

A continuación, nos referiremos únicamente a los dos tipos de estructura propuestos para el desarrollo del presente trabajo.

## DIFERENTES CLAROS POR CUBRIR Y DIVERSAS ALTURAS DE TERRAPLEN POR SOPORTAR.

Antes de entrar de lleno al desarrollo de este capítulo, haremos una descripción más detallada de los dos tipos de estructura por comparar, anotando la nomenclatura que se usará en los cálculos correspondientes.

La diferencia geométrica entre ambas estructuras es bastante notoria ya que en la losa sobre estribos la superestructura es horizontal en tanto que en una bóveda está constituida por uno o más arcos de círculo.

Existen además entre los mismos arcos dos tipos diferentes, el de medio punto y el rebajado. Si a la superficie interior del arco la llamamos intradós y a la exterior extradós o trasdós, podemos decir que un arco de medio punto es aquél en el cual el intradós es un semi-círculo en tanto que en el rebajado subtende un ángulo central menor de  $180^\circ$ .

Por ser más simples en su cálculo y en su construcción, son las bóvedas de medio punto las que se proyectan para salvar claros hasta de 8 m. en puentes y obras de drenaje para caminos.

Los arcos rebajados solo son recomendables en el caso en que se requiera un área hidráulica tal que no pueda ser obtenida con una bóveda de medio punto debido a que sea reducida la altura de la rasante del camino con respecto al terreno natural. Es en estos cruces de aguas bajas cuando puede optarse por la solución de alcantarillas en serie de bóvedas de piedra o de acero corrugado o bien líneas de tubo del mismo material y de sección circular o abovedada.

Así pues, serán los arcos de medio punto los que compararemos con la

losa de concreto armado.

En cuanto al funcionamiento estructural se refiere, diremos que una losa queda sujeta a grandes fuerzas cortantes y momentos flexionantes cuando aumenta el claro o cuando el colchón de terracería alcanza alturas considerables, mientras que en un arco no son de temerse estos elementos mecánicos y puede soportar enormes terraplenes en forma económica, teniendo cuidado en adaptarle un buen apoyo así como cuidar de que éste se encuentre bien cimentado.

Por otro lado, la componente horizontal del empuje de un arco sobre su apoyo nos ayuda a contrarrestar el efecto del empuje de tierras, lo que no es posible en una losa que está apoyada en estribos que trabajan como muros de retención. Para mayor comprensión de lo dicho anteriormente es conveniente señalar que así como en el caso de la superestructura horizontal ésta se distingue claramente del apoyo, en un arco estas partes estructurales están perfectamente limitadas por lo que se llama junta de ruptura, cuya posición se encuentra definida por una línea que forma un ángulo relativamente cercano a  $40^\circ$  en más o menos con el eje vertical del arco.

Un concepto importante en el estudio de los arcos es la línea de presiones, que se localiza disponiendo el cálculo del arco por dovelas y por medio de un funicular que abarque desde la dovela central o clave hasta el apoyo, ir determinando el punto de aplicación de la presión de una parte del arco sobre la otra en cada una de las dovelas, punto que por razones elásticas es conveniente hacerlo caer en el tercio medio de la sección correspondiente y lo que es más, hacer que en la clave esté en el límite superior y en el apoyo coincida con el límite interior.

Tanto la salida como la entrada de las estructuras en estudio van pro-

tegidos en su parte superior por pequeños parapetos de mampostería o de concreto simple y en sus partes laterales por muros en alas o aleros que además de retener a la terracería proporcionan una fácil entrada al agua y evitan que ésta llegue a socavar al terraplén; generalmente estos muros forman un ángulo de  $120^\circ$  con la sección transversal del puente pero pueden presentarse casos en donde por la topografía o por el alineamiento de la estructura sea necesario darles diferente orientación y aún a veces distintas longitudes.

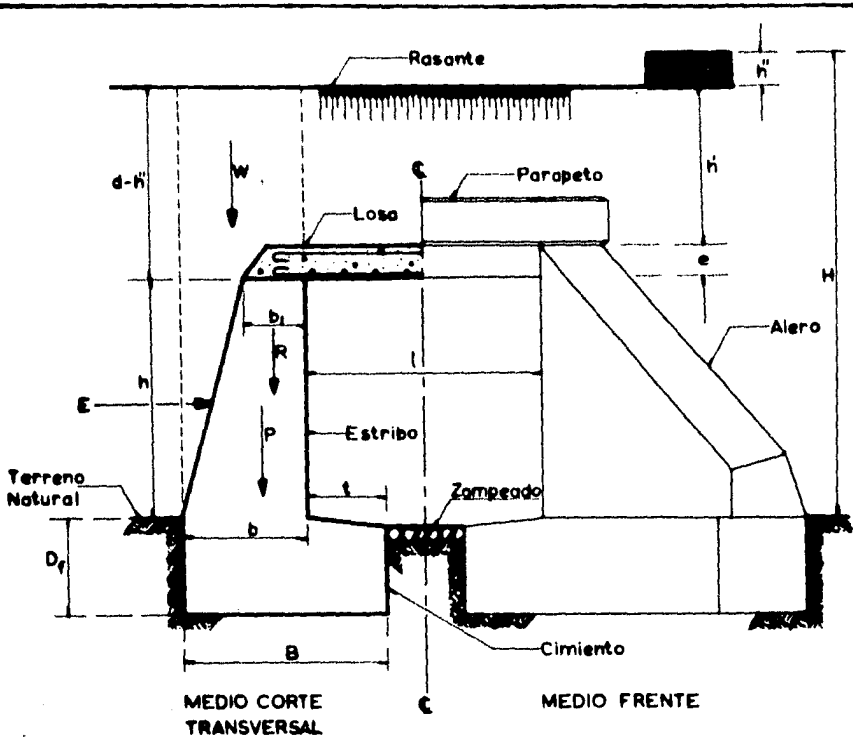
La socavación en el fondo del cauce -si ésta es de temerse- se evita por medio de un zampeado de piedra con mortero pobre que deberá prolongarse hasta los extremos de los aleros y cuya profundidad será determinada de acuerdo con las condiciones locales.

La supresión en los estribos es de temerse si las propiedades cualitativas del subsuelo la permiten y si no se toman precauciones para evitarla. Por ser un concepto que depende de cada caso en particular, supondremos por simplificación que podemos prescindir de él.

Los planos 1 y 2 nos muestran las partes esenciales de cada una de las estructuras propuestas y las fuerzas que en ellas intervienen.

Es importante decir que existen arcos de mampostería triarticulados con los que pueden cubrirse claros de 6 a 12 m. o más, pero que no se usan para soportar grandes terraplenes como sucede con la bóveda empotrada que es con la que vamos a trabajar.

El caso general que puede presentarse en el proyecto del sistema de drenaje de una carretera es el de diseñar las alcantarillas teniendo como dato el gasto máximo al que hay que dar paso a través del terraplén. Dicho gasto puede calcularse mediante el empleo de fórmulas empíricas o deducirse por



#### NOMENCLATURA

- Losa.-  
 $l$ , claro.  
 $e$ , espesor.
- Estribo.-  
 $b_1$ , ancho de la corona.  
 $b$ , ancho de la base.  
 $h$ , altura.
- Cimiento.-  
 $B$ , ancho.  
 $D_f$ , profundidad.  
 $t$ , talón.
- Terraplén.-  
 $H$ , altura total.  
 $h$ , altura sobre la losa.  
 $H'$ , altura equivalente a la carga viva.  
 $d$ , sobrecarga del estribo.

#### FUERZAS

- $R$ , peso de la superestructura.  
 $P$ , peso de la subestructura.  
 $W$ , peso de la terracería.  
 $E$ , empuje de la terracería.

U. N. A. M.  
 FACULTAD DE INGENIERIA

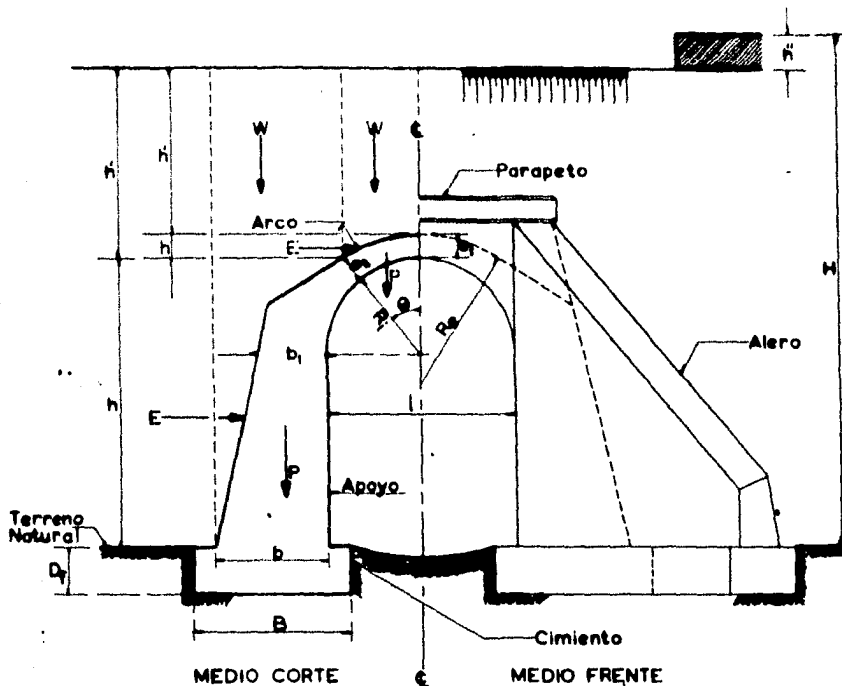
PUENTE DE LOSA DE  
 CONCRETO ARMADO SOBRE  
 ESTRIBOS DE MAMPOSTERIA

TESIS PROFESIONAL

rodolfo valdés carrerón

1

1959



**NOMENCLATURA**

$l$ , claro de la estructura.

Arco.-

$e_1$ , espesor de la clave.

$h$ , altura.

$R_i$ , radio del intrados.

$R_e$ , radio del extrados.

Junta de ruptura.-

$\theta$ , ángulo que la define.

$e$ , espesor.

Apoyo.-

$b_1$ , ancho del arranque.

$b$ , ancho de la base.

$h$ , altura.

Cimiento.

$B$ , ancho.

$D_p$ , profundidad.

Terraplén.-

$H$ , altura total.

$h'$ , sobrecarga (sin carga viva)

$h''$ , altura equivalente a la carga viva.

**FUERZAS**

$P$ , peso propio de la estructura.

$W$ , peso de terracería.

$E$ , empuje de la terracería.

**SIGNOS CONVENCIONALES**

----- Datos del arco.

———— Datos del apoyo.

U. N. A. M.  
FACULTAD DE INGENIERIA

BOVEDA  
DE  
MAMPOSTERIA

2

TESIS PROFESIONAL

rodolfo valdés carrerón

1939

medio de observaciones directas de la corriente que en la mayoría de las veces es de escurrimiento torrencial, pudiendo haber casos en que sea ciclónico, uniforme, perenne, etc.

De entre la gran variedad de fórmulas que existen, la de TALBOT es la más usada ya que da directamente el área de la sección recta de la alcantarilla en función del área por drenar:

$$a = 0.183CVA^3$$

en donde:

a, área neta de la alcantarilla en m.<sup>2</sup>

A, área por drenar en Ha.

C, coeficiente

Parece ser que para el establecimiento de esta fórmula la intensidad máxima observada fue de 100 mm. por hora y una velocidad de escurrimiento variable pero menor de 3 m/seg.

El valor del coeficiente depende de las características geométricas y topográficas de la zona y puede obtenerse orientando nuestro criterio en la siguiente forma:

C = 1 para terrenos con suelo rocoso y pendientes abruptas

C = 2/3 para terrenos quebrados y pendientes moderadas

C = 1/2 para valles irregulares, muy anchos en comparación con su largo

$C = 1/3$  para terrenos agrícolas ondulados, en los que el largo es 3 a 4 veces el ancho

$C = 1/5$  para zonas a nivel, no afectadas por acumulación de nieve o inundaciones fuertes. Para condiciones aún más favorables, o terrenos con drenaje subterráneo, disminúyase  $C$  en 50%; pero, aumentese para laderas con pendientes pronunciadas, o cuando la parte alta del valle tenga un declive muy superior a la alcantarilla.

La fórmula de JARVIS-MYERS nos da el gasto de la corriente y es recomendable para el diseño de grandes alcantarillas y puentes pequeños:

$$Q = 17.64CVA$$

en donde:

$Q$ , gasto máximo en  $m^3/\text{seg}$ .

$A$ , área de la cuenca de escurrimiento en Ha.

$C$ , coeficiente menor que uno generalmente.

Si se cuenta con los datos hidrométricos necesarios, pueden aplicarse las fórmulas RACIONAL y de BURKLI ZIEGLER que se muestran a continuación en el orden en que fueron mencionadas:

$$Q = \frac{AIR}{36}$$

$Q$ , intensidad del escurrimiento en  $m^3/\text{seg}$ .

A, superficie drenada en Ha.

I, porcentaje de impermeabilidad del área

R, Intensidad máxima de la lluvia en cm/hora que pueda caer sobre toda el área durante el tiempo (t) de concentración en minutos:

$$R = \frac{267}{t+15} \text{ (Este de los E.E.U.U.)}$$

$$Q = KA^{3/4}$$

$$K = C \sqrt{S}$$

en donde:

Q, gasto en litros sobre segundo

A, área en Ha.

C, coeficiente de escurrimiento.

I, intensidad máxima en mm/h.

S, pendiente en milésimos.

La tabla II dá directamente los valores de K para diferentes I, C, y S.

TABLA II

$l = 40 \text{ mm./h.}$	$s^C$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
	1	11.1	22.2	33.3	44.4	55.5	66.7	77.8
2	13.2	26.4	39.6	52.8	66.1	79.4	93.6	
3	14.6	29.3	43.9	58.5	73.4	86.7	102.2	
4	15.7	31.4	47.1	62.7	78.4	94.3	110.0	
$l = 50 \text{ mm./h.}$	1	13.9	27.8	41.7	55.6	69.4	83.3	97.2
2	16.5	33.0	49.5	66.0	82.6	99.1	115.6	
3	18.3	36.0	54.8	73.1	91.4	109.7	127.9	
4	19.6	39.3	58.9	78.6	98.2	117.8	137.5	
$l = 60 \text{ mm./h.}$	1	16.7	33.3	50.0	66.7	83.3	100.0	116.7
2	19.8	39.6	59.5	72.3	99.1	118.9	138.7	
3	21.9	43.9	65.8	87.7	109.7	131.6	153.5	
4	23.6	47.1	70.7	94.3	117.8	141.4	164.9	

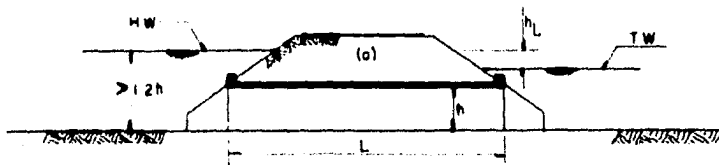
Los resultados a que se llegue con cualquiera de las fórmulas anteriores pueden complementarse en algunos casos con datos obtenidos de la observación del régimen de la corriente y con informaciones de los vecinos del lugar sobre el tirante de las máximas avenidas, dato que la mayoría de las veces es posible obtener mediante una inspección cuidadosa del cauce. Es de tomarse en cuenta la ayuda que puede reportar un estudio de las alcantarillas existentes -en caso de que las haya- tendiente a determinar si su funcionamiento puede considerarse satisfactorio o no y así tener un dato más al proyectar una estructura para condiciones análogas.

Conocido el gasto de diseño, la estructura puede calcularse de tal modo que su funcionamiento hidráulico sea el que más convenga en cada caso, siempre y cuando se evite la erosión a la salida y no se permita que el tirante a la entrada sea tal que sobrepasa a la terracería.

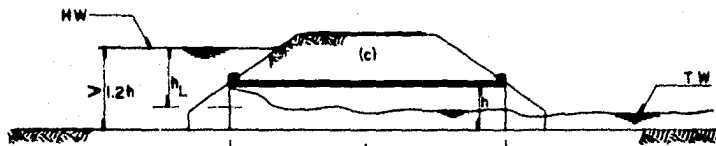
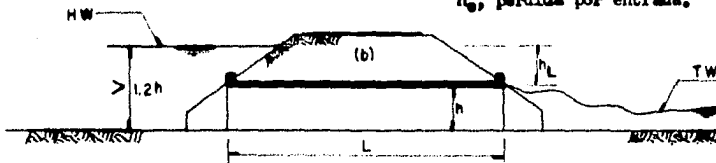
Bajo estas condiciones, puede presentarse en la práctica cualquiera de los cuatro casos de la fig. (2), dependiente entre otros factores del tirante aguas arriba, y de la longitud y pendiente de la alcantarilla.

En (a) (b) y (c) se dice que la estructura funciona como conducto total o parcialmente sumergido, mientras que en (d) trabaja como canal, teniéndose la ventaja de éste sobre aquellos en la simplicidad de su cálculo hidráulico y en que evita en lo posible la saturación del terraplén, por lo que consideraremos para nuestro estudio que la alcantarilla trabaja siempre con un tirante menor que su altura.

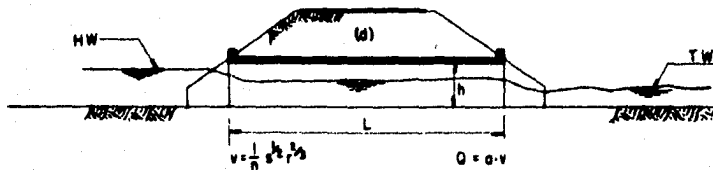
Así pues, ya sea en forma directa o calculándola por medio del gasto y la velocidad de la corriente, siempre se tendrá como dato el área necesaria en cada caso particular que permite el paso del agua a través del terraplén con la condición supuesta anteriormente.



$h_v = h_v + h_e$   
 $h_v$ , carga de velocidad.  
 $h_f$ , pérdida por fricción.  
 $h_e$ , pérdida por entrada.



$Q = c C_d \sqrt{2gh}$   
 $C_d$ , coeficiente de descarga.



HW, tirante del agua a la entrada.  
 TW, tirante del agua a la salida.

**FIG. 2**

Debemos hacer notar que cada área en particular se puede proporcionar con cualquiera de los dos tipos de estructura en estudio mediante una gran variedad de combinaciones entre el claro y la altura, por lo que antes de hacer la comparación de la LOSA SOBRE ESTRIBOS con la BOVEDA DE MAMPOSTERIA, encontraremos la relación que debe existir entre sus dimensiones mencionadas para que se reduzca a un mínimo el costo de cada una de ellas. Así, de dos alcantarillas del mismo tipo y área, la de mayor claro será la de menor altura y viceversa, teniéndose entonces que en el primer caso el costo de los apoyos es menor que en el segundo en tanto que con el costo de la superestructura sucede lo contrario, es decir, varía en razón directa con el claro.

Se procede entonces a hacer varias estimaciones de cada uno de los costos mencionados para cada área en particular y para diferentes claros y sus correspondientes alturas. El claro para el cual la suma de dichos costos sea mínima es el que nos interesa, ya que con el queda definida la relación:

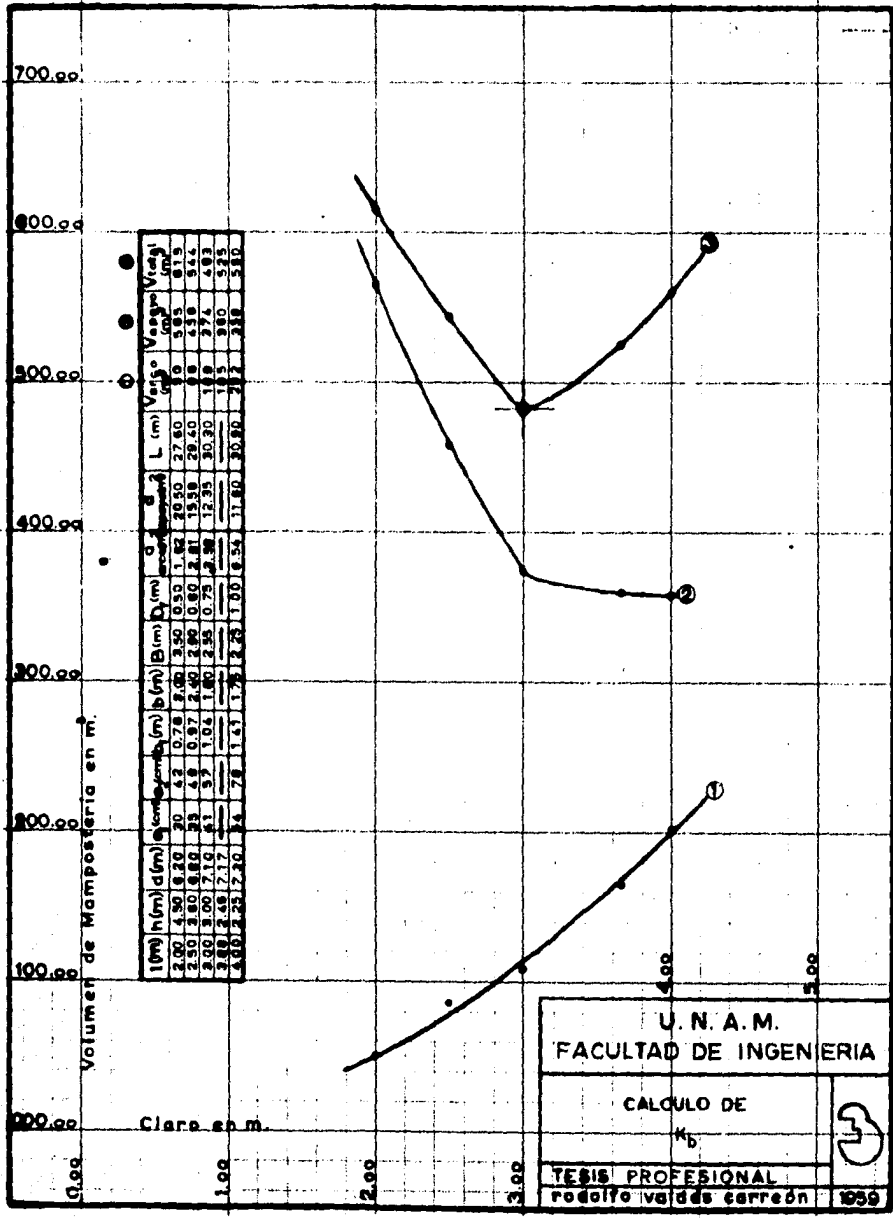
$$K = \frac{h}{l}$$

que hace que cada una de las estructuras por comparar sea la de más bajo costo para una cierta área de su sección transversal.

Con el objeto de facilitar el cálculo de  $K$ , los resultados a que se llegue con las estimaciones anteriores se llevan a gráficas como las mostradas en las figuras (3) y (4). La curva del costo total se obtiene sumando para cada claro los valores de las ordenadas correspondientes, curva cuyo mínimo nos dará el valor de la relación  $K_b$  para bóveda o  $K_l$  para losa según sea el caso.

Cálculo de  $K_b$ .-

Para el cálculo de esta relación es necesario hacer las siguientes con-



U. N. A. M.  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 CALCULO DE  
 $K_b$   
 TESIS PROFESIONAL  
 rodolfo valdes carrerón 1059

3

sideraciones simplificadoras:

a).- Que el costo de la mampostería es el mismo para los apoyos que para el arco en sí, con lo que solo se hará la estimación del volúmen de este material.

b).- Que el área hidráulicamente útil está dada por el producto del claro y la altura del límite inferior del intrados, despreciando el área del semicírculo que en todo caso proporciona el paso de cuerpos flotantes. Como se verá más adelante, esta consideración deja de tener resultados prácticos para claros mayores de cuatro metros.

c).- Para evitar desproporción en las curvas, se considerará al arco a partir de sus arranques y no de la junta de ruptura como teóricamente debiera ser. Observando las gráficas puede verse que esta simplificación no afecta al resultado final ya que de no hacerse, la curva correspondiente al arco se desplazaría hacia abajo en tanto que la de los apoyos aumentaría en cada uno de sus puntos, pero ambas conservarían su forma y por lo tanto el mínimo de la curva del volúmen total se presentará para el mismo claro que es lo que a nosotros nos interesa.

d).- Con el mismo objeto que la anterior, no tomaremos en cuenta el volúmen de los aleros que vendría a aumentar el de los apoyos pero sin alterar el valor de  $K_b$  como puede comprobarse analizando el comportamiento de la curva respectiva.

Siguiendo las condiciones anteriores, se calculó el valor de  $K_b$  para los siguientes datos de diseño:

$$a = 9 \text{ m}^2$$

$$H = 12 \text{ m.}$$

y una fatiga de trabajo para la mampostería variable de 6 a 9 kg/cm<sup>2</sup>; llegando a los resultados anotados en la figura (3), cuya conclusión es la siguiente:

Claro de volúmen total mínimo:  $l = 3.00 \text{ m.}$

$$\therefore h = \frac{a}{l} = \frac{9 \text{ m}^2}{9 \text{ m}} = 3 \text{ m.} \quad \text{y} \quad K_b = \frac{h}{l} = \frac{3 \text{ m.}}{3 \text{ m.}}$$
$$K_b = 1.$$

resultado que nos señala la conveniencia de que en las bóvedas, la altura de sus estribos -distancia entre  $b$  y  $b_1$ - sea igual al claro.

En la práctica se ha observado que para claros mayores de 4.00 m. es más económico aprovechar parte del área del arco y reducir el valor de  $K_b$ , pues los apoyos altos resultan demasiado robustos cuando tienen que soportar grandes arcos. La curva mostrada en la figura (5) representa la variación práctica de esta relación.

#### Cálculo de $K_1$ .

Como esta relación corresponde a una estructura que está constituida por dos materiales diferentes, debemos llevar el cálculo de las estimaciones que se hagan hasta el costo en pesos, para que en esta forma se puedan obtener la curva del costo total y con ella a su mínimo.

Considerando una área constante de 2.25 m<sup>2</sup>. y una altura total de terraplén de 7.00 m. llegamos a los resultados de la figura (4), haciendo notar

Costo	Prove	Q (m)	Q (m)	Q (m)	L (m)	Q (m)	Q (m)	Q (m)
100	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

20 000.00

Claro de costo mínimo:  $h = 1.24$  m.;  $h = 1.81$  m.

$$K_1 = \frac{100}{1.24} = 80.6$$

10 000.00

0 000.00

Costo en \$

Claro en m.

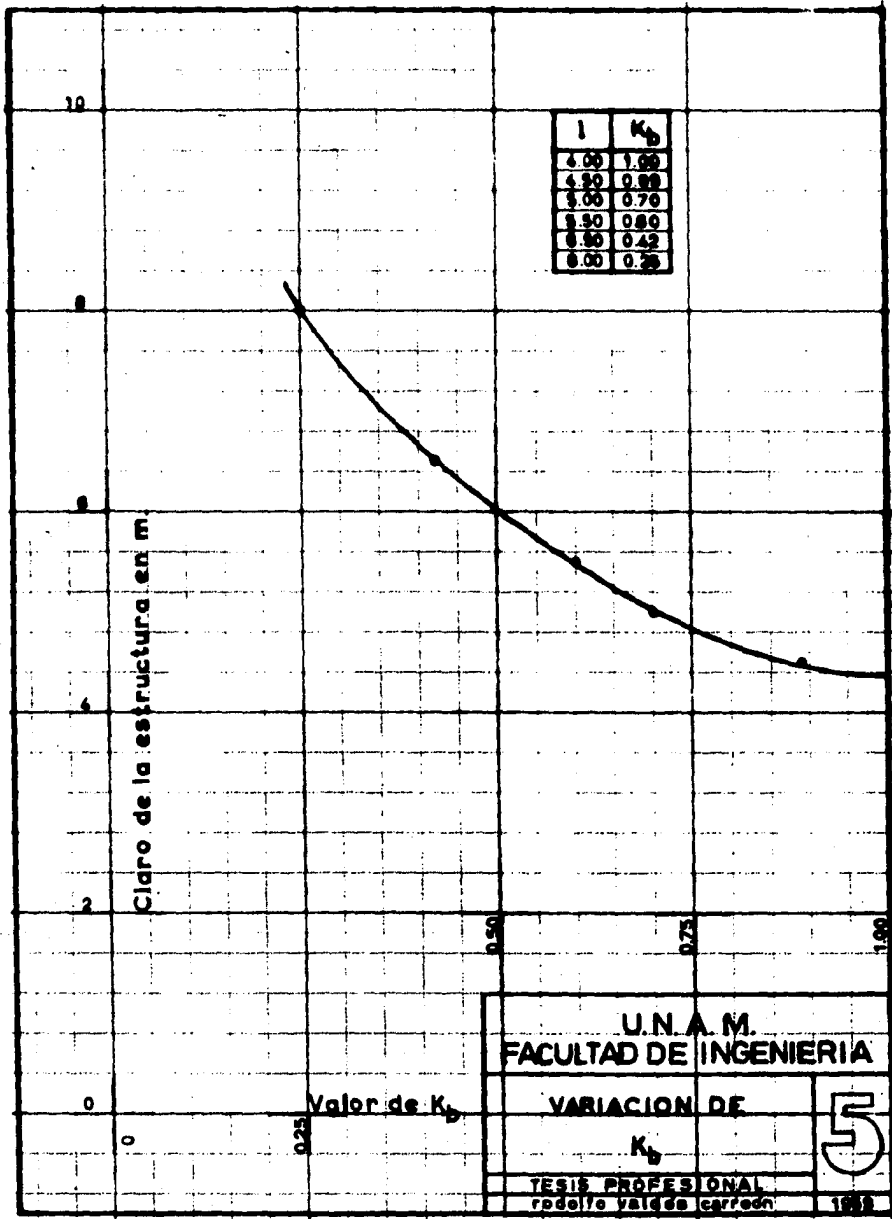
UNAM  
FACULTAD DE INGENIERIA

CALCULO DE

$K_1$

YESSY PROFESIONAL  
Miguel Valdez Barrios





U.N.A.M.  
FACULTAD DE INGENIERIA

VARIACION DE  
 $K_p$

5

TESIS PROFESIONAL  
roberto valdes carrador

1958

que aún cuando  $K_1$  no resultó en este caso ser exactamente igual a uno, le consideraremos dicho valor para fines prácticos; pudiendo reducirse cuando, por las condiciones locales se estime necesario.

Conocidas las relaciones anteriores, queda perfectamente definido el claro de la estructura en función del área de su sección recta:

como:

$$K = \frac{h}{l}; h = K \cdot l$$

se tendrá que:

$$a = h \cdot l = (K \cdot l) l = K l^2$$

$$\therefore l = \sqrt{\frac{a}{K}}$$

En esta forma podremos hacer la comparación propuesta, entre la más económica de las LOSAS SOBRE ESTRIBOS y la más económica de las BOVEDAS DE MAMPOSTERIA; faltando solamente hacer intervenir a la otra variable del problema que es la altura del colchón de tierra por soportar.

Tenemos entonces que el costo de una alcantarilla no solo depende del claro por cubrir sino también de la magnitud del relleno que sobre ella exista. A continuación presentamos una forma práctica de comprobar dicha dependencia y damos cuenta de su variación así como de la relación que existe entre los costos correspondientes a cada uno de los dos tipos de puente en estudio.

Considerando constante a la altura de terraplén soportada por la alcantarilla, calculamos los costos de la LOSA y de la BOVEDA para diferentes claros; con los resultados así obtenidos es posible construir una "curva de costos" para cada una de nuestras estructuras. El punto en donde se corten

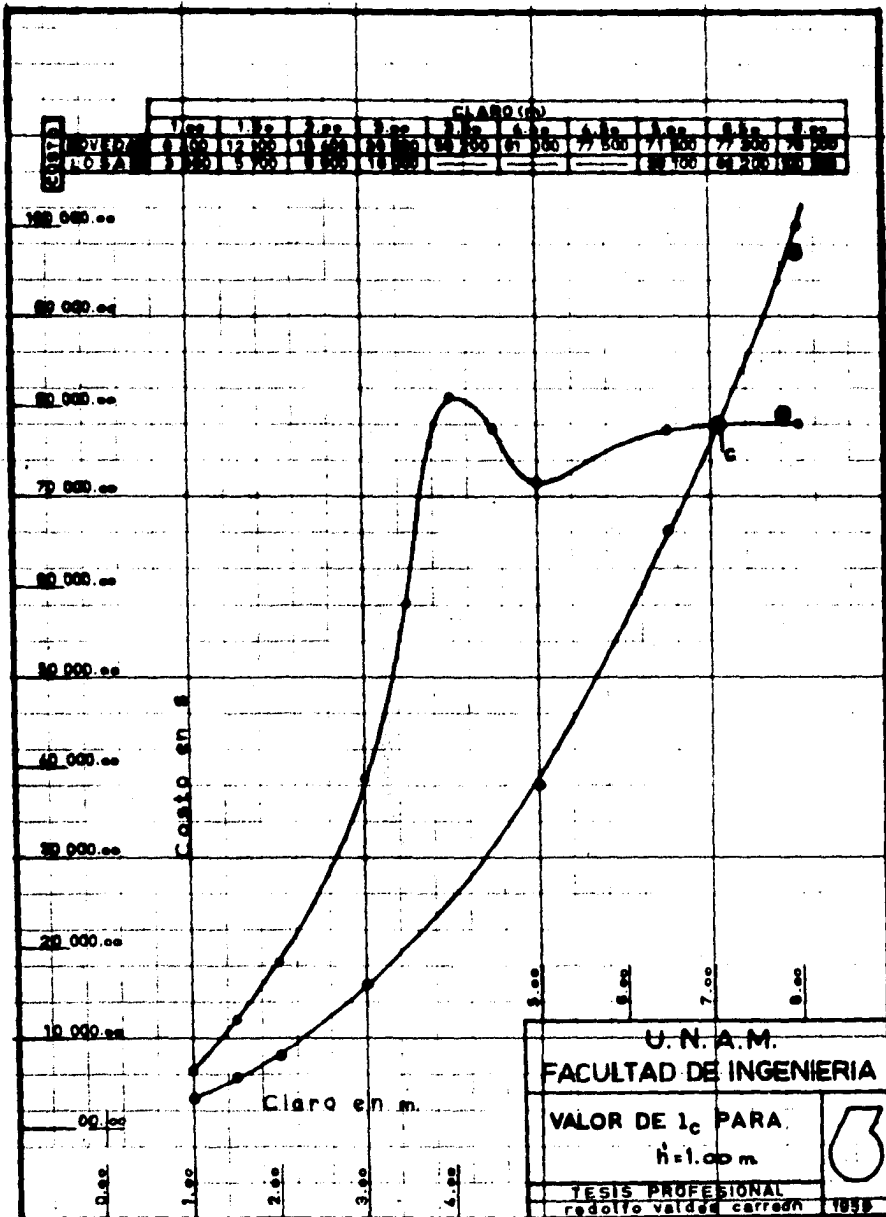
dichas curvas corresponderá a un cierto claro que llamaremos **CLARO CRITICO** ( $l_c$ ) y que nos señala el límite económico para un cierto valor del colchón de tierra.

Así, para un colchón de 1.00 m. de altura, encontramos que es más económica la losa si el claro es menor de 7.00 m.; mientras que para claros mayores, es más conveniente construir la bóveda. Figura (6)

En la curva de dicha figura correspondiente a la bóveda, se observa claramente la economía lograda al hacer disminuir el valor de  $K_b$  cuando se trabaja con claros mayores de 4.00 m.

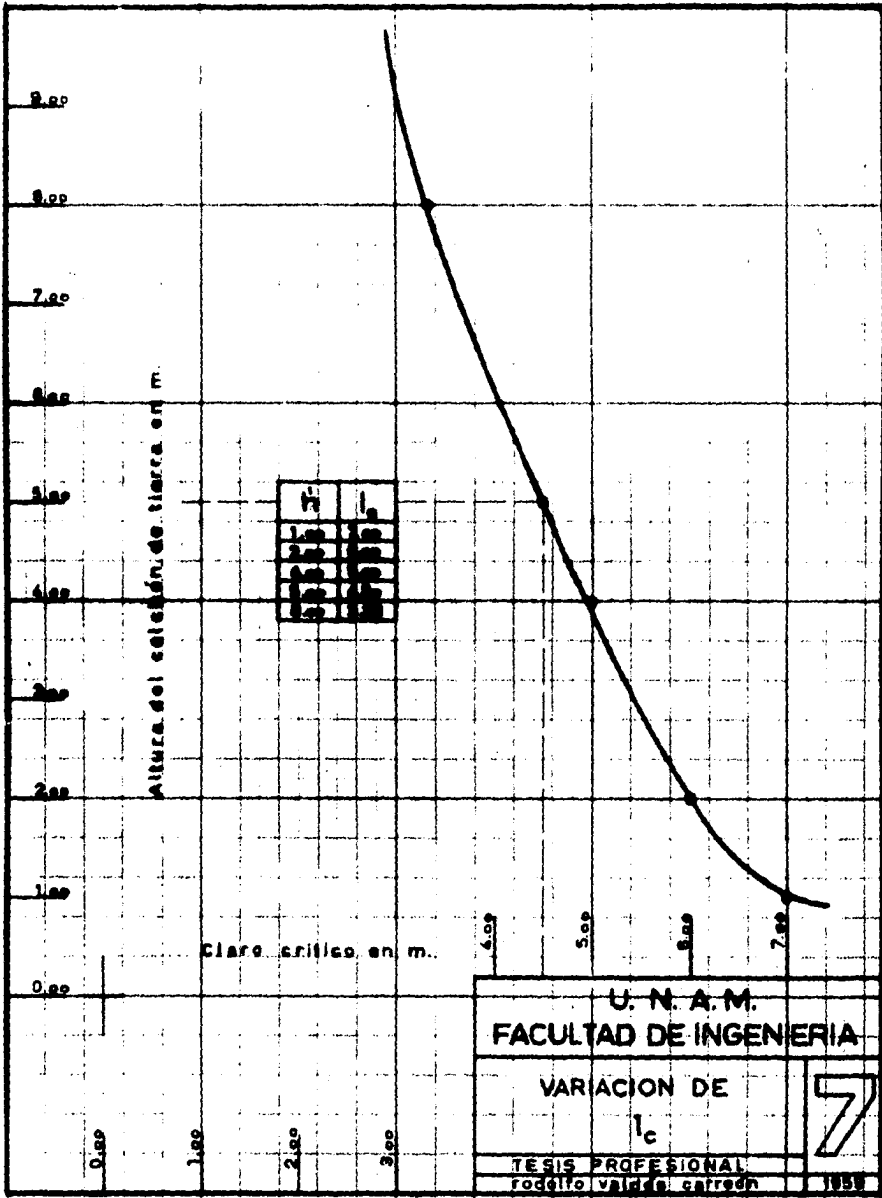
Si procediendo en la misma forma encontramos el claro crítico correspondiente a diferentes alturas de colchón, podemos construir una curva con la que, a partir de los datos  $l$  y  $h'$ , determinamos en cada caso particular cual de las dos clases de estructura es la más económica. Esta curva -Fig (7)- de variación del claro crítico, nos muestra cómo al aumentar el relleno sobre el puente, el claro para el cual deja de ser económica la losa y empieza a serlo la bóveda, va siendo cada vez menor.

El proceso y constantes de cálculo utilizados, así como los precios unitarios considerados en todas y cada una de las alternativas necesarias para llegar a la obtención de las gráficas anteriores, son los mismos que se usan en el cálculo de las estructuras con las que ilustramos el tema.



U. N. A. M.  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 VALOR DE  $l_c$  PARA  
 $h=1.00$  m  
 TESIS PROFESIONAL  
 redolfo valdes carreran 1955





U. N. A. M.  
 FACULTAD DE INGENIERIA

VARIACION DE  
 $l_c$

TESIS PROFESIONAL  
 rodolfo valde carredn

7

1958

## NOMENCLATURA

- $\mu$  Coeficiente de fricción.
- $\sigma$  Esfuerzo normal
- $\tau$  Esfuerzo tangencial
- fs Fatiga permisible del acero a la tensión
- V Fuerza cortante
- M Momento flexionante
- $\omega$  Peso volumétrico de la terracería
- p.t. Peso de terraplén
- $\omega'$  Carga total sobre la losa
- $\Delta'$  Peso volumétrico de la mampostería

## CONCRETO

- f'c Fatiga de ruptura en compresión a los 28 días de edad
- fc Fatiga permisible en las fibras extremas sujetas a compresión
- n Relación modular Acero-Concreto
- v Fatiga al esfuerzo cortante

- u** Fatiga de adherencia
- k** Profundidad del eje neutro
- j** Brazo del par resistente
- dv** Peralte por cortante
- dM** Peralte por momento
- $\Delta$**  Peso volumétrico
- p.p.** Peso propio

**Se usaron especificaciones del C.U.**

### Ejemplo de aplicación

Sea por cubrir un claro de 6.00 m. con la más económica de las estructuras en estudio, teniendo en cuenta que ha de soportarse un colchón de tierra de 5.00 m. de altura.

Datos:

$$l = 6.00 \text{ m.}$$

$$h' = 5.00 \text{ m.}$$

Entrando con el valor de  $h'$  en la curva de la figura (7), encontramos que, para el caso propuesto, el claro crítico es de:

$$l_c = 4.50 \text{ m.} \quad \angle \quad l = 6.00 \text{ m.}$$

por lo que podemos asegurar que la BOVEDA DE MAMPOSTERIA será más económica que la LOSA SOBRE ESTRIBOS. Hagamos el cálculo de cada una de estas dos clases de estructura para comprobar dicha aseveración.

Consideremos que la alcantarilla por construir, proporcionará el drenaje transversal de un tramo de carretera en terraplén, con taludes de 1.5:1 y con un ancho total de calzada de 9.00 m., que permite la circulación en dos bandas, a camiones tipo H-15.

Transformemos, primeramente, a la carga viva en una altura de terraplén equivalente, con el objeto de simplificar los cálculos posteriores.

La planta y el perfil de un camión H-15 son los mostrados en la Fig.

(8) en donde se indica la proporción del peso total que cada una de las ruedas transmite al terreno.,

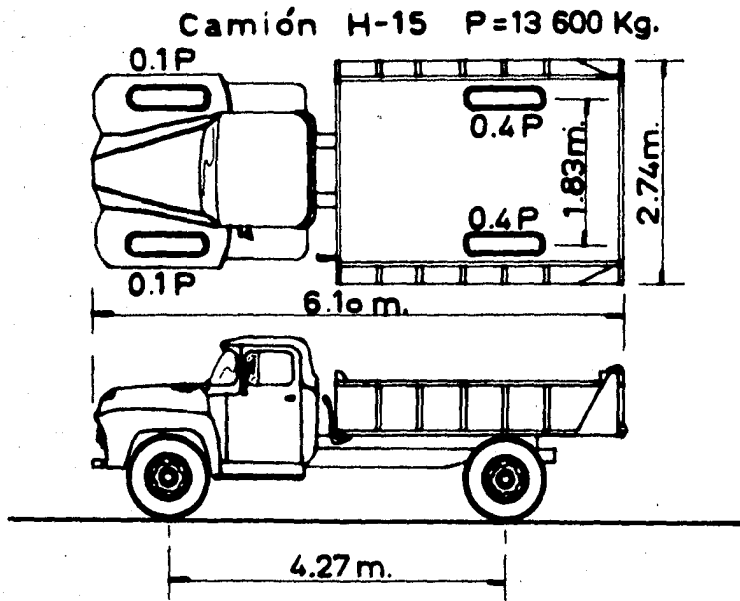


Fig. (8)

Las experiencias realizadas en este campo, nos indican que la carga correspondiente a cada rueda, se transmite a través del terraplén siguiendo la forma de una pirámide cuya base es un cuadrado que tiene por lado 1.75 veces la profundidad considerada.

Así, a una profundidad de 5.00 m., dicho cuadrado tendrá 8.75 m. de lado, por lo que habrá zonas en las que las distribuciones de la carga se encuentren superpuestas. Si consideramos que en estas zonas la fatiga no se duplica, el área sobre la cual actúa el peso del camión será:

$$A = (1.83 + 8.75)(4.27 + 8.75) = 10.58 \times 13.02$$

$$A = 137.75 \text{ m}^2$$

La fatiga producida en el terreno será entonces:

$$f = \frac{13\,600}{137.75} = 98.73 \text{ kg/m}^2$$

Y por lo tanto, la altura de terraplén que nos produzca esta misma fatiga deberá ser:

$$h'' = \frac{f}{\omega} = \frac{98.73}{1600} = 0.062 \text{ m.}$$

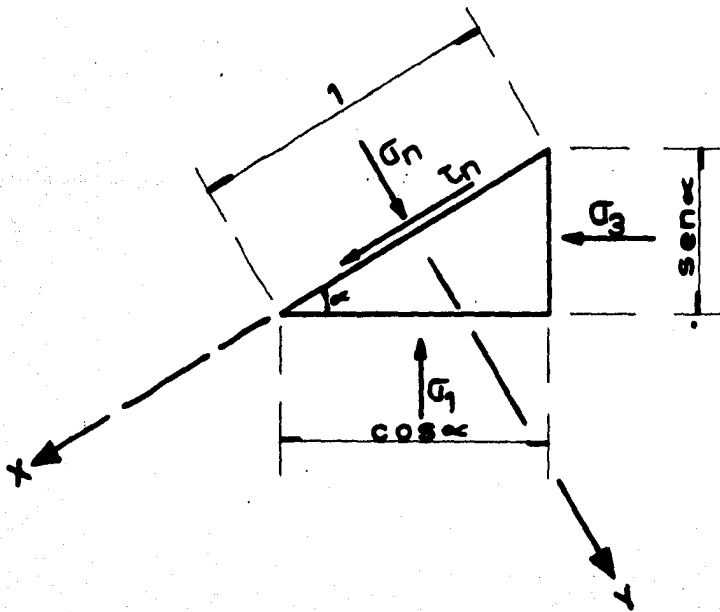
Finalmente, tendremos que la altura de terraplén sobre la estructura, considerada la carga viva, es:

$$d = h' + h'' = 5.00 + 0.062$$

$$d = 5.062 \text{ m.}$$

Estudiaremos ahora, en forma rápida, las características del empuje que sobre una pared vertical ejerce una terracería.

El estado de esfuerzo en un punto, de un cuerpo sometido a estado de esfuerzo plano, queda perfectamente definido si se conocen los esfuerzos ligados a dos planos cualesquiera perpendiculares entre sí, o bien si se tienen como datos a los esfuerzos principales y la dirección de los planos en que éstos actúan. Analicemos esta última condición suponiendo, por comodidad, que los esfuerzos principales están ligados a los planos horizontal y vertical:



Proyectando las fuerzas sobre los ejes "X" "Y" :

$$\begin{aligned}\sigma_n &= \sigma \cos \alpha \cos \alpha + \sigma_3 \operatorname{sen} \alpha \operatorname{sen} \alpha \\ \tau_n &= \sigma \cos \alpha \operatorname{sen} \alpha - \sigma_3 \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha \\ \sigma_n &= \sigma \cos^2 \alpha + \sigma_3 \operatorname{sen}^2 \alpha \\ \tau_n &= (\sigma_1 - \sigma_3) \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha\end{aligned}$$

Pero, por trigonometría :

$$\begin{aligned}\operatorname{sen}^2 \alpha &= \frac{1 - \cos 2 \alpha}{2} \\ \cos^2 \alpha &= \frac{1 + \cos 2 \alpha}{2} \\ \operatorname{sen} 2 \alpha &= 2 \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha\end{aligned}$$

Por lo que:

$$\begin{aligned}(1) \sigma_n &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2 \alpha \\ (2) \tau_n &= \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2 \alpha\end{aligned}$$

Ecuaciones que nos dan los valores de los esfuerzos en un punto, correspondientes a un plano cualquiera, en función de los esfuerzos principales en dicho punto.

Veamos en que forma podemos lograr una representación geométrica de la variación de los esfuerzos encontrados.

$$\text{De (1): } \sigma_n - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2 \alpha$$

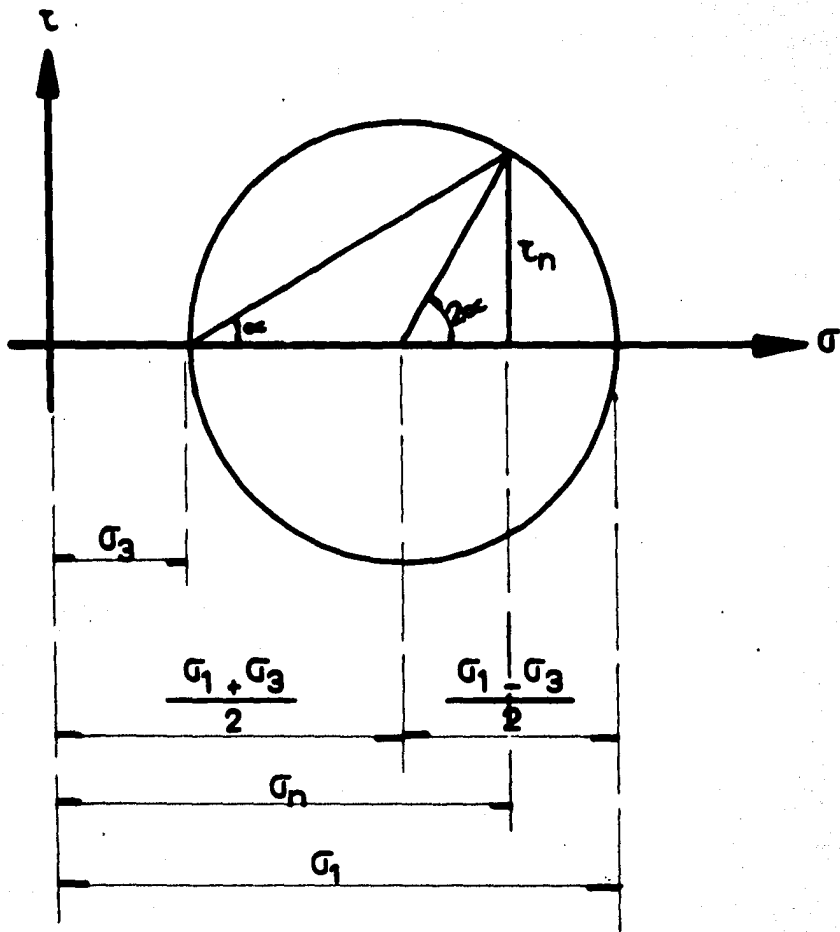
$$(2) \tau_n = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha$$

Elevando al cuadrado y sumando miembro a miembro:

$$\left(\sigma_n - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)^2 + \tau_n^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2 \cos^2 2\alpha + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2 \operatorname{sen}^2 2\alpha$$

$$\left(\sigma_n - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)^2 + \tau_n^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2$$

Ecuación de un círculo cuya representación gráfica es la siguiente:



En el laboratorio es posible lograr esta condición de carga mediante la "cámara de compresión triaxial", en la que una probeta representativa del suelo se somete a una presión hidrostática ( $\sigma_3$ ), la que mecánicamente se aumenta en el sentido vertical hasta lograr el esfuerzo  $\sigma_1$ .

Si para diferentes valores iniciales de  $\sigma_3$  se incrementa  $\sigma_1$  hasta lograr la rotura de la pieza, obtendremos una serie de círculos de falla (círculos de Mohr) cuya envolvente, reemplazada por una recta que se le aproxime, nos representa la línea de resistencia dada por la fórmula de Coulomb:

$$S = c + N \tan \phi$$

En donde:

S, resistencia al esfuerzo cortante.

c, cohesión; dada por la ordenada al origen de la línea de resistencia. Es la resistencia al cortante cuando el esfuerzo normal es nulo.

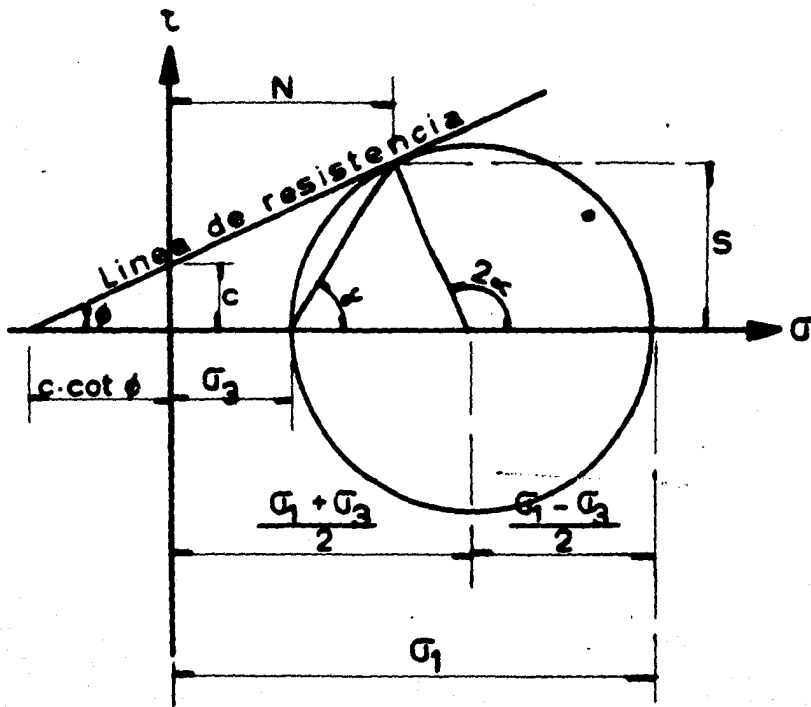
N, esfuerzo normal en el plano de falla.

$\phi$ , ángulo de fricción interna, cuya tangente es la pendiente de la línea de resistencia.

Los valores de la cohesión y del ángulo de fricción interna varían aún para un mismo material, dependiendo de la relación de vacíos y del grado de saturación de la probeta, así como de la velocidad con la que se realice el ensayo.

Para un suelo puramente cohesivo la línea de resistencia es horizon-

tal ( $\phi = 0$ ), mientras que para suelos sin cohesión ( $c = 0$ ), dicha línea pasa por el origen. Estudiemos el estado de esfuerzo en un material cohesivo cuyas características estén comprendidas entre los dos estados señalados anteriormente:



De la figura:

$$\begin{aligned}\sigma_1 - \sigma_3 &= \frac{2c \cot \phi}{\sigma_1 + \sigma_3} \\ c \cos \phi + \frac{\sigma_1}{2} \sin \phi + \frac{\sigma_3}{2} \sin \phi &= \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \\ c \cos \phi + \frac{\sigma_3}{2} (1 + \sin \phi) &= \frac{\sigma_1}{2} (1 - \sin \phi)\end{aligned}$$

Finalmente:

$$\sigma_1 = 2c \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} + \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

Transformemos trigonómicamente el cociente  $\frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi}$

Se sabe que:

$$\begin{aligned}\cos^2 \phi + \sin^2 \phi &= 1 \\ \therefore \cos \phi &= \sqrt{1 - \sin^2 \phi}\end{aligned}$$

Sustituyendo este valor:

$$\begin{aligned}\frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \frac{\sqrt{1 - \sin^2 \phi}}{1 - \sin \phi} &= \frac{1 + \sin \phi}{1 + \sin \phi} \frac{\sqrt{1 - \sin^2 \phi}}{1 - \sin \phi} \\ &= \frac{\sqrt{(1 - \sin^2 \phi)(1 + \sin \phi)^2}}{1 - \sin^2 \phi} = \sqrt{\frac{(1 - \sin^2 \phi)(1 + \sin \phi)^2}{(1 - \sin^2 \phi)^2}} =\end{aligned}$$

$$= \sqrt{\frac{(1 + \operatorname{sen} \phi)^2}{1 - \operatorname{sen}^2 \phi}} = \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}} = \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{(1 + \operatorname{sen} \phi)(1 - \operatorname{sen} \phi)}} = \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}}$$

O sea que:  $\frac{\cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}}$

Haciendo:  $\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = N \phi$

tendremos la forma general del esfuerzo vertical en función del número de flujo  $N \phi$  :

$$\sigma_1 = 2 C \sqrt{N \phi} + \sigma_3 N \phi$$

Partiendo de este resultado, podemos valuar los empujes que se presentan en el seno de una masa de material semi-infinito, para cada uno de los dos estados estudiados por Rankine, a los que él llamó "activo" y "pasivo".

**Empuje activo con sobre-carga.**

Se presenta cuando el material está a punto de fallar al hacer disminuir la presión horizontal, manteniéndose constante el valor de  $\sigma_1$

$$\sigma_1 > \sigma_3$$

Tenemos entonces que:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_1}{N\beta} - \frac{2C}{VN\beta}$$

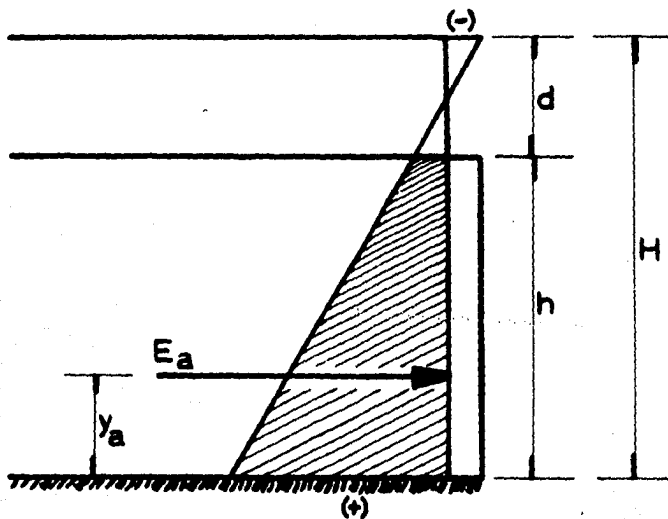
Ecuación que nos indica que la variación del esfuerzo horizontal es lineal, así, para:

$$H = 0 : \sigma_s (o) = -\frac{2C}{VN\beta}$$

$$H = d : \sigma_s = \frac{\omega d}{N\beta} - \frac{2C}{VN\beta}$$

$$H = h + d : \sigma_s (H) = \frac{\omega(h+d)}{N\beta} - \frac{2C}{VN\beta}$$

La forma general del diagrama de esfuerzos será la indicada en la figura



pudiendo presentarse los casos en que:

$$\sigma_3 = 0 \quad \text{para } c = 0$$

(o)

$$\sigma_3(d) = 0 \quad \text{si } \frac{\omega d}{N \beta} = \frac{2c}{\sqrt{N \beta}}$$

$$\sigma_3(d) < 0 \quad \text{si } \frac{\omega d}{N \beta} < \frac{2c}{\sqrt{N \beta}}$$

pero en todos ellos, el valor del empuje activo sobre el muro será el volúmen de esfuerzos correspondiente y estará dado por la siguiente expresión:

$$Ea = \frac{(\omega d - 2c)}{N \beta \sqrt{N \beta}} + \frac{(\omega (h + d) - 2c)}{N \beta \sqrt{N \beta}} \cdot \frac{h}{2}$$

Haciendo operaciones:

$$Ea = \frac{\omega h}{2} (h + 2d) \frac{1}{N \beta} - \frac{2c}{\sqrt{N \beta}}$$

Fórmula de Rankine para el estado activo cuando existe una sobrecarga y en la que, para nuestro estudio, vamos a considerar los siguientes valores:

$$\omega = 1600 \text{ Kg/m}^3$$

$$\beta = 33^\circ 42' \therefore \frac{1}{N \beta} = 0.286$$

$$c = 0$$

$$Ea = \frac{1600 \times 0.286}{2} h (h + 2d)$$

$$Ea = 229 h (h + 2d)$$

y considerando que:

$$d = H - h.$$

se tendrá:

$$Ea = 229 h (2 H - h)$$

Este empuje estará aplicado en el centro de gravedad del volumen de esfuerzos por lo que:

$$Ya = \frac{h}{3} \frac{2 \frac{\omega d}{N\phi} + \frac{\omega (h+d)}{N\phi}}{\frac{\omega d}{N\phi} + \frac{\omega (h+d)}{N\phi}} = \frac{h}{3} \frac{h + 3d}{h + 2d}$$

que en función de la altura total de terraplén queda:

$$Ya = \frac{h}{3} \frac{3H - 2h}{2H - h}$$

En una forma completamente análoga, se puede estudiar el empuje pasivo, que es el estado límite de falla cuando, para un valor constante de  $\sigma_1$ , se hace aumentar el esfuerzo horizontal.

$$Ep = \frac{\omega h (h + 2d) N\phi}{2} \quad \sigma_1 < \sigma_3$$

$$Y: \quad Yp = \frac{h^2 + 3hd}{3(h + 2d)}$$

**Cálculo de "LOSA DE CONCRETO REFORZADO APOYADA SOBRE ESTRIBOS DE MAMPOSTERIA".**

Losa.-

Datos de diseño:  $l = 6.00 \text{ m.}$   $d = 5.06 \text{ m.}$   
 $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$   $n = 15.$   
 $fs = 1265 \text{ kg/cm}^2$   $v = 0.03 F'c.$   
 $fc = 0.45 f'c$   $u = 0.05 f'c.$   
 $\Delta = 2400 \text{ kg/m}^3$

I).- Cálculo de constantes:

$$fc = 0.45 \times 140 = 63 \text{ kg/cm}^2$$
$$k = \frac{1}{1 + \frac{fs}{nfc}} = \frac{1}{1 + \frac{1265}{15 \times 63}}$$

$$k = 0.428$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - 0.143$$

$$j = 0.857$$

$$K = \frac{1}{2} fc kj = \frac{1}{2} 63 \times 0.428 \times 0.857$$

$$K = 11.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = \frac{1}{\sqrt{K}} = \frac{1}{\sqrt{11.55}}$$

$$c = 0.294$$

$$v = 0.03 \times 140 = 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = 0.05 \times 140 = 7.0 \text{ kg/cm}^2$$

II).- Cálculo del peralte:

Consideremos una faja de losa de 1.00 m. de longitud.

$$e_1 = 0.90 \text{ cm.}$$

$$p.p._1 = 0.90 \times 2400 \times 1 = 2160 \text{ kg/m.}$$

$$p.t. = 5.06 \times 1600 \times 1 = \frac{8100}{}$$

$$\omega'_1 = \frac{8100}{} = 10260 \text{ kg/m.}$$

$$v_1 = \frac{\omega'_1 l}{2} = \frac{10260 \times 6.00}{2} = 30780 \text{ kg}$$

$$M_1 = \frac{\omega'_1 l^2}{2} = \frac{10260 \times 36}{2} = 46200 \text{ kg-m.}$$

$$dv_1 = \frac{v_1}{vjb} = \frac{30780}{4.2 \times 0.857 \times 100} = 85.5 \text{ cm. ; + rec.}$$

$$dM_1 = c \sqrt{M_1} = 0.294 \sqrt{46200} = 63.2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = 0.92 \text{ m.}$$

$$p.p._2 = 0.92 \times 2400 \times 1 = 2210 \text{ kg/m.}$$

$$p.t. = \frac{8100}{}$$

$$\omega'_2 = \frac{8100}{} = 10310$$

$$v_2 = \frac{\omega'_2 l}{2} = \frac{10310 \times 6.00}{2} = 30930 \text{ kg}$$

$$M_2 = \frac{\omega'_2 l^2}{2} = \frac{10310 \times 36}{2} = 46400 \text{ kg m.}$$

$$dv_2 = \frac{v_2}{vjb} = \frac{30930}{4.2 \times 0.857 \times 100} = 86 \text{ cm. ; + rec.}$$

$$dM_2 = c \sqrt{M_2} = 0.294 \sqrt{46400} = 63.4 \text{ cm.}$$

Rige el peralte por cortante:

$$e = 92 \text{ cm.}$$

dejando un recubrimiento total de 6 cm.

Peralte que hace antieconómica a esta estructura cuando se presentan grandes fuerzas cortantes.

III).- Cálculo del refuerzo.-

a).- Principal:

$$As = \frac{M}{f_s j d} = \frac{4640000}{1265 \times 0.857 \times 86} = 49.8 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma \phi = \frac{V}{u j d} = \frac{30930}{7 \times 0.857 \times 86} = 60 \text{ cm.}$$

Usando varillas de 1"  $\phi$  :

$$as = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$O = 7.98 \text{ cm}$$

$$\text{peso} = 3.973 \text{ kg/m.}$$

$$S_M = \frac{5.07}{49.8} = 0.10 \text{ m.}$$

$$S_o = \frac{7.98}{60} = 0.133 \text{ m.}$$

Por lo tanto, rige la separación por momento.

b).- Por temperatura:

Se proporcionará con varillas de 3/4"  $\phi$  en dos lechos, de tal modo que absorban los efectos de temperatura en el concreto, hasta una profundidad de 30 cm.

$$a_s = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{peso} = 2.235 \text{ kg/m.}$$

$$A_{st} = 0.003 b d = 0.003 \times 100 \times 30 = 9 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{2.85}{9} = 0.317 \text{ m.}$$

Resumen.-

Lecho superior:

Varillas de 3/4"  $\phi$  a 30 cm en ambos sentidos.

Lecho inferior:

Sentido longitudinal al claro: varillas de 1"  $\phi$  a 10 cm.

Sentido transversal al claro: varillas de 3/4"  $\phi$  a 30 cm.

El esfuerzo principal deberá cumplir con la especificación 829-d que nos determina la longitud de anclaje necesario:

$$l_a = \frac{A_s f_s}{6 \Sigma o}$$

En donde:

$l_a$ , longitud de anclaje

$A_s$ , área de acero en el centro del claro

$\Sigma o$ , suma de los perímetros de las varillas corridas sobre el apoyo.

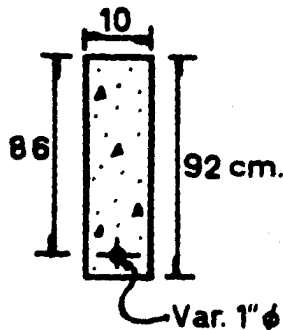
Además, como de este refuerzo se doblará una de cada tres varillas, se tendrá:

$$A_s = 10 \times 5.07 = 50.7 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma o = \frac{10}{3} \times 7.98 = 26.6 \text{ cm.}$$

$$l_a = \frac{50.7 \times 1265}{6 \times 26.6 \times 7} = 57.5 \text{ cm}$$

IV).- Revisión.-



$$np = \frac{15 \times 5.07}{10 \times 86} = \frac{0.0885^2}{0.185} = 0.008$$
$$\frac{0.177}{0.185}^{1/2} = 0.43$$
$$- \frac{0.09}{0.34}$$

$$k = 0.340$$

$$j = 1 - \frac{0.34}{3} = 1.000 - 0.113$$

$$j = 0.887$$

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{464000}{5107 \times 0.887 \times 86} = 1200 \text{ kg/cm}^2 < f_{s \text{ lim}}$$

$$f_c = \frac{k}{1-k} \frac{f_s}{n} = \frac{34}{66} \frac{1200}{15} = 41.3 \text{ kg/cm}^2 < f_c \text{ lim}$$

Con lo que podemos asegurar que, en cuanto a flexión, los materiales trabajan en buenas condiciones.

### Estribos.-

Fatigas de trabajo permisibles en mampostería de 3/a. clase con mortero de cemento en la proporción 1:5:

Compresión      7 kg/cm<sup>2</sup>

Cortante          1.5

- Aplastamiento 5 kg/cm<sup>2</sup>
- Flexión 1.0

Cálculo de  $b_1$

El ancho de la corona del estribo deberá ser tal, que proporcione el apoyo necesario a la losa, en cuanto a anclaje y aplastamiento; por este último se deberá tener:

$$l_a = 2 \frac{V}{f_b} = \frac{2 \times 30930}{5 \times 100} = 123.5 \text{ cm.} > l_a = 57.5 \text{ cm.}$$

$$\therefore b_1 = 1.25 \text{ m.}$$

Cálculo de  $b$  y  $B$ .-

En general, el proceso a seguir para el cálculo del cuerpo del estribo, es suponerle dimensiones y verificar si se cumplen las condiciones de estabilidad:

1a.).- Por deslizamiento:

$$\mu \Sigma F_v = 2 \Sigma F_H$$

2a.).- Por volteo:

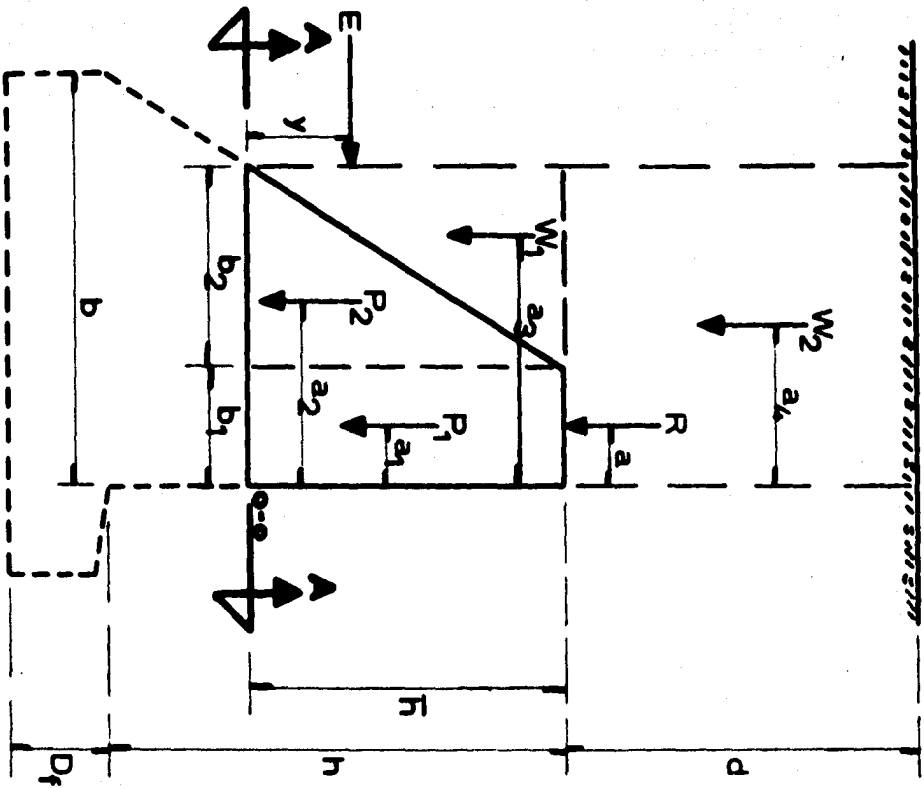
$$\Sigma M_v = 2 \Sigma M_H$$

y 3a.)- Por fatiga.-

$$\frac{b}{3} = \frac{\sum M_v - \sum M_H}{\sum F_v}$$

en varias de sus secciones transversales.

Desconpongámos en la siguiente forma a las fuerzas que actúan sobre una sección cualquiera (A-A) del cuerpo de un estribo:



$$R = v$$

$$a = \frac{b}{2}$$

$$P_1 = \bar{h} b_1 \Delta'$$

$$a_1 = \frac{b_1}{2}$$

$$P_2 = \frac{\bar{h} b_2 \Delta'}{2}$$

$$a_2 = b_1 - \frac{b_2}{3}$$

$$W_1 = \frac{\bar{h} b_2 \omega}{2}$$

$$a_3 = b_1 - \frac{2}{3} b_2$$

$$W_2 = d(b_1 - b_2) \omega$$

$$a_4 = \frac{b_1 - b_2}{2}$$

Y apliquemos cada una de las condiciones anteriores, teniendo en cuenta que, por existir una sola fuerza horizontal, la estructura tenderá a girar alrededor del eje o arista de volteo O-O.

$$1a.) - b_2 = \frac{2}{\omega d + \frac{\bar{h} \omega + \Delta'}{2}} E - [R + b_1 (\omega d + \Delta' \bar{h})]$$

$$2a.) - \frac{b_2^2}{6} [\bar{h} (\frac{\Delta' + 2\omega}{2}) + \frac{\omega d}{2}] + b_2 [b_1 (\frac{\omega + \Delta' \bar{h}}{2} + \omega d)] +$$

$$+ \frac{b_1}{2} [R + b_1 (\omega d + \Delta' \bar{h})] - 2y E = 0$$

$$3a.) - \frac{b^2}{2} \left[ \frac{\bar{h} + d}{2} \omega \right] + b_1 \left[ \frac{b_1 \omega (\bar{h} + d)}{2} - R \right] + \frac{b_1}{2} \left[ R + b_1 (\omega d + \Delta' \bar{h}) \right]$$
$$- 3 y E = 0$$

Ecuaciones con las que encontramos el valor exacto que debe tener el ancho de la sección considerada para que cumpla con la condición correspondiente.

Calculemos en esta forma, el valor del ancho en la base del estribo de tal modo que la resultante de las fuerzas pase por el límite del tercio medio y por ende no existan fatigas de tensión en la mampostería.

Sustituyendo en la ecuación (3) los siguientes valores:

$$\bar{h} = h = | -k | = 6.00 \times 1 = 6.00 \text{ m.}$$
$$b_1 = 1.25 \text{ m.}$$

$$d = 0.92 + 5.00 + 0.06 = 5.98 \text{ m}$$

$$\omega = 1600 \text{ kg/m}^3$$

$$\Delta' = 2200 \text{ kg/m}^3$$

$$R = V = 30930 \text{ kg/}$$

$$E = 229 \times 6.00 ( 6.00 + 2 \times 5.98 ) = 24700 \text{ kg.}$$

$$y = \frac{6.00}{3} \frac{6.00 + 3 \times 5.98}{6.00 + 2 \times 5.98} = 2.66 \text{ m.}$$

$$\frac{h + d}{2} \omega = \frac{6.00 + 5.98 \times 1600}{2} = 9600 \text{ b}^2$$

$$h + d = 6.00 + 5.98 = 11.98$$

$$b_1 \omega (h+d) = 11.98 \times 1600 \times 1.25 = 24000$$

- 48 -

$$b_1 (w + d) - R = 24000 - 30930 = -6930 b_2$$

$$w d = 1600 \times 5.98 = 9580$$

$$\Delta' h = 2200 \times 6.00 = 13200$$

$$b_1 (w d + \Delta' h) = 1.25 \times 22780 = 28500$$

$$R = \frac{30930}{59430}$$

$$\frac{b_1}{2} [ R + b_1 (w d + \Delta' h) ] = \frac{1.25}{2} \times 59430 = 37200$$

$$- 3 y E = - 3 \times 2.66 \times 24700 = - 197000$$

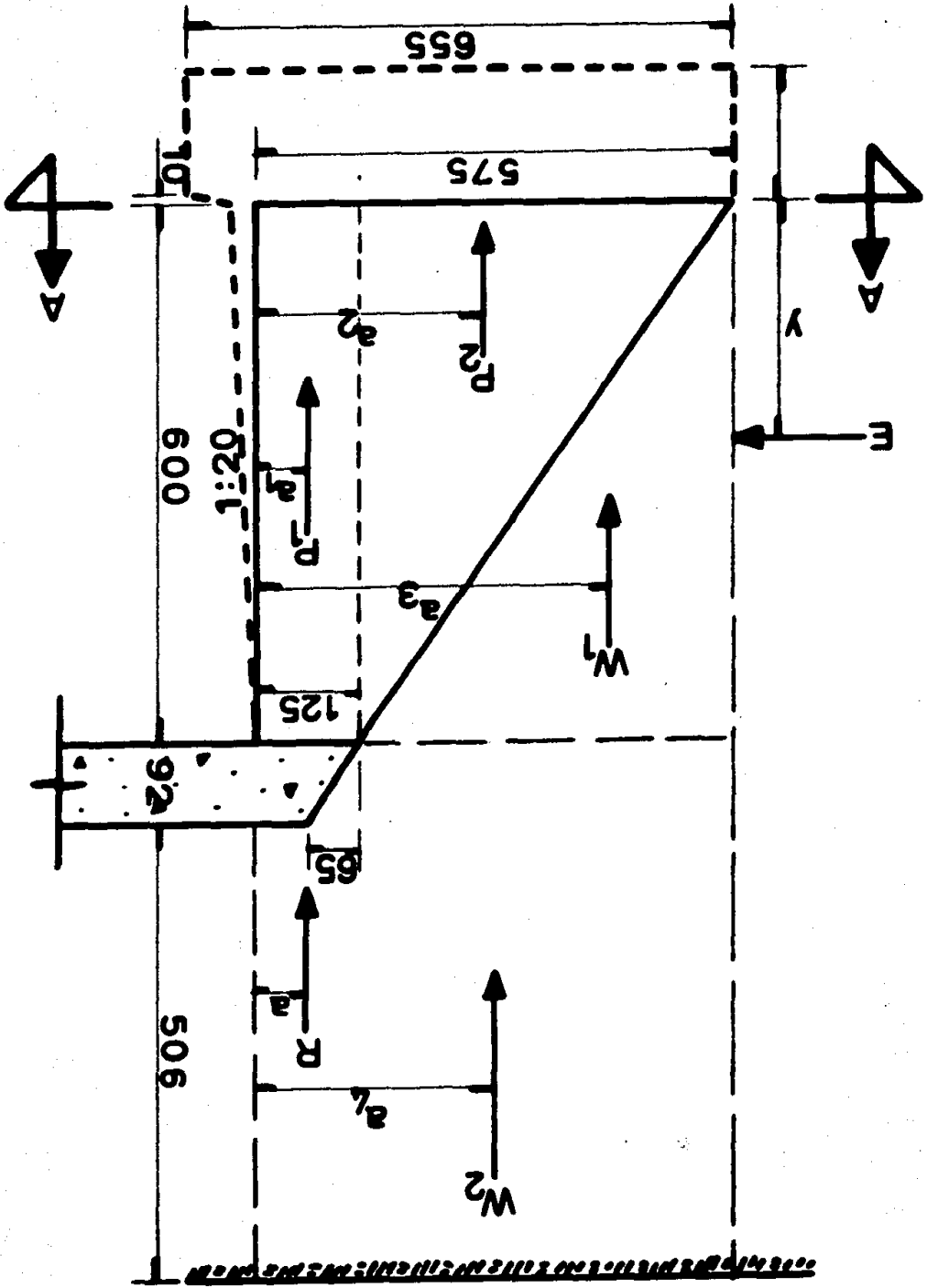
$$9600 b_2^2 - 6930 b_2 - 159800 = 0$$

$$b_2^2 - 0.725 b_2 - 16.7 = 0$$

$$b_2 = 0.363 \pm \sqrt{0.132 + 16.7} = 0.363 + 4.1$$

$$b_2 = 4.50 \text{ m.}; b = 4.50 + 1.25 = 5.75$$

Revisión.- Sección A - A en la base del estribo.



Cálculo de fuerzas.-

$$\begin{aligned} R &= V = && 30930 \text{ kg.} \\ P_1 &= 1.25 \times 6.00 \times 2200 = && 16500 \text{ kg.} \\ P_2 &= \frac{4.50 \times 6.00 \times 2200}{2} = && 29750 \text{ kg.} \\ &&& \underline{77180 \text{ kg.}} \\ W_1 &= \frac{4.50 \times 6.00 \times 1600}{2} = && 21600 \text{ kg.} \\ W_2 &= 5.75 \times 5.98 \times 1600 = && 55000 \text{ kg.} \\ \Sigma F_v &= && 153780 \text{ kg.} \\ \Sigma F_H &= E = && 24700 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Cálculo de brazos:

$$\begin{aligned} a &= \frac{1.25}{2} = && 0.625 \text{ m.} \\ a_1 &= \frac{1.25}{2} = && 0.625 \text{ m.} \\ a_2 &= 1.25 + \frac{4.50}{3} = && 2.750 \text{ m.} \\ a_3 &= 1.25 + \frac{2}{3} \times 4.50 = && 4.250 \text{ m.} \\ a_4 &= 5.75 = && 2.875 \text{ m.} \\ y &= && 2.66 \text{ m.} \end{aligned}$$

Cálculo de momentos:

$$\begin{aligned} MR &= R \cdot a = 30930 \times 0.625 = 19300 \text{ kg m.} \\ M_{p_1} &= P_1 \cdot a_1 = 16500 \times 0.625 = 10300 \text{ kg m} \\ M_{p_2} &= P_2 \cdot a_2 = 29750 \times 2.750 = 81750 \text{ kg m.} \\ M_{w_1} &= w_1 \cdot a_3 = 21600 \times 4.250 = 91500 \text{ kg m.} \\ M_{w_2} &= w_2 \cdot a_4 = 55000 \times 2.875 = \underline{158000 \text{ kg m.}} \\ \Sigma M_v &= && 360850 \text{ kg m.} \\ \Sigma M_H &= E \cdot y = 24700 \times 2.66 = 61200 \text{ kg m.} \end{aligned}$$

La distancia de la arista de volteo al punto de aplicación de la resultante es:

$$\bar{a} = \frac{\sum M_v - \sum M_H}{\sum F_v} = \frac{360850 - 61200}{153780} = \frac{299650}{153780}$$
$$\bar{a} = 1.95 \text{ m.}$$

$$\frac{b}{3} = \frac{5.75}{3} = 1.92 \text{ m.} \doteq a$$

por lo que, la excentricidad de dicha resultante será:

$$\bar{e} = \frac{b}{2} - \bar{a} = \frac{5.75}{2} - 1.95$$

$$\bar{e} = 0.925 \text{ m.}$$

Con lo que podemos calcular las fatigas en los puntos más alejados:

$$f = \frac{\sum F_v}{A} \left[ 1 \pm \frac{6\bar{e}}{b} \right]$$

$$f = \frac{153780}{575 \times 100} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 92.5}{575} \right]$$

$$f_{\text{máx}} = 2.67 [ 1 + 0.965 ] = + 5.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < f_{\text{lim}}$$

$$f_{\text{mín}} = 2.67 [ 1 - 0.965 ] = + 0.09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Analicemos las otras condiciones de estabilidad.-

$$\text{Coeficiente de volteo} = \frac{\sum MV}{\sum MH} = \frac{360850}{61200} = 5.9 > 2$$

$$\text{Coeficiente de deslizamiento} = \frac{u \sum Fv}{\sum FH} = \frac{0.7 \times 153780}{24700} = 4.36 > 2$$

Conviene hacer notar que en el cálculo de  $W_2$  no se tomó en cuenta el incremento que provoca el tramo de losa sobre el estribo; la modificación es pequeña en relación con la carga total y su omisión nos pone del lado de la **seguridad**.

Revisemos ahora la sección en la base del cimiento, considerando las dimensiones supuestas y los efectos de un talud 1:20 en la cara interna del estribo

Cálculo de fuerzas.-

$$R = 30930 \text{ kg.}$$

$$P_1 = \frac{1.25 - 1.55}{2} \times 6.00 \times 2200 = 18500 \text{ kg.}$$

$$P_2 = 29750 \text{ kg.}$$

$$P_3 = 1.50 \times 6.55 \times 2200 = 21600 \text{ kg.}$$

$$W_1 = 21600 \text{ kg.}$$

$$W_2 = 55000 \text{ kg.}$$

$$\sum Fv = 177380 \text{ kg.}$$

$$\sum FH = E = 24700 \text{ kg.}$$

Cálculo de brazos.-

$$\begin{aligned} a &= 0.625 + 0.80 = 1.425 \text{ m.} \\ a_1 &= 0.58 + 0.50 = 1.080 \text{ m.} \\ a_2 &= 2.05 + 1.50 = 3.550 \text{ m.} \\ a_3 &= 2.05 + 3.00 = 5.050 \text{ m.} \\ a_4 &= 2.875 + 0.80 = 3.675 \text{ m.} \\ a_5 &= \frac{6.55}{2} = 3.275 \text{ m.} \\ y &= 2.66 + 1.50 = 4.160 \text{ m.} \end{aligned}$$

Cálculo de momentos.-

$$\begin{aligned} M_R &= R \cdot a = 30930 \times 1.425 = 44000 \text{ kg m.} \\ M_{p_1} &= P_1 \cdot a_1 = 18500 \times 1.08 = 20000 \text{ kg m.} \\ M_{p_2} &= P_2 \cdot a_2 = 29750 \times 3.55 = 106000 \text{ kg m.} \\ M_{p_3} &= P_3 \cdot a_3 = 21600 \times 3.275 = 70500 \text{ kg m.} \\ M_{w_1} &= W_1 \cdot a_3 = 21600 \times 5.05 = 109000 \text{ kg m.} \\ M_{w_2} &= W_2 \cdot a_4 = 55000 \times 3.675 = 202000 \text{ kg m.} \\ \Sigma M_v &= 551500 \text{ kg m.} \end{aligned}$$

$$\Sigma M_H \cdot E \cdot y = 24700 \times 4.16 = 103000 \text{ kg m.}$$

$$\bar{a} = \frac{551500 - 103000}{177380} = 2.53 \text{ m.}$$

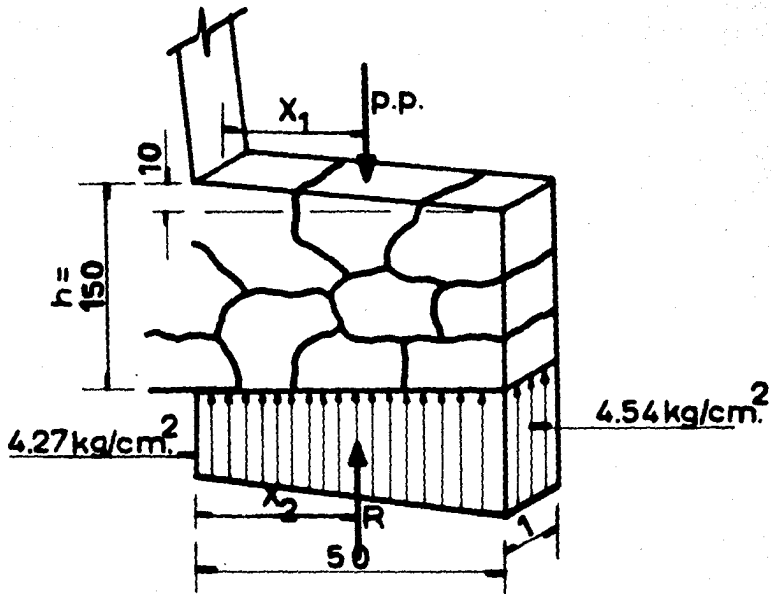
$$\therefore \bar{e} = 3.275 - 2.53 = 0.745 \text{ m.}$$

$$f = \frac{177380}{655 \times 100} \left[ 1 + \frac{6 \times 74.5}{655} \right]$$

$$f_{\text{máx}} = 2.70 [ 1 + 0.68 ] = + 4.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 2.70 [ 1 - 0.68 ] = + 0.865 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del talón.-



- 54 -

$$R = \frac{4.27 - 4.54 \times 50 \times 1}{2} = 220 \text{ kg.}$$

$$\begin{aligned} \text{p.p.} &= 150 \times 50 \times 1 \times 0.0022 = 16.5 \text{ kg} \\ F_v &= 203.5 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$h_v = \frac{F_v}{v_b} = \frac{203.5}{1.5 \times 1} = 136 \text{ cm.}$$

$$x_1 = 25 \text{ cm.}$$

$$x_2 = \frac{50 \times 9.08 - 4.27}{3 \times 4.54 - 4.27} = 25.2 \text{ cm.}$$

$$M_R = 220 \times 25.2 = 5550 \text{ kg cm}$$

$$M_{p.p.} = 16.5 \times 25 = 410 \text{ kg cm.}$$

$$M = 5140 \text{ kg cm}$$

$$hM = \sqrt{\frac{6M}{f_b}} = \sqrt{\frac{6 \times 5140}{1 \times 1}} = 175 \text{ cm}$$

Con lo que se dá por terminado el cálculo de esta estructura.

Cálculo de "BOVEDA DE MAMPOSTERIA"

Datos de diseño.

$$R_i = 3.00 \text{ m.} \quad f = 70000 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = 5.06$$

Arco.

Su cálculo se orienta de modo de tener la fatiga permisible tanto en la clave como en la junta de ruptura, así como de obligar a que la fuerza normal, en la primera pase por el límite superior del tercio medio y en la segunda pase por el límite inferior.

Bajo estas condiciones y determinando en la forma más exacta posible los valores de las fuerzas que intervienen, se llega a la obtención de una ecuación cúbica que nos resuelve el arco directamente.

Para fines prácticos, dicha ecuación puede simplificarse y representarse en forma de una gráfica en la que, entrando con los valores  $\frac{d}{R_i}$  y  $\frac{f}{R_i}$

cuentran el ángulo  $\theta$  que nos define la junta de ruptura y el espesor de la clave en la forma  $\frac{e}{R_i}$

Así pues, para

$$\frac{d}{R_i} = \frac{5.06}{3.00} = 1.686.$$

$$y \quad \frac{f}{R_i} = \frac{70000}{3.00} = 23333$$

la citada gráfica nos dá:

$$\frac{e_r}{R_i} = 0.26 \quad \therefore e_r = 0.26 \times 3 = 0.78 \approx 0.80 \text{ m.}$$

$$y \quad \theta = 45^\circ$$

(para una fatiga un poco mayor  $e$  disminuye notablemente)

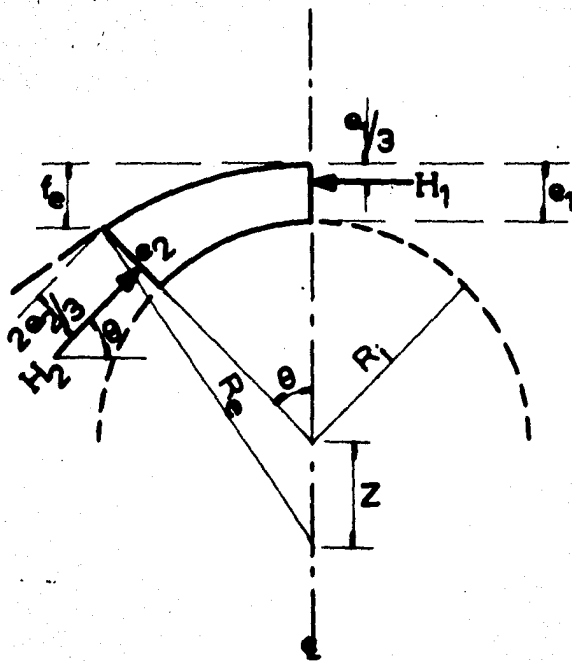
Conocidos estos valores, fácilmente se calcula el espesor del arco en la junta de ruptura:

$$e_2 = \frac{e_r}{\cos \theta} = \frac{0.80}{0.7071} = 1.13 \text{ m.}$$

y el valor del empuje del arco sobre su apoyo, necesario para el diseño de este

$$H_2 = \frac{e_2 F}{2} = \frac{1.13 \times 1 \times 70000}{2} = 39600 \text{ kg.}$$

(Para 1.00 m. de longitud de alcantarilla)



Por geometría:

$$fe = Ri + e, - ( Ri + e_2 ) \cos \Theta$$

$$Z = \frac{(e_2 + e_1)(e_2 - e_1) + 2Ri(e_2 - e_1)}{2fe}$$

De donde sustituyendo valores y haciendo operaciones:

$$fe = 0.89 \text{ m.}$$

$$Z = 1.47 \text{ m.}$$

$$\therefore Re = Ri + e, + Z = 3.00 + 0.80 + 1.47$$

$$Re = 5.27 \text{ m.}$$

Apoyos.-

Revisemos la sección del estribo localizada por el plano horizontal que pasa por el centro del intradós.



$$\begin{aligned}H &= 3 + 5.86 = 8.86 \text{ m.} \\h &= 4.13 \times 0.707 = 2.91 \text{ m.} \\d &= 8.86 - 2.91 = 5.95 \text{ m.}\end{aligned}$$

Cálculo de fuerzas.- (Considerando un metro de longitud de alcantarilla)

$$\begin{aligned}V &= H_2 \operatorname{sen} \theta = 39600 \times 0.7071 = & 28000 \text{ kg.} \\P &= 4.14 \times 2200 & 9100 \text{ kg.}\end{aligned}$$

(Calculada el área por geometría de la figura)

$$W_1 = 5.95 \times \frac{2}{3} \times 1.13 \times 0.707 \times 1600 = 5050 \text{ kg}$$

$$W_2 = \frac{8.86 + 5.95}{2} [3 + 2(3 - 1.13) \times 0.707] \times 1600 = \underline{24800 \text{ kg.}}$$

(Suponiendo un trapecio)

$$\begin{aligned}\Sigma F_v &= & 66950 \text{ kg.} \\H &= H_2 \cos \theta = 39600 \times 0.7071 = & 28000 \text{ kg.} \\E &= 229 \times 2.91 (2 \times 8.86 - 2.91) = & \underline{9900 \text{ kg.}} \\ \Sigma F_H &= & 18100 \text{ kg.}\end{aligned}$$

Determinamos ahora cual es la arista de volteo:

$$y = \frac{2.91 \times 3 \times 8.86 - 2 \times 2.91}{3 \times 2 \times 8.86 - 2.91} = 1.36 \text{ m.}$$

$$M_E = 9900 \times 1.36 = 13500 \text{ kg m.}$$

$$a_H = \frac{(3.00 - 1.13) \times 0.707}{3} = 2.38 \text{ m.}$$

$$P'_H = 28000 \times 2.38 = 66500 \text{ kg m.}$$

$$M_H > M_E$$

y en consecuencia la arista de volteo será la exterior y respecto a ella calcularemos los momentos de las fuerzas verticales.

Cálculo de brazos.-

$$a_V = 5.00 - \frac{(3.00 + 1.13) \times 0.707}{3} = 2.62 \text{ m.}$$

$$a_r = 1.45 \text{ m.}$$

(estimado)

$$a_2 = 2.62 - \frac{1}{2} \left( \frac{2 \times 1.13 \times 0.707}{3} \right) = 2.35 \text{ m.}$$

$$a_3 = \frac{1}{2} [ 5 - (3 + 1.13) \times 0.707 ] = 1.05 \text{ m.}$$

Cálculo de momentos.-

$$M_H = 66500 \text{ kg m.}$$

$$M_E = 13500 \text{ kg m.}$$

$$\Sigma M_H = 53000 \text{ kg m.}$$

$M_v = V \cdot a_v = 28000 \times 2.62$	73300 kg m.
$M_p = P \cdot a_1 = 9100 \times 1.45$	13200 kg m.
$M_w_1 = W_1 \cdot a_2 = 5050 \times 2.35$	11900 kg m.
$M_w_2 = W_2 \cdot a_3 = 24800 \times 1.05$	26000 kg m.
$\Sigma M_v =$	<u>124400 kg m.</u>

$$\text{Coeficiente de volteo} = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_H} = \frac{124400}{53000} = 2.34 > 2$$

Condición de deslizamiento:

$$\frac{\mu \Sigma F_v}{\Sigma F_H} = \frac{0.8 \times 66950}{18100} = 2.96 > 2$$

Finalmente, determinemos las fatigas que se producen en esta sección y comparémoslas con las permisibles.

Punto de aplicación de la resultante:

$$\bar{a} = \frac{\Sigma M_v - \Sigma M_H}{\Sigma F_v} = \frac{124400 - 53000}{66950} = 1.07 \text{ m.}$$

$$\bar{e} = \frac{1.07 - 2.00}{2} = 0.07 \text{ m.}$$

y las fatigas serán:

$$f = \frac{66950}{200 \times 100} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 7}{200} \right]$$

$$f_{\text{máx}} = 3.35 \times 1.21 = + 4.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 3.35 \times 0.79 = + 2.65 \text{ kg/cm}^2$$

fatigas inferiores a la permisible que hemos supuesto es de 7 kg/cm<sup>2</sup>

De lo anterior se concluye que la dimensión supuesta a la sección analizada cumple con las condiciones de estabilidad y por lo tanto es correcta.

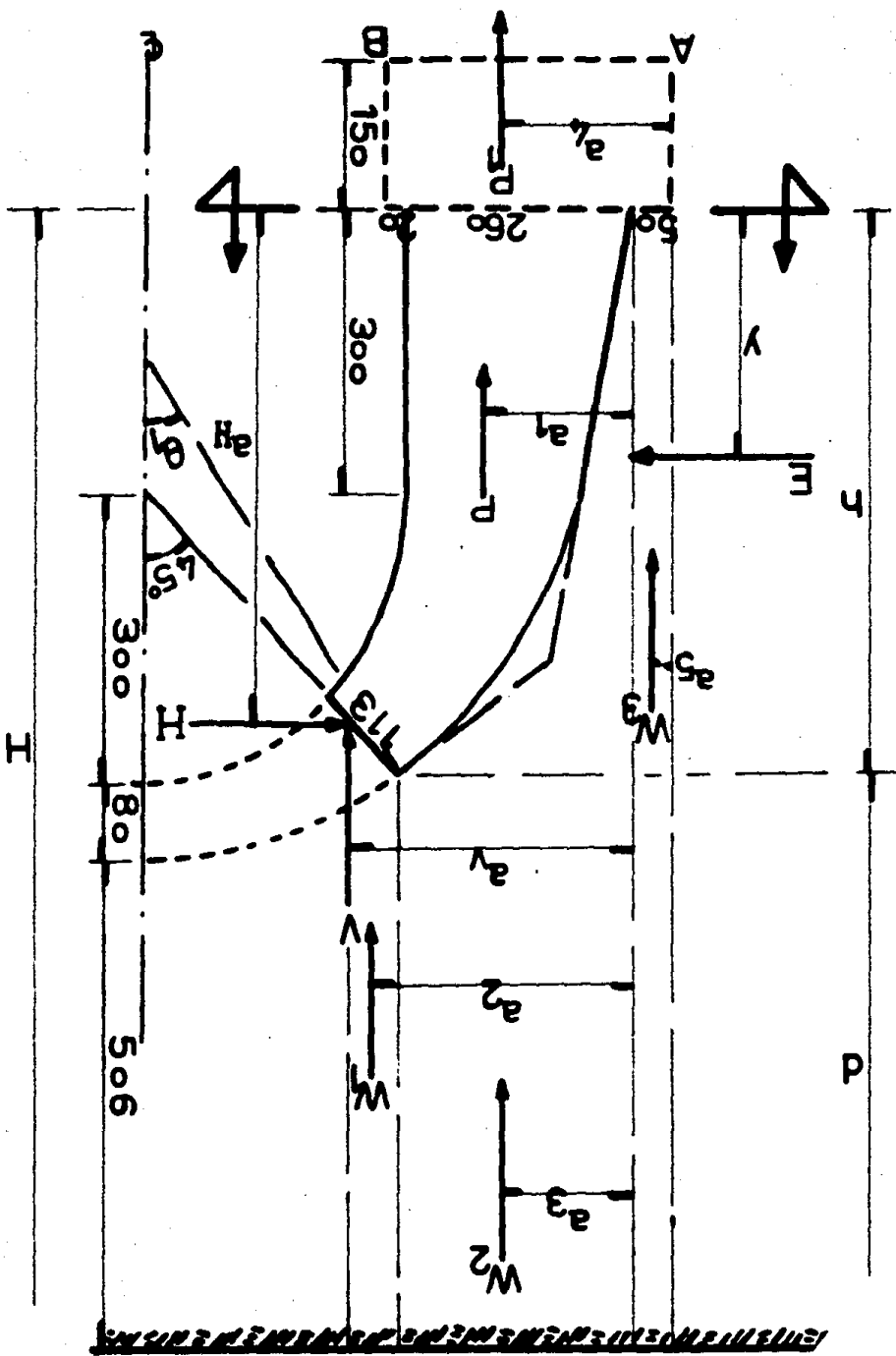
Consideremos ahora la sección en la base del estribo.

En la gráfica de la figura 5 vemos que para

$$l = 6.00 \text{ m.} : k_b = 0.5$$

por lo que

$$h_{\text{estribo}} = 1. k_b = 6.00 \times 0.5 = 3.00 \text{ m.}$$



$$H = 3.00 + 3.00 + 0.80 + 5.06 = 11.86 \text{ m.}$$

$$h = 4.13 \times 0.707 + 3.00 = 5.91 \text{ m.}$$

$$d = 11.86 - 5.91 = 5.95 \text{ m.}$$

Cálculo de fuerzas.-

$$V = 28000 \text{ kg.}$$

$$P = 9100 + \frac{2.60 + 2.00}{2} \times 3.00 \times 2200 = 24300 \text{ kg.}$$

$$W_1 = 5050 \text{ kg}$$

$$W_2 = 24800 + \frac{11.86 + 8.86}{2} \times 0.60 \times 1600 = 34800 \text{ kg.}$$

$$\Sigma F_v = 92150 \text{ kg.}$$

$$H = 28000 \text{ kg.}$$

$$E = 229 \times 5.91 (2 \times 11.86 - 5.91) = 24200 \text{ kg.}$$

$$\Sigma F_H = 3800 \text{ kg.}$$

Es notorio que la arista de volteo sigue siendo la exterior, ya que

$$H > E \text{ y } aH > y; \text{ por lo tanto; } M_H > M_E.$$

Cálculo de brazos.-

$$a_v = 2.62 + 0.60 = 3.22 \text{ m.}$$

$$a_1 = 1.70 \text{ m.}$$

(estimado)

$$a_2 = 2.35 + 0.60 = 2.95 \text{ m.}$$

$$a_3 = 1.26 \text{ m.}$$

(estimado)

$$aH = 2.38 + 3.00 = 5.38 \text{ m.}$$

$$y = \frac{5.91}{3} \times \frac{3 \times 11.86 - 2 \times 5.91}{2 \times 11.86 - 5.91} = 2.64 \text{ m.}$$

Cálculo de momentos.-

$$M_v = V \cdot a_v = 28000 \times 3.22 = 90000 \text{ kg-m.}$$

$$M_p = P \cdot a_p = 24300 \times 1.70 = 41300 \text{ kg-m.}$$

$$M_{w_1} = W_1 \cdot a_1 = 5050 \times 2.95 = 15000 \text{ kg-m.}$$

$$M_{w_2} = W_2 \cdot a_2 = 34800 \times 1.26 = 44000 \text{ kg-m.}$$

$$\Sigma M_v = 190300 \text{ kg-m.}$$

$$M_H = H \cdot a_H = 28000 \times 5.38 = 150000 \text{ kg-m.}$$

$$M_E = E \cdot y = 24200 \times 2.64 = 64000 \text{ kg-m.}$$

$$\Sigma M_H = 86000 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Coeficiente de volteo} = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_H} = \frac{190300}{86000} = 2.22 > 2$$

Condición de deslizamiento:

$$\frac{\mu \Sigma F_v}{\Sigma F_H} = \frac{0.8 \times 67350}{3800} = 14.272$$

Como se vé, la sección resulta sumamente sobrada por este concepto.

Cálculo de fatigas.

$$\bar{x} = \frac{\sum M_v - \sum M_H}{\sum F_v} = \frac{190300 - 86000}{92150} = 1.14 \text{ m.}$$

$$\bar{e} = \frac{2.60 - 1.14}{2} = 0.16 \text{ m.}$$

$$f = \frac{92150}{260 \times 100} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 16}{260} \right]$$

$$f_{\text{máx}} = 3.55 [1 + 0.373] = + 4.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 3.55 [1 - 0.37] = + 2.24 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, la sección considerada se encuentra en buenas condiciones de estabilidad.

Revisemos finalmente, la sección en la base del cimiento.

Cálculo de fuerzas.-

V =	28000 kg.
P =	24300 kg.
P <sub>1</sub> = 1.50 x 3.30 x 2200 =	10900 kg.
W <sub>1</sub> =	5050 kg.
W <sub>2</sub> =	34800 kg.
W <sub>3</sub> = 11.86 x 0.5 x 1600 =	9500 kg.
$\sum F_v =$	112550 kg.

$$\begin{array}{r} H = 28000 \text{ kg.} \\ E = 24200 \text{ kg.} \\ \hline \Sigma F_H = 3800 \text{ kg.} \end{array}$$

La arista de volteo sigue siendo la exterior y respecto a ella hacemos el

Cálculo de brazos.-

$$\begin{array}{r} a_v = 3.22 + 0.50 = 3.72 \\ a_1 = 1.70 + 0.50 = 2.20 \text{ m.} \\ a_2 = 2.95 + 0.50 = 3.45 \text{ m.} \\ a_3 = 1.26 + 0.50 = 1.76 \text{ m.} \\ a_4 = \frac{3.30}{2} = 1.65 \text{ m.} \\ a_6 = \frac{0.50}{2} = 0.25 \text{ m.} \\ a_H = 5.38 + 1.50 = 6.88 \text{ m.} \\ y = 2.64 + 1.50 = 4.14 \text{ m.} \end{array}$$

Cálculo de momentos.-

$$\begin{array}{r} M_v = V \cdot a_v = 28000 \times 3.72 = 104000 \text{ kg-m.} \\ M_p = P \cdot a_1 = 24300 \times 2.20 = 53500 \text{ kg-m.} \\ M_{p_1} = P_1 \cdot a_4 = 10900 \times 1.65 = 18000 \text{ kg-m.} \\ M_{w_1} = W_1 \cdot a_2 = 5050 \times 3.45 = 17400 \text{ kg-m.} \\ M_{w_2} = W_2 \cdot a_3 = 34800 \times 1.76 = 61000 \text{ kg-m.} \\ M_{w_3} = W_3 \cdot a_6 = 9500 \times 0.25 = 2400 \text{ kg-m.} \\ \hline \Sigma M_v = 256300 \text{ kg-m.} \end{array}$$

$$M_H = H \cdot a_H = 28000 \times 6.88 =$$

$$192000 \text{ kg-m.}$$

$$M_E = E \cdot y = 24200 \times 4.14 =$$

$$100000 \text{ kg-m.}$$

$$\Sigma M_H =$$

$$\underline{92000 \text{ kg-m.}}$$

Volteo:

$$\frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_H} = \frac{256300}{92000} = 2.78 > 2$$

Deslizamiento:

$$\frac{\mu \Sigma F_v}{\Sigma F_H} = \frac{0.3 \times 112550}{3800} = 9 > 2$$

Fatigas:

$$\bar{a} = \frac{\Sigma M_v \cdot \Sigma M_H}{\Sigma F_v \cdot 112550} = \frac{256300 \cdot 92000}{112550}$$

$$\bar{a} = 1.46 \text{ m.}$$

$$\bar{e} = \frac{3.30 \cdot 1.46}{2} = 0.19 \text{ m.}$$

$$f = \frac{112550}{330 \times 100} \left[ 1 \pm \frac{6 \times 19}{330} \right]$$

$$f_A = 3.43 [ 1 + 0.345 ] = + 4.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_B = 3.43 [ 1 - 0.345 ] = + 2.25 \text{ kg/cm}^2$$

Los planos (8) y (9) nos muestran los detalles geométricos y constructivos de las estructuras calculadas, así como la estimación de los materiales empleados.

**Presupuesto de ALCANTARILLA DE LOSA DE CONCRETO REFORZADO  
SOBRE ESTRIBOS DE MAMPOSTERIA. 6.00 x 6.00 m.**

Longitud total entre boquillas . . . . . 23.80 m.

Concepto	Trabajo	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
1	Hechura y colocación de concreto en losa	171	m <sub>3</sub>	\$79.17	\$ 13,538.07
2	Hechura y colocación de concreto en parapetos	10.65	m <sub>3</sub>	79.17	843.16
3	Cemento para el total de concreto (300 kg/m <sub>3</sub> )	54,495	Kg	0.25	13,623.75
4	Agregados para el total de concreto (arena y grava con 1-1/2" de T.M)	181.65	m <sub>3</sub>	37.51	6,813.69
5	Cimbra en la losa	196	m <sub>2</sub>	37.24	7,299.04
6	Cimbra en las boquillas	51	m <sub>2</sub>	37.24	1,899.24
7	Acero de refuerzo	12,576	Kg	2.20	27,667.20
8	Colocación de acero de refuerzo	12,576	Kg	0.60	7,545.60
9	Mampostería de 3a. en estribos	1,590	m <sub>3</sub>	51.50	81,885.00
10	Mampostería de 3a. en aleros	600	m <sub>3</sub>	51.50	30,900.00
Costo Estructura					\$ 192,014.75

Presupuesto de ALCANTARILLA DE BOVEDA DE MAMPOSTERIA para claro de 6.00 m.

Longitud de la alcantarilla hasta línea A-A 22.80 m.

Concepto	Trabajo	Cantidad	Unidad	Precio Unitario.	Importe
1	Mampostería de 3a. en arco, estribos y cimientos	848	m <sub>3</sub>	\$ 118.68	100,640.64
2	Mampostería de 2a. en aleros y parapetos	330	m <sub>3</sub>	118.68	39,164.40
	Costo estructura			\$	139,805.04

COMPARACION:

	Losa	Bóveda	Diferencia
Costo \$	192,014.75	\$ 139,805.04	\$ 52,209.71

Resultado que nos permite comprobar lo establecido inicialmente al emplear la gráfica del "claro crítico"

### 3.- Condiciones especiales que limitan su empleo.

Independientemente del concepto "costo", cada caso particular puede presentar ventajas para una de las estructuras e inconvenientes para la otra, de tal suerte que por este motivo quede perfectamente definido el tipo de alcantarilla que debe elegirse.

Uno de estos casos se presenta cuando se trata de proporcionar la misma área hidráulica y se tiene fija la altura total de terraplén. Por ejemplo, para áreas hasta de 35 m<sup>2</sup>. la bóveda resulta más alta que la losa y en consecuencia puede suceder que a aquella no sea posible proporcionarle el colchón mínimo que se estima sea de 1.00 m. de altura.

Este caso presenta, además, la siguiente característica. Un área total menor que la señalada, se obtiene con una losa de un claro un poco mayor que el de la bóveda y entonces no puede resolverse el problema con el empleo de la curva de  $lc$  ya que la altura de terraplén sobre la alcantarilla es también diferente. Sin embargo mediante las gráficas obtenidas, podemos establecer conclusiones que nos ayuden a elegir el tipo conveniente.

Por otro lado, la facilidad con que puedan obtenerse los materiales necesarios, nos señala en algunos casos, el tipo de alcantarilla más económico. No olvidando que la mano de obra es también un factor decisivo, pues puede suceder que no se cuente con personal que sepa trabajar la piedra en la forma que lo requiere un arco mientras que, la fabricación de concreto y muros de mampostería no requiere de una mano de obra tan cuidadosa.

Finalmente, no debemos perder de vista que nuestro trabajo está orientado a reducir el costo de un camino y por lo tanto, se tendrá que tomar en cuenta la existencia de otras estructuras que cubren los mismos claros y so-

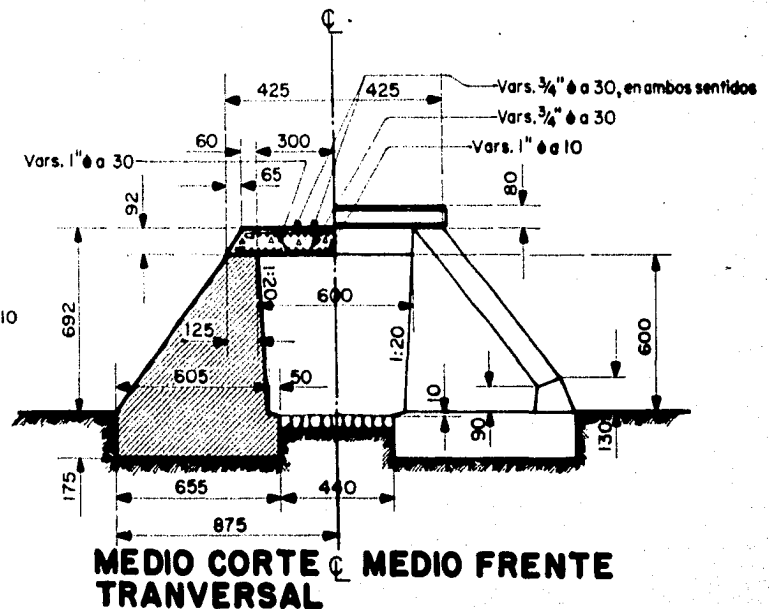
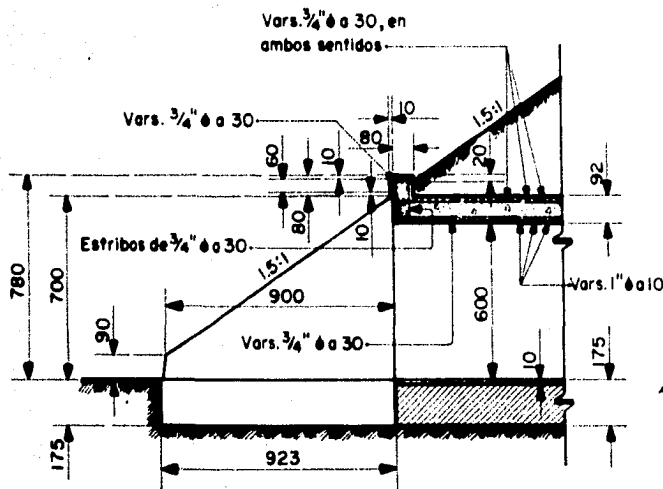
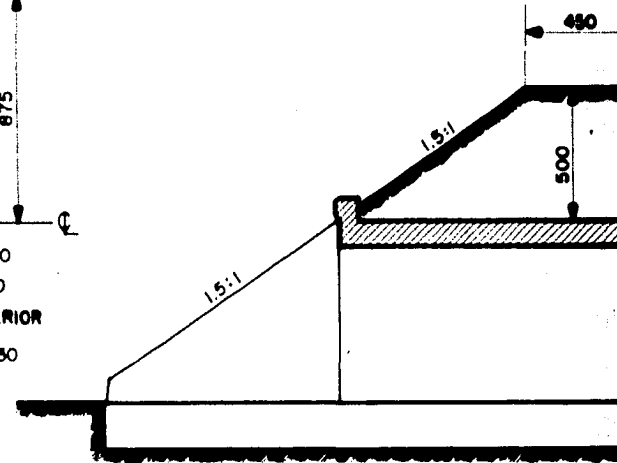
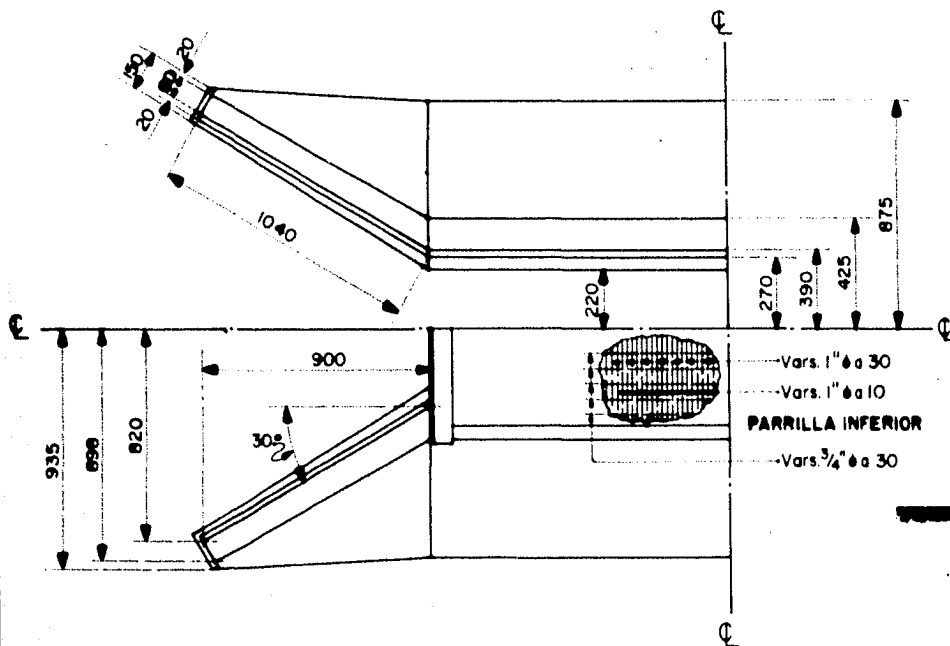
portan las mismas terracerías y que, en algunos casos, resultan más económicas que las estudiadas.

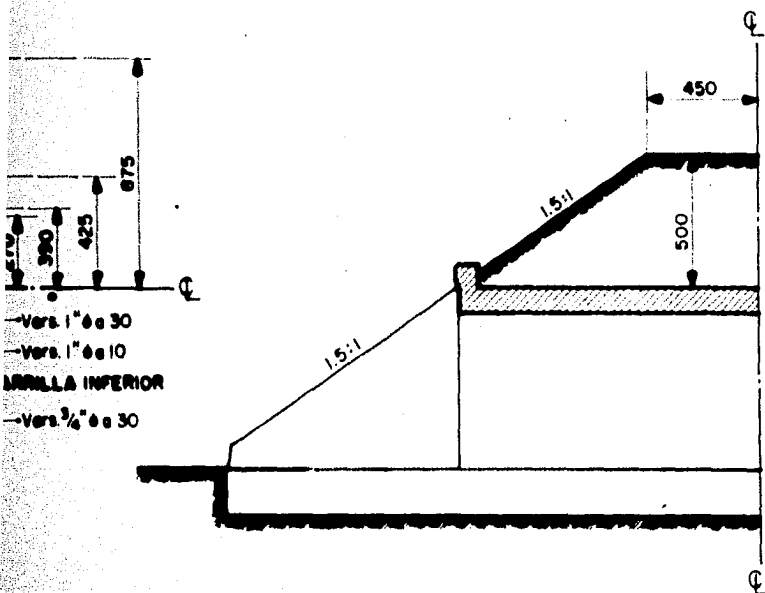
### ALCANTARILLA DE LOSA DE CONCRETO REFORZADO SOBRE ESTRIBOS DE MAMPOSTERIA

---

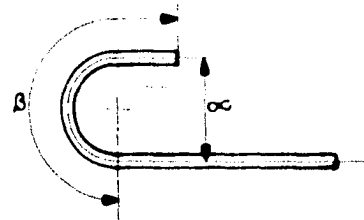
#### CANTIDADES ESTIMADAS SEGUN PLANO 8.

Concepto	Unidad	Cantidad
Concreto por m.1. de losa	m <sub>3</sub>	7.2
Acero de refuerzo por metro	Kg.	496
Concreto en parapetos	m <sub>3</sub>	10.7
Acero de refuerzo en parapetos	Kg	776
Cimbra por m.1. de losa	m <sub>2</sub>	8.3
Cimbra en boquillas	m <sub>2</sub>	51
Mampostería en estribos por m.1. de alcantarilla	m <sub>3</sub>	66.8
Mampostería por aleros en los dos extremos	m <sub>3</sub>	600



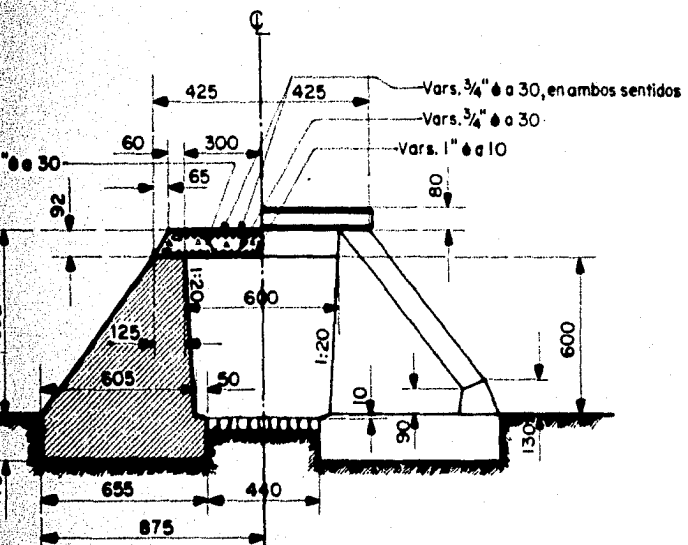


**ELEVACION**



$\phi$	$\alpha$	$\beta$
3/4"	15	32
1"	20	42

**DETALLE DE GANCHOS**



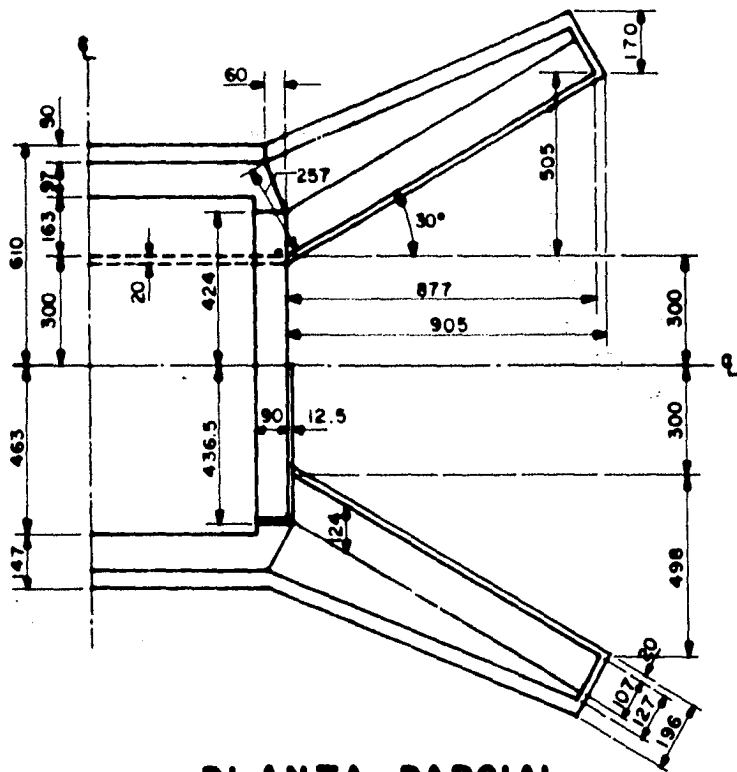
**MEDIO CORTE MEDIO FRENTE TRANVERSAL**

**NOTAS :**

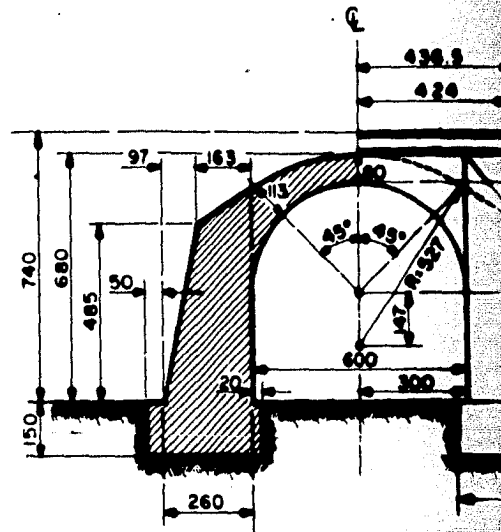
Se empleará mampostería de 3a. clase.- La losa será de concreto reforzado con varillas corrugada, con un recubrimiento de 4 cm en la parte alta y de 2 cm en la parte baja.- La parte superior de la losa (y en el rds de los estribos) deberán tener una ligera pendiente hacia el exterior para facilitar el escurrimiento del agua.- Si el subsuelo es de roca podrá su primirse el cimiento profundizando los muros 15 cm en la roca.- Todas las acotaciones están dadas en centímetros, excepto aquellas en que se indique otra unidad.

<b>U. N. A. M.</b>	
<b>FACULTAD DE INGENIERIA</b>	
<b>ALCANTARILLA DE LOSA DE CONCRETO SOBRE ESTRIBOS DE MAMPOSTERIA</b>	
<b>CLARO</b>	<b>— 6.00 m.</b>
<b>COLCHON</b>	<b>— 5.00 m.</b>
<b>TESIS PROFESIONAL</b>	
<b>RODOLFO VALDES CARREON</b>	
<b>1959.</b>	

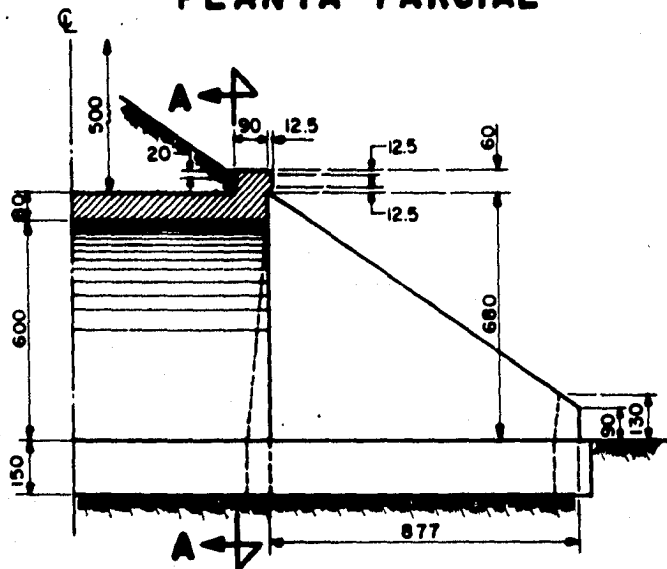




**PLANTA PARCIAL**



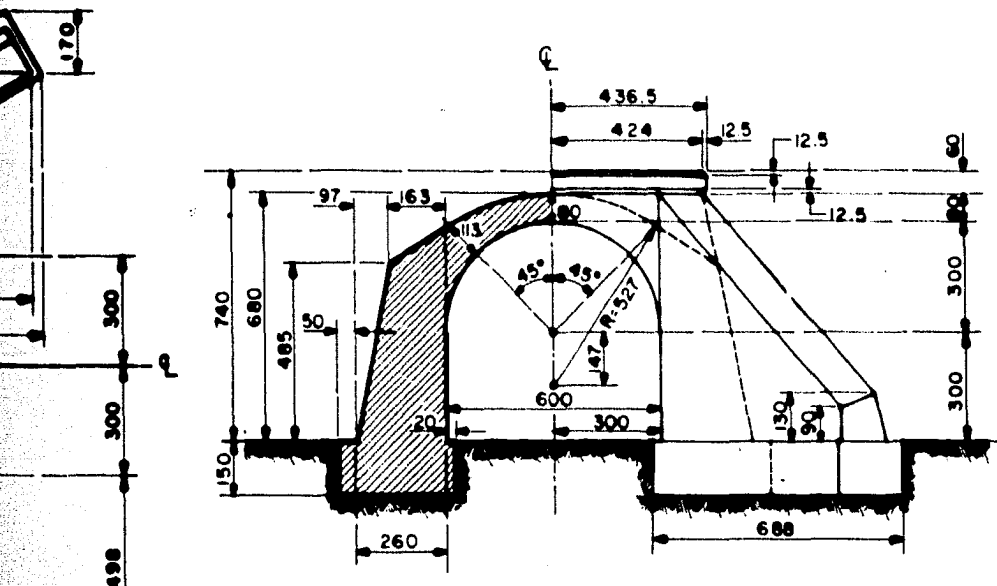
**SEMI - CORTE SEMI**



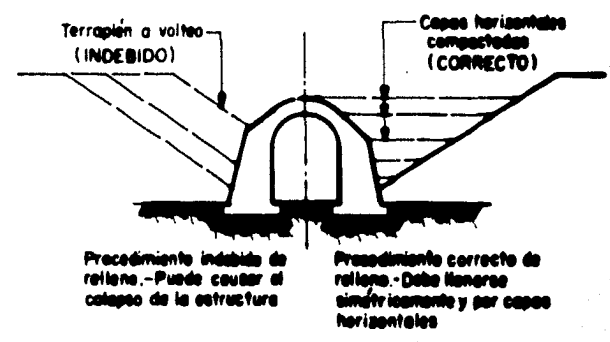
**CORTE PARCIAL LONGITUDINAL**

**- N O T A S**

El cuerpo de los estribos, sus cimientos y el arco se construirán de mampostería de 3a clase, con mortero de 1:5. - Los aleros, sus cimientos y la boquilla del arco serán de mampostería de 2a. clase. - Los cimientos deben ser de que pueda resistir los esfuerzos indicados en el cálculo, de que sea de temer la erosión, el fondo de la corriente pueda hasta los extremos de los aleros. - Las piedras que tienen su mayor dimensión hacia el extrados. - Las juntas al eje del camino, deben ser radiales. - La superficie del mortero de cemento. - Las dimensiones están expresadas en milímetros.



**SEMI - CORTE      SEMI - FRENTE**



<b>CANTIDADES ESTIMADAS</b>	
Mampostería de 38 por metro de alcantarilla...	37.2 m <sup>3</sup>
Mampostería de 29 clase .....	330 m <sup>3</sup>

**- N O T A S -**

El cuerpo de los estribos, sus cimientos y el arco hasta la sección A-A, se construirán de mampostería de 3a clase, con mortero de cemento en la proporción 1:5.- Los aleros, sus cimientos y la boquilla del arco hasta la sección A-A, se construirán de mampostería de 2a. clase.- Los cimientos deben desplantantarse en un terreno que pueda resistir los esfuerzos indicados en el cálculo correspondiente.- En el caso de que sea de temer la erosión, el fondo de la corriente deberá protegerse con un zampado hasta los extremos de los aleros.- Las piedras que formen las dovelas deben tener su mayor dimensión hacia el extradós.- Las juntas de las dovelas transversales al eje del camino, deben ser radiales.- La superficie del extradós debe aplanarse con mortero de cemento.- Las dimensiones están expresadas en centímetros.

<b>U. N. A. M.</b>	
<b>FACULTAD DE INGENIERIA</b>	
<b>ALCANTARILLA DE BOVEDA DE MAMPOSTERIA</b>	
CLARO —	6.00 m.
COLCHON —	5.00 m.
<b>TESIS PROFESIONAL</b>	
<b>RODOLFO VALDES CARREON</b>	
<b>1988</b>	

