



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**[PROYECTO Y PRESUPUESTO PARA LLEVAR LAS AGUAS DE LA  
DESVIACIÓN COMBINADA DIRECTAMENTE AL LAGO DE TEXCOCO,  
CRUZANDO EL GRAN CANAL DEL DESAGÜE DEL VALLE DE MÉXICO]**

**TESIS**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

**GONZÁLEZ CARPIO OSCAR**

ASESOR: CARLOS GORBEA

Ciudad Universitaria, CD. MX

1937



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

V. 4-1-37

255

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO.

FACULTAD DE INGENIERIA.

T E S I S

que presenta para obtener el  
título de Ingeniero Civil, el  
pasante OSCAR GONZALEZ CARPIO.

**DESCARTE**

M C M X X V I I .

1937

TEMA QUE SE PROPONE PARA QUE DESARROLLE COMO  
TESIS EN SU EXAMEN PROFESIONAL DE INGENIERO  
CIVIL, EL PASANTE SEÑOR: OSCAR GONZALEZ CARPIO.  
-----

*Proyecto y presupuesto para*

Se trata de llevar las aguas de la Desviación Combinada, directamente al Lago de Texcoco, cruzando el Gran Canal del Desagüe del Valle de México, para substituir el Canal de Santa Coleta que las lleva al Puente-Canal del Río del Consulado, para que por él vayan al mencionado Lago de Texcoco, unidas con las aguas del Río del Consulado.

Sírvase usted formular el proyecto y presupuesto correspondiente para el paso de dichas aguas por medio de un Sifó. Además estudiará usted con todo detenimiento el procedimiento de construcción que deba emplearse.

México, D.F., a 12 de marzo de 1935.

Firmado

Ing. Carlos Gorbéa.



DATOS.

(a).- Topográficos.

Sección transversal del Gran Canal en el Km. 9.500.

Escala; horizontal y vertical 1 : 100.

(b).- Hidráulicos.

Gastos.

Gran Canal..... 24 m. c. p. s.

Desviación Combinada. 66 m. c. p. s.

Pendientes.

Gran Canal..... 0.00016

Desviación Combinada. 0.00020

Cotas Plantillas.

Gran Canal..... - 1.74

Desviación Combinada. 6.70

Coefficientes de rugosidad. (n).

Gran Canal..... 0.030

Desviación Combinada. 0.035

(c).- Cota de las aguas máximas del Lago de Texcoco.- Sin considerar oleaje, 6.70, teniendo en cuenta éste 7.10.

## I N D I C E .

- Página 1.- DESCRIPCION GENERAL DEL PROBLEMA.
- Página 3.- ANTECEDENTES.
- Página 9.- DEDUCCION DEL GASTO.
- Página 11.- DETERMINACION DEL TIRANTE DE AGUA EN LA DESVIACION -  
COMBINADA.
- Página 13.- CALCULO HIDRAULICO DE LA ESTRUCTURA.
- Página 17.- CALCULO DE ESTABILIDAD DE LOS CONDUCTOS.
- Página 46.- DIBUJO DE LAS GRAFICAS DE MOMENTOS Y ESFUERZOS COR--  
TANTES.
- Página 54.- CALCULO DEL ESPESOR DEL CONDUCTO Y REFUERZO DE LAS -  
LOSAS.
- Página 76.- CALCULO DE ESTABILIDAD DE LAS TRANSICIONES.
- Página 80.- PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.
- Página I.- PRESUPUESTO DE LA OBRA.
-

## DESCRIPCION GENERAL DEL PROBLEMA.

El problema propuesto para la presente tesis, consiste en hacer el Proyecto completo y Presupuesto para el cruzamiento de las aguas de la Desviación Combinada con las aguas del Gran Canal del Desagüe del Valle de México por medio de un Sifón.

La Desviación Combinada, es una corriente encauzada en bordos de tierra de unos tres metros de altura por termino medio y como puede apreciarse en el plano que se adjunta, tiene su origen en Amealco en la confluencia de las corrientes denominadas: Río Consulado y Río de Los Remedios. El Río Consulado proviene a su vez de la unión de los Ríos de Los Morales y San Joaquín, y el Río de Los Remedios es originado por los de Guadalupe y Tlalnepantla.

La Desviación Combinada corre de Amealco al Oriente pasando por el pueblo de Ticomán y por la laguneta del mismo nombre, por el puerto de San Juanico y cruzando los vasos del Risco situados en la margen izquierda del Gran Canal, pero desviándose al Sur un medio kilómetro antes de llegar a éste, por el canal de Santa Coleta que es más o menos paralelo al Gran Canal del Desagüe. Aproximadamente a novecientos metros del Gran Canal, cruza la vía del Ferrocarril Mexicano y la Carretera México-La redonda en el kilómetro 13 de ésta.

El Canal de Santa Coleta desagua actualmente en el Lago de Texcoco cruzando sus aguas sobre las del Gran Canal por medio de tres Puentes-Canales construidos en los kilómetros 3, 4 y 5.500 de éste.

Para el nuevo cruzamiento de la Desviación Combinada con el Gran Canal del Desagüe se ha elegido el kilómetro 9,500 de éste, por estar en el camino más corto para desaguar en el Lago de Texcoco y no por presentar ventajas en la construcción, pues desde el kilómetro 3 hasta el 13 del Gran Canal es igual formación geológica y las condiciones para el cruzamiento semejantes y tanto técnica como económicamente no conviene desviar las aguas de este tramo.

El terreno en que se construirá el Sifón, está constituido por una arcilla coloidal conocida por jaboncillo, el cual como es bien sabido presenta serias dificultades en las excavaciones. Esta circunstancia por lo tanto será un factor de mucha importancia para la elección del procedimiento que se emplee en la construcción.

El límite oficial del Lago de Texcoco es la curva de nivel de cota 7.10 con relación al plano de comparación del Valle de México, el cual pasa 10 metros abajo de la tangente inferior del Calendario Azteca, pero para los cálculos se considerará la cota máxima de 6.70 para tener en cuenta un margen de cuarenta centímetros para el oleaje (free-board).

Las pérdidas de carga del Sifón deben ser tales que no se requiera remansar el agua, aguas arriba de dicha estructura, pues de otra manera se requeriría reforzar y elevar la corona de los bordos en un tramo largo y tal vez subir los Puentes del Ferrocarril y de la carretera que están como se indicó a unos novecientos metros aguas arriba del sitio que se ha elegido para la construcción del Sifón.

### ANTECEDENTES.

A fines del siglo pasado se procedió a la desviación de los Ríos de Guadalupe, Remedios y Tlalnepantla con objeto de defender a la Villa de Guadalupe y terrenos laborables que la circundan de las inundaciones provocadas por las avenidas de estos ríos.

Para el cruzamiento de estas aguas con las del Gran Canal del Desagüe del Valle de México, se proyectaron las estructuras que a grandes rasgos son las siguientes.

ALCANTARILLA.- Como cuando se cruzan dos corrientes, lo común es entubar la de menor gasto, se proyectó hacer pasar las aguas negras del Gran Canal por tres conductos rígidos sobre los cuales se construiría un terraplén por donde pasarían las aguas de la Desviación Combinada con igual pendiente que en el río. El terraplén se construiría con tierra buena traída con ayuda del Ferrocarril del Desagüe, tendiendo capas muy delgadas de tierra que se mojarían y se pizonarían muy bien, alternándolas con otras de chapopote. Este proyecto comprendía también ahogar una cubeta de lámina que siguiera los movimientos del terreno mientras se consolidaba y una vez logrado esto, aunque se perdiera la cubeta el terreno no sufriría trastornos de consecuencias.

Este proyecto fué desechado debido a las pocas garantías que ofrecía, pues si alguno de los tubos se quebrara traería serias dificultades al desagüe de la Ciudad de México. Ahora bien, suponiendo que no se quebraran los tubos, sino únicamente se asentaran, éstos trabajarían como tubos forza-

dos y todas las materias que traen en suspensión las aguas negras del desagüe se estancarían, lo cual es un serio inconveniente, tanto desde el punto de vista higiénico como en cuanto al régimen del Gran Canal.

**PUENTE-CANAL.**- En cuanto a esta estructura ni siquiera se presentaron proyectos, se pensó que dado las fatigas que puede soportar el terreno en este tramo que son prácticamente nulas, cualquier asentamiento que sufriera alguno de los apoyos sería de pésimas consecuencias.

**SIFON.**- Una vez desechadas las dos estructuras anteriores quedaba como aceptable ésta, y al efecto fueron presentados varios proyectos siendo aprobado el siguiente:

Un sifón compuesto de seis conductos divididos en dos unidades. Dicho sifón se calculó teniendo en cuenta que su peso -- lleno de agua fuera igual al peso del volumen de las tierras desalojadas, pues se pensó que las características del terreno eran semejantes a las de un fluido.

El Departamento de Obras Hidráulicas dependiente de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas, decidió llevar a la práctica dicho proyecto, comenzando los trabajos para la desviación de las aguas negras en dicho tramo. Se empezaron las excavaciones a dos cabos, dando taludes de uno y medio por uno, notándose luego que éstos eran insuficientes debido a los derrumbes que continuamente se registraban y hubo necesidad de aumentar dichos taludes hasta seis por uno en algunos tramos. Al mismo tiempo que se trabajaba para lograr la desviación de las aguas se hacían las excavaciones necesarias para alojar el



sifón, cuando las terracerías en la desviación estaban tocando a su fin se presentó una grieta que seguía poco más o menos el eje de esta desviación, deslizándose un prisma considerable de tierras, pronto se arregló esto y se hizo la desviación de las aguas negras con ayuda de dos ataguías. Inmediatamente se empezaron las terracerías en el lecho del Gran Canal, notándose que a medida que avanzaban éstas aumentaban los bufamientos lo mismo que las filtraciones. Se procedió a corregir estos defectos construyendo un table-estacado que no dió los resultados deseados y los trabajos de excavación se hacían cada día más difíciles. A estas dificultades debe sumarse el hundimiento de la vía del Ferrocarril del Desagüe cuando pasaba por dicho tramo.

Después de este incidente se construyó la desviación del Ferrocarril del Desagüe y se comisionó un ingeniero que estudiara el procedimiento de construcción adecuado, el cual propuso resumiendo, el siguiente:

"La estructura deberá colarse de una sola vez, con objeto de impedir la presencia de juntas, que no serían otra cosa que grietas de filtración difíciles de controlar y evitar. Para colar en esta forma la estructura, se ahogarán cuatro trabes de fierro estructural en las paredes del sifón que al principio harán veces de obra falsa lo mismo que facilitará el colado que se hará del centro a los extremos, y más tarde trabajarán como trabes de Mellan al mantener la estructura rígida.

El sifón se desplantará sobre un terraplén arreglado previamente y después buscar un hundimiento progresivo y uni-

forme a medida que avance la obra hasta lograr su posición definitiva, apoyando sus ramas en la parte superior sobre los taludes laterales que deben ser preparados de antemano. Finalmente se ejecutarán las obras de cabeza, las cuales estarán ligadas a los bordos que forman la Desviación Combinada por medio de zampeados.

El colado del concreto se hará en condiciones que aseguren la inmovilidad de la obra, con objeto de que éste no sufra esfuerzos que trastornen posteriormente sus condiciones de trabajo. Para conseguir lo anterior se preparará el terreno en que quedará asentado definitivamente el Sifón, teniendo la precaución de que éste se encuentre unos cincuenta centímetros arriba del agua de filtración que se encuentra en el tramo donde se pretendió excavar, después de lo cual se rellenará con tierra del lugar a manera de formar un terraplén que llevará una capa de unos quince centímetros de espesor de piedra triturada en su corona. Una vez terminados los taludes laterales y consolidados éstos por medio de estacados hasta donde lo permita el agua se pondrá de igual manera que en el centro, una capa de piedra triturada.

Hecho lo anterior se pondrán estacadas de protección a lo largo del terraplén, con objeto de evitar al principio, hundimientos bruscos y se colocarán dos torres con transmisores teledinámicos en donde terminen los brazos del sifón, con el objeto de suspender en un momento dado cualquier extremo y facilitar de esta manera el hundimiento uniforme.

Estas torres u otros dispositivos se calcularán para so-



portar la cuarta parte del peso del sifón, pues el terreno siempre presentará una resistencia favorable.

Una vez listo lo anterior, se procederá a armar las estructuras metálicas lo mismo que los moldes necesarios para el colado, teniendo cuidado principalmente en el fondo del cajón el cual soportará la supresión del terreno como el peso del concreto fresco; otra condición que debe llenar es ser completamente impermeable pues las aguas de filtración al mezclarse con el concreto disminuirían la resistencia de éste. El fondo del cajón estará formado por cuartones de 6" x 6" apoyados en sus extremos sobre fierros, ángulos que irán adosados a las cuerdas de las traves y entre cuartón y cuartón se pondrá fibra alquitranada que se comprimirá con ayuda de varillas de fierro redondo que pasarán por el centro de los cuartones.

Tan pronto quede armado el cajón central y disponiendo de todos los elementos (tableros de las traves intermedias, moldes interiores y exteriores, etc.) se empezará el colado, teniendo cuidado en que se haga de un modo simétrico con relación al centro. Al recibir estas cargas, el terreno empezará a ceder y es cuando se tiene que mantener en posición horizontal la estructura para que baje paralelamente así misma, para lo cual se cargará con pesos al extremo que se hunda menos y se suspenderá el otro por medio de los cables de la transmisión de las torres.

Al mismo tiempo que el colado empieza, se irán armando los primeros tableros, forrando el cajón que forman y colando

Los moldes interiores, de tal manera que el colado no se interrumpa y que las trabes metálicas y refuerzo de fierro redondo vayan siendo ahogados por el nuevo concreto a medida que se continúa armando los nuevos tableros y que la estructura descienda hasta alcanzar la cota requerida.

En caso de que en un momento dado la estructura no se hundiera en alguno de sus extremos o en toda su longitud, se deslavará el terreno con ayuda de chiflones de agua debidamente colocados, se sacarán los table-estacados que hayan servido para defender el terreno y en caso extremo se bombeará el agua que rodee el terraplén."

El Ingeniero comisionado aseguró que siguiendo este procedimiento de construcción no se presentarían problemas serios sino únicamente dificultades secundarias de resolución inmediata. Desgraciadamente hasta la fecha no se ha llevado a la práctica este proyecto de construcción y tal vez ni se lleve debido a que en la Desviación Combinada se reducirá el gasto a tal grado, que un Puente-Canal para el cruzamiento de las dos corrientes dará las seguridades requeridas a un costo mucho menor.

### DEDUCCION DEL GASTO.

Como en el enunciado del problema propuesto para su resolución, no se especifica el gasto máximo para el que se deben proyectar las estructuras y como por su extensión no se ataca la determinación de dicho gasto aplicando los procedimientos de Arnold & Gregori o de Burckley Ziegler que tienen como características fundamentales la extensión y forma de la cuenca, longitud y forma del cauce, precipitación máxima de un periodo de horas, coeficiente de escurrimiento y pendiente media del terreno, tomamos un gasto deducido de las siguientes consideraciones:

El Departamento de Obras Hidráulicas de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas tiene establecida una estación de aforos en Amealco y escalas en cada uno de los tres Puentes Canales que cruzan el Gran Canal del Desagüe.

Los aforos practicados en los años de 1933, 1934, 1935 y 1936, muestran que el gasto máximo observado fué el ocurrido el mes de agosto de 1933, con 64.40 m.c.p.s. En 1934, año lluvioso, debido a la ruptura de los bordos del Río de Los Remedios, no pudo hacerse una observación precisa del máximo volumen escurrido, pero se supone haya sido igual aproximadamente al del año anterior.

Ahora bien, los Puentes-Canales están proyectados para un gasto de 25 m.c.p.s. cada uno, lo que haría un total de 75 m.c.p.s. pero por las observaciones de las escalas colocadas en ellos se encuentra con que nunca han llegado a trabajar a su máxima capacidad, sino que el gasto máximo en estos Puentes Canales oscila entre 19 a 22 m.c.p.s., cuando hay fuertes pre-

capitales

Para fijar el gasto al que se proyectará el sifón, tomamos en consideración el Proyecto que tiene la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas, referente a la construcción de la presa de Naucalpan que vendrá a regularizar el régimen del río de Los Remedios.

Para entretanto se construye esta presa, se puede disponer de los vasos del Risco, que tienen capacidad de almacenamiento para cerca de dos millones de metros cúbicos, con el fin de retener temporalmente los excesos de volúmenes para gastos mayores de los observados durante los años de 1933 a 1936.

El funcionamiento de los vasos del Risco, es por demás sencillo, pues aceptan agua mediante unas compuertas laterales de agujas situadas a lo largo de la Desviación Combinada y deseguan al Gran Canal por gran número de compuertas, también de agujas y que drenan totalmente los vasos.

En resumen el gasto que tomaremos para el cálculo del sifón será de 66 m.c.p.s., que es el máximo observado en las escalas de los Puentes Canales, cuando trabajan a 22 m.c.p.s. cada uno.

---

DETERMINACION DEL TIRANTE DE AGUA EN  
LA DESVIACION COMBINADA.

Este cálculo se hace por tanteos en la fórmula de Manning, dando a D (lámina de agua) diferentes valores hasta encontrar el que resuelva el problema.

Como datos tenemos:

Sección transversal en la Desviación Combinada (trapezoidal con plantilla de 40 mts. y taludes de 1 1/2 x 1).

Pendiente en la Desviación Combinada  $s = 0.0002$ .

Coefficiente de rugosidad,  $n = 0.035$ .

La siguiente nomenclatura es usada.

$a$  = Area de la sección.

$l$  = Ancho de la plantilla de la Desviación Combinada.

$l'$  = Longitud del talud cubierto por el agua.  $= D^2 + 1.5 D^2$

$p$  = Perímetro mojado.  $= l + 2l'$ .

$r$  = Radio hidráulico.  $= a/p$ .

$v$  = Velocidad  $= \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$

Primer tanteo. -  $D = 2.60$  mts.

$l = 40.00$  mts.

$a = 2.60 \times 40.00 + 2.60 \times 3.90 = 114.14$  mts<sup>2</sup>

$l' = 2.60^2 + 3.90^2 = 4.68$  mts.

$p = 40.00 + 2 \times 4.68 = 49.36$  mts.

$r = 114.14/49.36 = 2.315$  mts.

$v = \frac{1}{0.035} 2.315^{2/3} \times 0.0002^{1/2} = 0.690$  m/s.

$Q = v \times a = 0.690 \times 114.14 = 78.90$  m<sup>3</sup>/seg.

DE AGUA EN

INADA.

teos en la fórmula de Manning,

ites valores hasta encontrar

Desviación Combinada (trapezoidal)

de  $1 \frac{1}{2} \times 1$ ).

Desviación Combinada  $s = 0.0002$ .

$n = 0.035$ .

usado.

Desviación Combinada,

to por el agua.  $= D^2 + 1.5 D^2$

$l'$ .

$= 114.14 \text{ mts}^2$

ts.

$= 0.690 \text{ m/s}$ .

$3.00 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

Segundo tanteo

$l = 40.00 \text{ mts}$ .

$a = 2.30 \times 40$ .

$l' = 2.30^2 +$

$p = 40.00 + 2$

$r = 99.24 / 48$ .

$v = \frac{1}{0.035} \times 2.05$

$Q = 0.648 \times 99$ .

Tomamos en def:



Segundo tanteo. -  $D = 2.30$  mts.

$l = 40.00$  mts.

$a = 2.30 \times 40.00 + 2.30 \times 3.45 = 99.24$  mts<sup>2</sup>

$l' = 2.30^2 + 3.45^2 = 4.15$  mts.

$p = 40.00 + 2 \times 4.15 = 48.30$  mts.

$r = 99.24 / 48.39 = 2.055$  mts.

$v = \frac{1}{0.035} 2.055^{2/3} \times 0.0002^{1/2} = 0.648$  mts/seg.

$Q = 0.648 \times 99.24 = 64.31$  mts<sup>3</sup>/seg.

Tomamos en definitiva  $D = 2.32$  mts. y  $v = 0.664$  mts/seg.

### CALCULO HIDRAULICO DE LA ESTRUCTURA.

El sifón estará compuesto de tres ramas, una central y dos laterales. La primera será horizontal y las segundas, una descendente y la otra ascendente con pendiente de 1:1. Estas ramas estarán formadas de tres conductos que serán de una sola pieza con el objeto de evitar juntas pues como ya se ha dicho antes, se transformarían en grietas de filtración.

A uno y otro extremos del sifón se pondrán transiciones de concreto reforzado que estarán ligadas a los conductos por medio de juntas de cobre rellenas de asfalto o cualquier otro material adecuado.

Los conductos serán calculados como marcos rígidos para las condiciones de carga más desfavorables que resulten de analizar todos los aspectos que presentará el sifón en su funcionamiento.

DIMENSIONES DE LOS CONDUCTOS.- Como el sifón estará formado por tres conductos iguales, el gasto que pasará por cada uno de ellos será:

$$Q = 66/3 = 22 \text{ mts}^3/\text{seg.}$$

Admitiendo una velocidad de 3.5 mts/seg. tenemos:

$$A = 22/3.5 = 6.29 \text{ mts}^2$$

Como la sección de los conductos la proyectaremos cuadrada, la longitud por lado será de:

$$L = 6.29^{1/2} = 2.52 \text{ mts.}$$

En los cálculos que siguen tomamos:  $L = 2.60 \text{ mts.}$  y  $v = 3.25 \text{ mts/seg.}$

$$\text{Radio hidráulico: } r = \frac{L^2}{4L} = \frac{L}{4} = 2.60/4 = 0.65 \text{ mts.}$$



TRAZO DEL PERFIL.- Ya determinada la sección de los conductos procedemos a localizar su perfil en la sección del Gran Canal del Desagüe en el km. 9:500 (véase lámina 1.) procurando llenar los siguientes requisitos

- (a).- Menor recubrimiento.
- (b).- Menor excavación.
- (c).- Recubrimiento mínimo de un metro.

#### CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA EN EL SIFON.

POR TRANSICION DE ENTRADA.- La pérdida de carga por transición de entrada se calcula tomando 0.1 de la variación de carga de velocidad.

$$H_0 = 0.1 \frac{V_s^2 - V_c^2}{2g} = 0.1 \frac{3.25^2 - 0.664^2}{2 \times 9.81} = 0.052 \text{ mts.}$$

En la cual  $V_s$ , es la velocidad en el sifón;  $V_c$ , la velocidad en la Desviación Combinada y a la acción de la gravedad con un valor de 9.81 m/s. s. para México.

POR FRICCIÓN EN LA TRANSICION.- Esta pérdida se determina sumando las parciales de los diez tramos en que regularmente se divide la longitud de la transición para su cálculo. La fórmula empleada es  $H = (Vn/r^{2/3})^2 \times l$ . En este caso, como se verá en la tabla correspondiente al cálculo de la transición de entrada tiene un valor la pérdida de carga de  $H_1 = 0.033$ .

POR FRICCIÓN EN EL CONDUCTO.- Esta pérdida la calculamos por medio de la fórmula que sigue, dándole a  $f$  un valor de 0.00505. (King, pag. 175).

$$H_2 = f \frac{L}{r} \cdot \frac{V_s^2}{2g} = 0.00505 \times 44/0.65 \times 3.25^2 / 2 \times 9.81 = 0.184$$

Siendo  $L$ , la longitud desarrollada del sifón;  $r$  el radio hidráulico y  $V_s$  la velocidad en los conductos.

POR CURVATURA.- Esta pérdida de carga la calculamos determinando el valor que le corresponde a  $C\sqrt{\Delta/90^\circ}$  por medio del diagrama anexo (lámina 2) para cada ángulo de deflexión ( $\Delta$ ) determinada en el perfil del sifón y substituyendo dicho valor en la fórmula:

$$H = C \sqrt{\Delta/90^\circ} \cdot V_s^2/2g; \therefore H_3 = 0.354 \times 3.25^2/19.62 = 0.192$$

POR TRANSICION DE SALIDA.- Esta pérdida de carga la calculamos tomando 0.2 del incremento de carga de velocidad.

$$H_4 = 0.2 (3.25^2 - 0.664^2)/2 \times 9.81 = 0.103 \text{ mts.}$$

POR FRICCIÓN EN LA TRANSICION DE SALIDA.- Esta pérdida la calculamos de igual manera que en la transición de entrada.

El valor correspondiente según el cálculo de la transición de salida es de  $H_5 = 0.014$  mts.

Resumiendo la pérdida total de carga es de:

$$H = H_0 + H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 = .052 + .033 + .184 + .192 + .103 + .014 = 0.578 \text{ mts.}$$

#### CALCULO HIDRAULICO DE LAS POSICIONES DE ENTR. Y SALIDA.

Cuando el canal cambia de sección, este cambio debe hacerse cuando la obra es de poca importancia, por medio de un embudo recto cualquier otra superficie semejante a una transición; pero cuando la obra es de cierta importancia estas transiciones se calculan con el objeto de no tener pérdidas de carga exageradas y de producir un perfil de agua regular y sin puntos angulosos.

El Ingeniero Hinds en su procedimiento para proyectar

transiciones publicadas por el Ingeniero Carlos Ramírez Ulión (Rev. de Irrigación en México, año de 1933) propone las siguientes reglas para fijar las variantes que llenen el requisito arriba anotado.

(a).- Por facilidad de cálculo, se considera en los acueductos que el perfil del agua está formado por dos parábolas, tangentes entre sí y en sus extremos a la superficie del agua supuesta horizontal pues su pendiente no afecta el problema.

(b).- Por datos experimentales se ha encontrado que en una buena transición de entrada, una pérdida de 0.10 del cambio de carga de velocidad (no incluida fricción) está dentro de la seguridad. En una transición de salida la pérdida de carga es menor que 0.2 del cambio de carga de velocidad.

(c).- Se recomienda que la línea recta que una los extremos de las dos secciones de la estructura formen un ángulo con el eje menor de trece grados y que una tangente en cualquier punto de la curva de la superficie formen un ángulo menor de  $25^{\circ}$ .

Siguiendo estas reglas pasamos a nuestro cálculo de las transiciones de entrada y salida (láminas 3 y 4) en las cuales están especificadas toda la serie de operaciones.

---

### CALCULO DE ESTABILIDAD DE LOS CONDUCTOS.

Como los tres conductos son de iguales dimensiones, los cálculos que haremos a continuación para la determinación de las cargas, esfuerzos cortantes y momentos serán para uno de éstos.

En primer lugar nos fijamos un espesor para los conductos de cuarenta centímetros. Este espesor no lo fijamos de una manera arbitraria sino que nos basamos en que para tubos monolíticos y variaciones de carga de 12 a 24 m., se obtienen espesores de 32,5 cms., según la tabla No. II del diagrama No. 280.138 de la Comisión Nacional de Irrigación.

Conocido el espesor aproximado de las losas que forman los conductos, analizamos las cargas que actúan en una faja igual a un metro en las diferentes secciones y para las diferentes condiciones que a continuación se indican. Se calculan los esfuerzos cortantes y momentos de empotramiento, se hace la distribución de estos momentos de acuerdo con las reglas de los Señores Cross and Morgan, en seguida calculamos el espesor de las losas de acuerdo con los momentos obtenidos con la distribución. Si estos espesores resultan ser iguales o menores del que nos fijamos se dibujan los diagramas de momentos y esfuerzos cortantes y se procede al cálculo del refuerzo, pero si los espesores resultan mayores hacemos otra serie de cálculos semejantes a los descritos con el nuevo espesor obtenido.

Para el cálculo de estabilidad de los conductos consideramos los casos que siguen, para las secciones: O-O, 4-4 y K-K'.

1/o.- Barril lleno de agua y sin ningún recubrimiento ex-

terior de tierra.

2/o.- Barril vacío con todas las cargas exteriores. Y,

3/o.- Conducto central lleno, los laterales vacíos y con todas las cargas exteriores.

En casos semejantes al que nos ocupa, se deben considerar además los casos que siguen:

a).- Dos de los conductos llenos, uno vacío y con todas las cargas exteriores.

b).- Uno de los conductos laterales lleno, los otros dos vacíos y con todas las cargas exteriores.

Pero como en la práctica se ha visto que los tres primeros son los más desfavorables, el análisis de los segundos sería una repetición de cálculos y como mi idea es solamente fijar criterio respecto al cálculo de esta clase de estructuras, aceptamos los tres primeros casos, como los más desfavorables.

#### SECCION - 0-0.

##### Primer caso.

Barril lleno sin ningún recubrimiento.

Losa superior ó A - B.- En esta losa la carga que está actuando es una uniformemente repartida cuyo valor es igual a la presión hidrostática menos el peso propio de la losa. Para la determinación de la presión hidrostática consideramos la carga de agua de la parte inferior de la losa a la línea que nos marca la pendiente hidráulica.

Datos:  $h$  = Carga de agua = 13.42 m.

$d$  = Peralte aproximado de la losa = 0.40 m.

$w =$  Peso volumétrico del agua  $\approx 1\ 000\ \text{kg/m}^3$ .

$\Delta =$  Peso volumétrico del concreto  $\approx 2\ 400\ \text{kg/m}^3$ .

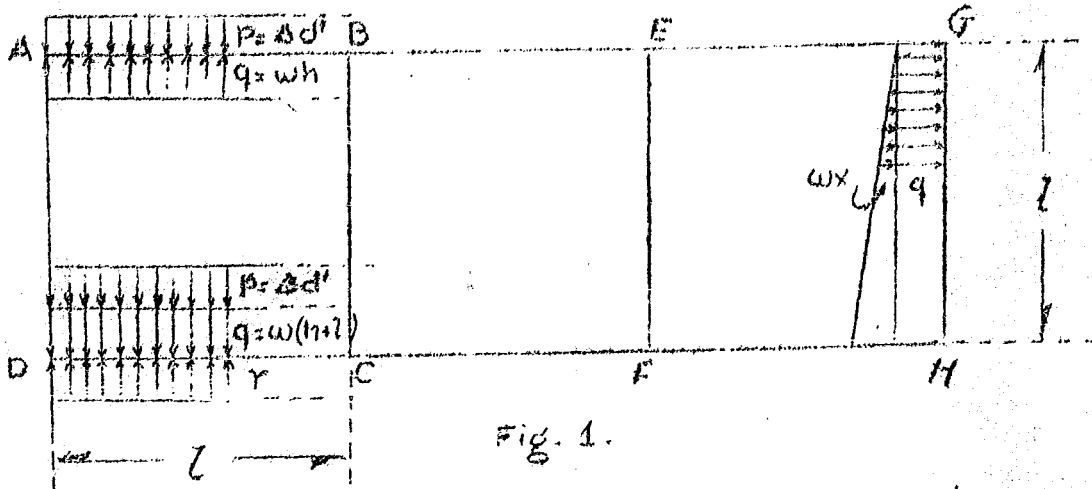


Fig. 1.

Presión hidrostática  $= q = wh = 1\ 000 \times 13.42 = 13\ 420\ \text{kg/m}^2$ .

Peso de la losa  $= p = \Delta d' = 0.40 \times 2\ 400 = 960\ \text{kg/m}^2$ .

Presión total en la losa superior  $= P = 13\ 420 + 960$ .

$$P = 12\ 460\ \text{kg/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes.

$$V_A = V_B = \frac{12\ 460 \times 2.60}{2} = 16\ 198\ \text{kg}.$$

Momentos de empotramiento.

$$M_A = M_B = \frac{1}{12} P l^2 = \frac{12\ 460 \times 2.60^2}{12} = 1\ 7\ 019\ \text{kg. m}.$$

Losas laterales exteriores. A - D, G - H.

La presión a que están sujetas estas losas es una uniformemente creciente de la parte superior a la inferior. Para mayor claridad descomponemos ésta, en una uniformemente repartida igual a la presión hidrostática en la losa superior y otra triangular cuyo valor inicial es cero y cuyo valor final tiene por valor  $w$  peso volumétrico del agua multiplicado por el claro  $l$  de la losa.



Carga uniformemente repartida o presión hidrostática en la losa superior.

$$q = wh = 1\ 000 \times 13.42 = 13\ 420 \text{ kg/m}^2.$$

Presión hidrostática en la parte inferior de la losa.

$$q + w_1 = 13\ 420 + 1\ 000 \times 2.6 = 13\ 420 + 2\ 600 = 16\ 020 \text{ kg/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes.

$$V_D = V_H = \frac{7}{20} w_1 \cdot l + \frac{ql}{2} = \frac{7}{20} 1\ 000 \times 2.6 \times 2.6 + \frac{13\ 420 \times 2.6}{2} = 2\ 366 + 17\ 446 = 19\ 812 \text{ kg.}$$

$$V_A = V_G = \frac{3}{20} w_1 \cdot l + \frac{ql}{2} = \frac{3}{20} 1\ 000 \times 2.6 \times 2.6 + \frac{13\ 420 \times 2.6}{2} = 1\ 014 + 17\ 446 = 18\ 460 \text{ kg.}$$

Momentos de empotramiento.

$$M_A = - M_G = \frac{w_1 \cdot l^2}{30} + \frac{ql^2}{12} = \frac{2\ 600 \times 2.6^2}{30} + \frac{13\ 420 \times 2.6^2}{12} = 585.85 + 7\ 559.93 = 8\ 145.78 \text{ kg. m.}$$

$$M_D = - M_H = \frac{w_1 \cdot l^2}{20} + \frac{ql^2}{12} = \frac{2\ 600 \times 2.6^2}{20} + \frac{13\ 420 \times 2.6^2}{12} = 878.80 + 7\ 559.93 = 8\ 438.73 \text{ kg. m.}$$

Losa inferior. D - C.

En esta losa la carga que está actuando es una uniformemente repartida que tiene por valor la reacción del terreno - menos el peso propio de la losa inferior que no produce momentos por estar su peso contrarrestado por la reacción del terreno y menos la presión hidrostática que está obrando en la parte inferior del conducto.

Peso propio del conducto.

$$P_C = (9.40 \times 3.40 - 3 \times 2.60^2) 2\ 400 = 28\ 032 \text{ kg.}$$

Peso del agua contenida en los conductos.

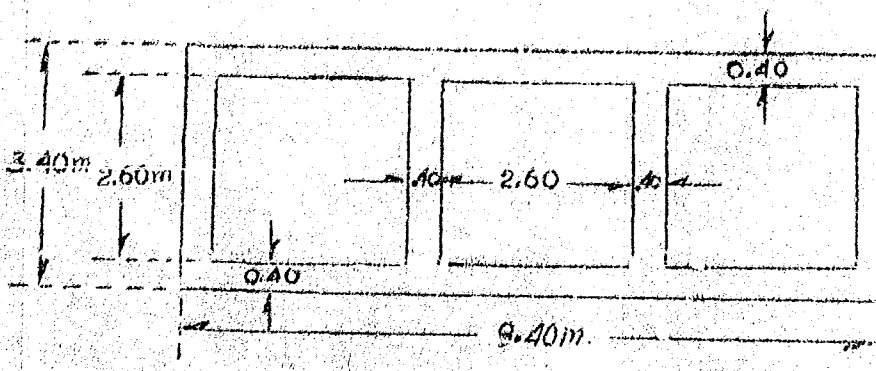
$$P_a = 1\ 000 \times 2,60^2 \times 3 = 20\ 280\ \text{kg.}$$

Reacción del terreno.

$$r = \frac{P_o + P_a}{B} = \frac{28\ 032 + 20\ 280}{9,40} = 5\ 139,57\ \text{kg/m}^2.$$

Carga sobre la losa inferior que produce momentos.

$$P = 5\ 139,57 \times 9,40 = 16\ 020 = 11\ 841,43\ \text{kg/m}^2.$$



Esfuerzos cortantes.

$$V_D = V_c = \frac{P \cdot l}{2} = \frac{11\ 841,43 \times 2,60}{2} = 15\ 393,86\ \text{kg.}$$

Momentos de empotramiento.

$$M_D = M_c = - \frac{P \cdot l^2}{12} = - \frac{11\ 841,43 \times 2,60^2}{12} = - 6\ 670,67\ \text{kg. m.}$$

Conocidos los momentos de empotramiento de las distintas losas que forman el conducto, pasamos a hacer la distribución de estos momentos. Para hacer la mencionada distribución de momentos seguimos las siguientes reglas, pero antes hay que definir y calcular los siguientes términos: "rigidez" y "factor trasladante".

Por "rigidez", entendemos el momento que obrando en una extremidad de un miembro, que esté sobre apoyos firmes en ambas extremidades, es capaz de producir una rotación unitaria en dicha extremidad, cuando la otra esté empotrada.



Por "factor trasladante", en un miembro que esté sobre apoyos firmes y en el cual se gire un extremo mientras el otro se mantiene empotrado, entendemos la razón del momento en la extremidad empotrada, al momento causante de la rotación en el extremo que se gira.

La rigidez de una viga recta de sección constante, es directamente proporcional al momento de inercia e inversamente proporcional al claro de la viga. En nuestro caso como todos los miembros que forman el marco tienen iguales claros e iguales peraltes, la rigidez tiene por valor 1, y el factor trasladante -  $1/2$ .

A continuación, haremos un resumen de los principios esenciales para el método de la distribución de momentos.

(1).- Calcular los momentos de empotramiento de los miembros que forman el conducto.

(2).- Hacer la distribución del momento de empotramiento sin compensar entre los miembros concurrentes, proporcionalmente a la constante de cada miembro definida como rigidez.

(3).- Multiplicar en cada miembro, el momento que se le ha distribuido en el nudo, por el factor trasladante de la extremidad concurrente al nudo y colocar este producto en la extremidad del miembro.

(4).- Distribuir estos momentos que se acaban de trasladar.

(5).- Repetir el procedimiento anterior hasta que los momentos que deban trasladarse, sean lo suficientemente pequeños para despreciarlos.

(6).- Sumar todos los momentos de empotramiento, momentos distribuidos y momentos trasladados en cada extremidad de cada miembro para obtener el momento verdadero en esa extremidad.

La distribución de momentos para este caso pueden verse en la lámina 5.

### Segundo caso.

Barril vacío con todas las cargas exteriores.

Losa superior ó A - B.- La carga que soportará esta losa es la debida al relleno, al peso del agua para un tirante máximo de 3,20 m., que es el registrado a la fecha y al peso propio de la losa.

Peso del recubrimiento  $P_r$ .

$$P_r = 1 \times 1\ 300 = 1\ 300 \text{ kg./m}^2.$$

Peso del agua  $P_a$ .

$$P_a = 3,20 \times 1\ 000 = 3\ 200 \text{ kg./m}^2.$$

Peso propio de la losa.

$$P_l = 0,40 \times 2\ 400 = 960 \text{ kg./m}^2$$

Carga total en kg./m<sup>2</sup>, que soportará la losa superior.

$$P = P_r + P_a + P_l = 1\ 300 + 3\ 200 + 960 = 5\ 460 \text{ kg./m}^2.$$

Esfuerzos cortantes.

$$V_A = V_B = \frac{P \cdot l}{2} = \frac{5\ 460 \times 2,60}{2} = 17\ 098 \text{ kg.}$$

Momentos de empotramiento.

$$M_A = M_B = - \frac{P \cdot l^2}{12} = - \frac{5\ 460 \times 2,60^2}{12} = - 3\ 075,80 \text{ kg. m.}$$

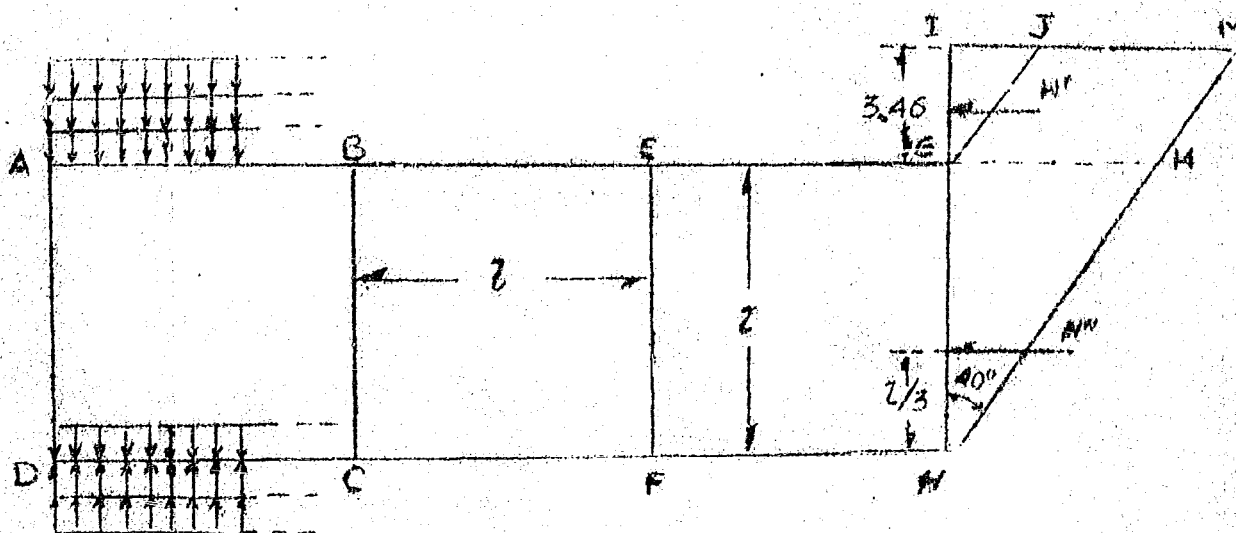
~~Losas laterales~~ exteriores ó A - D y G - H.

La determinación de las cargas que actúan en las paredes A-D y G-H, la haremos como si se tratara de un muro de sostenimiento de tierras de un terraplén que en su cara superior recie-

blora una sobrecarga. Esta sobrecarga estará formada por el re-  
cubrimiento y el tirante de agua del Gran Canal.

Como la sobrecarga está formada de dos elementos, tierra-  
y agua, para facilidad del cálculo la sustituimos por otra  
ideal que tenga igual peso volumétrico que la tierra o sea  
 $1\ 300\ \text{kg/m}^3$ .

$$h' = 1 + \frac{1\ 000 \times 3,20}{1\ 300} = 1 + 2,46 = 3,46\ \text{m.}$$



El empuje de tierras sobre esta losa, gráficamente es una  
uniformemente creciente de la parte superior a la inferior, --  
así que como en el caso anterior, dividimos ésta en una unifor-  
memente repartida, que será el empuje unitario en la parte su-  
perior y otra uniformemente creciente que tendrá por valor en-  
la parte superior cero y en la inferior la diferencia de empu-  
jes unitarios entre la parte inferior y superior.

El empuje unitario en el punto G es igual al duplo del em-  
puje del prisma G I J dividido entre la longitud I G.

Empuje del prisma I G I.

$$H' = \frac{IG^2}{2} \times \Delta \tan^2 \frac{2\alpha}{2} = \frac{3.46^2}{2} \times 1.300 \tan^2 40^\circ = 5.478,20$$

kg.

Empuje unitario en el punto G.

$$\omega_1 = \frac{H' \times 2}{IG} = \frac{5.478,20 \times 2}{3.46} = 3.166,58 \text{ kg/m}^2.$$

El empuje unitario en el punto H es igual al duplo del empuje del prisma I H M dividido entre la longitud IH.

Empuje del prisma IHM.

$$H'' = \frac{IH^2}{2} \times \Delta \tan^2 \frac{\alpha}{2} = \frac{6.06^2}{2} \times 1.300 \tan^2 40^\circ = 16.804,72 \text{ kg.}$$

Empuje unitario en el punto H.

$$\omega_2 + \omega_1 = \frac{H'' \times 2}{HI} = \frac{16.804,72 \times 2}{6.06} = 5.546,11 \text{ kg/m}^2.$$

$$\therefore \omega_2 = 5.546,11 - 3.166,58 = 2.379,53 \text{ kg/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes.

$$V_A = V_G = \frac{3}{20} \omega_2 l + \frac{\omega_1 l}{2} = \frac{3}{20} 2.379,53 \times 2,60 +$$

$$\frac{3.166,58 \times 2,60}{2} = 5.044,57 \text{ kg.}$$

$$V_D = V_H = \frac{7}{20} \omega_2 l + \frac{\omega_1 l}{2} = \frac{7}{20} 2.379,53 \times 2,60 +$$

$$\frac{3.166,58 \times 2,60}{2} = 6.281,93 \text{ kg.}$$

Momentos de empotramientos.

$$- M_A = + M_G = \frac{\omega_2 l^2}{30} + \frac{\omega_1 l^2}{12} = \frac{2.379,53 \times 2,60^2}{30} +$$

$$\frac{3.166,58 \times 2,60^2}{12} = 2.320 \text{ kg. m.}$$

$$- M_D = + M_H = \frac{\omega_2 l^2}{20} + \frac{\omega_1 l^2}{12} = \frac{2.379,53 \times 2,60^2}{20} +$$

$$\frac{3.166,58 \times 2,60^2}{12} = 2.588,09 \text{ kg. m.}$$

Losa inferior ó D-H.

La carga que soporta la losa inferior es igual a la reacción del terreno, la cual tiene por valor la carga que soporta la losa superior, más el peso el peso propio de los conductos, menos el peso propio de la losa que tratamos, la cual no tiene ninguna influencia en el momento en que se produce debido a que su peso queda contrarrestado por la reacción del terreno.

La carga que soportará la losa superior, y que en este caso designaremos por  $P_s$ , tiene por valor:

$$P_s = 1\ 300 + 3\ 200 = 4\ 500\ \text{kg/m}^2.$$

El peso propio del conducto  $P_c$ , tiene por valor:

$$P_c = (9.40 \times 3.40 - 3 \times 2.60^2) \times 2\ 400 = 28\ 032\ \text{kg}.$$

El peso propio de la losa inferior  $P_i$ , es:

$$P_i = 0.40 \times 2.400 = 960\ \text{kg/m}^2.$$

Carga sobre la losa inferior que produce momentos:

$$P = 4\ 500 + \frac{28\ 032}{9.40} - 960 = 6\ 522.13\ \text{kg/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes:

$$V_D = V_C = \frac{P_l}{2} = \frac{6\ 522.13 \times 2.60}{2} = 8\ 478.77\ \text{kg}.$$

Momentos de empotramiento:

$$M_D = M_C = + \frac{P_l^2}{12} = + \frac{6\ 522.13 \times 2.60^2}{12} = + 3\ 674.13\ \text{kg. m}.$$

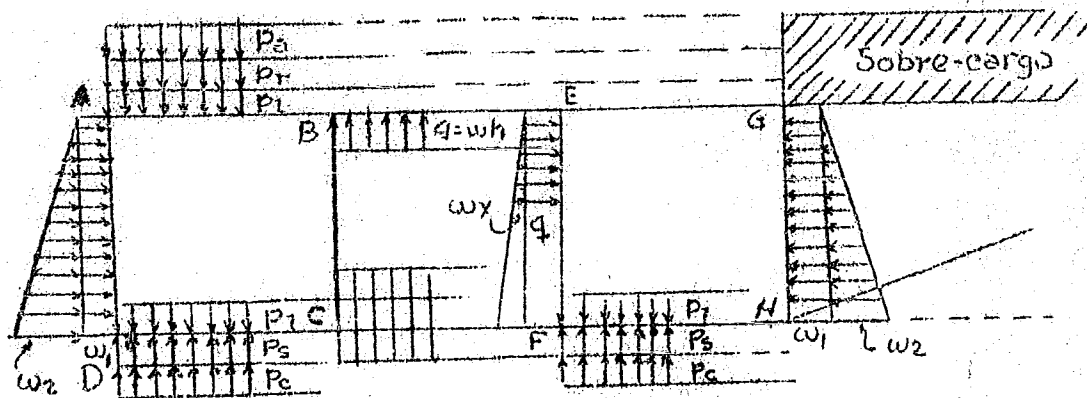
Los cálculos relativos a la distribución de momentos pueden verse en la lámina 6.

#### Tercer caso.

Conducto central lleno, los laterales vacíos y con todas las cargas exteriores.

En los conductos laterales, las cargas, esfuerzos cortan

tes y momentos de empotramiento, en las losas superiores, inferiores y laterales exteriores, serán iguales en magnitud y signo a los valores considerados para el segundo caso. Por lo anterior únicamente analizaremos las cargas y calcularemos esfuerzos cortantes y momentos de empotramiento por lo que se refiere al conducto central.



### CONDUCTO CENTRAL.

Losa superior ó B-E.- En este caso la carga que estará actuando, tendrá por valor la diferencia entre las cargas exteriores y la presión hidrostática.

Cargas exteriores:

$$\text{Peso del agua} = P_a = 3.20 \times 1\ 000 = 3\ 200 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Peso de recubrimiento} = P_r = 1 \times 1\ 300 = 1\ 300 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Peso de la losa} = P_1 = 0.40 \times 2\ 400 = 940 \text{ kg/m}^2.$$

Presión interior.

$$q = wh = 1\ 000 \times 13.42 = 13\ 420 \text{ kg/m}^2.$$

Presión que está actuando sobre la losa superior.

$$P = q - (P_a + P_r + P_1) = 13\ 420 - 3\ 200 - 1\ 300 - 940 = 7\ 980 \text{ kg/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes:

$$V_B = V_E = \frac{Pl}{2} = \frac{7\,920 \times 2.60}{2} = 10\,296 \text{ kg.}$$

Momentos de empotramiento:

$$M_B = M_E = + \frac{Pl^2}{12} = + \frac{7\,920 \times 2.60^2}{12} = + 4\,461.60 \text{ kg. m.}$$

Losas laterales interiores ó B-C y C-F.- La presión a que trabajarán estas losas, es igual a la presión hidrostática, -- que es uniformemente creciente de la parte superior a la inferior. Para comodidad, como en el primer caso que tratamos, esta presión la dividimos en dos: una uniformemente repartida -- (q), igual a la presión hidrostática en la losa superior y -- otra triangular cuyo valor inicial es cero y cuyo valor final -- es igual al peso volumétrico del agua por el claro de la losa.

Presión hidrostática en la parte superior de la losa.

$$q = wh = 1\,000 \times 13.42 = 13\,420 \text{ kg.}$$

Presión hidrostática en la parte inferior de la losa.

$$q + wl = 13\,420 + 1\,000 \times 2.60 = 13\,420 + 2\,600 = 16\,020 \text{ kg.}$$

Esfuerzos cortantes.

$$V_B = V_E = \frac{3}{20} wl \cdot l + \frac{ql}{2} = \frac{3}{20} 1\,000 \times 2.60^2 + \frac{13\,420 \times 2.60}{2} = 18\,460 \text{ kg.}$$

$$V_C = V_F = \frac{7}{20} wl \cdot l + \frac{ql}{2} = \frac{7}{20} 1\,000 \times 2.60^2 + \frac{13\,420 \times 2.60}{2} = 20\,112 \text{ kg.}$$

Momentos de empotramiento:

$$M_B = - M_E = + \frac{wl \cdot l^2}{30} + \frac{ql^2}{12} = + \frac{1\,000 \times 2.60 \times 2.60^2}{30} + \frac{13\,420 \times 2.60^2}{12} = + 585.85 + 7\,559.93 = + 8\,145.78 \text{ kg. m.}$$



$$\begin{aligned} M_0 = M_D &= + \frac{w l^2}{20} + \frac{q l^2}{12} = 1.000 \times \frac{2,6 \times 2,6^2}{20} + \\ &+ \frac{13.420 \times 2,6^2}{12} = + 878,80 + 7.559,93 = \\ &= 8.438,73 \text{ kg. m.} \end{aligned}$$

Losa inferior ó C-F.- La carga en esta losa es igual a la reacción del terreno menos la presión hidrostática y menos el peso propio de la losa inferior que no produce momentos.

La reacción del terreno es igual al peso propio del conducto, más las cargas que están actuando en la losa superior, y más el peso del agua contenida en el conducto, dividido todo entre el claro de la losa.

Peso propio del conducto.

$$P_0 = 4 \times 2,60 \times 0,40 \times 2.400 = 9.984 \text{ kg.}$$

Cargas de la losa superior.

$$P_a = 3.200; P_r = 1.300; P_a + P_r = 3.200 + 1.300 = 4.500 \text{ kg./m}^2.$$

Peso del agua contenida en el conducto.

$$p = 2,60^2 \times 1.000 = 6.760 \text{ kg.}$$

Reacción del terreno.

$$\begin{aligned} r &= 4.500 + \frac{9.984 + 6.760}{2,60} - 960 = 4.500 + 6.440 - 960 = \\ &= 9.980 \text{ k/m}^2. \end{aligned}$$

Presión hidrostática en la losa inferior.

$$q + w l = 16.020 \text{ kg./m}^2.$$

Presión sobre la losa inferior.

$$P = 16.020 - 9.980 = 6.040 \text{ kg./m}^2.$$

Esfuerzos cortantes.

$$V_0 = V_D = \frac{P l}{2} = \frac{6.040 \times 2,60}{2} = 7.852 \text{ kg.}$$



Momentos de empotramiento.

$$M_y = M_x = - \frac{P l^2}{12} = - \frac{6\,040 \times 2,60^2}{12} = - 3\,402,53 \text{ kg. m.}$$

Conocidos los momentos de empotramiento en todos los nudos pasamos al cálculo de la distribución de estos momentos, pudiendo verse todas las operaciones en la lámina 7.

#### SECCION 4 - 4.

En esta sección, al considerarse el barril lleno y sin ningún recubrimiento, encontramos que se encuentra prácticamente en iguales condiciones de la sección 0-0, por lo que los esfuerzos y los momentos de empotramiento serán los mismos.

Por lo anterior únicamente haremos la determinación de las cargas y cálculo de esfuerzos y momentos de empotramiento por lo que se refiere a las condiciones segunda y tercera.

SEGUNDO CASO.- Barril vacío con todas las cargas exteriores.

Losa superior o A' - B'. La carga que soportará esta losa es la debida al recubrimiento que en este caso es de 2,90 mts., al peso del agua para un tirante de 1,30 mts. y al peso propio de la losa.

Peso del recubrimiento  $P_r$ .

$$P_r = 1\,300 \times 2,90 = 3\,770 \text{ kg/m}^2.$$

Peso del agua  $P_a$ .

$$P_a = 1,30 \times 1\,000 = 1\,300 \text{ kg/m}^2.$$

Peso propio de la losa.

$$P_l = 0,40 \times 2\,400 = 960 \text{ kg/m}^2$$

Carga total en  $\text{kg/m}^2$  que soportará la losa superior.

$$P = P_r + P_u + P_s = 3\,770 + 1\,300 + 960 = 6\,030 \text{ kg/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes.

$$V_A' = B_B' = \frac{P \cdot l}{2} = \frac{6\,030 \times 2.60^2}{2} = 7\,938 \text{ kg.}$$

Momentos de empotramiento.

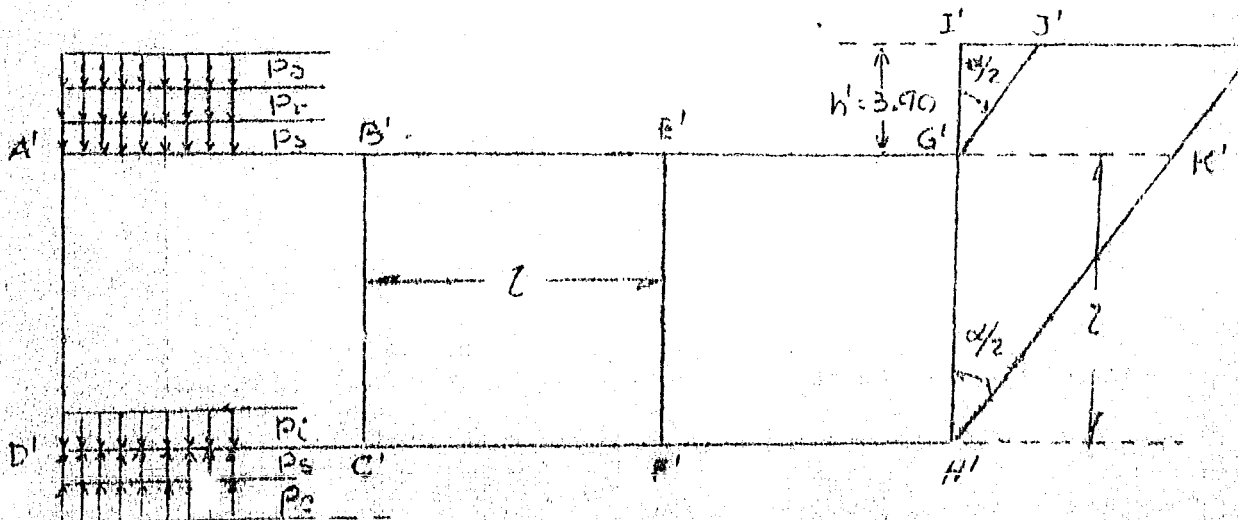
$$M_A' = M_B' = \frac{P \cdot l^2}{12} = \frac{6\,030 \times 2.60^2}{12} = 3\,396.90.$$

Losas laterales exteriores ó A'-D' y G'-H'.

La determinación de las cargas que actúan en estas paredes, lo hacemos como si se tratara de muros de sostenimiento de tierras de un terraplén sobre-cargado, esta sobre-carga es la debida al recubrimiento y al aguas del Gran Canal del Desagüe.

Como la sobre-carga en este caso, también está formada por agua y tierra, hacemos la reducción del tirante del agua a su equivalente en tierras que tiene un peso volumétrico de  $1.300 \text{ kg/m}^3$ .

$$h' = 2.90 + \frac{1\,000 \times 1.30}{1\,300} = 2.90 + 1 = 3.90 \text{ mts.}$$



El empuje unitario en el punto  $Q'$  es igual al duplo del empuje del prisma  $G' I' J'$  dividido entre la longitud  $I' G'$ .

Empuje del prisma  $I' G' J'$ .

$$T = \frac{I'G'^2 \times \Delta}{2} \tan^2 \alpha = \frac{3,90^2 \times 1.300}{2} \tan^2 40^\circ = 6.960,10 \text{ kg.}$$

Empuje unitario en el punto  $G'$ .

$$\omega_1 = \frac{T \times 2}{I'G'} = \frac{6.960,10 \times 2}{3,90} = 3.569,28 \text{ kg/m}^2.$$

El empuje unitario en el punto  $H'$  es igual al duplo del empuje del prisma  $I' H' M'$  dividido entre la longitud  $I' H'$ .

Empuje del prisma  $I' H' M'$ .

$$T' = \frac{I'H'^2 \times \Delta}{2} \tan^2 \alpha = \frac{6,50^2 \times 1.300}{2} \tan^2 40^\circ = 19.333,6 \text{ kg.}$$

Empuje unitario en el punto  $H'$ .

$$\omega_2 + \omega_1 = \frac{T' \times 2}{H'I'} = \frac{19.333,6 \times 2}{6,50} = 5.948,80 \text{ kg/m}^2.$$

$$\therefore \omega_2 = 5.948,80 - \omega_1 = 5.948,80 - 3.569,28 = 2.379,52 \text{ kg/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes.

$$V_A = V_{G'} = \frac{3}{20} \omega_2 l + \frac{\omega_1 l}{2} = \frac{3}{20} 2.379,52 \times 2,60 + 3.569,28 \times \frac{2,60}{2} = 5.568,07 \text{ kg.}$$

$$V_D = V_{H'} = \frac{7}{20} \omega_2 l + \frac{\omega_1 l}{2} = \frac{7}{20} 2.379,52 \times 2,60 + 3.569,28 \times \frac{2,60}{2} = 6.805,42 \text{ kgs.}$$

Momentos de empotramiento.

$$M_A = M_{G'} = \frac{\omega_2 l^2}{30} + \frac{\omega_1 l^2}{12} = \frac{2.379,52 \times 2,60^2}{30} + \frac{3.569,28 \times 2,60^2}{12} = 2.546,88 \text{ kg. m.}$$

$$- M_{D'} = + M_{G'} = \frac{\omega_2 l^2}{20} + \frac{\omega_1 l^2}{12} = \frac{2.379.52 \times 2.60^2}{20} + \frac{3.569.28 \times 2.60^2}{12} = 2.814.97 \text{ kg. m.}$$

Losa inferior ó D'-H'.

La carga de la losa inferior es igual a la reacción del terreno, ésta tiene por valor la carga que soporta la losa superior, más el peso propio de la losa inferior que no produce momentos.

La carga que soporta la losa superior, la designamos por  $P_s'$  correspondiéndole el siguiente valor:

$$P_s = 3.770 + 1.300 = 5.070 \text{ kg/m}^2.$$

El peso propio del conducto  $P_c$  tiene por valor:

$$P_c = (9.40 \times 3.40 - 3 \times 2.60^2) 2.400 = 28.032 \text{ kgs.}$$

El peso propio de la losa inferior  $P_i$  es

$$P_i = 0.40 \times 2.400 = 960 \text{ kg/m}^2.$$

Carga sobre la losa inferior que produce momentos:

$$P = 5.070 + \frac{28.032}{9.40} - 960 = 7.092.13 \text{ kgs/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes.

$$V_{D'} = V_{C'} = \frac{PL}{2} = \frac{7.092.13 \times 2.60}{2} = 9.219.77 \text{ kgs.}$$

Momentos de empotramiento.

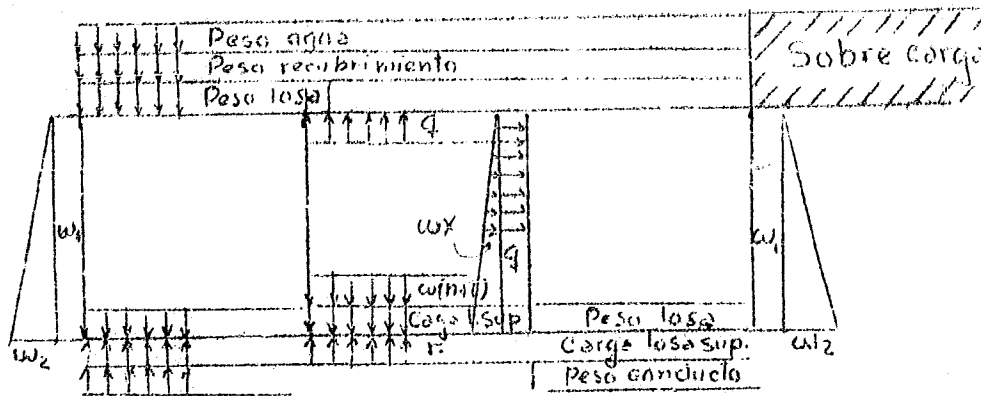
$$M_{D'} = M_{C'} = + \frac{PL^2}{12} = + \frac{7.092.13 \times 2.60^2}{12} = + 3.995.23 \text{ kg.m.}$$

Con esto datos pasamos al cálculo de la distribución de momentos, pudiendo verse los momentos definitivos y la serie de operaciones para llegar a éstos en la lámina 8.

**TERCER CASO.** - Conducto Central lleno, los laterales vacíos y con todas las cargas exteriores.

Estando los conductos laterales en iguales condiciones es-

táticas que en el caso anterior, tomaremos de éste todos los datos y analizaremos únicamente el conducto central.



### CONDUCTO CENTRAL.

Losa superior ó B'-E'. - En este caso la carga será una -- uniformemente repartida, que tendrá por valor la diferencia entre las cargas exteriores y la presión interior.

Cargas exteriores:

$$\text{Peso del agua} = P_a = 1\,300 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Peso del recubrimiento} = P_r = 3\,770 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Peso de la losa} = P_l = 960 \text{ kg/m}^2.$$

Presión interior.

$$q = wh = 1\,000 \times 13.42 = 13.420 \text{ kg/m}^2.$$

Presión que está soportando la losa superior.

$$P = q - (P_a + P_r + P_l) = 13.420 - 1\,300 - 3\,770 - 960 \\ = 7\,390 \text{ kg/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes:

$$V_{B'} = V_{E'} = \frac{PL}{2} = \frac{7\,390 \times 2.60}{2} = 9\,607 \text{ kgs.}$$

Momentos de empotramiento

$$M_{B'} = M_{E'} = + \frac{Pl^2}{12} = + \frac{7\,390 \times 2.60^2}{12} = + 4\,163.03 \text{ kg. m.}$$

Losas laterales interiores ó B'-C' y C'-F'. - La presión sobre estas losas es una uniformemente creciente de la parte superior a la inferior.

Presión hidrostática en la parte superior de la losa.

$$q = wh = 1\ 000 \times 13.42 = 13\ 420 \text{ kg/m}^2.$$

Presión hidrostática en la parte inferior de la losa.

$$q + wl = 13\ 420 + 1\ 000 \times 2.60 = 16\ 020 \text{ kgs.}$$

Esfuerzos cortantes:

$$V_{B'} = V_{E'} = \frac{3}{20} wl \cdot l + \frac{ql}{2} = \frac{3}{20} 1\ 000 \times 2.60^2 + \frac{13\ 420 \times 2.60}{2} = 18\ 460 \text{ kgs.}$$

$$V_{C'} = V_{F'} = \frac{7}{20} wl \cdot l + \frac{ql}{2} = \frac{7}{20} 1\ 000 \times 2.60^2 + \frac{13\ 420 \times 2.60}{2} = 19\ 812 \text{ kgs.}$$

Momentos de empotramiento.

$$+ M_{B'} = -M_{E'} = + \frac{wl \cdot l^2}{30} + \frac{ql^2}{12} = \frac{1\ 000 \times 2.60^3}{30} + \frac{13420 \times 2.60^2}{12} = + 58\ 585 + 7\ 559.93 = + 8\ 145.78 \text{ kgs. m.}$$

$$+ M_{C'} = -M_{F'} = + \frac{wl \cdot l^2}{20} + \frac{ql^2}{12} = \frac{1\ 000 \times 2.60^3}{20} + \frac{13420 \times 2.60^2}{12} = 873.80 + 7\ 559.93 = 8\ 438.73 \text{ kgs. m.}$$

Losa inferior ó C'-F'. - La carga en esta losa es igual a la reacción del terreno, menos la presión hidrostática y menos el peso propio de la losa inferior que no produce momentos.

La reacción del terreno tiene por valor : el peso propio del conducto, más las cargas que están actuando en la losa superior, y más el peso del agua contenida en el conducto, dividido todo entre el claro de la losa.

Peso propio del conducto,

$$p_c = 4 \times 2.60 \times 0.40 \times 2.400 = 9\ 984 \text{ kgs.}$$

Carga en la losa superior,

$$p_a + p_r = 1\ 300 + 3\ 770 = 5\ 070 \text{ kg/m}^2.$$

Peso del agua contenida en el conducto:

$$p = 2.60^2 \times 1\ 000 = 6\ 760 \text{ kgs.}$$

Reacción del terreno:

$$r = 5\ 070 + \frac{9\ 984 + 6\ 760}{2.60} - 960 = 10\ 550 \text{ kg/m}^2.$$

Presión hidrostática en la losa inferior:

$$q + w_l = 16\ 020 \text{ kg/m}^2.$$

Presión sobre la losa inferior:

$$P = 16\ 020 - 10\ 550 = 5\ 470 \text{ kg/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes:

$$V_C = V_D = \frac{P_l}{2} = \frac{5\ 470 \times 2.60}{2} = 7\ 111 \text{ kgs.}$$

Momentos de empotramiento:

$$M_C = M_D = -\frac{P_l^2}{12} = -\frac{5\ 470 \times 2.60^2}{12} = -3\ 081.42 \text{ kgs. m.}$$

Los momentos definitivos de empotramiento y las operaciones correspondientes pueden verse en la lámina 9.

#### SECCION. K - K'

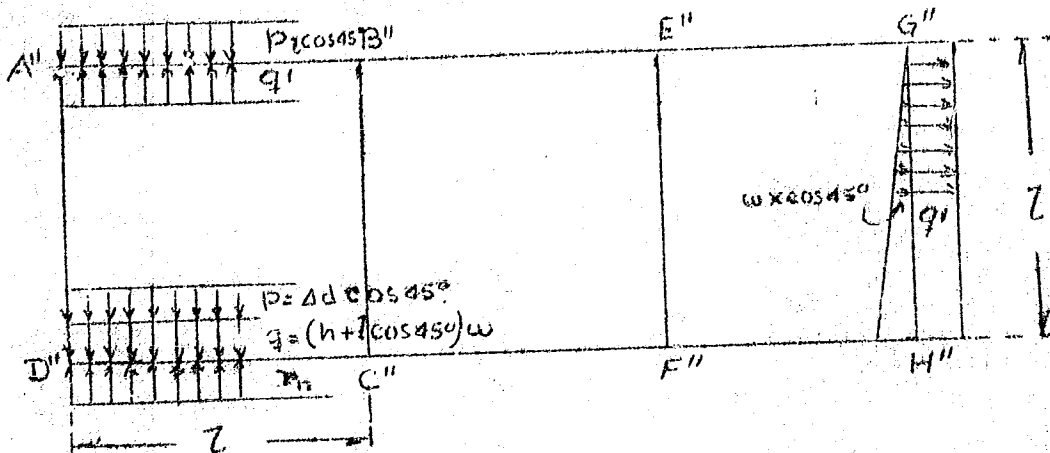
El objeto de analizar esta sección, es poder determinar el refuerzo para estos esfuerzos que podemos considerar como mínimos, y obtener de esta manera una economía, ya que no sería práctico modificar el peralte de las losas.

PRIMER CASO. - Barril lleno sin ningún recubrimiento,

Losa superior ó A"-B". - La presión a la que está traba--



jando esta losa, es igual a la presión hidrostática menos el peso de la losa,



Presión hidrostática  $q'$ .

$$q' = wh' = 1\ 000 \times 7.90 = 7\ 900 \text{ kg/m}^2.$$

Peso de la losa superior  $P_1$ :

$$P_1 = 0.40 \times 2\ 400 = 960 \text{ kg/m}^2.$$

Presión sobre la losa superior.

$$P = wh' - P_1 = 7\ 900 - 960 = 6\ 940 \text{ kg/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes.

$$V_{A''} = V_{B''} = \frac{P_1}{2} = \frac{6\ 940 \times 2.60}{2} = 9\ 022 \text{ kgs.}$$

Momentos de empotramiento

$$M_{A''} = M_{B''} = \frac{P_1 l^2}{12} = \pm 3\ 909.53 \text{ kgs. mts.}$$

LOSAS LATERALES EXTERIORES ó A''-D'', G''-H''.

La presión a que están sujetas estas losas es una uniformemente creciente de la parte superior a la inferior. Para facilidad de los cálculos que siguen, dividimos esta carga en una uniformemente repartida igual a la presión hidrostática en la parte superior y la otra triangular, cuyo valor inicial es

cero y cuyo valor final tiene por valor  $w$ , peso volumétrico del agua multiplicado por  $l \cos 45^\circ$ .

Carga uniformemente repartida

$$q' = wh' = 1\,000 \times 7,90 = 7\,900 \text{ kg/m}^2.$$

Presión hidrostática en la parte inferior de la losa.

$$\begin{aligned} q' + w \cdot l \cos 45^\circ &= 7\,900 + 1\,000 \times 2,60 \times 0,7011 \\ &= 7\,900 + 1\,840 = 9\,740, \text{ kg/m}^2. \end{aligned}$$

Esfuerzos cortantes.

$$\begin{aligned} V_D'' = V_H'' &= \frac{7}{20} w l \cos 45^\circ \cdot l + \frac{q'l}{2} = \frac{7}{20} 1\,840 \times 2,60 + \\ &+ \frac{7\,900 \times 2,60}{2} = 1\,674,4 + 10\,270 = 11\,944,4 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_A'' = V_G'' &= \frac{3}{20} w l \cos 45^\circ \cdot l + \frac{q'l}{2} = \frac{3}{20} 1\,840 \times 2,60 + \\ &+ \frac{7\,900 \times 2,60}{2} = 717,6 + 10\,987,6 \text{ kgs.} = 11\,705,2 \\ &\text{kgs.} \end{aligned}$$

Momentos de empotramiento:

$$\begin{aligned} M_A'' = M_G'' &= + \frac{wl \cos 45^\circ \times l^2}{30} + \frac{q'l^2}{12} = + \frac{1\,840 \times 2,60^2}{30} + \\ &+ \frac{7\,900 \times 2,60^2}{12} = + 414,61 + 4\,450,33 = + \\ &+ 4\,864,94 \text{ kgs. mts.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_D'' = M_H'' &= + \frac{wl \cos 45^\circ \cdot l^2}{20} + \frac{q'l^2}{12} = \frac{1\,840 \times 2,60^2}{20} + \\ &+ \frac{7\,900 \times 2,60^2}{12} = 621,92 + 4\,450,33 = + 5\,072,25 \\ &\text{kg. mts.} \end{aligned}$$

Losa inferior. - En esta losa la carga que está actuando es una uniformemente repartida, que tiene por valor, la componente normal a la losa de la reacción del terreno, menos la componente normal a la losa del peso propio de ésta y menos la pre-

sión hidrostática, que será la que está actuando, en la parte media de la faja considerada.

Peso propio del conducto.

$$P_c = \left( 9.40 \times \frac{3.40}{\cos 45^\circ} - 3 \times \frac{2.60}{\cos 45^\circ} \times 2.60 \right) 2.400 \dots$$
$$= 40\,036.8 \text{ kgs.}$$

Peso del agua contenida en los conductos:

$$P_a = 1\,000 \times \frac{2.60}{\cos 45^\circ} \times 2.60 \times 3 = 28\,626 \text{ kgs.}$$

Componente unitaria de la reacción del terreno, normal a la losa inferior.

$$r_n = \frac{(P_c + P_a) \cos 45^\circ}{9.40} = \frac{(40\,036.8 + 28\,626) 0.70711}{9.40}$$
$$= 5\,164.32 \text{ kg/m}^2$$

Componente normal del peso de la losa inferior normal a ésta.

$$P = 0.40 \times 2\,400 \cos 45^\circ = 960 \times 0.707 = 678.72 \text{ kg/m}^2.$$

Carga sobre la losa inferior que produce momentos:

$$P = 5\,164.32 + 678.72 = 5\,843.04 \text{ kg/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes.

$$V_D = V_C = \frac{PL}{2} = \frac{5\,843.04 \times 2.60}{2} = 7\,595.97 \text{ kg.}$$

Momentos de empotramiento.

$$M_D = M_C = - \frac{PL^2}{12} = - \frac{5\,843.04 \times 2.60^2}{12} = - 305.97 \text{ kg. m.}$$

La distribución de estos momentos puede verse en la lámina No. 10.

SEGUNDO CASO.- Barril vacío con cargas exteriores.

Losa superior ó A"-B". - La carga que soportará esta losa, es igual a la suma de las componentes normales a ésta, del pe-

so del recubrimiento y del peso propio de la dicha losa

Componente del peso del recubrimiento normal a la losa:

$$P_r = 1.00 \times 1.300 \times \cos 45^\circ = 1.300 \times 0.70711 = 919.24 \text{ kg/m}^2.$$

Componente del peso propio de la losa normal a ésta.

$$P_c = 0.40 \times 2.400 \times \cos 45^\circ = 960 \times 0.707 = 678.72 \text{ kg/m}^2.$$

Carga total en  $\text{kg/m}^2$ , que soportará la losa superior:

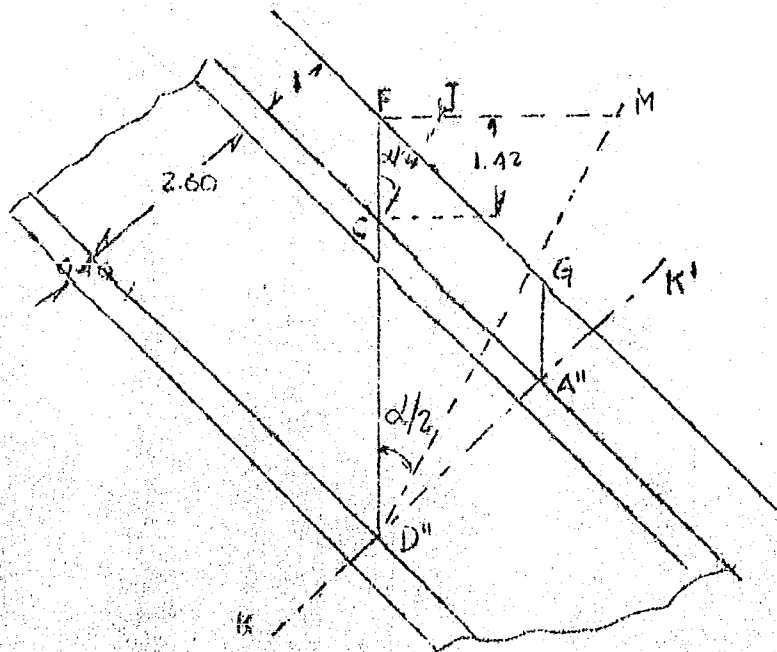
$$P = P_r + P_c = 919.24 + 678.72 = 1.597.96 \text{ kg/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes.

$$V_{A''} = V_{B''} = \frac{1.597.96 \times 2.60}{2} = 2.077.35 \text{ kgs.}$$

Momentos de empotramiento

$$M_{A''} = M_{B''} = - \frac{P l^2}{12} = - \frac{1.597.96 \times 2.60^2}{12} = - 900.18 \text{ kg. m.}$$



Losas laterales exteriores ó A''-D'' y G''-H''.

La carga que actúa en estas paredes es una uniformemente creciente de la parte superior a la inferior. Para la determi

nación de estas cargas tomamos la sección D" F, pues la presión en A" es exactamente igual a la presión en C, por consiguiente tenemos:

El empuje unitario en el punto C = A" es igual al duplo del empuje del prisma  $\widehat{FCJ}$  dividido entre la longitud  $\overline{FC}$ .

Empuje del prisma  $\widehat{FCJ}$ .

$$I = \frac{\overline{FC}^2}{2} \times \Delta \tan^2 \frac{\alpha}{2} = \frac{1.42^2}{2} \times 1300 \tan^2 40^\circ = 948.92$$

Empuje unitario en el punto C = A".

$$\omega_1 = \frac{I \times 2}{\overline{FC}} = \frac{948.92 \times 2}{1.42} = 1335.61 \text{ kg/m}^2$$

El empuje unitario en el punto D" es igual al duplo del empuje del prisma  $\widehat{F'D''M}$  dividido entre la longitud  $\overline{D''F'}$ .

Empuje del prisma  $\widehat{F'D''M}$ .

$$I' = \frac{\overline{D''F'}^2}{2} \times \Delta \tan^2 \frac{\alpha}{2} = \frac{5.09^2}{2} \times 1300 \tan^2 40^\circ =$$

$$= 12194.35 \text{ kgs.}$$

Empuje unitario en el punto D".

$$\omega_1 + \omega_2 = \frac{I' \times 2}{\overline{D''F'}} = \frac{12194.35 \times 2}{5.09} = 5184.52 \text{ kg/m}^2$$

$$\omega_2 = 5184.52 - \omega_1 = 5184.52 - 1335.61 = 3848.91 \text{ kg/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes:

$$\begin{aligned} V_{A''} = V_{G''} &= \frac{3}{20} \omega_2 l + \frac{\omega_1 l}{2} = \frac{3}{20} 3848.91 \times 2.60 + \\ &+ \frac{1335.61 \times 2.60}{2} = 1501.07 + 1736.29 = \\ &= 3237.80 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{D''} = V_{H''} &= \frac{7}{20} \omega_2 l + \frac{\omega_1 l}{2} = \frac{7}{20} 3848.91 \times 2.60 + \\ &+ \frac{1335.61 \times 2.60}{2} = 3502.51 + 1736.29 = \\ &= 5238.80 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

Momentos de empotramiento.

$$\begin{aligned}
 - M_A'' = + M_G'' &= \frac{\omega_2 l^2}{30} + \frac{\omega_1 l^2}{12} = \frac{3\,848.91 \times 2.60^2}{30} + \\
 &+ \frac{1\,335.61 \times 2.60^2}{12} = 867.29 + 752.39 = \\
 &= 1\,619.68 \text{ kg. m.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - M_D'' = + M_H'' &= \frac{\omega_2 l^2}{20} + \frac{\omega_1 l^2}{12} = \frac{3\,848.91 \times 2.60^2}{20} + \\
 &+ \frac{1\,335.61 \times 2.60^2}{12} = 1\,300.93 + 752.39 = \\
 &= 2\,052.79 \text{ kg. m.}
 \end{aligned}$$

Losa inferior o D''-H''.

La carga que soporta la losa inferior es igual a la componente de la reacción del terreno normal a la losa, la cual tiene por valor, considerando una sección vertical unitaria, -- el peso del recubrimiento más el peso de esta sección unitaria menos el peso propio de la losa inferior, multiplicado por  $\cos$  de  $45^\circ$ .

Peso del recubrimiento Pr.

$$Pr = 1\,300 \text{ kg/m}^2.$$

Peso propio del conducto Pc.

$$\begin{aligned}
 Pc &= \left( 9.40 \times \frac{3.40}{\cos 45^\circ} - 3 \times \frac{2.60}{\cos 45^\circ} \times 2.60 \right) 2\,400 = \\
 &= 40\,036.8 \text{ kgs.}
 \end{aligned}$$

Peso de la losa inferior Pi.

$$Pi = 0.40 \times 2\,600 = 960 \text{ kg/m}^2.$$

Carga que produce momentos en la losa inferior.

$$P = \left( 1\,300 + \frac{40\,036.8}{9.40} - 960 \right) \cos 45^\circ = 2\,544.66 \text{ kgs.}$$

Esfuerzos cortantes.

$$V_D'' = V_G'' = \frac{P l}{2} = 3\,308.06 \text{ kgs.}$$

Momentos de empotramiento:

$$M_D = M_C = \pm \frac{Pl^2}{12} = \pm 1\,433.42 \text{ kg. m.}$$

La distribución de momentos se encuentra en la Lámina 11.  
TERCER CASO.- Conducto central lleno, los laterales vacíos y con todas las cargas exteriores.

Aceptando el camino seguido en los casos anteriores, solamente determinaremos, las cargas, esfuerzos cortantes y momentos de empotramiento por lo que se refiere al conducto central, aceptando para los laterales los valores obtenidos en el caso anterior.

#### CONDUCTO CENTRAL.

Losa superior ó B"-E".- En este caso las cargas que están actuando, tendrán por valor la diferencia entre las cargas exteriores y la presión hidrostática.

Cargas exteriores:

Componente del peso del recubrimiento,  $P_r$  normal a la losa.

$$P_r \cos 45^\circ = 1\,300 \times 0.70711 = 919.24 \text{ kg/m}^2$$

Componente del peso de la losa,  $P_1$ , normal a ésta:

$$P_1 \cos 45^\circ = 960 \times 0.70711 = 678.83 \text{ kg/m}^2.$$

Presiones interiores:

$$q' = wh' = 1\,000 \times 7.90 = 7\,900 \text{ kg/m}^2.$$

Carga por unidad de superficie que soporta la losa superior:

$$P = q' - P_r \cos 45^\circ - P_1 \cos 45^\circ = 7\,900 - 919.24 - 678.83 \\ = 6\,301.95 \text{ kg/m}^2$$



Esfuerzos cortantes:

$$V_{B''} = V_{E''} = \frac{P_1}{2} = \frac{6\,301,95 \times 2,60}{2} = 8\,192,51 \text{ kgs.}$$

Momentos de empotramiento:

$$M_{B''} = M_{E''} = \pm \frac{P_1 l^2}{12} = \pm \frac{6\,301,95 \times 2,60^2}{12} = \pm 3\,550,09 \text{ kg.m.}$$

Losas laterales ó B''-C'' y E''-F''

La presión a que están sujetas estas losas, es una uniformemente creciente, de la parte superior a la inferior. Como en los casos anteriores la dividimos en una uniformemente-repartida y otra triangular.

Carga uniformemente repartida.

$$q' = wh' = 1\,000 \times 7,90 = 7\,900 \text{ kg/m}^2.$$

Presión hidrostática en la losa inferior:

$$q' + w l \cos 45^\circ = 7\,900 + 1\,000 \times 2,60 \times 0,70711 = 7\,900 + 1\,840 = 9\,740 \text{ kg/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes.

$$V_{B''} = V_{E''} = \frac{3}{20} w l \cos 45^\circ \cdot l + \frac{q' l}{2} = \frac{3}{20} 1\,840 \times 2,60 + \frac{7\,900 \times 2,60}{2} = 777,6 + 10\,270 = 10\,987,6 \text{ kg.}$$

$$V_{C''} = V_{F''} = \frac{7}{20} w l \cos 45^\circ \cdot l + \frac{q' l}{2} = \frac{7}{20} 1\,840 \times 2,60 + \frac{7\,900 \times 2,60}{2} = 1\,674,4 + 10\,270 = 11\,944,4 \text{ kg.}$$

Momentos de empotramiento.

$$\begin{aligned} \pm M_{B''} = - M_{E''} &= \frac{w l \cos 45^\circ \times l^2}{30} + \frac{q' l^2}{12} = \frac{1\,840 \times 2,60^2}{30} + \\ &+ \frac{7\,900 \times 2,60^2}{12} = 414,61 + 4\,450,33 = \pm \\ &+ 4\,864,94 \text{ kgs. m.} \end{aligned}$$

= 45

$$\begin{aligned} + M_{C''} - M_{F''} &= + \frac{w \cos 45^\circ \times l^2}{20} + \frac{q l^2}{12} = + \frac{1\,840 \times 2.60^2}{20} \\ &+ \frac{7\,900 \times 2.60^2}{12} = 621.92 + 4\,450.33 = \\ &= 5\,072.25 \text{ kg. m.} \end{aligned}$$

### Losa inferior ó C''-F''

La carga que actúa en esta losa es igual a la presión hidrostática en la losa inferior menos la reacción del terreno y menos la componente del peso de la losa inferior normal a ésta.

Presión hidrostática en la losa inferior,

$$q' + w \cos 45^\circ = 9\,740 \text{ kg./m}^2.$$

Peso del conducto:  $P_c$

$$P_c = (3.40 \times \frac{3.40}{\cos 45^\circ} - 2.60 \times \frac{2.60}{\cos 45^\circ}) 2\,400 = 16\,314 \text{ kgs.}$$

Peso del agua contenida en el conducto.  $P_a$

$$P_a = 2.60 \times \frac{2.60}{\cos 45^\circ} \times 1\,000 = 9\,561 \text{ kgs.}$$

Peso del recubrimiento.  $P_r$

$$P_r = 1\,300 \text{ kg/m}^2.$$

Reacción del terreno.  $r$

$$\begin{aligned} r &= \frac{P_c + P_a + P_r \cos 45^\circ}{2.60} = \frac{16\,314 + 9\,561 + 1\,300 \cos 45^\circ}{2.60} \\ &= 7\,389.51 \text{ kg/m}^2. \end{aligned}$$

Componente del peso de la losa inferior, normal a ésta.

$$P_l \cos 45^\circ = 960 \times 0.70711 = 678.83 \text{ kg/m}^2$$

Carga sobre la losa inferior que produce momentos.

$$P = 9\,740 - 7\,389.51 - 678.83 = 1\,672.06 \text{ kg/m}^2.$$

Esfuerzos cortantes.

$$V_{C''} = V_{F''} = \frac{P \cdot l}{2} = \frac{1\,672.06 \times 2.60}{2} = 2\,173.68 \text{ kgs.}$$

Momentos de empotramiento.

$$M_{Cu} = M_{Fu} = \frac{P l^2}{12} = \frac{1.672,06 \times 2,60^2}{12} = 941,93 \text{ kg.m.}$$

Los cálculos relativos a la distribución de momentos pueden verse en la lámina 12.

Como se indicó al principio de este capítulo, antes de proceder al dibujo de las gráficas de momentos y esfuerzos cortantes para el cálculo del refuerzo, calculamos el peralte de las losas para el momento máximo obtenido en todos los casos considerados, para que en caso de obtener un peralte mayor del supuesto para el cálculo de los momentos y esfuerzos cortantes, proceder a hacer un nuevo tanteo.

El momento máximo obtenido en los casos anteriores, después de la distribución de éstos por el método de los Señores Cross y Morgan, tiene por valor 8 136.26 kg. m. el cual tiene lugar en el extremo superior de las losas laterales interiores en el tercer caso de la Sección 0-0.

Cálculo del peralte.

Datos:  $M$ ; 8 136.26 Kg.m.;  $b$  = 1 mts.;  $c$  = 0.34

$$d = c \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.34 \sqrt{8\ 136.26} = 30.60 = 31 \text{ cm.}$$

Suponiendo un recubrimiento interior y exterior de 4,5 cm, tenemos un peralte de 40 cms. que fué el supuesto.

#### DIBUJO DE LAS GRAFICAS DE MOMENTOS Y ESFUERZOS CORTANTES.

Estos se pueden ver en las láminas números 13, 14, y 15 para las Secciones 0-0, 4-4 y K-K', respectivamente.

Las gráficas se formaron, calculando los momentos correspondientes para diferentes puntos de las losas, como libremente

te apoyadas, y bajando en seguida estos puntos para la línea de cierre, de acuerdo con los momentos de empotramiento obtenidos en cada caso.

Los puntos antes mencionados, fueron obtenidos por medio de las fórmulas:

$$M_x = \frac{P_x}{2}(1-x); \text{ y}$$

$$M_x = \frac{P_2}{2} x (1-x) + \frac{P_1}{6l} x (l^2 - x^2)$$

según se tratara de losas con carga uniformemente repartida, ó con carga uniformemente creciente de un extremo al otro.

Para claridad, a continuación se inserta una tabla, con los valores de los esfuerzos cortantes y momentos, pues algunos de éstos que tienen valores relativamente pequeños se confunden con las líneas que representan las losas.

C O N C E P T O .      1/er. caso.      2/o. caso.      3/er. caso.

SECCION 0-0.

LOSAS SUPERIORES.

$V_A = V_B$ -----	16 198 kgs.	7 098 kgs.	7 098 kgs.
$V_B = V_E$ -----	16 198 "	7 098 "	10 296 "
$V_E = V_G$ -----	16 198 "	7 098 "	7 098 "
$M_A$ ----- †	7 818.88kg.m.	2 552.18kg.m.	2 504.58kg.m.
$M_B$ ----- †	6 801.61 "	3 219.64 "	5 553.30 "
$M_C$ ----- -	3 218.46 "	† 1 727.79 "	† 584.76 "
$M_B = M_D$ ----- †	6 900.28 "	3 158.93 "	† 4 582.98 "
$M_C$ ----- -	3 628.42 "	† 1 454.82 "	- 2 117.02 "

CONCEPTO	1/er. caso.	2/o. caso.	3/er. caso.
$M_H$ ----- †	6 801.61kg.m.-	3 219.64kg.m-	5 553.30kg.m.
$M_G$ ----- †	7 818.88 " -	2 552.18 " -	2 505.58 "
$M_C$ ----- -	3 218.46 " †	1 727.79 " †	584.76 "

LOSAS INTERIORES.

$V_D = V_C$ -----	15 393.86 Kg.	8 478.77 Kg.	8 478.77 Kg.
$V_C = V_E$ -----	15 393.86 "	8 478.77 "	7 852.00 "
$V_E = V_H$ -----	15 393.86 "	8 478.77 "	8 478.77 "
$M_D$ ----- -	7 712.95kg.m.†	3 025.81kg.m†	2 897.13kg.m.
$M_G$ ----- -	6 362.02 " †	3 864.99 " †	4 423.20 "
$M_C$ ----- †	2 968.50 " -	2 025.79 " -	1 851.03 "
$M_C = M_F$ ----- -	6 526.36 " †	3 764.40 " -	3 653.11 "
$M_C$ ----- †	3 479.62 " -	1 746.79 " †	1 446.89 "
$M_F$ ----- -	6 362.02 " †	3 864.99 " †	4 423.20 "
$M_H$ ----- -	7 712.95 " †	3 025.81 " †	2 891.13 "
$M_C$ ----- †	6 526.36 " -	2 025.79 " -	1 851.03 "

LOSAS LATERALES EXTERIORES.

$V_A = V_G$ -----	18 460 kg.	5 044.57 kg.	5 044.57 kg.
$V_D = V_H$ -----	19 812 "	6 281.93 "	6 281.93 "
$M_A$ ----- †	7 818.88kg.m.-	2 552.18kg.m-	2 504.58kg.m.
$M_D$ ----- †	7 712.95 " -	3 025.81 " -	2 897.13 "
$M_C$ ----- -	4 654.09 " †	1 191.00 " †	1 279.15 "

C O N C E P T O	1/er. caso.	2/o. caso	3/er. caso.
M <sub>G</sub>	7 818.88kg.m. †	2 552.18kg.m †	2 504.58kg.m.
M <sub>H</sub>	7 712.95 " †	3 025.81 " †	2 897.13 "
M <sub>C</sub>	4 654.09 " -	1 191.00 " -	1 279.15 "

LOSAS LATERALES INTERIORES.

V <sub>B</sub> = V <sub>E</sub>	0.00 kg	0.00 kg	18 460. kg
V <sub>C</sub> = V <sub>F</sub>	0.00 "	0.00 "	19 812. "
M <sub>B</sub>	98.67 kg.m †	66.76kg.m †	8 136.26kg.m.
M <sub>G</sub>	164.34 " †	100.58 " †	8 076.32 "
M <sub>C</sub>	131.50 " †	83.67 " -	4 313.71 "
M <sub>H</sub>	98.67 " -	66.75 " -	8 136.26 "
M <sub>F</sub>	164.34 " -	100.58 " -	8 076.32 "
M <sub>C</sub>	131.50 " -	83.67 " †	4 313.71 "

SECCION 4-4.

LOSAS SUPERIORES.

V <sub>A</sub> = V <sub>B</sub>	16 198 kg	7 938 kg.	7 938 kg.
V <sub>B</sub> = V <sub>E</sub>	16 198 "	7 938 "	9 607 "
V <sub>E</sub> = V <sub>G</sub>	16 198 "	7 938 "	7 938 "
M <sub>A</sub>	7 818.88kg.m. †	2 813.33kg.m. †	2 768.00kg.m.
M <sub>B</sub>	6 801.61 " -	3 557.86 " -	3 882.83 "
M <sub>C</sub>	3 218.46 " †	1 884.41 " †	1 744.59 "
M <sub>B</sub> = M <sub>H</sub>	6 900.28 " -	3 482.53 " †	4 270.79 "
M <sub>C</sub>	3 628.42 " †	1 587.47 " -	1 979.21 "

G O N C E P T O.	1/er. caso.	2/o. caso.	3/er. caso.
M <sub>R</sub> ' = .....	6 801,61kg.m.	3 557,86kg.m.	3 382,83kg.m.
M <sub>G</sub> ' = .....	7 818,88 "	2 813,33 "	2 768,00 "
M <sub>C</sub> = .....	3 218,46 "	1 884,41 "	1 744,59 "

LOSAS INFERIORES.

V <sub>D</sub> ' = V <sub>C</sub> ' .....	15 393,86kg.	9 219,77kg.	9 219,77kg.
V <sub>C</sub> ' = V <sub>F</sub> ' .....	15 393,86 "	9 219,77 "	7 111,00 "
V <sub>F</sub> ' = V <sub>H</sub> ' .....	15 393,86 "	9 219,77 "	9 219,77 "
M <sub>D</sub> ' = .....	7 712,95kg.m. †	3 286,96kg.m. †	3 158,21kg.m.
M <sub>C</sub> ' = .....	6 362,02 " †	4 203,20 " †	4 759,62 "
M <sub>C</sub> = .....	2 968,50 " -	2 324,92 " -	1 111,09 "
M <sub>C</sub> ' = M <sub>F</sub> ' .....	6 526,56 " †	4 094,05 " -	3 322,45 "
M <sub>C</sub> = .....	3 479,62 " -	1 975,95 " †	1 287,55 "
M <sub>D</sub> ' = .....	6 362,02 " †	4 203,20 " †	3 759,62 "
M <sub>H</sub> ' = .....	7 712,95 " †	3 286,96 " †	3 158,21 "
M <sub>C</sub> = .....	6 526,36 " -	2 324,92 " -	1 111,09 "

LOSAS LATERALES EXTERIORES.

V <sub>A</sub> ' = V <sub>G</sub> ' .....	18 460 kg.	5 568,07kg.	5 568,07kg.
V <sub>D</sub> ' = V <sub>H</sub> ' .....	19 812 "	6 805,42 "	6 805,42 "
M <sub>A</sub> ' = .....	7 818,88kg.m. -	2 813,33kg.m. -	2 768,00kg.m.
M <sub>D</sub> ' = .....	7 712,95 " -	3 236,96 " -	3 158,21 "
M <sub>C</sub> = .....	4 654,09 " †	1 460,94 " †	1 061,90 "



C O N C E P T O,	1/er. caso,	2/o. caso,	3/er. caso,
M <sub>G</sub> '	7 813.88kg.m. †	2 813.33kg.m †	2 768.00kg.m
M <sub>H</sub> '	7 712.95 " †	3 286.96 " †	3 158.21 "
M <sub>O</sub>	4 654.09 " †	1 460.94 " -	1 061.90 "

LOSAS LATERALES INTERIORES.

V <sub>B</sub> ' = V <sub>E</sub> '	0.00kg.	0.00kg.	18 460 kg.
V <sub>C</sub> ' = V <sub>F</sub> '	0.00 "	0.00 "	19 812 "
M <sub>B</sub> '	98.67kg.m. †	75.33kg.m †	8 153.62kg.m
M <sub>C</sub> '	164.31 " †	109.15 " †	8 082.07 "
M <sub>G</sub>	131.50 " †	92.24 " -	4 302.16 "
M <sub>H</sub>	98.67 " -	75.33 " -	8 153.62 "
M <sub>F</sub>	164.34 " -	109.15 " -	8 082.07 "
M <sub>O</sub>	131.50 " -	92.24 " †	4 302.16 "

SECCION K-K'

LOSAS SUPERIORES.

V <sub>A</sub> " = V <sub>B</sub> "	9 022 kg.	2 077.35kg.	2 077.35kg.
V <sub>B</sub> " = V <sub>E</sub> "	9 022 "	2 077.35 "	8 192.51 "
V <sub>H</sub> " = V <sub>G</sub> "	9 022 "	2 077.35 "	2 077.35 "
M <sub>A</sub> "	4 667.07kg.m. -	1 344.84kg.m. -	1 320.57kg.m
M <sub>B</sub> "	3 713.15 " -	773.06 " -	1 113.13 "
M <sub>C</sub>	1 684.89 " †	291.05 " †	133.15 "
M <sub>B</sub> " = M <sub>H</sub> "	5 793.27 " -	838.70 " †	3 834.37 "
M <sub>G</sub>	2 081.73 " †	511.30 " -	1 485.63 "

C O N C E P T O	1/er. caso.	2/o. caso.	3/er. caso.
M <sub>III</sub> " = .....	3 713.15kg. m. -	773.06kg. m. -	1 113.13kg. m
M <sub>G</sub> " = .....	4 667.07 " -	1 344.84 " -	1 320.57 "
M <sub>C</sub> = .....	1 684.89 " †	291.05 " †	133.15 "

LOSAS INFERIORES.

V <sub>D</sub> " = V <sub>C</sub> " .....	6 830.72kg.	3 308.06kg.	3 308.06kg.
V <sub>C</sub> " = V <sub>I</sub> " .....	6 830.72 " "	3 308.06 " "	2 173.68 " "
V <sub>I</sub> " = V <sub>H</sub> " .....	6 830.72 " "	3 308.06 " "	3 308.06 " "
M <sub>D</sub> " = .....	4 154.34kg. m. †	1 839.50kg. m. †	1 595.33kg. m
M <sub>C</sub> " = .....	2 598.91 " †	1 318.80 " †	2 373.83 " "
M <sub>C</sub> = .....	1 063.38 " -	565.85 " -	160.42 " "
M <sub>C</sub> " = M <sub>I</sub> " .....	2 797.51 " †	1 374.03 " -	1 636.75 " "
M <sub>C</sub> = .....	1 842.49 " -	770.97 " -	224.75 " "
M <sub>I</sub> " = .....	2 598.91 " †	1 318.80 " †	2 373.83 " "
M <sub>H</sub> " = .....	4 154.34 " †	1 839.50 " †	1 595.33 " "
M <sub>C</sub> = .....	1 063.38 " -	565.85 " -	160.42 " "

LOSAS LATERALES EXTERIORES.

V <sub>A</sub> " = V <sub>G</sub> " .....	10 987.6 kg.	3 237.80kg.	3 237.80kg.
V <sub>D</sub> " = V <sub>H</sub> " .....	11 944.4 " "	5 238.80 " "	5 238.80 " "
M <sub>A</sub> " = .....	4 667.07kg. m. -	1 344.84kg. m. -	1 320.59kg. m
M <sub>D</sub> " = .....	4 154.34 " -	1 839.50 " -	1 595.33 " "
M <sub>C</sub> = .....	3 039.30 " †	1 152.83 " †	1 287.04 " "

C O N C E P T O	1/er. caso	2/o. caso	3/er. caso
$M_G$	4 667,07kg.m.†	1 344,84kg.m.†	1 320,59kg.m
$M_H$	4 154,34 " †	1 839,50 " †	1 595,33 "
$M_C$	3 039,30 " -	1 152,83 " -	1 287,04 "

LOBAS LATERALES INTERIORES.

$V_B = V_E$	0,00kg.	0,00kg.	11 705,2 kg.
$V_C = V_F$	0,00 "	0,00 "	11 944,4 "
$M_B$	80,12kg.m.-	65,66kg.m.†	4 947,50kg.m
$M_C$	198,60 " -	55,23 " †	4 010,58 "
$M_C$	139,36 " -	60,44 " -	2 970,96 "
$M_E$	80,12 " †	65,66 " -	4 947,50 "
$M_F$	198,60 " †	55,23 " -	4 010,58 "
$M_C$	139,36 " †	60,44 " †	2 970,96 "

### CÁLCULO DEL ESPESOR DEL CONDUCTO Y REFUERZO DE LAS LOSAS.

El peralte de las losas que forman los conductos será uniforme, el cual será calculado para el momento máximo (8 136.26 kg.m.) reforzando cada losa de acuerdo con el valor de los momentos distribuidos, Laminas 13, 14 y 15.

Cálculo del peralte de las losas.

$$\text{Fórmula empleada } d = c \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Datos:  $M = 8\ 136.26$  kg.m.;  $c = 0.341$ ;  $b = 1$  mts.

$$d = 0.341 \sqrt{8\ 136.26} = 31 \text{ cms.}$$

$d = 31$  cms., + 9 cms. por recubrimiento,  $h = 40$  cms.

Cálculo del acero de refuerzo.

Para este objeto calculamos el acero de refuerzo, en los nudos y en la parte media de las losas tanto para los momentos máximos positivos como para los negativos, modificando después la separación de las varillas, con el objeto de facilitar el armado de éstas y disminuir por este concepto el costo.

#### SECCION 0-0.

LOSAS SUPERIORES.

Nudo A.- Refuerzo interior ó inferior.

$$\text{Fórmula } A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{781\ 888}{1\ 200 \times 0.887 \times 31} = 24.10 \text{ cms}^2$$

No. de varillas de  $5/8"$   $\phi$ :  $n = \frac{24.10}{1.93} = 12.48$  varillas.

Separación:  $s = \frac{100}{12.48} = 8$  cms. c.a.c.

Cálculo de la suma de los perímetros.

$$x_o = \frac{V}{u j d} = \frac{16\ 198}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 57.4 \text{ cms.}$$

Perímetro de 12 varilla de 5/8"  $\phi$   $\approx 12 \times 7 \times 1.588 \approx$   
 $\approx 60 \text{ cms.} > 57.4 \text{ cms.}$

Hudo A.- Refuerzo exterior o superior.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{255\ 218}{1\ 200 \times 0.887 \times 31} = 7.79 \text{ cms.}$$

No. de varillas de 5/8"  $\phi$ :  $n = \frac{7.79}{1.93} \approx 4.03$  varillas.

Separación  $s = \frac{100}{4.03} = 24.8 \text{ cms.} \approx 25 \text{ cms.}$

Cálculo de la suma de los perímetros.

$$\sum_o = \frac{V}{u j d} = \frac{7\ 098}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 24.6 \text{ cms.}$$

Perímetro de 4 varillas de 5/8"  $\phi \approx 4 \times 7 \times 1.588 \approx 20 \text{ cms.}$   
 $< 24.6 \text{ cms.}$

Como el perímetro por varilla es de 5 cms., para tener la suma necesaria aumentamos el número de varillas a 5.

Separación:  $s' = \frac{100}{5} = 20 \text{ cms.}$

Losa A B.- Refuerzo inferior.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{172\ 729}{1\ 200 \times 0.887 \times 31} = 5.24 \text{ cms.}^2.$$

No. de varillas:  $n = \frac{5.24}{1.93} \approx 2.72$  varillas.

Separación:  $s = \frac{100}{2.72} = 37 \text{ cms. c.a.c.}$

Cálculo de la suma de los perímetros.

$$\sum_o = \frac{V}{u j d} = \frac{4\ 600}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 15.95 \text{ cms.}$$

Perímetro de 3 varillas de 5/8"  $\phi \approx 5 \times 3 \approx 15 \text{ cms.} < 15.95$

Para tener la suma necesaria aumentamos el número de varillas a 4.

Separación,  $\frac{100}{4} = 25 \text{ c.a.c.}$

Los: A B.- Refuerzo exterior o superior.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{321.846}{1.200 \times 0.887 \times 31} = 9.79 \text{ cms.}^2$$

$$\text{No. de varillas de } 5/8" \phi = \frac{9.79}{1.93} = 5.08 \text{ varillas.}$$

$$\text{Separación. } s = \frac{100}{5.08} = 20, \text{ c.a.c.}$$

Cálculo de  $\Sigma c$ .

$$\Sigma c = \frac{V}{u j d} = \frac{9.200}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 31.8 \text{ cms.}$$

$$\text{Perímetro de 5 varillas} = 5 \times 5 = 25 \text{ cms.} < 31.8 \text{ cms.}$$

Aumentamos el número de varillas a 6, obteniendo una separación de

$$s' = \frac{100}{6} = 17 \text{ cms. c.a.c.}$$

Nudo B.- Refuerzo inferior.

Como en este nudo los valores de los momentos son prácticamente iguales, tanto a la derecha como a la izquierda, calculamos el refuerzo con el momento máximo, 6 900.28 kg.m.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{690.028}{1.200 \times 0.887 \times 31} = 20.9 \text{ cms.}^2$$

$$\text{No. de varillas de } 5/8" \phi. n = \frac{20.9}{1.93} = 10.95.$$

$$\text{Varillas de } 5/8" \phi \text{ separadas. } 9 \text{ cms. c.a.c.}$$

Cálculo de  $\Sigma c$ .

$$\Sigma c = \frac{V}{u j d} = \frac{16.128}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 57.4 \text{ cms.}$$

$$\text{Perímetro de 11 varillas de } 5/8" \phi = 5 \times 11 = 55 \text{ cms.} < 57.4 \text{ c}$$

Ponemos 12 varillas espaciadas 8 cms. c.a.c.

Nudo B.- Refuerzo superior izquierdo.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{555.330}{1.200 \times 0.887 \times 31} = 16.85 \text{ cms.}^2$$

Varillas de 5/8"  $\phi$  espaciadas. 11 c.a.c.



Cálculo de  $\Sigma o$ .

$$\Sigma o = \frac{V}{u j d} = \frac{7\ 098}{10,5 \times 0,887 \times 31} = 24,55 \text{ cms.}$$

Perímetro de 3 varillas  $= 5 \times 8 = 40 \text{ cms.} > 24,55 \text{ cms.}$

Nudo B.- Refuerzo superior derecho,

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{321\ 964}{1\ 200 \times 0,887 \times 31} = 9,78 \text{ cms.}^2$$

5 varillas de 5/8"  $\phi$  separadas 20 cms, c.a.c.

Cálculo de  $\Sigma o$ .

$$\Sigma o = \frac{V}{u j d} = \frac{10\ 296}{10,5 \times 0,887 \times 31} = 35,8 \text{ cms.}$$

Perímetro de 5 varillas de 5/8"  $\phi = 5 \times 5 = 25 \text{ cms.} < 35,8 \text{ cm}$

Aumentamos el número de varillas a 7 teniendo una separación de 14 cms, c.a.c.

Losa B E.- Refuerzo superior.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{362\ 842}{1\ 200 \times 0,887 \times 31} = 11 \text{ cms.}^2$$

6 varillas de 5/8"  $\phi$  espaciadas 18 cms, c.a.c.

Cálculo de  $\Sigma o$ .

$$\Sigma o = \frac{V}{u j d} = \frac{9\ 800}{10,5 \times 0,887 \times 31} = 33,6 \text{ cms.}$$

Perímetro de 6 varillas de 5/8"  $\phi = 6 \times 5 = 30 \text{ cms.} < 33,6 \text{ cm}$

Se aumenta el número de varillas a 7 teniendo una separación de 14 cms, c.a.c.

Losa B E.- Refuerzo inferior.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{145\ 482}{1\ 200 \times 0,887 \times 31} = 4,41 \text{ cms.}^2$$

Varillas de 5/8"  $\phi$  separadas 44 cms, c.a.c.

Cálculo de  $\Sigma o$ .

$$\Sigma o = \frac{V}{u j d} = \frac{5\ 600}{10,5 \times 0,887 \times 31} = 19,4 \text{ cms.}$$

Perímetro de 2 varillas de 5/8"  $\phi$  = 10 < 19.4 cms.

Aumentamos el número de varillas a 4 con una separación de 25 cms. c.a.c

Cálculo del esfuerzo rasante en las losas superiores.

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{16\,198}{100 \times 0.887 \times 31} = \frac{16\,198}{2\,749.7} = 5.89 \text{ kg/cm}^2.$$

En vista de que el esfuerzo rasante admisible es de 4.2 kg/cm<sup>2</sup>, necesitamos reforzar a la tensión diagonal con estribos.

Cálculo de la longitud que necesita ser reforzada.

$$x = (v - v_c) \frac{l}{2v} = (5.89 - 4.2) \frac{2.60}{2 \times 5.89} = 37 \text{ cms.}$$

$$\text{Esfuerzo.} = \frac{1}{2} 37 \times 1.69 \times 100 = 3\,126.5 \text{ kg.}$$

No. de estribos de 3/8"  $\phi$  en la forma que indica la figura.

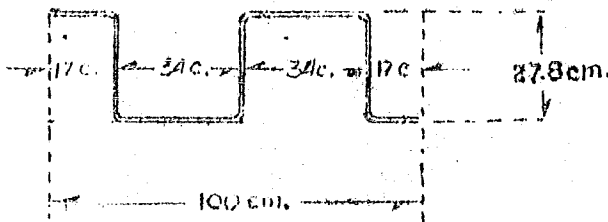


Fig. 1.

$$\text{No.} = \frac{3\,126.5}{3 \times 71 \times 1.200} = 0.08 = 1 \text{ estribo.}$$

Este estribo se pondrá en cada uno de los extremos de las losas.

LOSAS INFERIORES.

Nudo D.- Refuerzo interior o superior.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{771\,295}{1\,200 \times 0.887 \times 31} = 23.45 \text{ cms}^2.$$

No. de varillas de 5/8"  $\phi$ .  $n = \frac{23.45}{1.93} = 12.13$  varillas.

Separación:  $n = \frac{100}{12.13} = 8$  cms. c.a.c.

Cálculo de  $\sum o$ .

$$\sum o = \frac{V}{u j d} = \frac{15\,394}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 53.2 \text{ cms.}$$

Perímetro de 12 varillas de 5/8"  $\phi = 5 \times 12 = 60 \text{ cm.} > 53.2 \text{ cm}$

Nudo D.- Refuerzo exterior o inferior.

$$A_s = \frac{307.581}{1.200 \times 0.887 \times 31} = 9.18 \text{ cms}^2.$$

$$\text{No. de varillas de } 5/8" \phi: n = \frac{9.18}{1.93} = 4.75.$$

$$\text{Separación. } s = \frac{100}{4.75} = 21 \text{ cms. c.a.c.}$$

Cálculo de  $\Sigma o$ .

$$\Sigma o = \frac{8.479}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 29.35 \text{ cms.}$$

Perímetro de 5 varillas de 5/8"  $\phi = 5 \times 5 = 25 \text{ cm.} < 29.35 \text{ cm}$

Se pondrán 6 varillas, espaciadas 18 c.a.c.

Losa D C.- Refuerzo superior.

$$A_s = \frac{202.579}{1.200 \times 0.887 \times 31} = 6.15 \text{ cms}^2.$$

$$\text{No. de varillas de } 5/8" \phi. n = \frac{6.15}{1.93} = 3.18.$$

$$\text{Separación. } s = \frac{100}{3.18} = 31 \text{ cms. c.a.c.}$$

Cálculo de  $\Sigma o$ .

$$\Sigma o = \frac{5.500}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 19.1 \text{ cms.}$$

Perímetro de 3 varillas de 5/8"  $\phi = 5 \times 3 = 15 \text{ cms.} < 19.1 \text{ cm}$

Por lo tanto aumentamos el número de varillas a 4, teniendo una separación de 25 cms. c.a.c.

Losa D C.- Refuerzo inferior.

$$A_s = \frac{296.850}{1.200 \times 0.887 \times 31} = 9.04 \text{ cms}^2.$$

$$\text{No. de varillas de } 5/8" \phi: n = \frac{9.04}{1.93} = 4.67.$$

$$\text{Separación: } s = \frac{100}{4.67} = 21. \text{ cms. c.a.c.}$$

Cálculo de  $\Sigma o$ .

$$\Sigma o = \frac{9.000}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 31.9 \text{ cms.}$$

Perímetro de 5 varillas de  $5/8'' \phi = 5 \times 5 = 25 \text{ cm.} < 31.9 \text{ cm.}$

Por lo tanto aumentamos el número de varillas a 7 con una separación de 14 cms, c. a. c.

Nudo C.- Refuerzo superior.

Como en este nudo el valor del momento de la izquierda es prácticamente igual al de la derecha, calculamos el refuerzo para el máximo momento.

$$A_s = \frac{652.656}{1.200 \times 0.887 \times 31} = 19.80 \text{ cms}^2.$$

$$\text{No. de varillas de } 5/8'' \phi: n = \frac{19.80}{1.93} = 10.18.$$

$$\text{Separación: } s = \frac{100}{10.18} = 10 \text{ cms. c. a. c.}$$

Cálculo de  $\Sigma o$ .

$$\Sigma o = \frac{15.394}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 53.2 \text{ cms.}$$

Perímetro de 10 varillas de  $5/8'' \phi = 5 \times 10 = 50 \text{ cm} < 53.2 \text{ cm}$

Aumentamos el número de varillas a 11, teniendo por lo tanto una separación de 9 cms. c. a. c.

Nudo C.- Refuerzo inferior izquierdo.

$$A_s = \frac{442.320}{1.200 \times 0.887 \times 31} = 13.44 \text{ cms}^2.$$

$$\text{No. de varillas de } 5/8'' \phi. n = \frac{13.44}{1.93} = 6.98.$$

$$\text{Separación: } s = \frac{100}{6.98} = 14 \text{ cms. c. a. c.}$$

Cálculo de  $\Sigma o$ .

$$\Sigma o = \frac{8.479}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 29.25 \text{ cms.}$$

Perímetro de 7 varillas de  $5/8'' \phi = 5 \times 7 = 35 \text{ cm.} > 29.25 \text{ cm.}$

Nudo C.- Refuerzo inferior derecho.

$$A_s = \frac{376.440}{1.200 \times 0.887 \times 31} = 11.43 \text{ cms}^2.$$

$$\text{No. de varillas de } 5/8'' \text{ } \phi: n = \frac{11.43}{1.93} = 5.93.$$

$$\text{Separación: } s = \frac{100}{5.93} = 17 \text{ cms. c.a.c.}$$

$$\sum o = \frac{8\ 479}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 29.25 \text{ cms.}$$

Perímetro de 6 varillas de  $5/8'' \phi = 5 \times 6 = 30 \text{ cm.} > 29.25 \text{ cm.}$

Losa C F.- Refuerzo superior.

$$A_s = \frac{185\ 103}{1\ 200 \times 0.887 \times 31} = 5.63 \text{ cms}^2.$$

$$\text{No. de varillas de } 5/8'' \text{ } \phi: n = \frac{5.63}{1.93} = 2.92.$$

$$\text{Separación: } s = \frac{100}{2.92} = 34 \text{ cms. c.a.c.}$$

$$\sum o = \frac{4\ 500}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 15.58 \text{ cms.}$$

Perímetro de 3 varillas de  $5/8'' \phi = 5 \times 3 = 15 \text{ cm.} < 15.58 \text{ cm.}$

Como la diferencia es insignificante disminuimos la separación a 30 c.a.c.,

Losa C E.- Refuerzo inferior.

$$A_s = \frac{347\ 962}{1\ 200 \times 0.887 \times 31} = 10.5 \text{ cms}^2.$$

$$\text{No. de varillas de } 5/8'' \text{ } \phi: n = \frac{10.5}{1.93} = 5.46.$$

$$\text{Separación: } s = \frac{100}{5.46} = 18 \text{ cms. c.a.c.}$$

$$\sum o = \frac{9\ 000}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 31.2 \text{ cms.}$$

Perímetro de 5 varillas de  $5/8'' \phi = 5 \times 5 = 25 \text{ cm.} < 31.2 \text{ cm.}$

Por lo que aumentamos el número de varillas a 7, con una separación de 15 cms. c.a.c.

Cálculo del esfuerzo rasante en las losas inferiores.

$$v = \frac{V}{b \ j \ d} = \frac{15\ 394}{100 \times 0.887 \times 31} = \frac{15\ 394}{2\ 749.7} = 5.6 \text{ kg/cm}^2.$$

Como el valor de este esfuerzo es casi de igual valor al de las losas superiores y siendo de opinión que se debe uniformar el trabajo manual hasta donde sea posible ponemos estribos

de varilla de 3/8" en la forma que indica la figura 1.

LOSAS LATERALES EXTERIORES.

Nudos A y G.- Refuerzo inferior para la losa A D y superior para la losa G H.

Al tratar de este nudo en el cálculo del refuerzo de las losas superiores encontramos que se necesitan 12 varillas de 5/8"  $\phi$  separadas 8 cms, c.a.c. Haremos el cálculo únicamente por lo que respecta a adherencia

$$\sum o = \frac{V}{u j d} = \frac{18\ 460}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 63.98 \text{ cms.}$$

Perímetro de 12 varillas de 5/8"  $\phi$  = 5x12 = 60 cm. < 63.98 cm

Si aumentamos el número de varillas a 13, tenemos la misma separación de 8 cms, c.a.c.

Nudos A y G.- Refuerzo superior para la losa A D e inferior para la losa G H.

Al tratar este mismo nudo en las losas superiores encontramos que es necesario 5 varillas de 5/8"  $\phi$  a una separación de 20 cms, c.a.c. Rectificando para la adherencia por lo que respecta a este nudo,

$$\sum o = \frac{V}{u j d} = \frac{6\ 282}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 21.8 \text{ cms.}$$

Perímetro de 5 varillas de 5/8"  $\phi$  = 5x5 = 25 cm. > 21.8 cm.

Losas A D y G H.- Refuerzo superior e inferior, respectivamente.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{465\ 409}{1\ 200 \times 0.887 \times 31} = 14.17 \text{ cms}^2.$$

No. de varillas de 5/8"  $\phi$ :  $n = \frac{14.17}{1.97} = 7.37.$

Separación:  $s = \frac{100}{7.37} = 14 \text{ cms, c.a.c.}$

$$\sum o = \frac{V}{u j d} = \frac{12\ 500}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 43.4 \text{ cms.}$$

Perímetro de 7 varillas de 5/8"  $\phi = 5 \times 7 = 35 \text{ cm.} < 43.4 \text{ cm}$

Se aumenta el número de varillas a 9, teniendo una separación de 11 cms. c.a.c.

Losas A D y G H.- Refuerzo inferior y superior, respectivamente.

$$A_s = \frac{127.915}{1\ 200 \times 0.887 \times 31} = 3.88 \text{ cms}^2.$$

$$\text{No. de varillas de } 5/8" \phi. n = \frac{3.88}{1.93} = 2.02.$$

$$\text{Separación: } s = \frac{100}{2.02} = 50 \text{ cms. c.a.c.}$$

$$\sum o = \frac{3\ 000}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 10.37 \text{ cms.}$$

Perímetro de 2 varillas de 5/8"  $\phi = 5 \times 2 = 10 \text{ cm.} < 10.37 \text{ cm}$

Por lo que disminuimos el espaciamiento a 40 cms. c.a.c.

Nudos D y H.- Refuerzo inferior para la losa A D y superior para la losa G H.

Al tratar este nudo en las losas inferiores, encontramos, 12 varillas con una separación de 8 cms. c.a.c.

Cálculo de  $\sum o$ .

$$\sum o = \frac{V}{u j d} = \frac{19\ 812}{10.5 \times 0.887 \times 31} = 68.7 \text{ cms.}$$

Perímetro de 12 varillas de 5/8"  $\phi = 5 \times 12 = 60 \text{ cm.} < 68.7 \text{ cm}$

Aumentamos el número de varillas a 14, teniendo una separación de 7 cms. c.a.c.

Nudos D y H.- Refuerzo superior para la losa A D e inferior para la losa G H.

Para la losa inferior y en este nudo encontramos 6 varillas de 5/8"  $\phi$  separadas 18 cms. c.a.c.



Cálculo de  $\Sigma o$ ,

$$\Sigma o = \frac{V}{u j d} = \frac{6\ 282}{10,5 \times 0,887 \times 31} = 21,6 \text{ cms.}$$

Perímetro de 5 varillas de 5/8"  $\phi = 5 \times 6 = 30 \text{ cm.} > 21,6 \text{ cm.}$

Cálculo del esfuerzo rasante en las losas A D y G H.

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{19\ 812}{100 \times 0,887 \times 31} = 7,22 \text{ kg./cm}^2. > 4,2 \text{ kg./cm}^2.$$

Cálculo de la longitud que necesita ser reforzada,

$$x = (V - V_c) \frac{l}{2v} = (7,22 - 4,2) \frac{2,50}{2 \times 7,22} = 46 \text{ cms.}$$

$$\text{Esfuerzo} = \frac{l}{2} 46 \times 3,02 \times 100 = 4\ 946 \text{ kgs.}$$

No. de estribos de 3/8"  $\phi$  en la forma que indica la Fig.1.

$$\text{No.} = \frac{4\ 946}{3 \times 71 \times 1\ 200} = 0,20 = 1 \text{ estribo,}$$

LOSAS LATERALES INTERIORES.

Nudos B y E.- Refuerzo superior e inferior.

$$A_s = \frac{813\ 626}{1\ 200 \times 0,887 \times 31} = 24,68 \text{ cms}^2.$$

$$\text{No. de varillas de 5/8" } \phi: n = \frac{24,68}{1,93} = 12,8$$

$$\text{Separación: } s = \frac{100}{12,8} = 8 \text{ cms. c.a.c.}$$

$$\Sigma o = \frac{V}{u j d} = \frac{18\ 460}{10,5 \times 0,887 \times 31} = 64,2 \text{ cms.}$$

Perímetro de 13 varillas de 5/8"  $\phi = 5 \times 13 = 65 \text{ cm} \approx 64,2 \text{ cm}$

Nudos C y F.- Refuerzo superior e inferior.

$$A_s = \frac{807\ 632}{1\ 200 \times 0,887 \times 31} = 24,5 \text{ cms}^2.$$

$$\text{No. de varillas de 5/8" } \phi: n = \frac{24,5}{1,93} = 12,68.$$

$$\text{Separación: } s = \frac{100}{12,68} = 8 \text{ cms. c.a.c.}$$

$$\Sigma o = \frac{19\ 812}{10,5 \times 0,887 \times 31} = 68,8 \text{ cms.}$$

Perímetro de 13 varillas de 5/8"  $\phi = 5 \times 13 = 65 \text{ cm} \leq 68,8 \text{ cm.}$

Aumentamos el número de varillas a 14 con una separación de 7 cms, c.a.c.

Losas B C y E F.- Refuerzo superior e inferior.

$$A_B = \frac{431.371}{1.200 \times 0,887 \times 31} = 13,12 \text{ cms}^2.$$

$$\text{No. de varillas de } 5/8" \phi: n = \frac{13,12}{1,93} = 6,81.$$

$$\text{Separación: } s = \frac{100}{6,81} = 15 \text{ cms. c.a.c.}$$

$$\Sigma o. = \frac{13.750}{10,5 \times 0,887 \times 31} = 47,7 \text{ cms.}$$

Perímetro de 7 varillas de  $5/8" \phi = 5 \times 7 = 35 \text{ cm.} < 47,7 \text{ cms.}$

Aumentamos el número de varillas a 10, teniendo una separación de 10 cms. c.a.c.

Cálculo de esfuerzo rasante.

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{19.812}{100 \times 0,887 \times 31} = 7,19 \text{ kg/cm}^2. > 4,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Como esta diferencia es aproximadamente igual a la encontrada en los casos anteriores, ponemos estritos de tres piernas por metro de la losa, en la forma indicada en la figura 1. de varilla de  $3/8"$ .

Como se indicó al principio de este Capítulo, la separaciones de las varillas aquí obtenidas serán modificadas con el objeto de facilitar el armado de éstas. Esta modificación se hará teniendo en cuenta los puntos donde deban doblarse las varillas de acuerdo con los diagramas de momentos.

La distribución definitiva del fierro se puede ver en el plano general.

Como el cálculo del refuerzo para las secciones 4 - 4 y --- K - K', se hace de manera semejante, a continuación solamente daremos resultados obtenidos.

SECCION 4 - 4 .

LOSAS SUPERIORES.

Nudo A' .- Refuerzo inferior.

$$\begin{aligned} A_s &= 24.10 \text{ cms}^2. \\ n &= 12.48 \text{ varillas de } 5/8" \phi. \\ s &= 8 \text{ cms. c.a.c.} \\ \Sigma o &= 57.4 \text{ cms. } < 60 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Nudo A' .- Refuerzo superior.

$$\begin{aligned} A_s &= 8.55 \text{ cms}^2. \\ n &= 4.43 \text{ varillas de } 5/8". \\ s &= 23 \text{ cms. c.a.c.} \\ \Sigma o &= 27.51 \text{ cms. } > 20 \text{ cms.} \\ n' &= 6 \text{ varillas de } 5/8" \\ s' &= 17 \text{ c.a.c.} \end{aligned}$$

Losa A'-B' .- Refuerzo inferior.

$$\begin{aligned} A_s &= 5.73 \text{ cms}^2. \\ n &= 2.97 \text{ varillas de } 5/8" \phi. \\ s &= 34 \text{ cms. c.a.c.} \\ \Sigma o &= 15.6 \text{ cms. } \pm 15 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Losa A'-B' .- Refuerzo superior.

$$\begin{aligned} A_s &= 9.79 \text{ cms}^2. \\ n &= 5.08 \text{ varillas de } 5/8" \phi. \\ s &= 20 \text{ cms. c.a.c.} \\ \Sigma o &= 31.8 \text{ cms. } > 30 \text{ cms.} \\ n' &= 6 \text{ varillas de } 5/8" \phi. \\ s' &= 17 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

Nudo B' .- Refuerzo inferior, derecho e izquierdo.

$$\begin{aligned} A_s &= 20.9 \text{ cms}^2. \\ n &= 10.95 \text{ varillas de } 5/8" \phi. \\ s &= 9 \text{ cms. c.a.c.} \\ \Sigma o &= 57.4 > 55 \text{ cms.} \\ n' &= 12 \text{ varillas de } 5/8". \\ s' &= 8 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

Nudo B' .- Refuerzo superior izquierdo.

$$\begin{aligned} A_s &= 11.78 \text{ cms}^2. \\ n &= 6.1 \text{ varillas de } 5/8" \phi. \\ s &= 16 \text{ cms. c.a.c.} \\ \Sigma o &= 27.45 \text{ cms. } < 30 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Nudo B' - Refuerzo superior derecho.

$$\begin{aligned} A_s &= 10.55 \text{ cms}^2 \\ n &= 5.49 \text{ varillas de } 5/8" \\ s &= 18 \text{ cms. c.a.c.} \\ \Sigma o &= 33.3 \text{ cms. } > 25 \text{ cms.} \\ n' &= 7 \text{ varillas de } 5/8" \\ s' &= 14 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

Losa B' - E' - Refuerzo superior.

$$\begin{aligned} A_s &= 11 \text{ cms}^2 \\ n &= 5.7 \text{ varillas de } 5/8" \\ s &= 18 \text{ cms. c.a.c.} \\ \Sigma o &= 33.6 \text{ cms. } > 30 \text{ cms.} \\ n' &= 7 \text{ varillas de } 5/8" \\ s' &= 14 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

Losa B' - E' - Refuerzo inferior.

$$\begin{aligned} A_s &= 4.82 \text{ cms}^2 \\ n &= 2.49 \text{ varillas de } 5/8" \\ s &= 40 \text{ cms. c.a.c.} \\ \Sigma o &= 22.7 \text{ cms. } > 10 \text{ cms.} \\ n' &= 5 \text{ varillas de } 5/8" \\ s' &= 20 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

Cálculo del esfuerzo rasante en las losas superiores.

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{16198}{100 \times 0.887 \times 31} = 5.89 \text{ kg/cms}^2 > 4.2 \text{ kg/cms}^2.$$

Longitud que necesita ser reforzada.

$$x = (v - v_c) \frac{l}{2v} = (5.89 - 4.2) \frac{2.60}{2 \times 5.89} = 37 \text{ cms.}$$

$$\text{Esfuerzo} = \frac{1}{2} 37 \times 1.69 \times 100 = 3126.5 \text{ kgs.}$$

No. de estribos de tres piernas de varilla de 3/8" en la forma indicada en la Fig. 1.

$$\text{No.} = \frac{3126.5}{3 \times 71 \times 1200} = 0.08 = 1 \text{ estribo.}$$

Estos estribos se pondrán en cada uno de los extremos de las losas.

LOSAS INTERIORES.

Nudo D' - Refuerzo superior.

$$A_s = 23.45 \text{ cms}^2.$$

$n = 12.13$  varillas de  $5/8"$ .  
 $s = 8$  cms. c.a.c.  
 $\sum o = 53.2$  cms.  $< 60$  cms.

Nudo D'. - Refuerzo inferior.

$A_s = 9.95$  cms<sup>2</sup>  
 $n = 5.15$  varillas de  $5/8"$   
 $s = 19$  cms. c.a.c.  
 $\sum o = 31.95$  cms.  $> 25$  cms.  
 $n' = 6$  varillas de  $5/8"$ .  
 $s' = 17$  cms. c.a.c.

Losa D' - C'. - Refuerzo superior.

$A_s = 7.05$  cms<sup>2</sup>.  
 $n = 3.66$  varillas de  $5/8"$ .  
 $s = 27$  cms. c.a.c.  
 $\sum o = 15.22$  cms.  $< 20$  cms.

Losa D' - C'. - Refuerzo inferior.

$A_s = 9.04$  cms<sup>2</sup>  
 $n = 4.67$  varillas de  $5/8"$ .  
 $s = 21$  cms. c.a.c.  
 $\sum o = 31.9$  cms.  $> 25$  cms.  
 $n' = 7$  varillas de  $5/8"$ .  
 $s' = 14$  cms. c.a.c.

Nudo C'. - Refuerzo superior, a la derecha e izquierda.

$A_s = 19.80$  cms<sup>2</sup>.  
 $n = 10.18$  varillas de  $5/8"$ .  
 $s = 10$  cms. c.a.c.  
 $\sum o = 53.2$  cms.  $> 50$  cms.  
 $n' = 6$  varillas de  $5/8"$ .  
 $s' = 9$  cms. c.a.c.

Nudo C'. - Refuerzo inferior izquierdo.

$A_s = 14.4$  cms<sup>2</sup>.  
 $n = 7.52$  varillas de  $5/8"$ .  
 $s = 13$  cms. c.a.c.  
 $\sum o = 31.96$  cms.  $< 35$  cms.

Nudo C'. - Refuerzo inferior derecho.

$A_s = 12.41$  cms<sup>2</sup>.  
 $n = 6.43$  varillas de  $5/8"$ .  
 $s = 16$  cms. c.a.c.  
 $\sum o = 31.96$  cms.  $> 30$  cms.

Losa C' - B'. - Refuerzo superior.

$$\begin{aligned} A_B &= 10.04 \text{ cms}^2. \\ n &= 5.22 \text{ varillas de } 5/8". \\ s &= 19 \text{ cms. c.a.c.} \\ Z_o &= 18.5 \text{ cms. } < 25 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Losa C' - F'. = Refuerzo inferior.

$$\begin{aligned} A_B &= 10.5 \text{ cms}^2. \\ n &= 5.46 \text{ varillas de } 5/8" \\ s &= 18 \text{ cms. c.a.c.} \\ Z_o &= 31.2 \text{ cms. } > 25 \text{ cms.} \\ n' &= 7 \text{ varillas de } 5/8". \\ s' &= 15 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

Cálculo del esfuerzo rasante en las losas inferiores.

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{15394}{100 \times 0.887 \times 31} = 5.6 \text{ kg/cms}^2.$$

Ponemos un estribo de tres piernas por metro formado de varilla de 3/8".

#### LOSAS LATERALES EXTERIORES.

Nudo A' y G'. - Refuerzo inferior para la losa A' D' y superior para la losa G' H'

$$\begin{aligned} A_B &= 24.10 \text{ cms}^2. \\ n &= 12.48 \text{ varillas de } 5/8". \\ s &= 8 \text{ cms. c.a.c.} \\ Z_o &= 63.98 \text{ cms. } > 60 \text{ cms.} \\ n' &= 13 \text{ varillas de } 5/8". \\ s' &= 8 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

Nudos A' y G'. - Refuerzo superior para la losa A' D', e inferior para la losa G' H'.

$$\begin{aligned} A_B &= 8.55 \text{ cms}^2. \\ n &= 4.43 \text{ varillas de } 5/8". \\ s &= 23 \text{ c.a.c.} \\ Z_o &= 19.22 \text{ cms. } < 20 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Losas A' D' y G' H'. - Refuerzo superior e inferior, respectivamente.

$$\begin{aligned} A_B &= 14.17 \text{ cms}^2. \\ n &= 7.37 \text{ varillas de } 5/8". \\ s &= 14 \text{ cms. c.a.c.} \\ Z_o &= 43.4 \text{ cms. } > 35 \text{ cms.} \\ n' &= 9 \text{ varillas de } 5/8". \\ s' &= 11 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

Losas A' D' y G' H'. - Refuerzo inferior y superior, respectivamente.

$$\begin{aligned} A_s &= 4.44 \text{ cms}^2 \\ n &= 2.30 \text{ varillas de } 5/8" \\ s &= 43.5 \text{ cms. c.a.c.} \\ \Sigma o &= 11.06 \text{ cms. } > 10 \text{ cms.} \\ n' &= 3 \text{ varillas de } 5/8" \\ s' &= 33 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

Nudos D' y H'. - Refuerzo inferior para la losa A' D' y superior para la losa G' H'.

$$\begin{aligned} A_s &= 23.45 \text{ cms}^2 \\ n &= 12.13 \text{ varillas de } 5/8" \\ s &= 8. \text{ cms. c.a.c.} \\ \Sigma o &= 68.7 \text{ cms. } > 60 \text{ cms.} \\ n' &= 14 \text{ varillas de } 5/8" \\ s' &= 7 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

Nudos D' y H'. - Refuerzo superior para la losa A' D' e inferior para la losa G' H'.

$$\begin{aligned} A_s &= 9.95 \text{ cms}^2 \\ n &= 5.15 \text{ varillas de } 5/8" \\ s &= 19 \text{ cms. c.a.c.} \\ \Sigma o &= 30.6 \text{ cms. } > 25 \text{ cms.} \\ n' &= 6 \text{ varillas de } 5/8" \\ s' &= 17 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

Cálculo del esfuerzo rasante en las losas A' D' y G' H'.

$$V = 7.22 \text{ kg/cms}^2. > 4.2 \text{ kg/cms}^2.$$

$$x = 46 \text{ cms.}$$

$$\text{Esfuerzo} = 4946 \text{ kgs.}$$

No. de estribos de tres brazos de varilla de 3/8" = 1.

LOSAS LATERALES INTERIORES.

Nudos B' y E'. - Refuerzo superior e inferior.

$$\begin{aligned} A_s &= 24.68 \text{ cms}^2 \\ n &= 12.8 \text{ varillas de } 5/8" \\ s &= 8 \text{ cms. c.a.c.} \\ \Sigma o &= 64.2 \text{ cms. } < 65 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Nudos C' y F'. - Refuerzo superior e inferior.



$$\begin{aligned} A_s &= 24.5 \text{ cms}^2 \\ n &= 12.68 \text{ varillas de } 5/8" \\ s &= 8 \text{ cms. c.a.c.} \\ \lambda_0 &= 68.8 \text{ cms. } > 65 \text{ cms.} \\ n' &= 14 \text{ varillas de } 5/8" \\ s' &= 7 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

Losas B' C' y E' F'. - Refuerzo superior e inferior.

$$\begin{aligned} A_s &= 13.12 \text{ cms}^2 \\ n &= 6.81 \text{ varillas de } 5/8" \\ s &= 15 \text{ cms. c.a.c.} \\ \lambda_0 &= 47.7 \text{ cms. } > 35 \text{ cms} \\ n' &= 10 \text{ varillas de } 5/8" \\ s' &= 10 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

Cálculo del esfuerzo rasante.

$$V = 7.19 \text{ kg/cms}^2. > 4.2 \text{ kg/cms}^2.$$

Se pondrá un estribo de tres piernas por metro de varilla - de 3/8".

Las separaciones de las varillas aquí obtenidas serán modificadas con el objeto de facilitar el armado de éstas pudiendo verse la distribución definitiva en la Plano General.

#### SECCION K - K'.

LOSAS SUPERIORES.

Nudo A", - Refuerzo inferior.

$$\begin{aligned} A_s &= 14.19 \text{ cms}^2 \\ n &= 11.6 \text{ varillas de } 1/2" \\ s &= 9 \text{ cms. c.a.c.} \\ \lambda_0 &= 31.2 \text{ cms. } < 48 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Nudo A", - Refuerzo superior.

$$\begin{aligned} A_s &= 4.08 \text{ cms}^2 \\ n &= 3.34 \text{ varillas de } 1/2" \\ s &= 30 \text{ cms. c.a.c.} \\ \lambda_0 &= 7.21 \text{ cms. } < 12 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Losa A" B". - Refuerzo inferior.

$$A_s = 0.88 \text{ cms}^2$$

Se pondrán varillas de 1/2" a una separación de 30 cms. c.a.c.

$$\Sigma o = 2.77 \text{ cms.} < 12 \text{ cms.}$$

Losa A" B".- Refuerzo superior.

$$\begin{aligned}
A_B &= 5.58 \text{ cms}^2 \\
n &= 4.88 \text{ varillas de } 1/2" \\
s &= 20 \text{ cms. c.a.c.} \\
\Sigma o &= 15.95 \text{ cms.} < 20 \text{ cms.}
\end{aligned}$$

Nudo B".- Refuerzo inferior a la derecha e izquierda.

$$\begin{aligned}
A_B &= 11.48 \text{ cms}^2 \\
n &= 9.4 \text{ varillas de } 1/2" \\
s &= 11 \text{ cms. c.a.c.} \\
\Sigma o &= 7.21 \text{ cms} < 36 \text{ cms}
\end{aligned}$$

Nudo B".- refuerzo superior izquierdo.

$$A_B = 2.22 \text{ cms}^2$$

Se pondrán varillas de 1/2" a 30 cms.c.a.c.

Nudo B".- Refuerzo superior derecho.

$$A_B = 2.55 \text{ cms}^2.$$

Se pondrán varillas de 1/2" a 30 cms. c.a.c.

Losa C" E".- Refuerzo inferior.

$$A_B = 1.60 \text{ cms}^2$$

Se pondrán varillas de 1/2" a 30 cms. c.a.c.

Losa C" E".- Refuerzo superior.

$$\begin{aligned}
A_B &= 6.32 \text{ cms}^2 \\
n &= 5.16 \text{ varillas de } 1/2" \\
s &= 19 \text{ cms. c.a.c.} \\
\Sigma o &= 23.3 \text{ cms.} > 20 \text{ cms.} \\
n' &= 6 \text{ varillas de } 1/2" \\
s' &= 17 \text{ cms. c.a.c.}
\end{aligned}$$

Cálculo del esfuerzo rasante para las losas superiores.

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{9.022}{100 \times 0.887 \times 31} = 2.98 \text{ kg/cms}^2 < 4.2 \text{ kg/cms}^2.$$

LOSAS INFERIORES.

Nudo D".- Refuerzo inferior.

$$A_B = 5.9 \text{ cms}^2.$$

$n = 4.59$  varillas de  $1/2"$ .  
 $s = 22$  cms. c.a.c.  
 $\Sigma o = 11.46$  cms.  $< 25$  cms.

Nudo D".- Refuerzo superior.

$A_g = 12.62$  cms<sup>2</sup>.  
 $n = 10.35$  varillas de  $1/2"$ .  
 $s = 10$  cms. c.a.c.  
 $\Sigma o = 23.7$  cms.  $< 40$  cms.

Losa D" C".- Refuerzo inferior.

$A_g = 3.22$  cms<sup>2</sup>.  
 $n = 2.64$  varillas de  $1/2"$ .  
Se pondrán a una separación de 30 cms. c.a.c.

Losa D" C".- Refuerzo superior.

$A_g = 1.96$  cms<sup>2</sup>.  
Se pondrán varillas de  $1/2"$  a 30 cms. c.a.c.

Nudo C".- Refuerzo inferior izquierdo.

$A_g = 4.02$  cms<sup>2</sup>.  
 $n = 3.23$  varillas de  $1/2"$ .  
 $s = 30$  cms. c.a.c.

Nudo C".- Refuerzo inferior derecho.

$A_g = 7.2$  cms<sup>2</sup>.  
 $n = 5.9$  varillas de  $1/2"$ .  
 $s = 17$  cms. c.a.c.  
 $\Sigma o = 10.45$  cms.  $< 24$  cms.

Nudo C".- Refuerzo superior a la derecha e izquierda.

$A_g = 8.49$  cms<sup>2</sup>.  
 $n = 6.96$   
 $s = 14$  cms. c.a.c.

Losa C" F".- Refuerzo inferior.

$A_g = 5.61$  cms<sup>2</sup>.  
 $n = 4.6$  varillas de  $1/2"$ .  
 $s = 22$  cms. c.a.c.

Losa C" F".- Refuerzo superior.

$A_g = 2.33$  cms<sup>2</sup>.  
Se pondrán varillas de  $1/2"$  a 30 cms. c.a.c.

LOSAS LATERALES EXTERIORES.

Nudos A" y G".- Refuerzo inferior para el primero y superior para el segundo.

$$\begin{aligned} A_s &= 14.19 \text{ cms.}^2 \\ n &= 11.6 \text{ varillas de } 1/2" \\ s &= 9 \text{ cms. c.a.c.} \\ \lambda_o &= 37.2 \text{ cms.} < 48 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Nudos A" y G".- Refuerzo superior para el primero e inferior para el segundo.

$$\begin{aligned} A_s &= 4.08 \text{ cms.}^2 \\ n &= 3.34 \text{ varillas de } 1/2" \\ s &= 30 \text{ cms. c.a.c.} \\ \lambda_o &= 11.2 \text{ cms.} < 12 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Nudos B" y H".- Refuerzo inferior para el primero y superior para el segundo.

$$\begin{aligned} A_s &= 12.62 \text{ cms.}^2 \\ n &= 10.35 \text{ varillas de } 1/2" \\ s &= 10 \text{ cms. c.a.c.} \\ \lambda_o &= 41.4 \text{ cms.} > 40 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Nudos D" y H".- Refuerzo superior para el primero e inferior para el segundo.

$$\begin{aligned} A_s &= 5.9 \text{ cms.}^2 \\ n &= 4.59 \text{ varillas de } 1/2" \\ s &= 22 \text{ cms. c.a.c.} \\ \lambda_o &= 18.19 \text{ cms.} < 20 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Losas A" D" y G" H".- Refuerzo inferior para la primera y superior para la segunda.

$$\begin{aligned} A_s &= 3.90 \text{ cms.}^2 \\ n &= 3.2 \text{ varillas de } 1/2" \\ &\text{Se pondrán a } 30 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

Losas A" D" y G" H".- Refuerzo superior para la primera e inferior para la segunda.

$$\begin{aligned} A_s &= 9.18 \text{ cms.}^2 \\ n &= 7.51 \text{ varillas de } 1/2" \\ s &= 13 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

LOSAS LATERALES INTERIORES.

Nudos B" y E".- Refuerzo superior e inferior.

$$\begin{aligned} A_g &= 15.10 \text{ cms}^2, \\ n &= 12.32 \text{ varillas de } 1/2", \\ s &= 8 \text{ cms. c.a.c.} \\ \Sigma o &= 40.6 \text{ cms. } < 48 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Nudos C" y F".- Refuerzo superior e inferior.

$$\begin{aligned} A_g &= 12.15 \text{ cms}^2, \\ n &= 10 \text{ varillas de } 1/2", \\ s &= 10 \text{ cms. c.a.c.} \\ \Sigma o &= 41.4 \text{ cms. } > 40 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Losas B" C" y E" F".- Refuerzo superior e inferior.

$$\begin{aligned} A_g &= 9 \text{ cms}^2 \\ n &= 7.37 \text{ varillas de } 1/2", \\ s &= 14 \text{ cms. c.a.c.} \end{aligned}$$

Para contracciones por fraguado y variaciones de temperatura se pondrán varillas de  $1/2"$   $\phi$  a 30 cms. c.a.c. como mínimo.

.....

### CALCULO DE ESTABILIDAD DE LAS TRANSICIONES.

El procedimiento empleado en este caso, es el establecido en la Comisión Nacional de Irrigación para estructuras de esta clase.

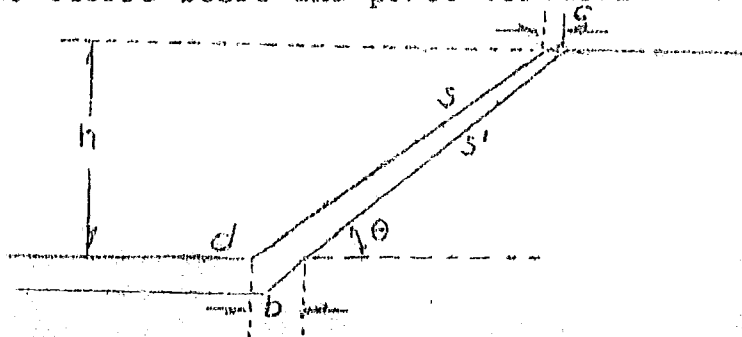
Aprovechando las 10 partes en que se dividieron las transiciones para el cálculo hidráulico, calculamos el refuerzo dando valores a los espesores del muro tanto en la corona como en la base.

A continuación se expone el cálculo de las secciones 0, 5 y 10 de la transición de entrada, como ilustración del procedimiento seguido, pues siendo los demás casos análogos no creo necesario exponerlo uno a uno, más que los resultados obtenidos en el cálculo de todas ellas, se conciben en el plano general anexo.

#### TRANSICION DE ENTRADA.

Sección 0.- Para el cálculo de ésta y de las que siguen, se supone la transición vacía, que es el caso más desfavorable pues únicamente está actuando la presión debida al empuje de las tierras sobre los muros. Estos trabajan como cantiliver con momento máximo en la sección 1-1. En cuanto a las losas del fondo, hacemos notar que se les dará igual espesor que a los muros corriendo el refuerzo de éstos a través del piso.

El empuje de tierra sobre una pared vertical se obtiene -



por medio de la fórmula.  $P = \frac{h^2}{2} wk.$

En la cual:  $h =$  altura del muro  $= 2.80$  mts.

$w =$  peso volumétrico de la tierra  $= 1\ 300$  kg/  
m<sup>3</sup>.

$k =$  relación de la presión vertical a la hori-  
zontal, siendo su valor independiente del peso de la tierra y -  
de la altura del muro y dependiente del ángulo de reposo de --  
las tierras  $\phi = 0.286.$

$$P = \frac{1}{2} \cdot 2.80^2 \times 1\ 300 \times 0.286 = 1\ 460 \text{ lgs.}$$

Este empuje, hay que multiplicarlo por un coeficiente  $J =$   
para obtener el empuje sobre una pared inclinada. El valor de  
este coeficiente se determinó por medio de la gráfica de la Fi-  
gura 17.h de la página 34 del libro de Ketchum, titulado: ---  
Walls, Bins and Grain Elevator, calculando previamente el ángu-  
lo  $\theta$  que forma la cara exterior del muro con la horizontal.

$$s' = \frac{hs + c-b}{h} = \cot \theta.$$

Datos:  $s = 1.5$

$$c = 0.27 \text{ mts.} \quad \therefore s' = \frac{2.80 \times 1.5 + 0.27 - 0.36}{2.80} =$$

$$b = 0.36 \text{ mts.} \quad = 1.55.$$

Ang.  $\cot 1.55 = 32^\circ - 50' = \theta$

Entrando en la gráfica mencionada con este dato y con el  
de  $\phi = 1.1/2 \times 1$  obtenemos un valor para  $J$  de  $\theta$ . (cero)

Así que el empuje de las tierras sobre el muro es nulo lo-  
mismo que su momento con relación al punto d.

Para proporcionar el acero por cambio de temperatura deben  
considerarse los esfuerzos por cambio de temperatura en el ace-  
ro. Ahora bien, suponiendo una variación de temperatura en el -  
acero de  $40^\circ$ , el esfuerzo por temperatura en el acero  $=$  -----  
 $40 \times 0.000\ 006\ 5 \times 30\ 000\ 000 = 7\ 800$  lbs/p.c. Si el esfuerzo-



de tensión del concreto es de 200 lbs/p.c. y el límite elástico del acero es de 40 000 lbs/p.c., el esfuerzo aproximado en el acero es igual  $40\ 000 - 7\ 800 = 33\ 200$  lbs/p.c., y el porcentaje requerido de acero es  $p = \frac{200}{33\ 200} = 0.006$  (0.60 por ciento).

$$A_s = 0.006 \times 15 \times 100 = 9 \text{ cms}^2.$$

Varillas de 1/2"  $\phi$  a 14 cms. c.a.c.

En el sentido horizontal se pondrá el acero anterior y en el otro sentido pondremos varillas de 5/8" a 30 cms. c.a.c.

El acero debe colocarse lo más cerca posible de la cara expuesta.

#### SECCION 5.

Fórmula:  $P = \frac{h^2}{2} wk.$

Datos:  $h = 3.11$  m;  $w = 1\ 300$  kg/m<sup>3</sup>;  $k = 0.286.$

$$P = 0.143 \times 1\ 300 \times 3.11^2 = 1\ 808 \text{ kgs.}$$

Pendiente de la cara exterior:

$$s' = \frac{hs + c - b}{h} = \cot \theta.$$

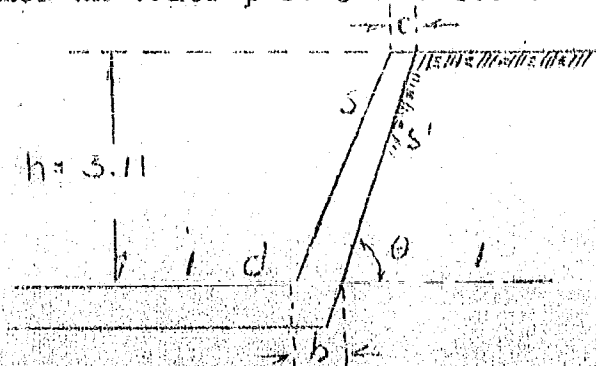
Datos:  $s = 0.363$

$$c = 0.27 \quad \therefore s' = \frac{3.11 \times 0.363 + 0.27 - 0.36}{3.11} =$$

$$b = 0.36 \quad = 0.334.$$

$$\text{Ang. } \cot 0.334 = 71^\circ - 29' = \theta$$

Entrando en la gráfica mencionada, para taludes de  $1.1/2 \times 1$  encontraremos un valor para  $J$  de: 0.548.



Empuje sobre el muro:

$$E = 1\ 808 \times 0.548 = 991 \text{ kgs.}$$

Momento con respecto al punto d.

$$M = E \frac{h}{3} = 991 \times \frac{3.11}{3} = 1\ 032 \text{ kg. m.}$$

$$d = 0.345 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.345 \sqrt{1\ 032} = 11 \text{ cms.}$$

Para facilidad de construcción se dejan las dimensiones dadas en la primera Sección, o sea  $d = 15 \text{ cms.}$

$$A_s = \frac{103\ 200}{1\ 200 \times 0.871 \times 15} = 6.52 \text{ cms.}^2$$

No. de varillas de 5/8"  $\phi$ .  $n = 3.38$  varillas.

$$\text{Separación: } s = \frac{100}{3.38} = 30 \text{ cms. c.a.c.}$$

Por variaciones de temperatura ponemos varillas de 1/2" a 14 cms. c.a.c.

#### SECCION 10.

$$\text{Empuje.} - P = 0.143 \times 1\ 300 \times 4.23^2 = 2\ 552 \text{ kgs.}$$

$$\text{Momento. } M = \frac{2\ 552 \times 4.23}{3} = 3\ 563 \text{ kg. m.}$$

$$d = 0.345 \sqrt{3\ 563} = 20.6 \approx 21 \text{ cms.}$$

$$h = 26 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{356\ 300}{1\ 200 \times 0.871 \times 21} = 16.1 \text{ cms.}^2$$

$$\text{No. de varillas de 5/8": } n = \frac{16.1}{1.93} = 8.35.$$

$$\text{Separación: } s = \frac{100}{8.35} = 12 \text{ cms. c.a.c.}$$

Fierro para variaciones de temperatura.

$$A_s = p b d = 0.006 \times 100 \times 21 = 12.6 \text{ cms.}^2$$

10 varillas de 1/2" a 10 cms. c.a.c.

Para evitar que las losas del fondo trabajen como libremente apoyadas con carga uniforme (reacción del terreno) pondremos juntas en la forma indicada en el plano general.

### PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

Para el objeto se han ideado varios procedimientos que --- creo complicados, sobre todo, en cuanto a las maniobras que hay -- que ejecutar para llegar a feliz término, que en la práctica -- son difíciles de controlar. En mi concepto y dado que lo único -- de que se trata es evitar el hundimiento del terreno cuando se -- llega con las excavaciones a la cota -2, a continuación propongo el siguiente procedimiento que a mi juicio es más sencillo y fácil de llevarse a la práctica.

Este procedimiento, no se hace con la pretensión de que -- sea la última palabra en la construcción de obras en esta zona -- o en otras semejantes, sino simplemente como una sugerencia para que si es aceptado por las personas interesadas en estas obras, Profesionistas bien preparados y de gran capacidad, le hagan -- las correcciones necesarias y se puedan llevar a la práctica -- las Obras que han quedado pendientes por falta de un procedi--- miento de construcción adecuado.

### DESCRIPCION DEL PROCEDIMIENTO QUE SE PROPONE,

Una vez hecha la desviación de las aguas negras con ayuda del canal que fué excavado para este objeto hace algunos años y al cual solamente hay que desazolver; se empezarán las terracerías, a mano o con ayuda de palas mecánicas hasta llegar a la cota cero y se instalará una bomba para sacar el agua de filtración.

Hecho lo anterior se clavarán dos hileras de pilotes en la forma y a las distancias señaladas en la lámina 16 y se iniciará la segunda parte de las excavaciones que se harán en cortes de cincuenta en cincuenta centímetros y en fajas de un ancho no

mayor de 2 metros; una vez hechas las terracerías de una de estas fajas, se pondrán las piezas C que pueden ser pilotes o vigas de gran peralte. Estas piezas al venir el empuje de las tierras trabajarán como vigas libremente apoyadas en las piezas A, las cuales serán vigas de 6" x 6", fijadas a los pilotes una tras otra, por medio de abrazaderas o cualquier otro dispositivo. Apoyadas sobre las piezas A (lámina 16) y en línea con los pilotes se pondrán unas viguetas de fierro, que al mismo tiempo que hagan veces de puntales, sirvan para poner pesos iguales a los de los volúmenes de tierra desalojados.

Ahora bien, suponiendo que las terracerías se vienen haciendo de un extremo a otro y que ya están terminadas hasta la penúltima faja y puestas las piezas A y C, al llegar a la última, se bajará en lugar de cincuenta centímetros, un metro, se correrán las piezas C de la penúltima faja a ésta, con ayuda de la pala mecánica o de un malacate que se pondrá para este objeto, quedando de esta manera la penúltima faja en condiciones de permitir el segundo corte. En esta forma se continuarán las terracerías hasta llegar a la cota requerida, pero siempre cargando las viguetas con pesos iguales a los de los volúmenes excavados.

Terminadas las terracerías, se clavarán pilotes tanto en la parte central como en las laterales a una distancia de un metro en los dos sentidos, longitudinal y transversal. Este empalotado en el centro, tendrá por objeto impedir el movimiento de la obra mientras dura el fraguado y el de las partes laterales, servir de apoyo al sifón en hundimientos posteriores, pues se ha visto que en estas partes del Gran Canal es fácil la consoli-

dación del terreno por este procedimiento. Después de hechos -- los trabajos anteriores se pondrán sobre las partes de los talu des que no están cubiertos por madera, una capa de piedra tritu rada perfectamente pisonada y regada con una lechada pobre de -- cemento y sobre las piezas C otras (B) con el objeto de tener -- una superficie uniforme y sobre todo de impedir la presencia -- del agua de filtración que disminuiría resistencia al concreto, con este mismo objeto se pondrá, fibra alquitranada entre las -- piezas A.

Concluidos los trabajos anteriores se podrá desde luego co lar las losas inferiores, en seguida (3 días después) se pondrán los tableros de las trabes intermedias y se colarán éstas y por último las losas superiores. Es de mucha importancia hacer notar que a medida que se vaya colando se irán retirando las cargas -- que se pusieron cuando se hicieron las excavaciones, pero ahora siendo el peso de éstas, iguales a los pesos de los volúmenes -- de concreto colado.

Una vez que frague el concreto, se quitarán los moldes in- teriores, se cortarán los 3 pilotes centrales a la cota -2 y se formará el relleno.

México, D.F., a 30 de septiembre de 1937.

EL PASANTE DE INGENIERIA CIVIL (E.N.I.)

*Oscar González Carpio.*

Oscar González Carpio.

PRESUPUESTO DE LA OBRA.

Al formar este presupuesto consideraremos un porciento de -  
imprevistos bastante fuerte, pues dado las condiciones especiales  
del terreno en que se vá a construir, posiblemente se modificarán  
las dimensiones de las piezas que forman la obra muerta. Esto por  
un lado, y por otro que no es posible preveer todas las maniobras  
necesarias para llegar a feliz término.

También es de hacerse notar, que en los imprevistos queda -  
comprendido el transporte de las viguetas y pedacería de fierro -  
necesarias para cargar el Cajón.

Antes de proceder a tabular los materiales de construcción-  
necesarios con sus costos respectivos, haremos un análisis del --  
costo del metro cúbico de concreto reforzado en las transiciones-  
y en los conductos.

TRANSICIONES:

Volúmen de concreto en los pisos y apredes..... 1 250 M3.  
Volúmen de concreto en los contrafuertes..... 157 "  
SUMA..... 1 407 M3.

Acero de refuerzo en paredes y pisos: 4 517 M. de 1/2"  $\delta$  y  
2 075 M. de 5/8"  $\delta$ .

Acero de refuerzo en los contrafuertes: 1 420 M. de 1/2"  $\delta$ .

Peso total de las varillas: 9 163,631 kgs.

Kilogramos de acero por metro cúbico de concreto: 6.51 kg/m3

CONDUCTOS:

Volúmen del concreto en los tres conductos: 518 M3.

Acero necesario: 18 010 M. de varillas de 1/2"  $\delta$  y 9 282 M.  
de varilla de 5/8"  $\delta$ .

Peso total de las varillas: 32 491.582 kgs.

Kilogramos de acero por metro cúbico de concreto: 62.73 kg/m3

Para una proporción de 1: 2: 4 y usando grava no mayor de 20 m./m. y el polvo eliminado, se necesitan: 302 kgs. de cemento; 0.41 M3. de arena y 0.81 M3. de grava.

En cuanto a los moldes, se usará madera de ocote de segunda que a \$ 125.00. millar de pies, den un costo de \$ 16.00 por metro cúbico de concreto en las paredes y contrafuertes de las transiciones y de \$ 12.50. en los conductos.

El costo del metro cúbico de concreto en las transiciones y en los conductos, sin tener en cuenta el costo de moldes en los primeros, es:

TRANSICIONES:

302 kgs. de cemento a \$ 45.00. tonelada.....	\$	13.59.
0.41 M3. de arena a \$ 4.00. M3.....	"	1.64.
0.81 M3. de grava a \$ 4.00. M3.....	"	3.24.
6.51 kgs. de acero a \$ 0.23 kg.....	"	1.50.
Mano de obra.....	"	<u>28.00.</u>

Costo por M3. de concreto reforzado sin contar -- moldes.....	\$	47.97.
--	----	--------

CONDUCTOS:

Cemento, arena y grava.....	\$	18.47.
62.73. kgs. de acero a \$ 0.23 kg.....	"	14.43.
Madera para moldes.....	"	12.50.
Mano de obra.....	"	<u>35.00.</u>

Costo por metro cúbico de concreto.....	\$	<u>80.40.</u>
---	----	---------------

-----  
C O N C E P T O .                      Cantidad,      Costo unit,      Costo total.  
-----

DESVIACION DEL GRAN CANAL.

Desazolve con draga de -- succión, de la desviación construida.....	28 970 M3.	\$	0.14.	\$	3 999.80
---	------------	----	-------	----	----------

Formación de 2 bordos en los extremos de la desvia ción.....	2 U.	\$	250.00.	\$	500.00.
	A la hoja III.....	\$		\$	<u>4 499.80</u>



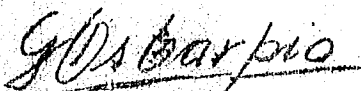
C O N C E P T O .	Cantidad.	Costo unit.	Costo total.
	De la hoja II.....		\$ 4 499.80.
<b>TERRACERIAS.</b>			
Excavación hasta la Cota 0.	1 440 M3.\$	0.50.	\$ 720.00.
Excavación hasta la Cota -6.30 en capas de 50 cms.	1 040 M3.\$	1.50.	\$ 1 560.00.
Relleno de la zona que ocuparán las transiciones.	2 300 M3.\$	0.60.	\$ 1 290.00.
Formación de bordos a uno y otro lado de las transiciones.....	4 600 M3.\$	1.00.	\$ 4 600.00.
Formación con césped del-recubrimiento de los conductos.....	720 M3.\$	1.20.	\$ 864.00.
<b>OBRA MUERTA.</b>			
Pilotes de 0.50.m. $\phi$ x 9m.	253 Pz.\$	15.00.	\$ 3 795.00.
Hincado de los pilotes...	2 277 M. \$	0.30.	\$ 683.10.
Arreglo de las cabezas de los pilotes.....	253 Pz.\$	2.00.	\$ 506.00.
Piezas de madera (C.) de-18" x 9" x 9.70.m.....	127 Pz.\$	36.60.	\$ 4 648.20.
Tablas de 1/2" x 12" x 20' (B.) para impermeabilizar el fondo del Cajón.....	4 694 p.c!"	0.09.	\$ 424.46.
Vigas de 6" x 6" x 7' (A) para los costados del Cajón.....	2 215 p.c!"	0.09.	\$ 199.35.
Abrazaderas de solera de-ferro con tornillos y --tuercas.....	504 Pz.\$	1.15.	\$ 579.60.
<b>CONCRETO:</b>			
Relleno de 0.15.m. de espesor, con piedra quebrada, pisonada y regada con lechada de cemento.....	691 M3.\$	6.50.	\$ 4 426.50.
	A la hoja IV.....		\$ 28 796.01.

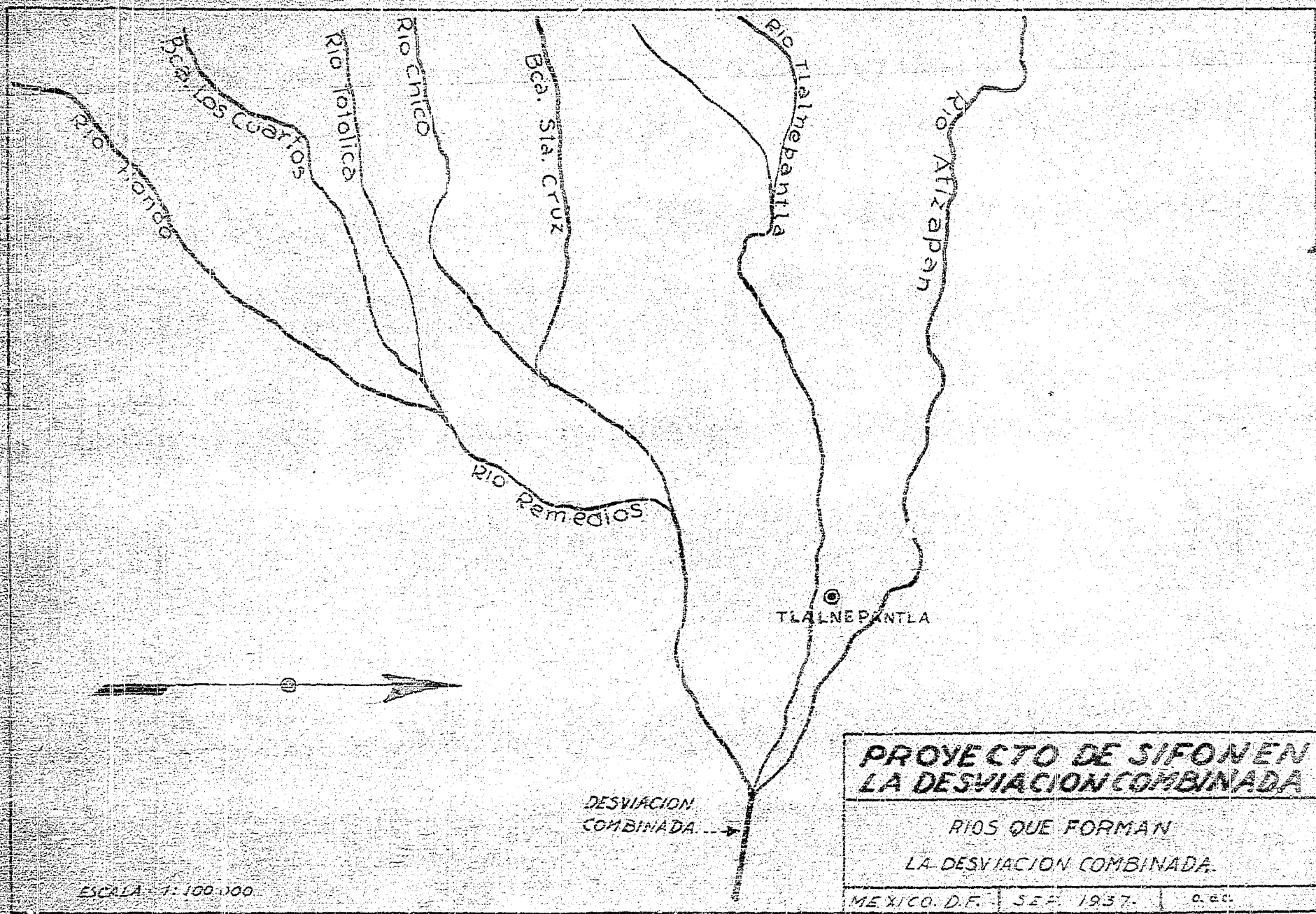
C O N C E P T O .	Cantidad.	Costo unit.	Costo total.
	De la hoja III.....		\$ 28 796.01.
Volúmen de concreto en las transiciones.....	1 407 M3.\$	47.97.	\$ 64 493.79.
Moldes para 416 M3.....	416 M3.\$	16.00.	\$ 6 666.00.
Volúmen concreto en los -- conductos.....	518 M3.\$	80.40.	\$ 41 647.20.
Juntas de cobre, comprendiendo hechura y colocación.	470 M. \$	25.00.	\$ 11 750.00.
	SUMA.....		\$ 153 343.00.
DIRECCION Y SERVICIOS GENERALES 20%.....			\$ 30 668.60.
IMPREVISTOS 15%.....			\$ 23 001.45.
	TOTAL.....		\$ 207 013.05.

IMPORTA EL PRESENTE PRESUPUESTO LA CANTIDAD DE DOSCIENTOS-SIETE MIL TRECE PESOS CINCO CENTAVOS.

NOTA:- El costo de colocación de las piezas (A., B. y C.)- no aparece, por estar comprendido en el costo de las terracerías.

EL PASANTE DE INGENIERIA CIVIL. (E.N.I.)

  
Oscar González Carpio.

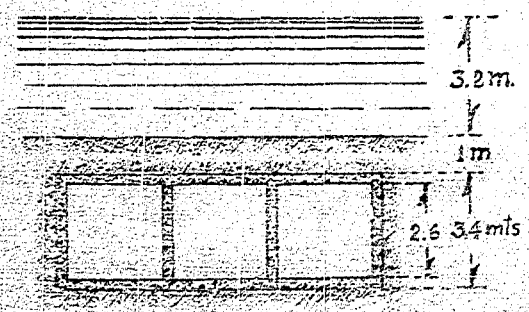
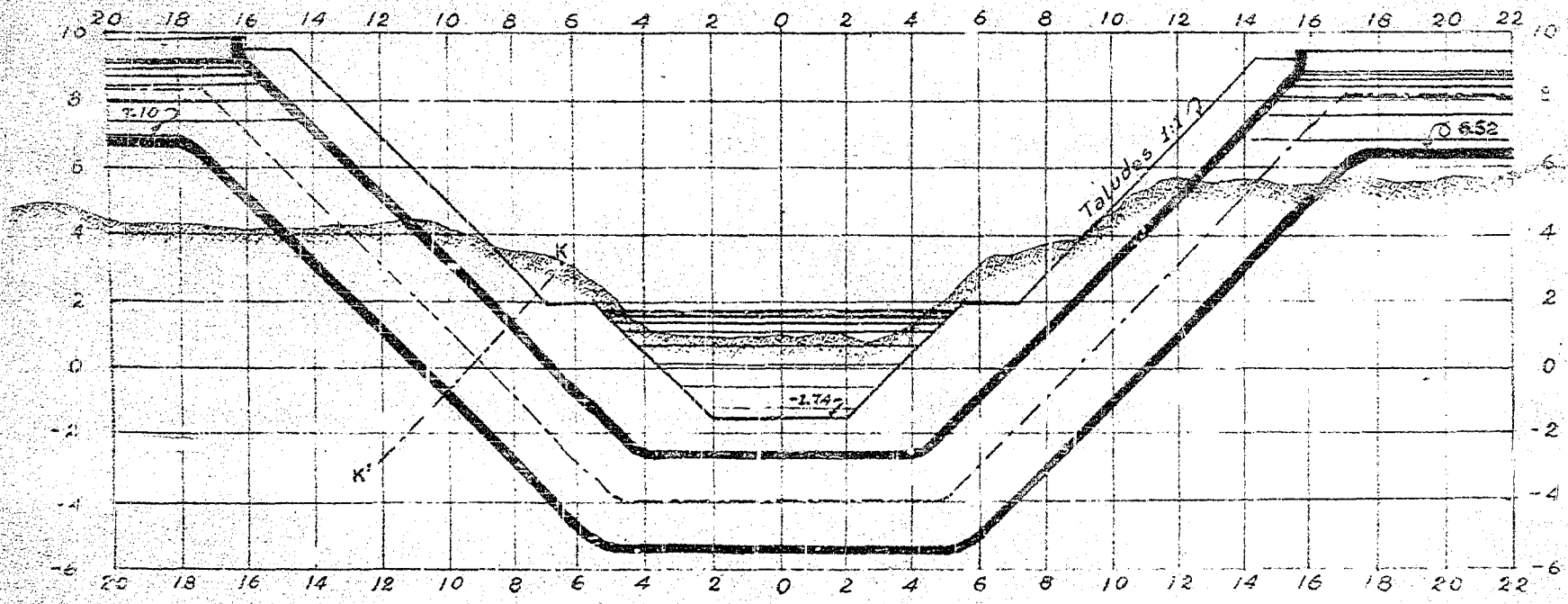


ESCALA 1:100,000

**PROYECTO DE SIFON EN  
LA DESVIACION COMBINADA**

RIOS QUE FORMAN  
LA DESVIACION COMBINADA.

MEXICO, D.F. | SEF. 1937. | a.c.c.

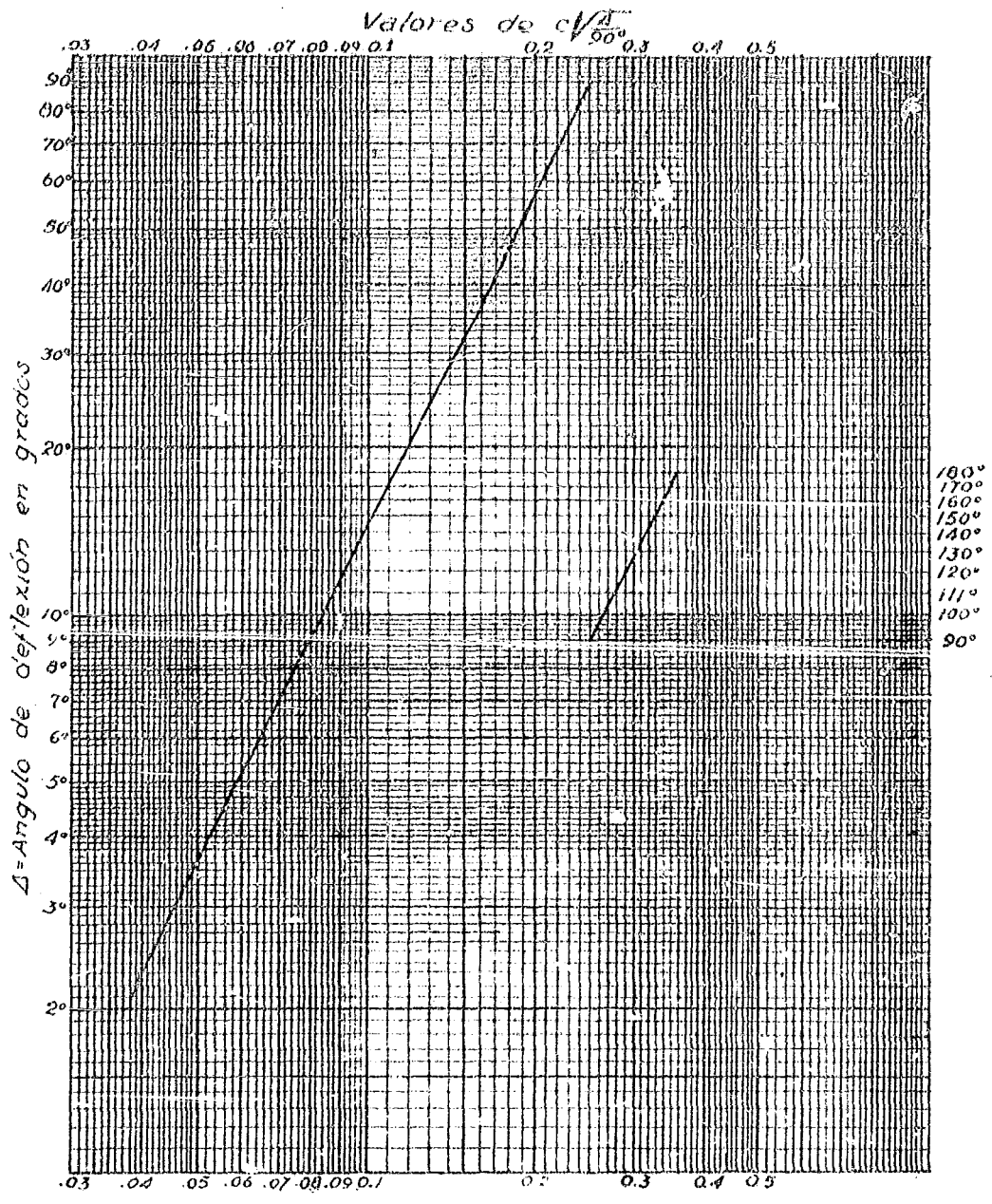


CORTE EN 0-0

**DESVIACION COMBINADA  
PERFIL DEL SIFON**

Las acotaciones están referidas al  
Plano de Compación del Valle -  
de México.

MEXICO. D.F. | SEP. 1937 | LAM. 1



**CALCULO HIDRAULICO  
DEL SIFON**

DIAGRAMA PARA LA DETERMINACION DEL FACTOR  
 $c\sqrt{\frac{H}{90^\circ}}$ , NECESARIO PARA EL CALCULO DE LA PERDIDA  
DE CARGA POR MEDIO DE LA FORMULA  $H = c\sqrt{\frac{H}{90^\circ}} \frac{V^2}{2g}$

MEXICO, D. F. | SEP. 1937 | LAM. 2.

Desviación Combinada.

A = 99.02 m<sup>2</sup>; B = 40.00 m; D = 2.32 m; Taludes: 1/2 : 1;

V<sub>c</sub> = 0.664 m/seg

Entrada Sifón.

A = 21.68 m<sup>2</sup>; B = 8.30 m; D = 2.60 m; Taludes: Vert;

V<sub>s</sub> = 3.044 m/seg

Gasto = 66 m.c.p.s.

$$h_c = \frac{V_c^2}{2g} = 0.022; \quad h_s = \frac{V_s^2}{2g} = 0.472$$

Longitud de la Transición = 86.00 mts.

Abatimiento M.S.A. fricción excluida 1:1 (h<sub>s</sub> - h<sub>c</sub>) = 0.495  
Pérdida de carga. 0.1 (h<sub>s</sub> - h<sub>c</sub>) = 0.045

Linea	CONCEPTOS Y FORMULAS	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	y = 0.01 = Abatimiento S.A. (fricción excl.)	0.000	0.005	0.019	0.045	0.077	0.124	0.178	0.235	0.317	0.401	0.495
2	Δh = y ÷ 1.1 = Incremento carga de v. a.	0.000	0.005	0.017	0.041	0.072	0.113	0.162	0.213	0.288	0.374	0.448
3	h = h <sub>c</sub> + Δh = Carga de velocidad	0.022	0.027	0.039	0.063	0.094	0.135	0.184	0.235	0.310	0.396	0.470
4	V = √2gh = Velocidad	0.664	0.730	0.879	1.065	1.361	1.635	1.908	2.160	2.470	2.795	3.044
5	A = Q/V = Area	99.02	90.40	75.00	60.19	48.40	40.40	34.55	30.60	26.70	23.60	21.68
6	D = Tirante (supuesto)	2.32	2.32	2.33	2.33	2.37	2.48	2.54	2.58	2.65	2.79	3.70
7	C = A/D = Ancho medio	43.48	38.95	32.20	26.60	20.45	16.30	13.58	11.85	10.15	8.45	8.30
8	b/2 = 1/2 ancho fondo (supuesto)	20.00	18.00	14.90	12.40	9.50	7.70	6.52	5.70	4.95	4.20	4.15
9	B/2 = C - b/2 = 1/2 ancho S.A.	23.48	20.95	17.30	14.20	10.95	8.60	7.06	6.15	5.20	4.25	4.15
10	ΔH = (Vn/r <sup>2/3</sup> ) <sup>2</sup> l; l = 8.6; n = 0.014	0.0003	0.0003	0.0005	0.0009	0.0015	0.0020	0.0026	0.0033	0.0053	0.0065	0.0103
11	H = Perdida por fricción acumul.	0.0003	0.0006	0.0011	0.0020	0.0033	0.0053	0.0079	0.0112	0.0165	0.0230	0.0353
12	P = D + y + H + 0.50 = Alt. transición	2.820	2.826	2.650	2.877	2.952	3.109	3.226	3.324	3.464	3.714	4.226
13	M = (B/2 - b/2) ÷ D = Taludes	1.500	1.270	1.029	0.772	0.611	0.365	0.212	0.174	0.095	0.023	0.000
14	W/2 = MP + b/2 = 1/2 ancho estruct.	24.230	21.540	17.840	14.620	11.310	8.830	7.210	6.280	5.290	4.210	4.150
15	C.S.A. = C.S.A. Desv. Comb. - y - H.	9.451	9.445	9.431	9.404	9.369	9.322	9.265	9.215	9.117	9.027	8.923
16	C.F. = C.S.A. - D = Cotas fondo	7.131	7.125	7.103	7.074	6.999	6.842	6.725	6.635	6.487	6.237	6.223

DESVIACION COMBINADA  
PROYECTO DE SIFON

CALCULO DE LA  
TRANSICION DE ENTRADA.

MEXICO, D.F. SEP 1957 LAMINA. 3



Salida Sifón -  $A = 21.69 / \cos \alpha = 30.58$ ;  $B = 8.30$  mts ;  $D = 3.70$  mts ; Taludes: Vert. ;  $V_s = 2.158$  m/seg  
 Desviación Combinada  $A = 99.02$  mts;  $B = 4000$  mts ;  $D = 2.32$  mts ; Taludes:  $1/2:1$ ;  $V_c = 0.664$  m/seg  
 Gasto = 6.6 m.c.p.s.  
 $h_s = \frac{2.158^2}{19.62} = 0.237$ ;  $h_c = \frac{0.664^2}{19.62} = 0.022$ ;  $K = h_s - h_c = 0.215$

Longitud de la Transición = 86.00 mts.

Elevación N.S.A. fricción excluida =  $0.8(h_s - h_c) = 0.172$   
 Perdida de carga =  $0.2(h_s - h_c) = 0.043$

Línea	FORMULAS Y CONCEPTOS	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	$y = 0.01x(10-x)^2$ = Ascenso S.A.	0.215	0.172	0.158	0.105	0.079	0.054	0.032	0.019	0.009	0.002	0.000
2	$\Delta h = K \cdot y$ = Incremento carga de veloc.	0.000	0.043	0.017	0.110	0.137	0.161	0.183	0.196	0.206	0.213	0.215
3	$h = V_s^2$ - $\Delta h$ = Carga de Velocidad	0.237	0.194	0.160	0.127	0.100	0.076	0.054	0.041	0.031	0.024	0.022
4	$V = 1.49 \sqrt{h}$ = Velocidad	2.158	1.955	1.715	1.578	1.403	1.224	1.028	0.902	0.783	0.689	0.664
5	$A = Q/V$ = Area	30.58	33.80	37.27	41.92	47.10	53.80	64.32	73.30	84.40	95.96	99.02
6	$D$ = Lámina de agua (supuesta)	3.70	3.40	3.18	3.04	2.85	2.60	2.58	2.50	2.40	2.32	2.32
7	$C = A/D$ = Ancho medio	8.30	9.95	11.70	13.80	16.50	20.68	24.70	29.30	35.15	41.30	43.48
8	$b/2 = 1/2$ ancho fondo (supuesto)	4.15	4.90	5.62	6.60	7.80	9.32	11.30	13.60	16.30	19.10	20.00
9	$B/2 = C - b/2 = 1/2$ ancho en la S.A.	4.15	5.05	6.10	7.20	8.70	11.36	15.20	15.70	18.85	22.20	23.48
10	$\Delta h = (V^n / r^{2n})^2 L$ ; $L = 8.6$ m; $n = 0.04$	0.0034	0.0024	0.0022	0.0015	0.0012	0.0010	0.0006	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003
11	$h$ = Perdida por fricción acumulada	0.0034	0.0028	0.0026	0.0018	0.0014	0.0011	0.0007	0.0006	0.0005	0.0004	0.0004
12	$P = D + y + 0.50$ = Altura transición	4.415	3.972	3.818	3.645	3.428	3.154	3.132	3.019	2.909	2.822	2.820
13	$M = (B/2 - b/2) \div D$ = Pendiente	0.000	0.044	0.157	0.197	0.316	0.539	0.654	0.839	1.061	1.339	1.500
14	$w/2 = MP + b/2 = 1/2$ ancho estruct.	4.150	5.075	6.200	7.318	8.880	10.580	13.550	15.140	19.396	22.680	24.230
15	$C.S.A = C.S.A. + \Delta h$	8.705	8.749	8.782	8.815	8.842	8.866	8.888	8.901	8.911	8.918	8.920
16	$C.F = C.S.A - D$ = Cota fondo	5.005	5.349	5.602	5.775	5.992	6.266	6.288	6.401	6.511	6.598	6.600

DESVIACION COMBINADA  
PROYECTO DE SIFON

CALCUZO DE LA  
TRANSICION DE SALIDA

MEXICO D.F. SEP. 1937 LAMINA. 4

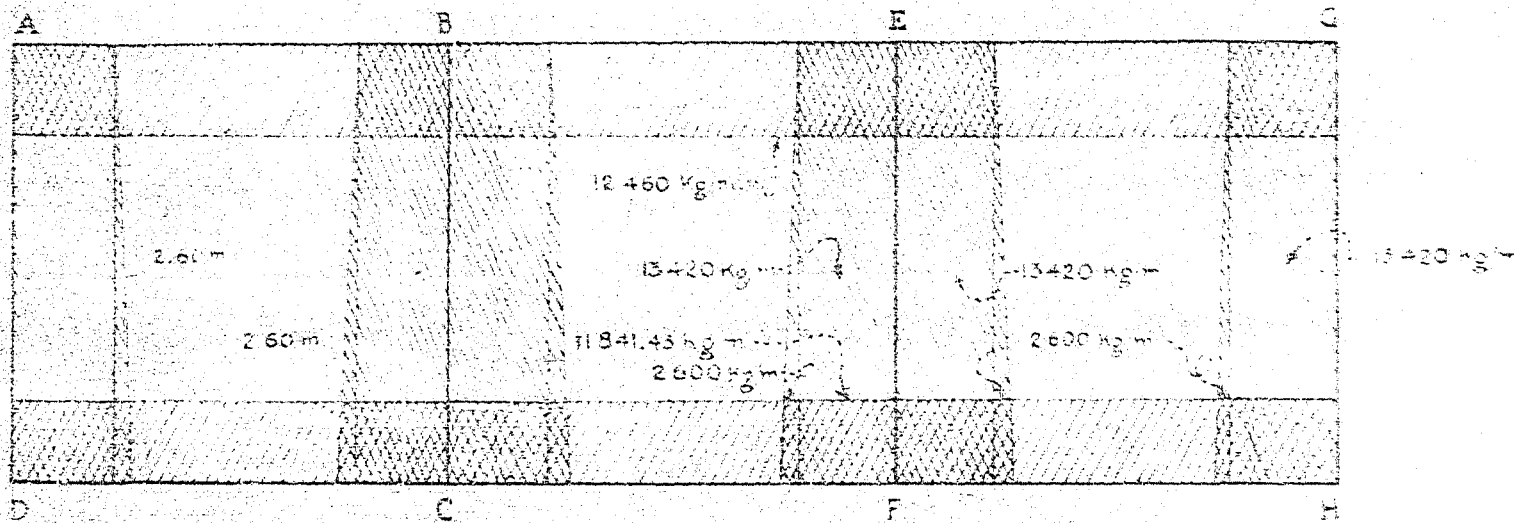


DIAGRAMA DE CARGAS.





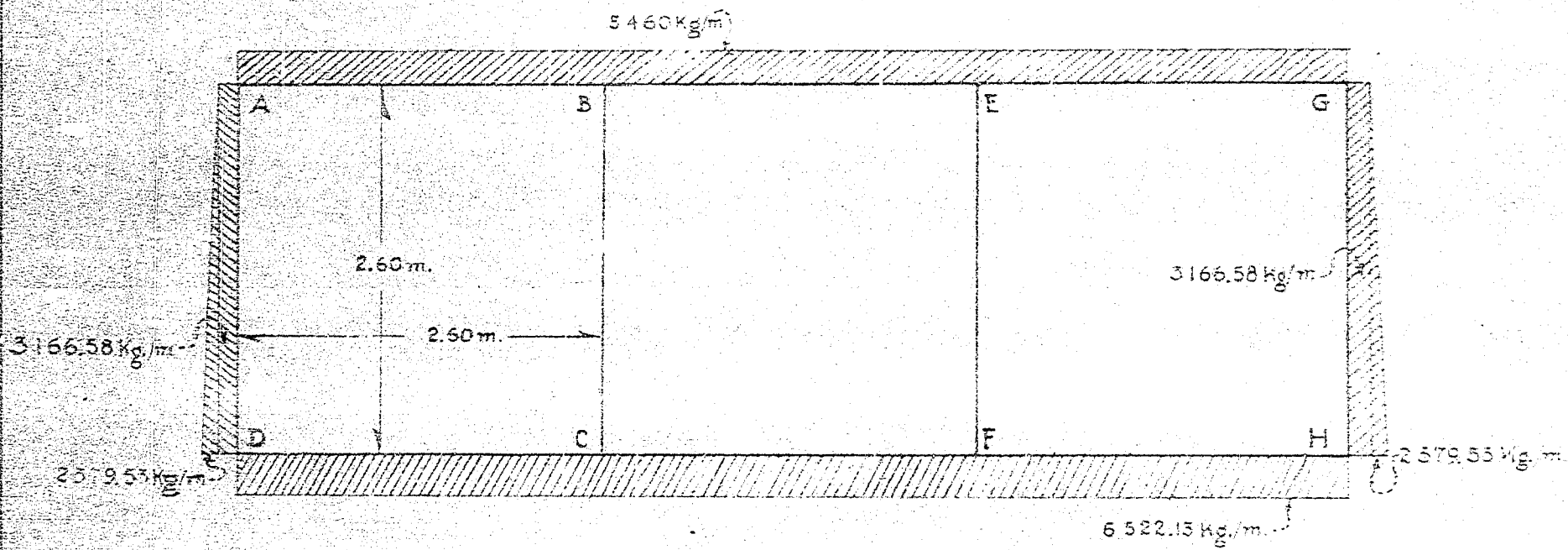


DIAGRAMA DE CARGAS.

- 2552.18  
 + 26.10  
 + 31.49  
 + 39.36  
 + 48.21  
 + 57.99  
 + 67.88  
 + 77.99  
 + 88.21  
 + 98.55  
 + 108.99  
 + 119.55  
 + 130.25  
 + 141.00  
 + 151.75  
 + 162.55  
 + 173.40  
 + 184.30  
 + 195.25  
 + 206.25  
 + 217.30  
 + 228.40  
 + 239.55  
 + 250.75  
 + 262.00  
 + 273.30  
 + 284.65  
 + 296.05  
 + 307.50

A  
 - 3075.80  
 + 377.90  
 + 136.75  
 + 31.49  
 + 39.36  
 + 24.10  
 + 26.10  
 - 2552.18  
 + 2580.00  
 - 543.02  
 + 168.95  
 + 94.47  
 + 67.81  
 + 39.36  
 + 19.68  
 + 20.17  
 - 3025.81

B  
 - 3075.90  
 + 67.76  
 + 21.48  
 + 48.21  
 + 15.25  
 + 62.99  
 + 0.00  
 + 0.00  
 + 3864.99  
 - 24.35  
 + 28.28  
 + 41.32  
 + 47.24  
 + 90.50  
 + 271.51  
 + 0.00  
 + 3674.13

C  
 - 3075.90  
 + 62.98  
 + 31.49  
 + 48.21  
 + 24.10  
 + 21.48  
 - 3152.88  
 + 3674.13  
 + 0.00  
 + 0.00  
 + 90.51  
 + 31.49  
 + 41.32  
 + 24.10  
 + 24.34  
 + 100.56

D  
 - 3075.80  
 + 66.76  
 + 21.48  
 + 46.20  
 + 45.25  
 + 42.99  
 + 0.00  
 + 0.00  
 + 3764.40  
 - 24.35  
 + 28.28  
 + 41.32  
 + 47.24  
 + 90.50  
 + 0.00  
 + 0.00  
 + 3674.13

E  
 - 3075.90  
 + 188.95  
 + 62.98  
 + 67.88  
 + 48.21  
 + 19.68  
 + 21.48  
 - 3219.64  
 + 3674.13  
 + 0.00  
 + 0.00  
 + 0.51  
 + 31.49  
 + 41.32  
 + 24.10  
 + 24.34  
 + 100.56

F  
 - 3075.90  
 + 26.10  
 + 28.28  
 + 39.36  
 + 41.32  
 + 135.75  
 + 271.51  
 + 377.90  
 + 2580.00  
 + 3025.81  
 - 20.17  
 + 20.66  
 + 50.56  
 + 45.25  
 + 98.48  
 + 0.00  
 + 545.82  
 + 3674.13

G  
 + 39.36  
 + 31.49  
 + 139.26  
 + 0.00  
 + 377.90  
 + 3075.80  
 + 2580.00  
 + 543.02  
 + 168.95  
 + 94.47  
 + 67.81  
 + 39.36  
 + 19.68  
 + 20.17  
 + 3025.81

D  
 + 3674.13  
 - 543.02  
 + 0.00  
 + 94.48  
 + 45.25  
 + 39.36  
 + 20.66  
 + 20.17  
 + 3025.81

C  
 + 3674.13  
 + 0.00  
 + 0.00  
 + 90.50  
 + 45.25  
 + 41.32  
 + 20.66  
 + 24.35  
 + 3764.40

F  
 + 3674.13  
 + 0.00  
 + 271.51  
 + 90.50  
 + 47.24  
 + 41.32  
 + 28.28  
 + 24.35  
 + 3864.99

H  
 + 3674.13  
 + 0.00  
 + 271.51  
 + 90.50  
 + 47.24  
 + 41.32  
 + 28.28  
 + 24.35  
 + 3864.99

**DISTRIBUCION DE MOMENTOS.**

**PROYECTO DE SIFON EN  
 LA DESVIACION COMBINADA**  
 SEGUNDO CASO  
 SECCION 0-0  
 MEXICO D.F. SEP. 1957 LAM. 6.



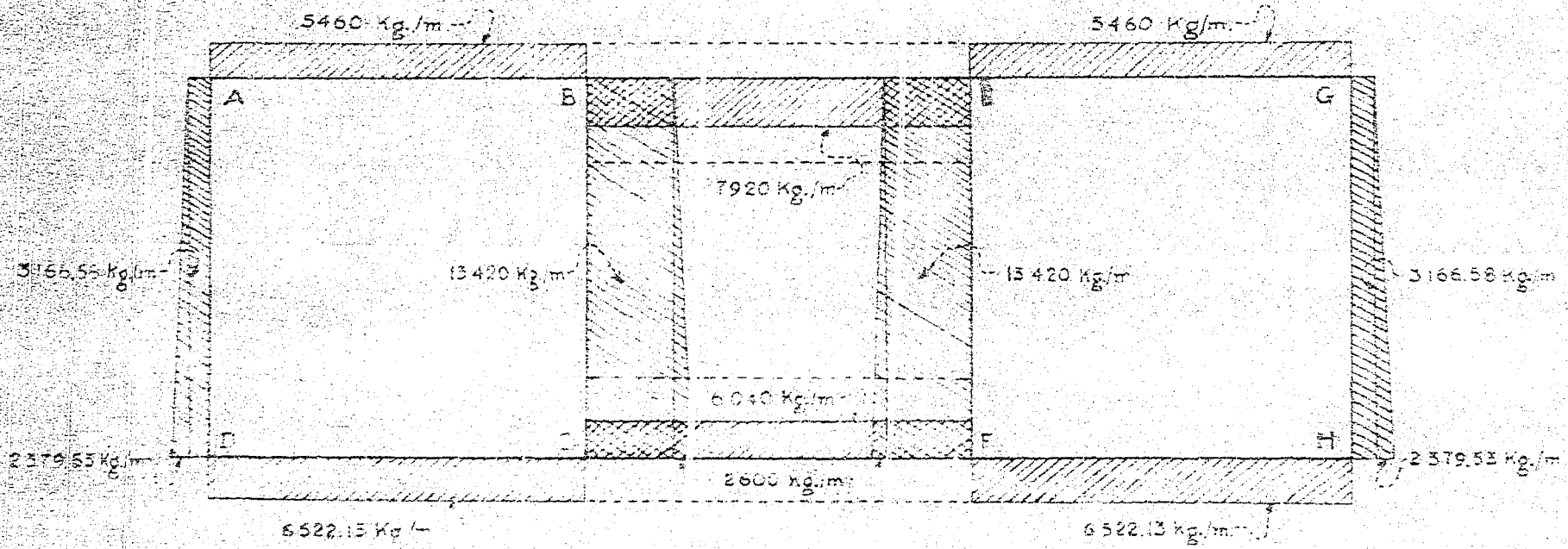


DIAGRAMA DE CARGAS.

+	2304.50
-	16.37
-	5.51
+	65.01
+	371.51
-	377.80
-	2370.00

+	18504.58
-	16.03
-	23.24
-	01.40
-	377.00
-	0175.00

-	2500.00
+	543.02
-	180.05
+	19.32
+	42.52
+	10.22
-	10.22
-	2897.13

+	0071.15
-	543.02
-	227.01
+	19.03
-	9.46
-	16.52
+	2897.13

+	355.00
-	42.00
-	42.00
-	98.00
-	35
-	202.80
-	075.80

+	8116.20
+	3.77
+	2.40
+	46.40
+	227.01
+	98.00
+	115.70

+	420.00
+	110.00
+	19.97
+	1.02
+	6458.73
-	424.02
+	101.40
+	10.96
+	23.21
+	14.07
+	8076.52

-	1402.53
+	454.02
+	227.01
-	18.97
+	9.46
-	14.08
-	3653.11

+	1582.00
-	3.27
-	23.24
+	46.40
+	101.40
+	202.80
+	461.60

-	8136.20
-	3.27
+	9.46
+	16.40
+	227.01
+	202.80
-	8145.70

+	8330.11
+	14.08
+	9.46
+	18.97
+	227.01
+	454.02
+	3402.53

+	3674.13
+	454.02
+	227.01
+	18.97
-	9.46
+	14.08
+	4473.20

+	3504.00
+	3.27
+	23.24
+	46.40
+	101.40
+	202.80
+	461.60

+	2504.50
+	16.37
+	5.51
-	65.01
-	371.51
-	377.80
-	2370.00

+	2500.00
+	543.02
-	180.05
+	19.32
+	42.52
+	10.22
-	10.22
+	2897.13

+	2500.00
+	543.02
-	180.05
-	19.03
-	9.46
-	16.52
+	2897.13

DISTRIBUCION DE MOMENTOS.

PROYECTO DE SIFON EN LA DESVIACION COMBINADA  
 TERCER CASO  
 SECCION O-O  
 MEXICO, D.F. SEP. 1927 LAM. 7.



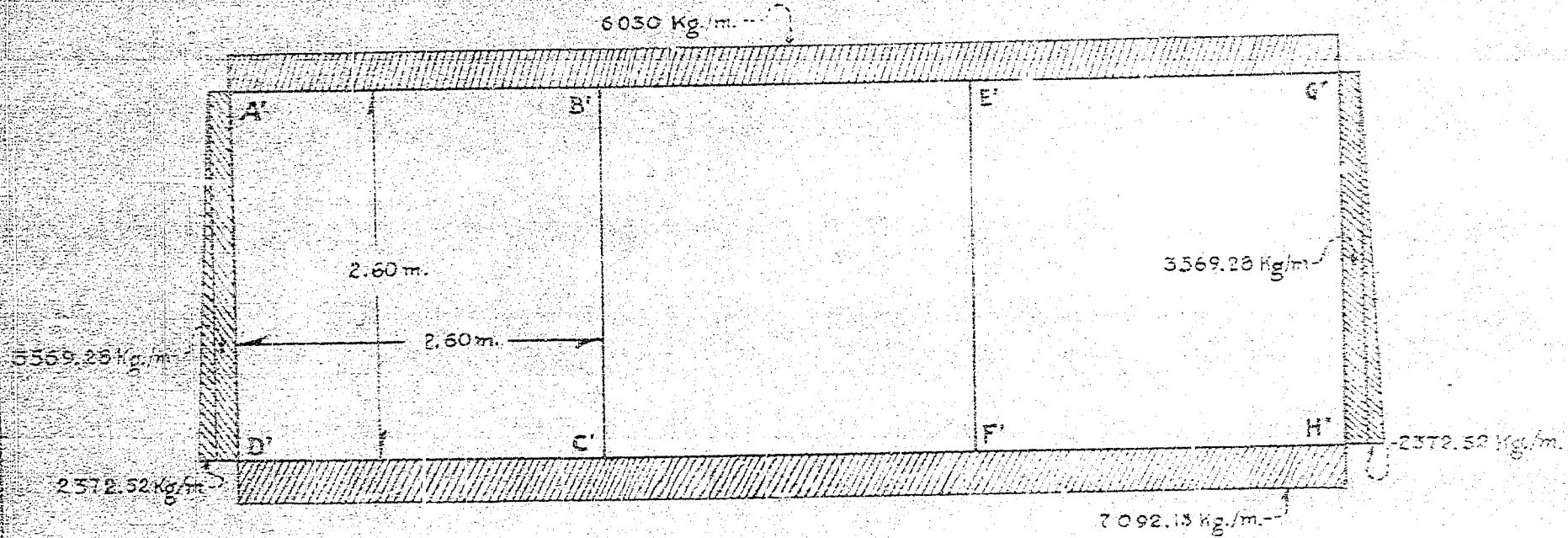


DIAGRAMA DE CARGAS.

-	3557.86
+	25.82
-	32.15
+	52.76
-	13.75
+	70.83
-	212.40
+	0.00
-	3396.90

-	3482.53
+	25.82
-	26.59
+	52.72
-	35.41
+	70.83
-	0.00
+	0.00
-	3396.90

-	293.33
+	28.86
-	26.39
+	44.87
-	38.41
+	147.53
-	0.00
+	325.01
-	3396.90

A'	D'	E'	H'
- 3396.90	- 3396.90	- 3396.90	- 3396.90

-	2813.33
+	28.56
+	20.73
+	33.76
+	53.12
+	147.53
+	281.01
-	2546.98

-	3396.90
+	425.01
+	0.00
+	147.53
+	35.41
+	44.27
+	26.37
+	28.56
-	3396.90

+	3925.23
-	590.13
-	0.00
+	106.25
+	49.17
+	61.47
+	22.95
+	22.54
+	3286.96

-	3557.86
+	23.82
-	26.39
+	52.78
-	23.76
+	70.83
+	212.36
-	0.00
-	3596.90

-	3396.90
+	0.00
+	70.83
+	35.41
+	52.78
+	26.39
-	23.82
-	3596.90

+	3995.23
-	0.00
-	0.00
+	50.35
+	49.17
+	45.90
-	22.95
+	26.69
+	4054.05

-	3482.53
+	23.82
+	26.39
-	52.78
+	35.41
-	70.83
+	0.00
-	0.00
-	3596.90

-	3396.90
+	0.00
+	70.83
+	35.41
+	52.78
+	26.39
-	23.82
-	3596.90

+	3995.23
-	0.00
+	295.06
-	98.35
+	53.12
+	45.90
-	30.73
+	26.69
+	4203.20

-	2813.33
+	28.56
-	26.39
+	44.27
-	35.41
+	147.53
+	0.00
+	425.01
-	3596.90

-	3396.90
+	0.00
+	212.36
+	70.83
+	52.78
+	23.82
-	3557.86

+	3995.23
-	590.13
-	0.00
+	106.25
+	49.17
+	61.47
+	22.95
+	22.54
+	3286.96

DISTRIBUCION DE MOMENTOS.

PROYECTO DE SIFON EN LA DESVIACION COMBINADA  
 SEGUNDO CASO  
 SECCION 4-4  
 MEXICO, D.F. | SEP. 1937. | LAM. 8.



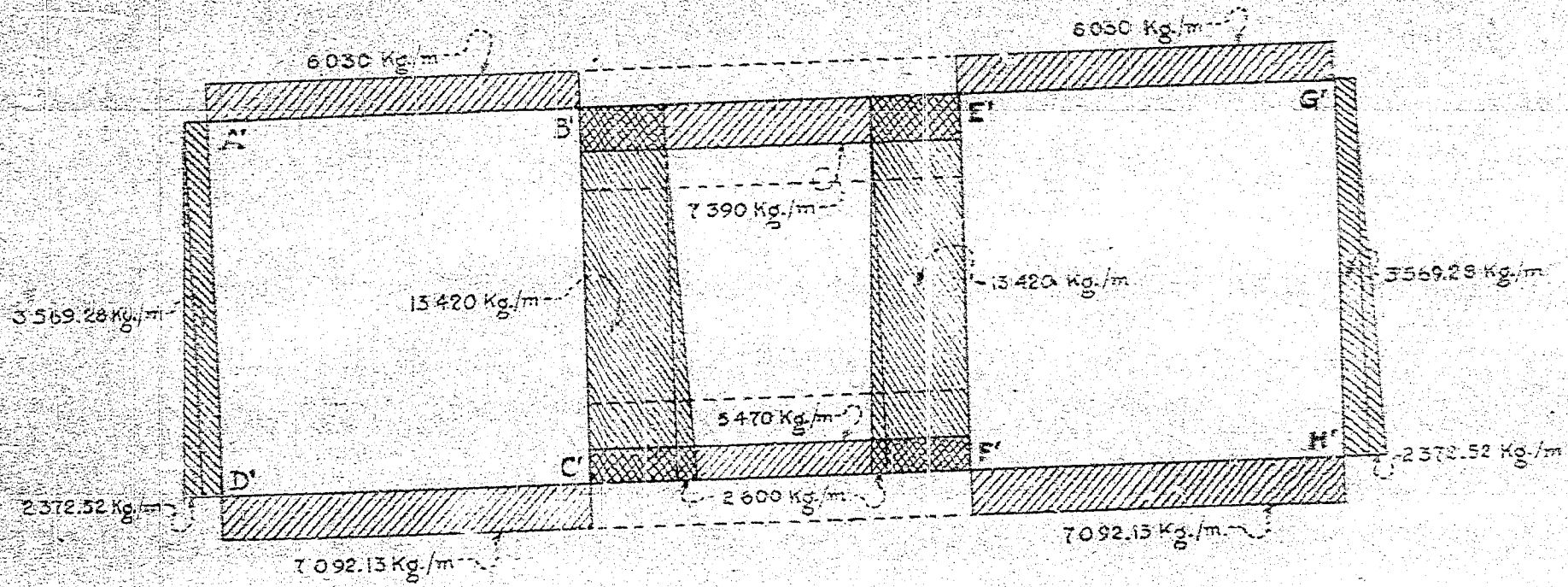


DIAGRAMA DE CARGAS.

-	3832.95
+	8.58
-	49.35
-	32.38
-	212.50
-	195.08
-	3396.90

+	4270.79
-	8.57
+	18.69
+	37.58
-	97.54
+	195.28
+	4163.03

-	2768.00
-	17.15
+	18.09
+	28.71
+	97.64
+	125.01
-	3326.90

-	3396.90
+	4163.03
-	3396.90
-	3326.90

<table border="1"> <tr><td>-</td><td>2766.00</td></tr> <tr><td>+</td><td>11.76</td></tr> <tr><td>-</td><td>3.62</td></tr> <tr><td>+</td><td>263.71</td></tr> <tr><td>+</td><td>295.16</td></tr> <tr><td>-</td><td>425.10</td></tr> <tr><td>-</td><td>2546.10</td></tr> </table>	-	2766.00	+	11.76	-	3.62	+	263.71	+	295.16	-	425.10	-	2546.10	<table border="1"> <tr><td>-</td><td>3882.83</td></tr> <tr><td>+</td><td>8.53</td></tr> <tr><td>-</td><td>49.35</td></tr> <tr><td>-</td><td>37.38</td></tr> <tr><td>-</td><td>212.50</td></tr> <tr><td>-</td><td>195.28</td></tr> <tr><td>-</td><td>3396.90</td></tr> </table>	-	3882.83	+	8.53	-	49.35	-	37.38	-	212.50	-	195.28	-	3396.90	<table border="1"> <tr><td>+</td><td>4270.79</td></tr> <tr><td>-</td><td>8.57</td></tr> <tr><td>-</td><td>18.69</td></tr> <tr><td>+</td><td>37.38</td></tr> <tr><td>-</td><td>97.64</td></tr> <tr><td>-</td><td>195.28</td></tr> <tr><td>+</td><td>4153.03</td></tr> </table>	+	4270.79	-	8.57	-	18.69	+	37.38	-	97.64	-	195.28	+	4153.03	<table border="1"> <tr><td>-</td><td>2766.00</td></tr> <tr><td>-</td><td>17.15</td></tr> <tr><td>+</td><td>18.69</td></tr> <tr><td>+</td><td>26.71</td></tr> <tr><td>+</td><td>97.64</td></tr> <tr><td>+</td><td>295.01</td></tr> <tr><td>-</td><td>3396.90</td></tr> </table>	-	2766.00	-	17.15	+	18.69	+	26.71	+	97.64	+	295.01	-	3396.90
-	2766.00																																																										
+	11.76																																																										
-	3.62																																																										
+	263.71																																																										
+	295.16																																																										
-	425.10																																																										
-	2546.10																																																										
-	3882.83																																																										
+	8.53																																																										
-	49.35																																																										
-	37.38																																																										
-	212.50																																																										
-	195.28																																																										
-	3396.90																																																										
+	4270.79																																																										
-	8.57																																																										
-	18.69																																																										
+	37.38																																																										
-	97.64																																																										
-	195.28																																																										
+	4153.03																																																										
-	2766.00																																																										
-	17.15																																																										
+	18.69																																																										
+	26.71																																																										
+	97.64																																																										
+	295.01																																																										
-	3396.90																																																										
<table border="1"> <tr><td>-</td><td>284.97</td></tr> <tr><td>-</td><td>590.13</td></tr> <tr><td>+</td><td>12.50</td></tr> <tr><td>+</td><td>7.26</td></tr> <tr><td>+</td><td>4.93</td></tr> <tr><td>+</td><td>22.21</td></tr> <tr><td>+</td><td>3158.21</td></tr> </table>	-	284.97	-	590.13	+	12.50	+	7.26	+	4.93	+	22.21	+	3158.21	<table border="1"> <tr><td>+</td><td>4759.62</td></tr> <tr><td>+</td><td>9.08</td></tr> <tr><td>+</td><td>9.86</td></tr> <tr><td>+</td><td>227.01</td></tr> <tr><td>+</td><td>454.02</td></tr> <tr><td>+</td><td>3995.23</td></tr> </table>	+	4759.62	+	9.08	+	9.86	+	227.01	+	454.02	+	3995.23	<table border="1"> <tr><td>-</td><td>3322.45</td></tr> <tr><td>+</td><td>9.08</td></tr> <tr><td>+</td><td>4.93</td></tr> <tr><td>+</td><td>9.86</td></tr> <tr><td>+</td><td>227.01</td></tr> <tr><td>+</td><td>454.02</td></tr> <tr><td>-</td><td>3081.43</td></tr> </table>	-	3322.45	+	9.08	+	4.93	+	9.86	+	227.01	+	454.02	-	3081.43	<table border="1"> <tr><td>+</td><td>3158.21</td></tr> <tr><td>-</td><td>22.21</td></tr> <tr><td>+</td><td>4.93</td></tr> <tr><td>+</td><td>7.26</td></tr> <tr><td>-</td><td>287.01</td></tr> <tr><td>-</td><td>590.13</td></tr> <tr><td>+</td><td>3995.23</td></tr> </table>	+	3158.21	-	22.21	+	4.93	+	7.26	-	287.01	-	590.13	+	3995.23		
-	284.97																																																										
-	590.13																																																										
+	12.50																																																										
+	7.26																																																										
+	4.93																																																										
+	22.21																																																										
+	3158.21																																																										
+	4759.62																																																										
+	9.08																																																										
+	9.86																																																										
+	227.01																																																										
+	454.02																																																										
+	3995.23																																																										
-	3322.45																																																										
+	9.08																																																										
+	4.93																																																										
+	9.86																																																										
+	227.01																																																										
+	454.02																																																										
-	3081.43																																																										
+	3158.21																																																										
-	22.21																																																										
+	4.93																																																										
+	7.26																																																										
-	287.01																																																										
-	590.13																																																										
+	3995.23																																																										
<table border="1"> <tr><td>+</td><td>2766.00</td></tr> <tr><td>+</td><td>98.71</td></tr> <tr><td>+</td><td>295.01</td></tr> <tr><td>+</td><td>125.01</td></tr> <tr><td>+</td><td>2546.98</td></tr> </table>	+	2766.00	+	98.71	+	295.01	+	125.01	+	2546.98	<table border="1"> <tr><td>+</td><td>4270.79</td></tr> <tr><td>+</td><td>193.20</td></tr> <tr><td>+</td><td>195.28</td></tr> <tr><td>+</td><td>18.69</td></tr> <tr><td>+</td><td>97.64</td></tr> <tr><td>+</td><td>57.36</td></tr> <tr><td>+</td><td>8.57</td></tr> <tr><td>+</td><td>4153.03</td></tr> </table>	+	4270.79	+	193.20	+	195.28	+	18.69	+	97.64	+	57.36	+	8.57	+	4153.03	<table border="1"> <tr><td>+</td><td>3882.83</td></tr> <tr><td>+</td><td>350.90</td></tr> <tr><td>+</td><td>95.28</td></tr> <tr><td>+</td><td>276.50</td></tr> <tr><td>+</td><td>37.38</td></tr> <tr><td>+</td><td>49.35</td></tr> <tr><td>+</td><td>8.58</td></tr> <tr><td>+</td><td>3882.83</td></tr> </table>	+	3882.83	+	350.90	+	95.28	+	276.50	+	37.38	+	49.35	+	8.58	+	3882.83	<table border="1"> <tr><td>+</td><td>2766.00</td></tr> <tr><td>+</td><td>3.62</td></tr> <tr><td>+</td><td>98.71</td></tr> <tr><td>+</td><td>295.01</td></tr> <tr><td>+</td><td>125.01</td></tr> <tr><td>+</td><td>2546.98</td></tr> </table>	+	2766.00	+	3.62	+	98.71	+	295.01	+	125.01	+	2546.98		
+	2766.00																																																										
+	98.71																																																										
+	295.01																																																										
+	125.01																																																										
+	2546.98																																																										
+	4270.79																																																										
+	193.20																																																										
+	195.28																																																										
+	18.69																																																										
+	97.64																																																										
+	57.36																																																										
+	8.57																																																										
+	4153.03																																																										
+	3882.83																																																										
+	350.90																																																										
+	95.28																																																										
+	276.50																																																										
+	37.38																																																										
+	49.35																																																										
+	8.58																																																										
+	3882.83																																																										
+	2766.00																																																										
+	3.62																																																										
+	98.71																																																										
+	295.01																																																										
+	125.01																																																										
+	2546.98																																																										
<table border="1"> <tr><td>+</td><td>3995.23</td></tr> <tr><td>-</td><td>590.13</td></tr> <tr><td>-</td><td>287.01</td></tr> <tr><td>+</td><td>7.26</td></tr> <tr><td>-</td><td>4.93</td></tr> <tr><td>-</td><td>22.21</td></tr> <tr><td>+</td><td>3158.21</td></tr> </table>	+	3995.23	-	590.13	-	287.01	+	7.26	-	4.93	-	22.21	+	3158.21	<table border="1"> <tr><td>-</td><td>3081.43</td></tr> <tr><td>+</td><td>454.02</td></tr> <tr><td>+</td><td>227.01</td></tr> <tr><td>+</td><td>9.86</td></tr> <tr><td>+</td><td>4.93</td></tr> <tr><td>+</td><td>9.08</td></tr> <tr><td>-</td><td>3322.45</td></tr> </table>	-	3081.43	+	454.02	+	227.01	+	9.86	+	4.93	+	9.08	-	3322.45	<table border="1"> <tr><td>+</td><td>3995.23</td></tr> <tr><td>+</td><td>454.02</td></tr> <tr><td>+</td><td>227.01</td></tr> <tr><td>+</td><td>9.86</td></tr> <tr><td>-</td><td>3.65</td></tr> <tr><td>+</td><td>9.08</td></tr> <tr><td>+</td><td>4759.62</td></tr> </table>	+	3995.23	+	454.02	+	227.01	+	9.86	-	3.65	+	9.08	+	4759.62	<table border="1"> <tr><td>+</td><td>2614.97</td></tr> <tr><td>+</td><td>590.13</td></tr> <tr><td>-</td><td>212.50</td></tr> <tr><td>-</td><td>7.26</td></tr> <tr><td>+</td><td>49.35</td></tr> <tr><td>+</td><td>22.21</td></tr> <tr><td>+</td><td>3158.21</td></tr> </table>	+	2614.97	+	590.13	-	212.50	-	7.26	+	49.35	+	22.21	+	3158.21
+	3995.23																																																										
-	590.13																																																										
-	287.01																																																										
+	7.26																																																										
-	4.93																																																										
-	22.21																																																										
+	3158.21																																																										
-	3081.43																																																										
+	454.02																																																										
+	227.01																																																										
+	9.86																																																										
+	4.93																																																										
+	9.08																																																										
-	3322.45																																																										
+	3995.23																																																										
+	454.02																																																										
+	227.01																																																										
+	9.86																																																										
-	3.65																																																										
+	9.08																																																										
+	4759.62																																																										
+	2614.97																																																										
+	590.13																																																										
-	212.50																																																										
-	7.26																																																										
+	49.35																																																										
+	22.21																																																										
+	3158.21																																																										

**DISTRIBUCION DE MOMENTOS.**

**PROYECTO DE SIFON EN LA DESVIACION COMBINADA**

**TERCER CASO  
SECCION 4-4**

**MEXICO, D.F. SEP. 1937 LAH. 9.**

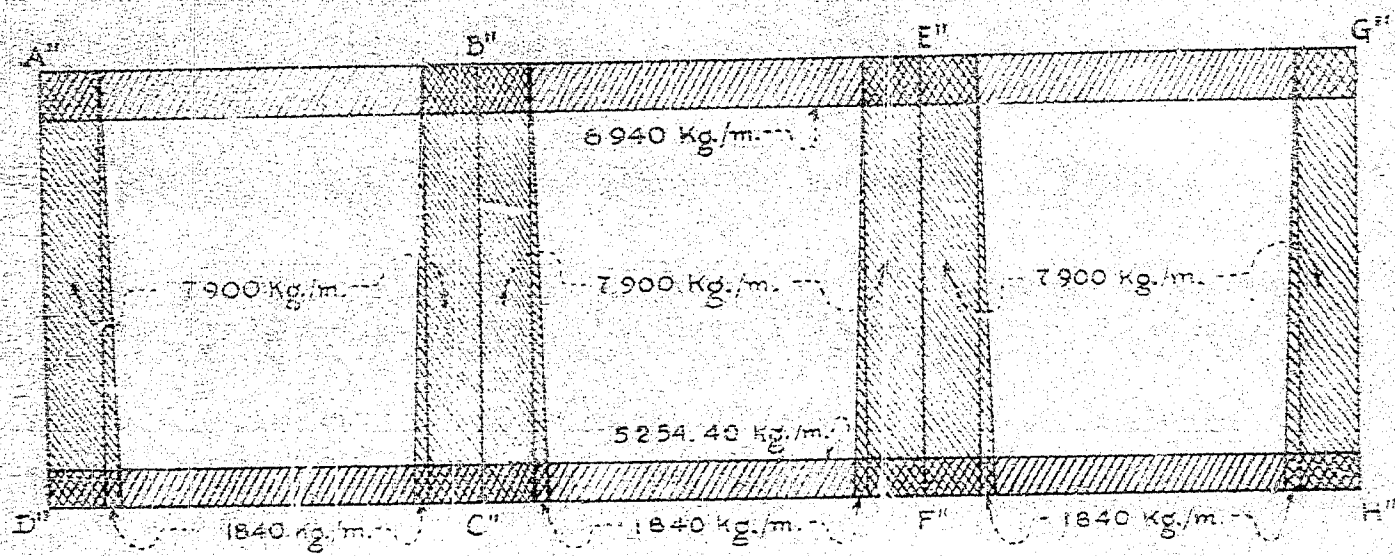


DIAGRAMA DE CARGAS.

+	313.14
-	37.14
-	23.61
+	86.81
-	133.21
-	79.81
-	236.83
-	0.00
-	3900.53

+	3793.81
-	33.14
+	43.30
-	86.81
-	39.81
-	79.81
-	0.00
-	0.00
+	3909.13

+	4667.07
+	49.15
-	43.30
+	49.77
-	39.81
+	294.04
-	0.00
+	471.10
+	3909.53

<table border="1"> <tr><td>+</td><td>4667.07</td></tr> <tr><td>-</td><td>49.15</td></tr> <tr><td>-</td><td>33.00</td></tr> <tr><td>-</td><td>35.75</td></tr> <tr><td>+</td><td>59.70</td></tr> <tr><td>+</td><td>25.07</td></tr> <tr><td>-</td><td>31.11</td></tr> <tr><td>-</td><td>1864.94</td></tr> </table>		+	4667.07	-	49.15	-	33.00	-	35.75	+	59.70	+	25.07	-	31.11	-	1864.94	<table border="1"> <tr><td>+</td><td>3909.53</td></tr> <tr><td>+</td><td>477.70</td></tr> <tr><td>+</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>+</td><td>264.01</td></tr> <tr><td>+</td><td>07.81</td></tr> <tr><td>+</td><td>49.76</td></tr> <tr><td>-</td><td>43.30</td></tr> <tr><td>+</td><td>49.15</td></tr> <tr><td>+</td><td>4667.07</td></tr> </table>		+	3909.53	+	477.70	+	0.00	+	264.01	+	07.81	+	49.76	-	43.30	+	49.15	+	4667.07	<table border="1"> <tr><td>+</td><td>3713.15</td></tr> <tr><td>-</td><td>33.14</td></tr> <tr><td>-</td><td>24.36</td></tr> <tr><td>+</td><td>86.61</td></tr> <tr><td>-</td><td>132.02</td></tr> <tr><td>+</td><td>79.62</td></tr> <tr><td>-</td><td>238.05</td></tr> <tr><td>-</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>+</td><td>3909.53</td></tr> </table>		+	3713.15	-	33.14	-	24.36	+	86.61	-	132.02	+	79.62	-	238.05	-	0.00	+	3909.53	<table border="1"> <tr><td>+</td><td>3909.53</td></tr> <tr><td>+</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>-</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>-</td><td>76.62</td></tr> <tr><td>+</td><td>66.61</td></tr> <tr><td>-</td><td>43.30</td></tr> <tr><td>-</td><td>31.14</td></tr> <tr><td>+</td><td>3713.15</td></tr> </table>		+	3909.53	+	0.00	-	0.00	-	76.62	+	66.61	-	43.30	-	31.14	+	3713.15	<table border="1"> <tr><td>+</td><td>4667.07</td></tr> <tr><td>+</td><td>49.15</td></tr> <tr><td>-</td><td>33.00</td></tr> <tr><td>-</td><td>35.75</td></tr> <tr><td>+</td><td>59.70</td></tr> <tr><td>+</td><td>25.07</td></tr> <tr><td>-</td><td>31.11</td></tr> <tr><td>-</td><td>1864.94</td></tr> </table>		+	4667.07	+	49.15	-	33.00	-	35.75	+	59.70	+	25.07	-	31.11	-	1864.94		
+	4667.07																																																																																														
-	49.15																																																																																														
-	33.00																																																																																														
-	35.75																																																																																														
+	59.70																																																																																														
+	25.07																																																																																														
-	31.11																																																																																														
-	1864.94																																																																																														
+	3909.53																																																																																														
+	477.70																																																																																														
+	0.00																																																																																														
+	264.01																																																																																														
+	07.81																																																																																														
+	49.76																																																																																														
-	43.30																																																																																														
+	49.15																																																																																														
+	4667.07																																																																																														
+	3713.15																																																																																														
-	33.14																																																																																														
-	24.36																																																																																														
+	86.61																																																																																														
-	132.02																																																																																														
+	79.62																																																																																														
-	238.05																																																																																														
-	0.00																																																																																														
+	3909.53																																																																																														
+	3909.53																																																																																														
+	0.00																																																																																														
-	0.00																																																																																														
-	76.62																																																																																														
+	66.61																																																																																														
-	43.30																																																																																														
-	31.14																																																																																														
+	3713.15																																																																																														
+	4667.07																																																																																														
+	49.15																																																																																														
-	33.00																																																																																														
-	35.75																																																																																														
+	59.70																																																																																														
+	25.07																																																																																														
-	31.11																																																																																														
-	1864.94																																																																																														
<table border="1"> <tr><td>+</td><td>5072.25</td></tr> <tr><td>-</td><td>1056.14</td></tr> <tr><td>-</td><td>238.05</td></tr> <tr><td>+</td><td>119.41</td></tr> <tr><td>+</td><td>132.01</td></tr> <tr><td>+</td><td>110.01</td></tr> <tr><td>+</td><td>24.87</td></tr> <tr><td>+</td><td>28.06</td></tr> <tr><td>+</td><td>4154.34</td></tr> </table>		+	5072.25	-	1056.14	-	238.05	+	119.41	+	132.01	+	110.01	+	24.87	+	28.06	+	4154.34	<table border="1"> <tr><td>-</td><td>2959.97</td></tr> <tr><td>-</td><td>43.19</td></tr> <tr><td>+</td><td>55.00</td></tr> <tr><td>+</td><td>62.51</td></tr> <tr><td>-</td><td>59.71</td></tr> <tr><td>+</td><td>176.02</td></tr> <tr><td>+</td><td>528.07</td></tr> <tr><td>-</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>-</td><td>2959.97</td></tr> </table>		-	2959.97	-	43.19	+	55.00	+	62.51	-	59.71	+	176.02	+	528.07	-	0.00	-	2959.97	<table border="1"> <tr><td>-</td><td>2959.97</td></tr> <tr><td>-</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>-</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>+</td><td>176.02</td></tr> <tr><td>+</td><td>32.50</td></tr> <tr><td>+</td><td>43.31</td></tr> <tr><td>+</td><td>43.19</td></tr> <tr><td>+</td><td>198.60</td></tr> </table>		-	2959.97	-	0.00	-	0.00	+	176.02	+	32.50	+	43.31	+	43.19	+	198.60	<table border="1"> <tr><td>-</td><td>2959.97</td></tr> <tr><td>-</td><td>43.19</td></tr> <tr><td>+</td><td>31.25</td></tr> <tr><td>+</td><td>62.51</td></tr> <tr><td>-</td><td>59.71</td></tr> <tr><td>+</td><td>176.02</td></tr> <tr><td>+</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>-</td><td>2959.97</td></tr> </table>		-	2959.97	-	43.19	+	31.25	+	62.51	-	59.71	+	176.02	+	0.00	-	2959.97	<table border="1"> <tr><td>-</td><td>4154.34</td></tr> <tr><td>-</td><td>28.06</td></tr> <tr><td>+</td><td>31.25</td></tr> <tr><td>+</td><td>110.01</td></tr> <tr><td>-</td><td>86.01</td></tr> <tr><td>-</td><td>119.42</td></tr> <tr><td>-</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>-</td><td>1056.14</td></tr> <tr><td>-</td><td>2959.97</td></tr> </table>		-	4154.34	-	28.06	+	31.25	+	110.01	-	86.01	-	119.42	-	0.00	-	1056.14	-	2959.97
+	5072.25																																																																																														
-	1056.14																																																																																														
-	238.05																																																																																														
+	119.41																																																																																														
+	132.01																																																																																														
+	110.01																																																																																														
+	24.87																																																																																														
+	28.06																																																																																														
+	4154.34																																																																																														
-	2959.97																																																																																														
-	43.19																																																																																														
+	55.00																																																																																														
+	62.51																																																																																														
-	59.71																																																																																														
+	176.02																																																																																														
+	528.07																																																																																														
-	0.00																																																																																														
-	2959.97																																																																																														
-	2959.97																																																																																														
-	0.00																																																																																														
-	0.00																																																																																														
+	176.02																																																																																														
+	32.50																																																																																														
+	43.31																																																																																														
+	43.19																																																																																														
+	198.60																																																																																														
-	2959.97																																																																																														
-	43.19																																																																																														
+	31.25																																																																																														
+	62.51																																																																																														
-	59.71																																																																																														
+	176.02																																																																																														
+	0.00																																																																																														
-	2959.97																																																																																														
-	4154.34																																																																																														
-	28.06																																																																																														
+	31.25																																																																																														
+	110.01																																																																																														
-	86.01																																																																																														
-	119.42																																																																																														
-	0.00																																																																																														
-	1056.14																																																																																														
-	2959.97																																																																																														
<table border="1"> <tr><td>D''</td><td>- 2959.97</td></tr> <tr><td>-</td><td>1056.14</td></tr> <tr><td>-</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>-</td><td>119.42</td></tr> <tr><td>+</td><td>86.01</td></tr> <tr><td>-</td><td>110.01</td></tr> <tr><td>+</td><td>31.25</td></tr> <tr><td>-</td><td>28.06</td></tr> <tr><td>-</td><td>4154.34</td></tr> </table>		D''	- 2959.97	-	1056.14	-	0.00	-	119.42	+	86.01	-	110.01	+	31.25	-	28.06	-	4154.34	<table border="1"> <tr><td>C''</td><td>- 2959.97</td></tr> <tr><td>-</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>-</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>+</td><td>176.02</td></tr> <tr><td>-</td><td>86.01</td></tr> <tr><td>+</td><td>62.51</td></tr> <tr><td>-</td><td>31.25</td></tr> <tr><td>+</td><td>43.19</td></tr> <tr><td>-</td><td>2797.51</td></tr> </table>		C''	- 2959.97	-	0.00	-	0.00	+	176.02	-	86.01	+	62.51	-	31.25	+	43.19	-	2797.51	<table border="1"> <tr><td>F''</td><td>- 2959.97</td></tr> <tr><td>-</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>+</td><td>528.07</td></tr> <tr><td>-</td><td>176.02</td></tr> <tr><td>+</td><td>59.71</td></tr> <tr><td>+</td><td>62.51</td></tr> <tr><td>+</td><td>35.01</td></tr> <tr><td>-</td><td>43.19</td></tr> <tr><td>-</td><td>2598.91</td></tr> </table>		F''	- 2959.97	-	0.00	+	528.07	-	176.02	+	59.71	+	62.51	+	35.01	-	43.19	-	2598.91	<table border="1"> <tr><td>H''</td><td>- 4154.34</td></tr> <tr><td>-</td><td>28.06</td></tr> <tr><td>+</td><td>31.25</td></tr> <tr><td>+</td><td>110.01</td></tr> <tr><td>-</td><td>86.01</td></tr> <tr><td>-</td><td>119.42</td></tr> <tr><td>-</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>-</td><td>1056.14</td></tr> <tr><td>-</td><td>2959.97</td></tr> </table>		H''	- 4154.34	-	28.06	+	31.25	+	110.01	-	86.01	-	119.42	-	0.00	-	1056.14	-	2959.97																
D''	- 2959.97																																																																																														
-	1056.14																																																																																														
-	0.00																																																																																														
-	119.42																																																																																														
+	86.01																																																																																														
-	110.01																																																																																														
+	31.25																																																																																														
-	28.06																																																																																														
-	4154.34																																																																																														
C''	- 2959.97																																																																																														
-	0.00																																																																																														
-	0.00																																																																																														
+	176.02																																																																																														
-	86.01																																																																																														
+	62.51																																																																																														
-	31.25																																																																																														
+	43.19																																																																																														
-	2797.51																																																																																														
F''	- 2959.97																																																																																														
-	0.00																																																																																														
+	528.07																																																																																														
-	176.02																																																																																														
+	59.71																																																																																														
+	62.51																																																																																														
+	35.01																																																																																														
-	43.19																																																																																														
-	2598.91																																																																																														
H''	- 4154.34																																																																																														
-	28.06																																																																																														
+	31.25																																																																																														
+	110.01																																																																																														
-	86.01																																																																																														
-	119.42																																																																																														
-	0.00																																																																																														
-	1056.14																																																																																														
-	2959.97																																																																																														

DISTRIBUCION DE MOMENTOS.

PROYECTO DE SIFON EN LA DESVIACION COMBINADA

PRIMER CASO

SECCION K-K'



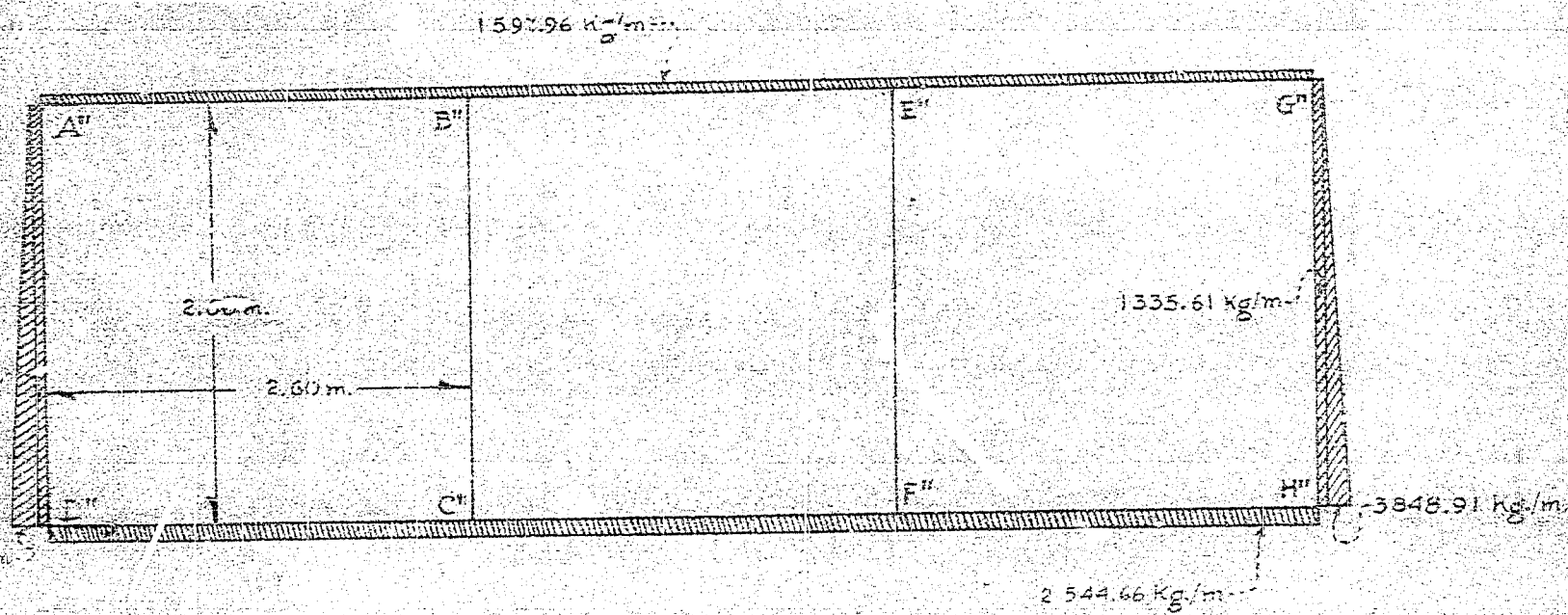


DIAGRAMA DE CARGAS.

-	172.06
-	31.50
-	32.11
-	52.96
+	172.67
-	0.00
-	900.18

-	838.70
-	31.50
-	19.95
+	59.96
-	0.00
-	0.00
-	900.18

-	1344.84
-	37.47
+	27.96
-	72.42
-	0.00
-	352.75
-	900.18

A'' B'' E'' F'' G'' H''



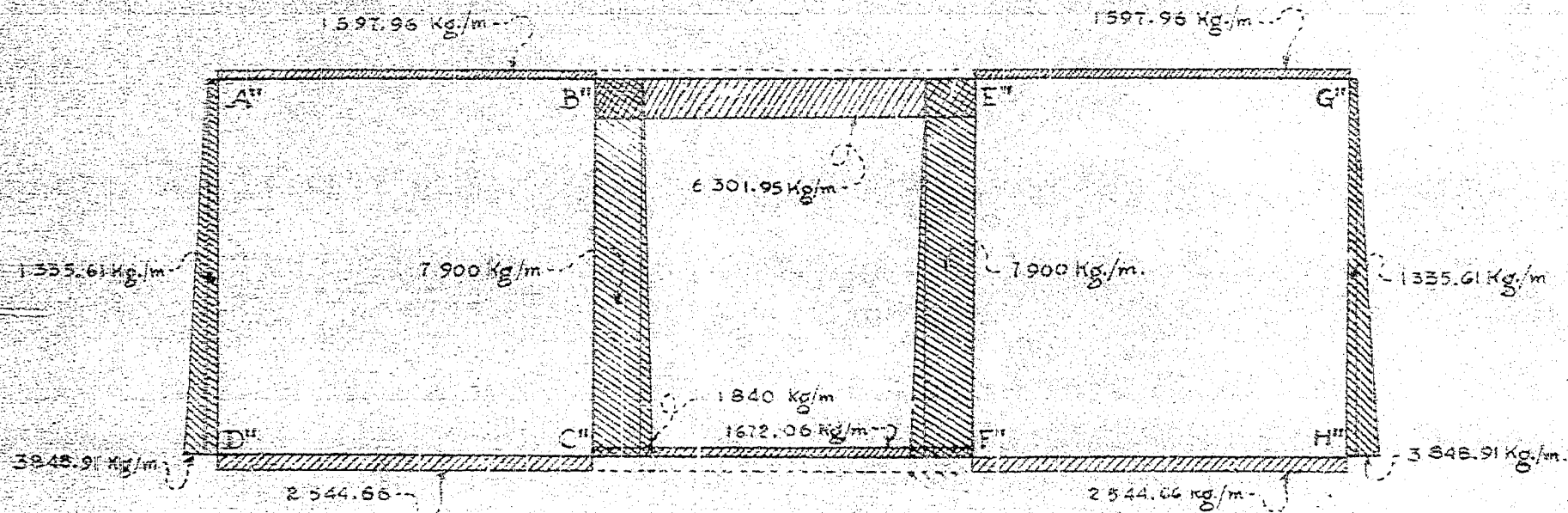


DIAGRAMA DE CARGAS.

+	1332.17
-	37.32
-	68.43
+	14.87
-	15.95
+	232.82
-	175.31
-	138.22

+	3834.37
+	51.32
-	47.43
+	94.67
-	116.51
+	232.82
-	69.11
-	138.22
-	250.09

-	1320.57
-	44.73
+	47.43
-	138.22
+	118.41
-	511.57
+	69.11
-	359.75

1320.57
+ 44.74
+ 42.06
+ 136.87
+ 57.23
+ 111.94
+ 154.24
+ 359.75
+ 1619.68

A''

- 900.18
+ 359.75
+ 111.94
+ 154.24
+ 136.87
+ 42.06
+ 44.74
+ 1320.57

D''

+ 1433.42
+ 309.68
+ 449.48
+ 314.68
+ 112.24
+ 84.11
+ 28.11
+ 53.27
+ 1595.33

1113.15
+ 51.32
+ 68.43
+ 94.87
+ 135.95
+ 232.82
+ 135.81
+ 138.22
+ 900.18

B''

- 1113.15
+ 51.32
+ 68.43
+ 94.87
+ 135.95
+ 232.82
+ 135.81
+ 138.22
+ 900.18

C''

- 941.9*
+ 898.97
+ 449.48
+ 224.48
+ 112.24
+ 128.66
+ 39.11
+ 42.53
- 1636.75

+ 3834.37
+ 51.32
+ 47.43
+ 94.87
+ 116.41
+ 232.82
+ 69.11
+ 138.22
+ 3550.09

E''

- 4947.50
+ 51.32
+ 38.10
+ 94.95
+ 12.73
+ 232.82
+ 449.48
+ 130.23
+ 4864.94

F''

+ 1433.42
+ 898.97
+ 154.84
+ 224.48
+ 157.34
+ 128.66
+ 42.05
+ 42.53
+ 2373.53

- 1320.57
+ 44.74
+ 42.06
+ 136.87
+ 116.41
+ 111.97
+ 69.11
+ 359.75
+ 900.18

G''

- 1320.57
+ 44.74
+ 42.06
+ 136.87
+ 116.41
+ 111.97
+ 69.11
+ 359.75
+ 1619.68

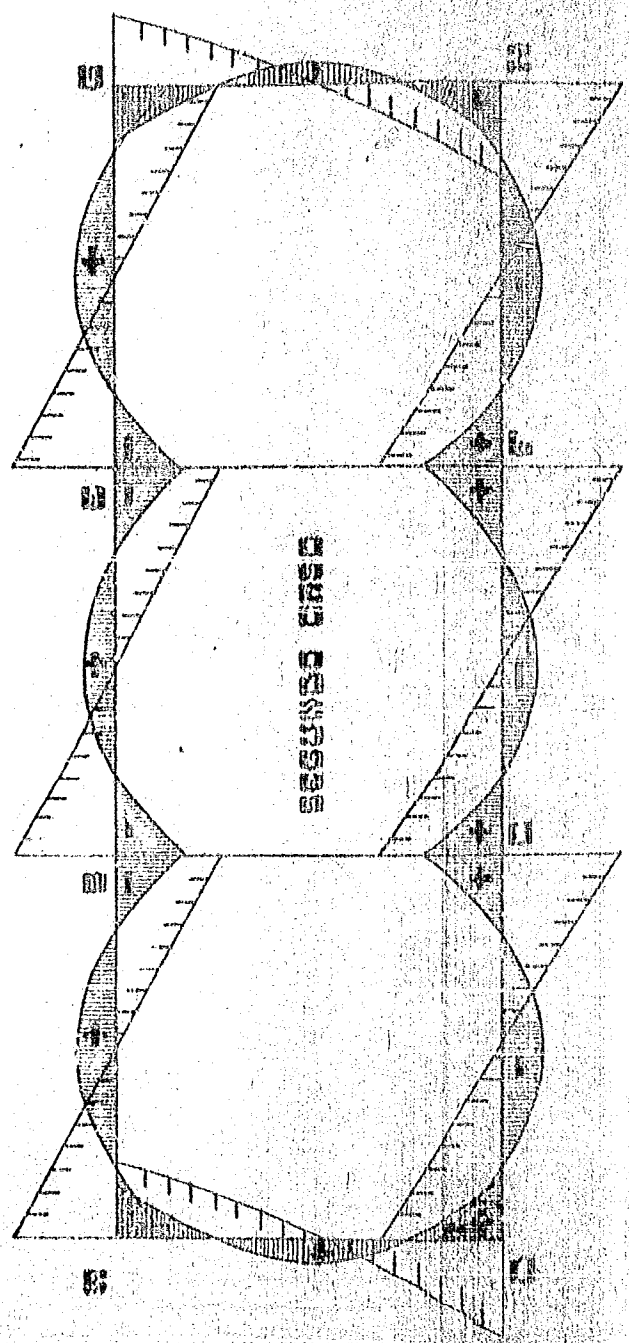
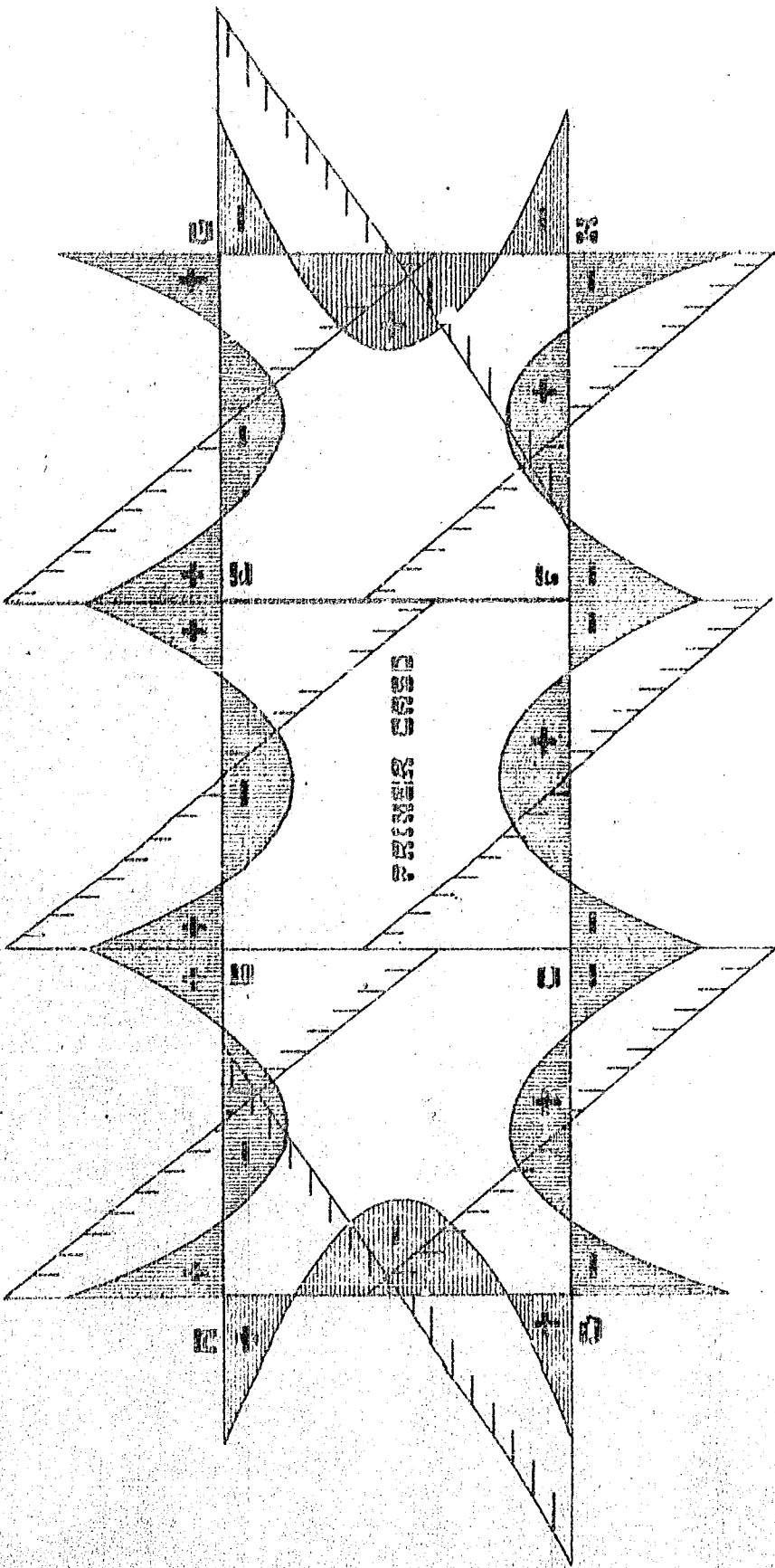
H''

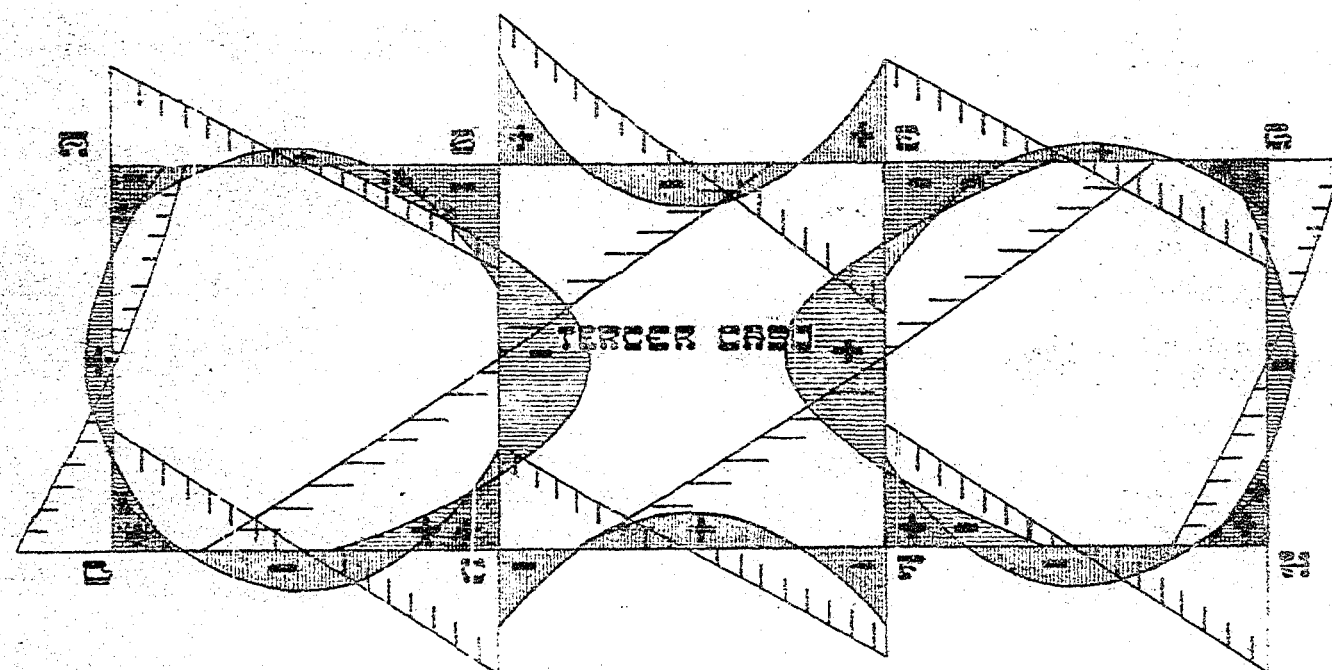
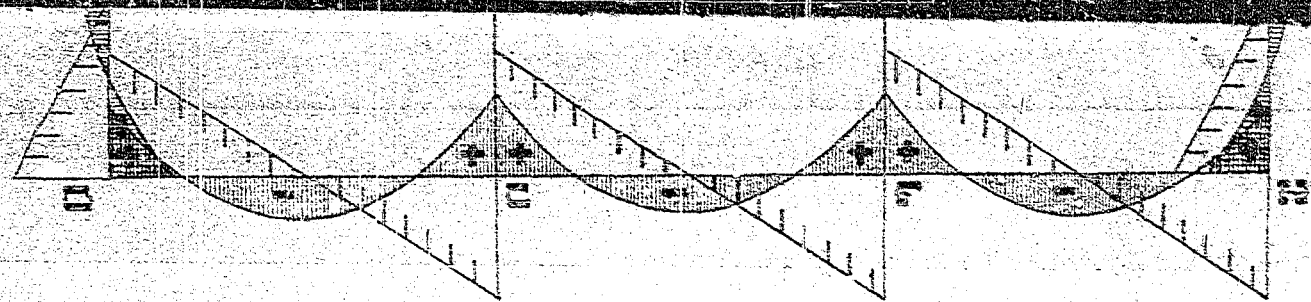
+ 2052.79
+ 309.68
+ 179.87
+ 314.67
+ 55.99
+ 44.12
+ 68.43
+ 63.27
+ 1595.33

DISTRIBUCION DE MOMENTOS.

PROYECTO DE SIFON EN LA DESVIACION COMBINADA  
 TERCER CASO  
 SECCION K-K'  
 MEXICO, D.F. | SEP. 1937 | LAM. 12.



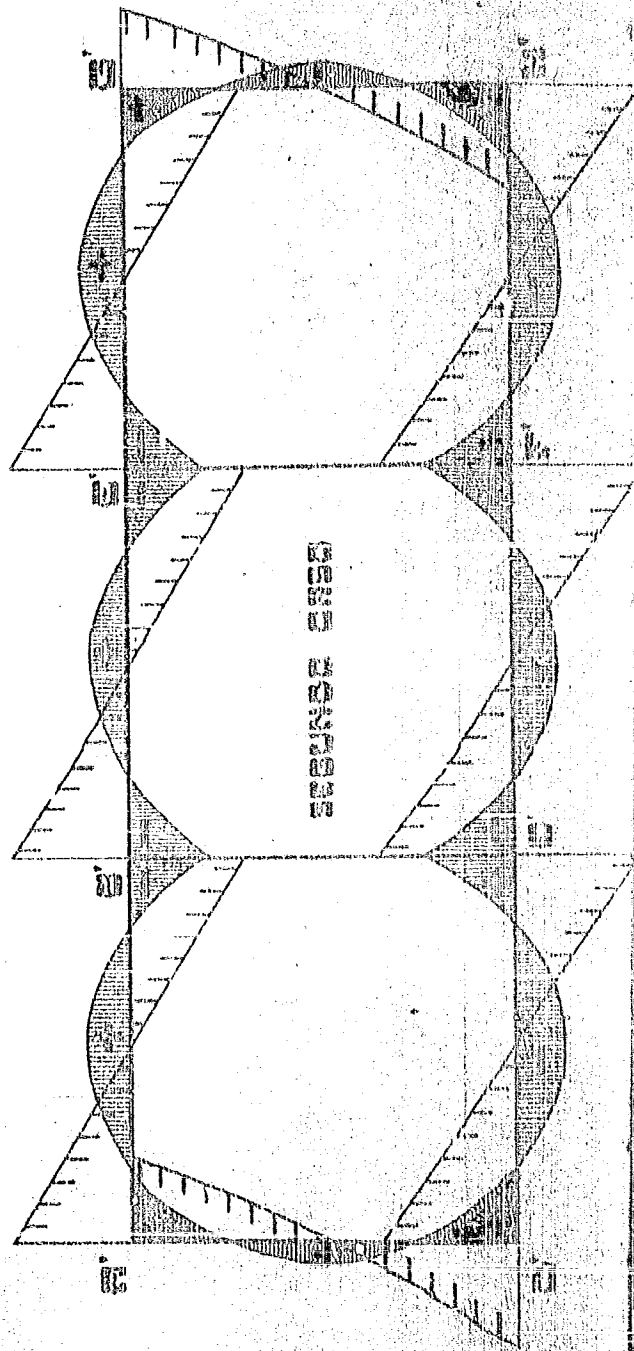
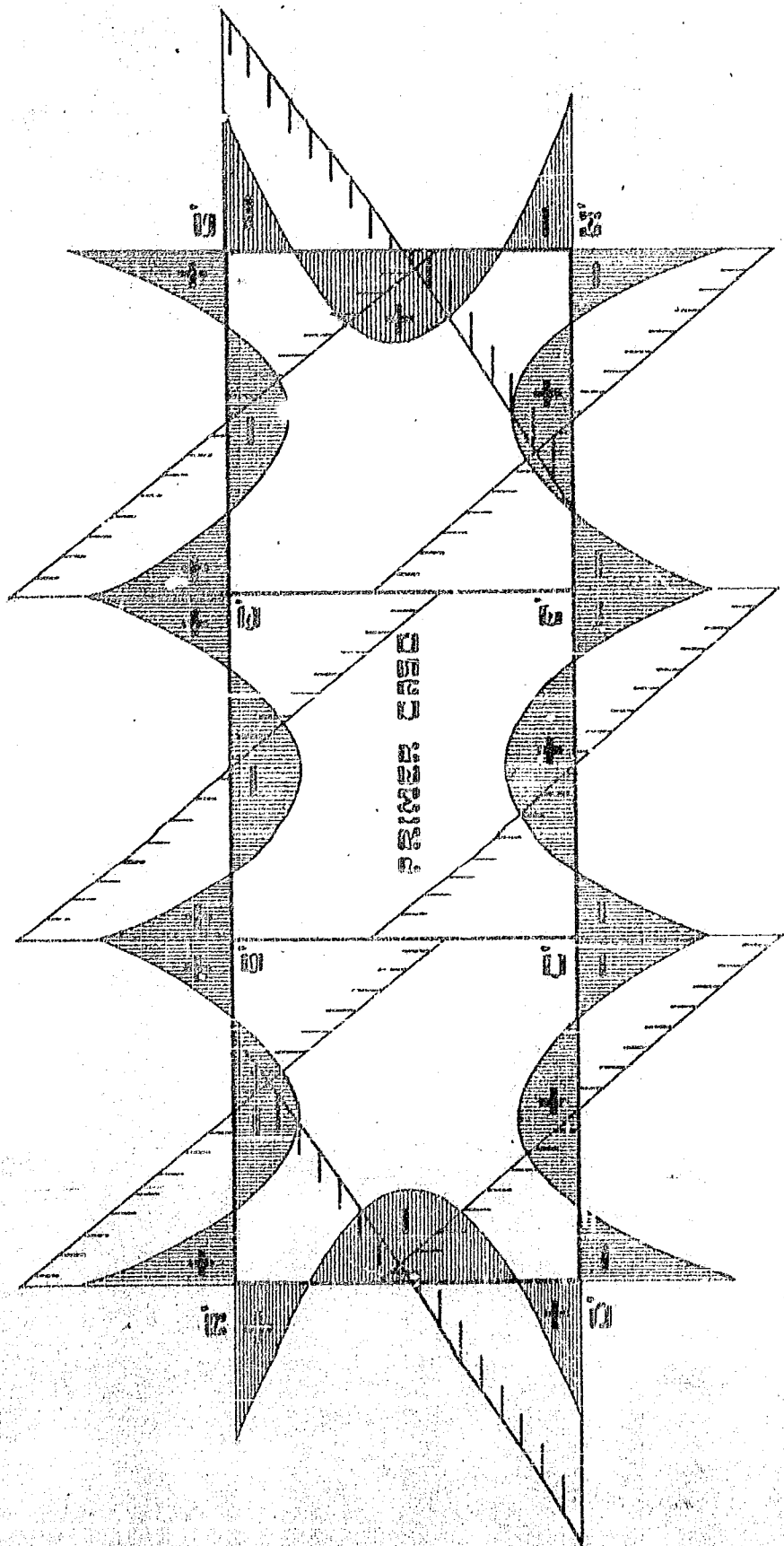


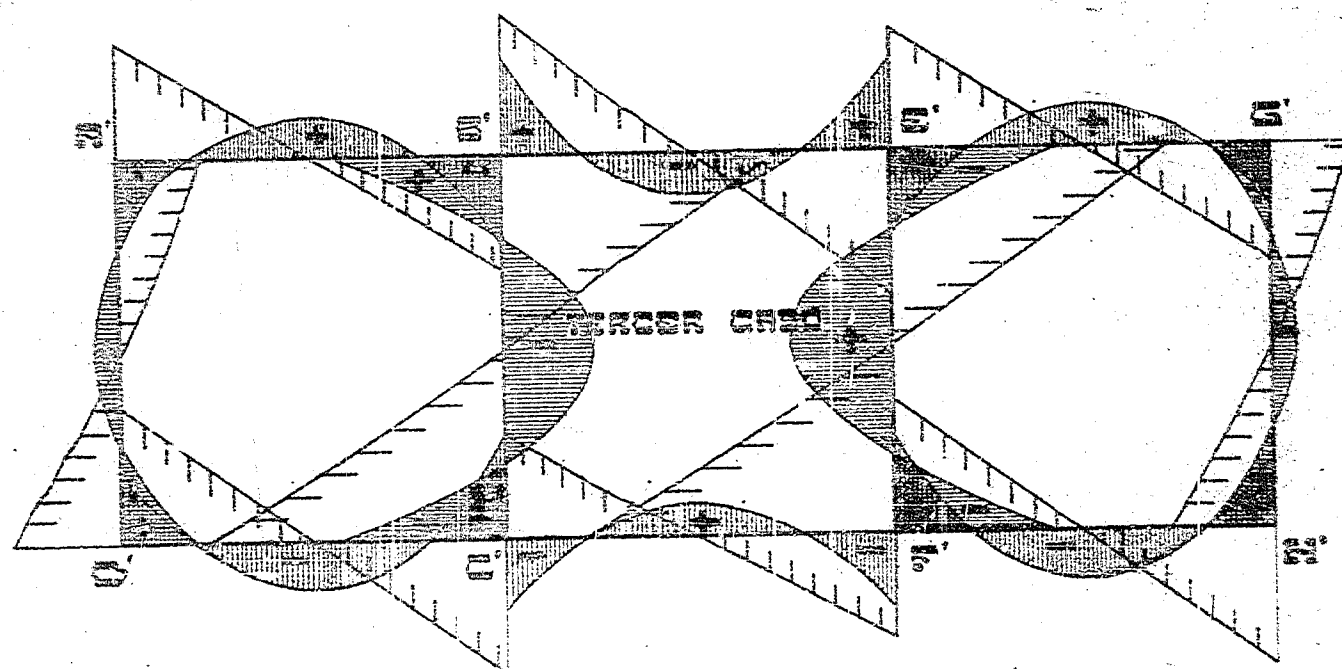
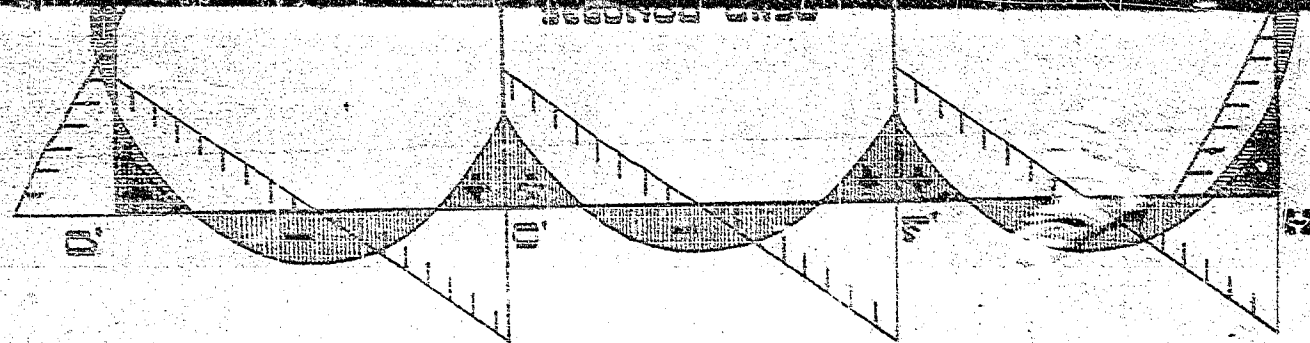


SECCION 0-0

ESCALAS { DE LINEAS:  $1c = 0.50 m.$   
 DE FUERZAS:  $1c = 5000 K.$   
 DE MOMENTOS:  $1c = 3333 K.m.$

PROYECTO DE SIMON EN  
 LA DESVIACION COMBINADA  
 DIAGRAMAS DE MOMENTOS  
 Y ESFUERZOS CONTRANTES  
 MEXICO, D.F. | SEP. 1937. | LAM. 12

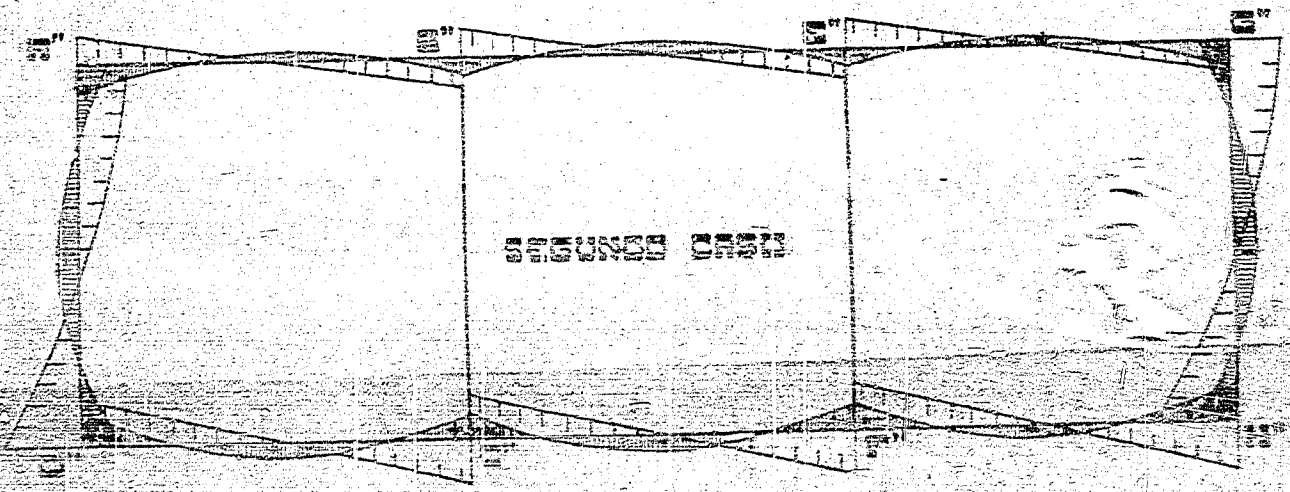
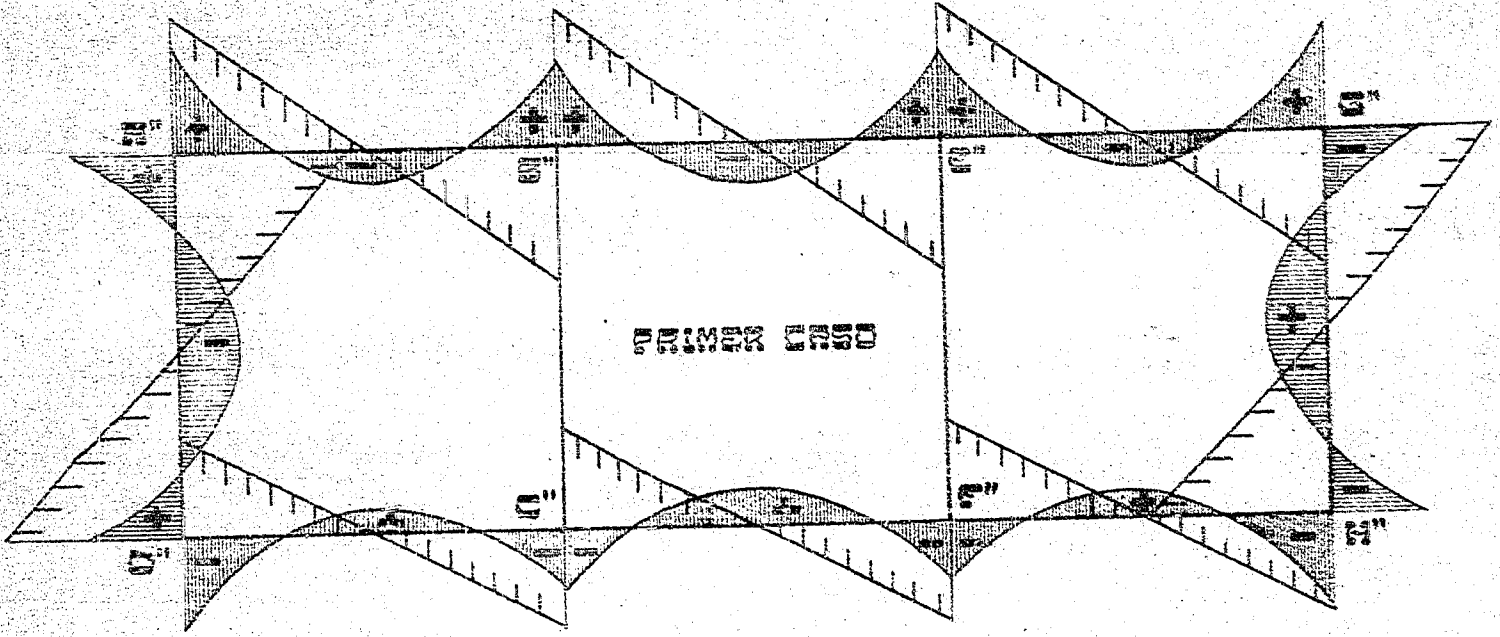




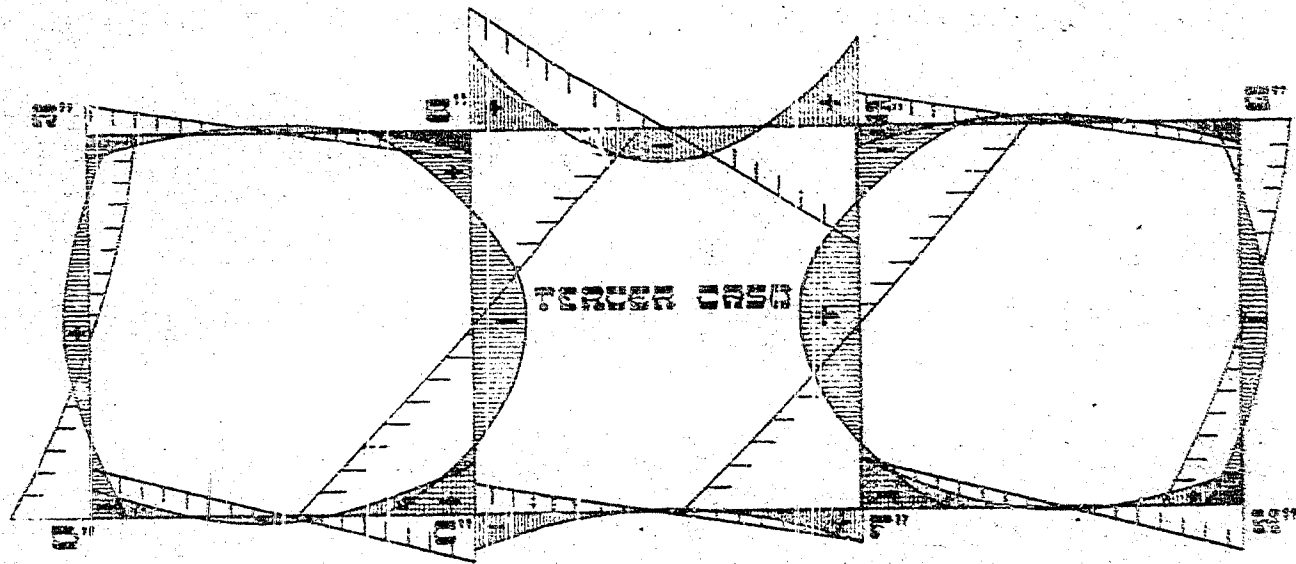
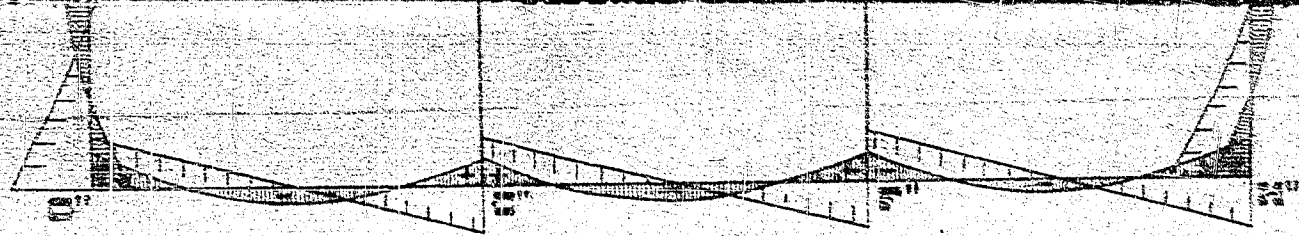
SECCION 4-4

DE CARGAS:  $I_c = 0.50 \text{ m.}$   
 DE FUERZAS:  $I_c = 5000 \text{ k.}$   
 DE MOMENTOS:  $I_c = 3333 \text{ k.m.}$

<b>PROYECTO DE SIFON EN</b> <b>LA COMISION COMUNITARIA</b>		
<b>DIAGRAMAS DE MOMENTOS</b> <b>y FUERZAS REACTIVAS</b>		
MEXICO, D.F.	SEP 1937.	COM. 14



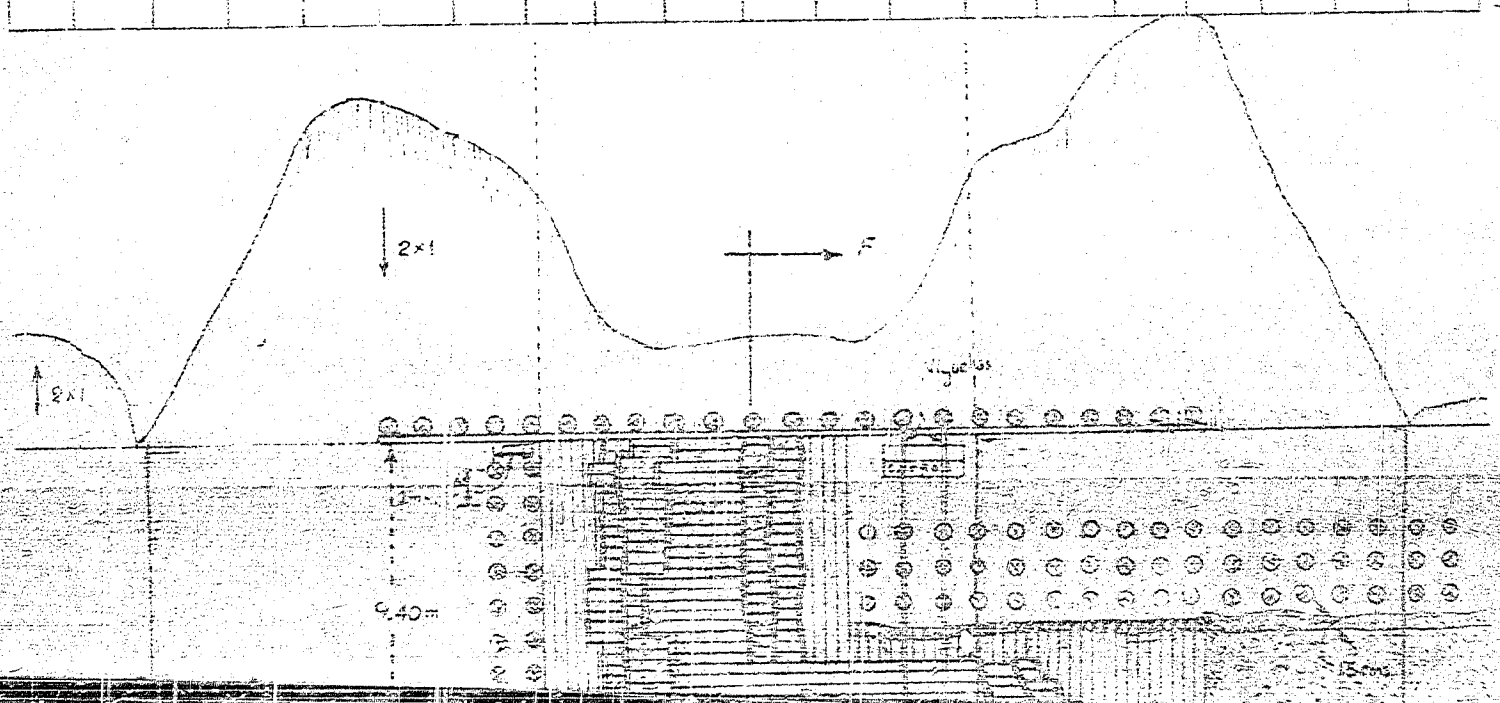
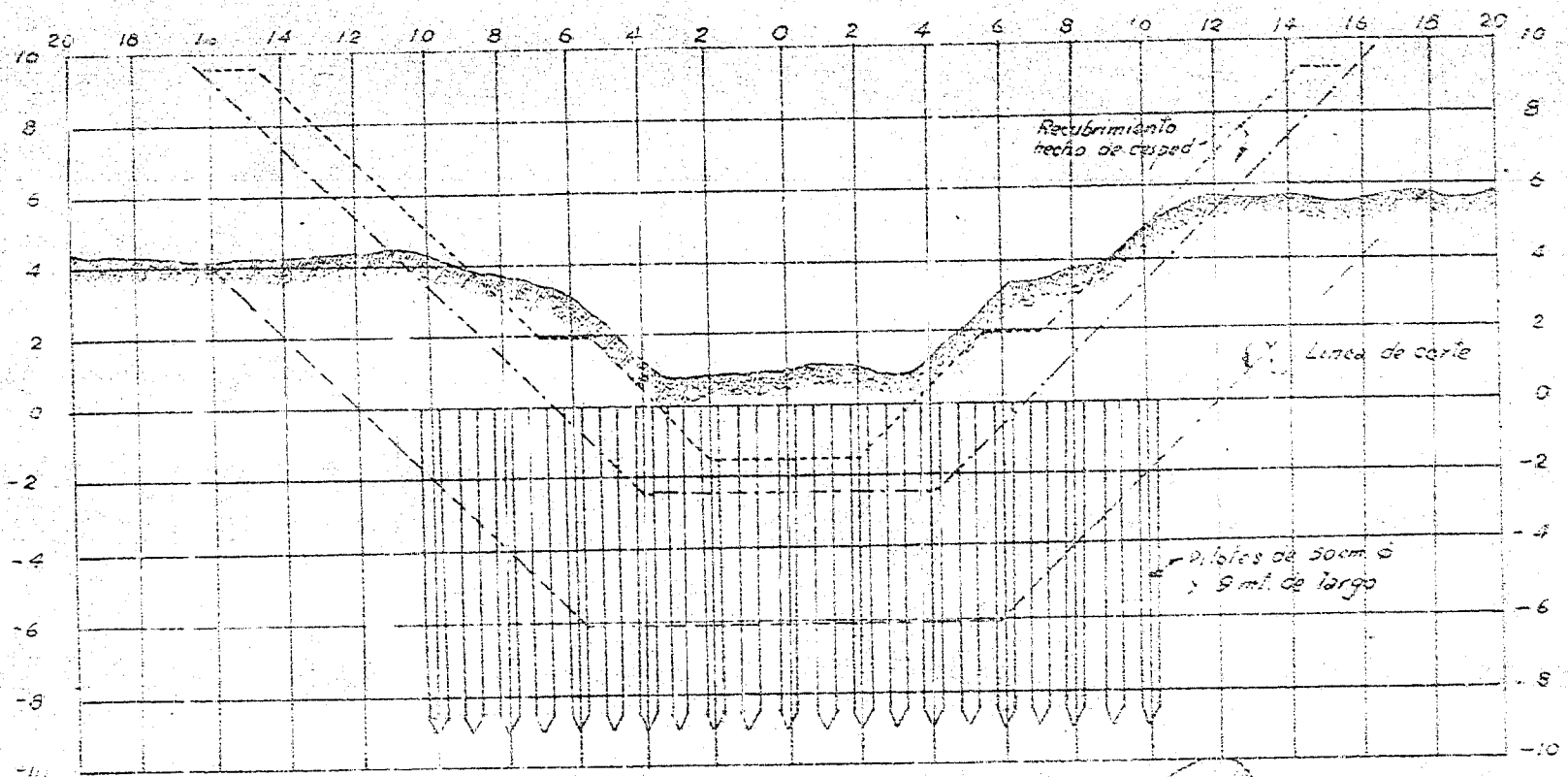


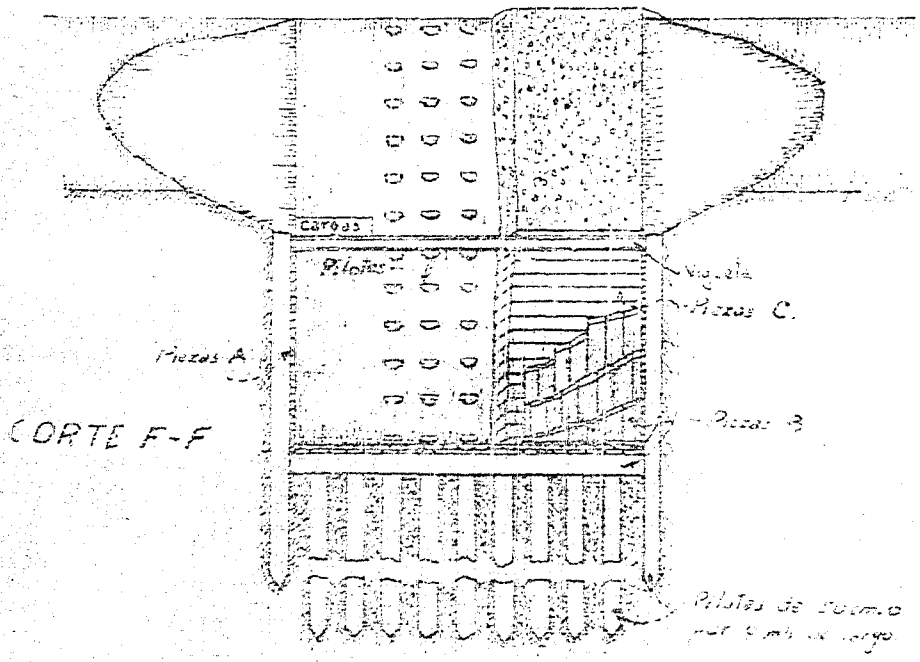
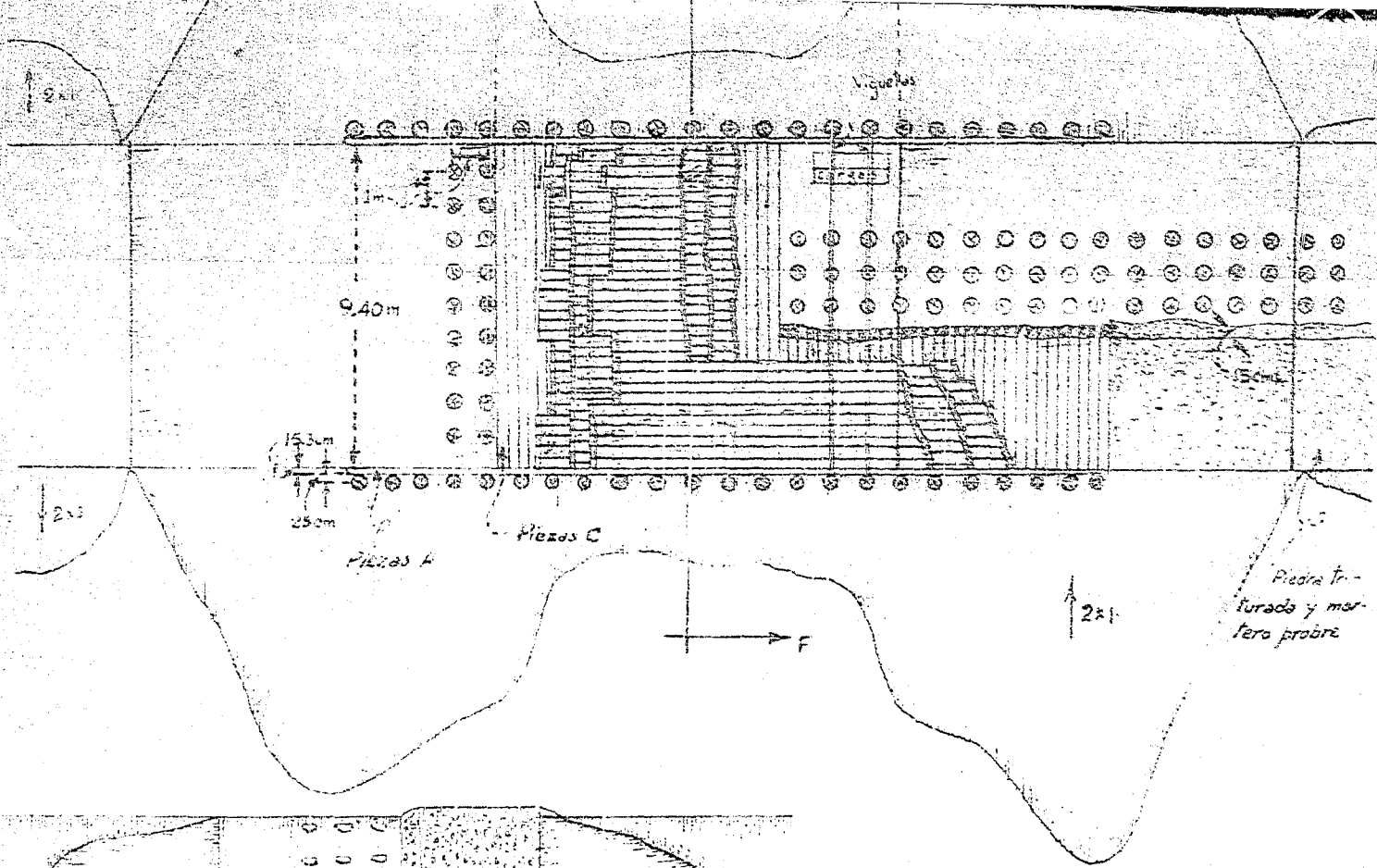


SECTION N-N

DE LONGOS:  $l_c = 0.50$  m.  
 ESCALA DE FUERZAS:  $l_c = 5000$  K.  
 DE MOMENTOS:  $l_c = 3333$  K.M.

INstituto de Estudios  
 de Ingeniería y Construcción  
 SISTEMAS DE MOVIMIENTOS  
 Y DEFLEXIONES CONSTANTES  
 MEXICO, D.F. 1968

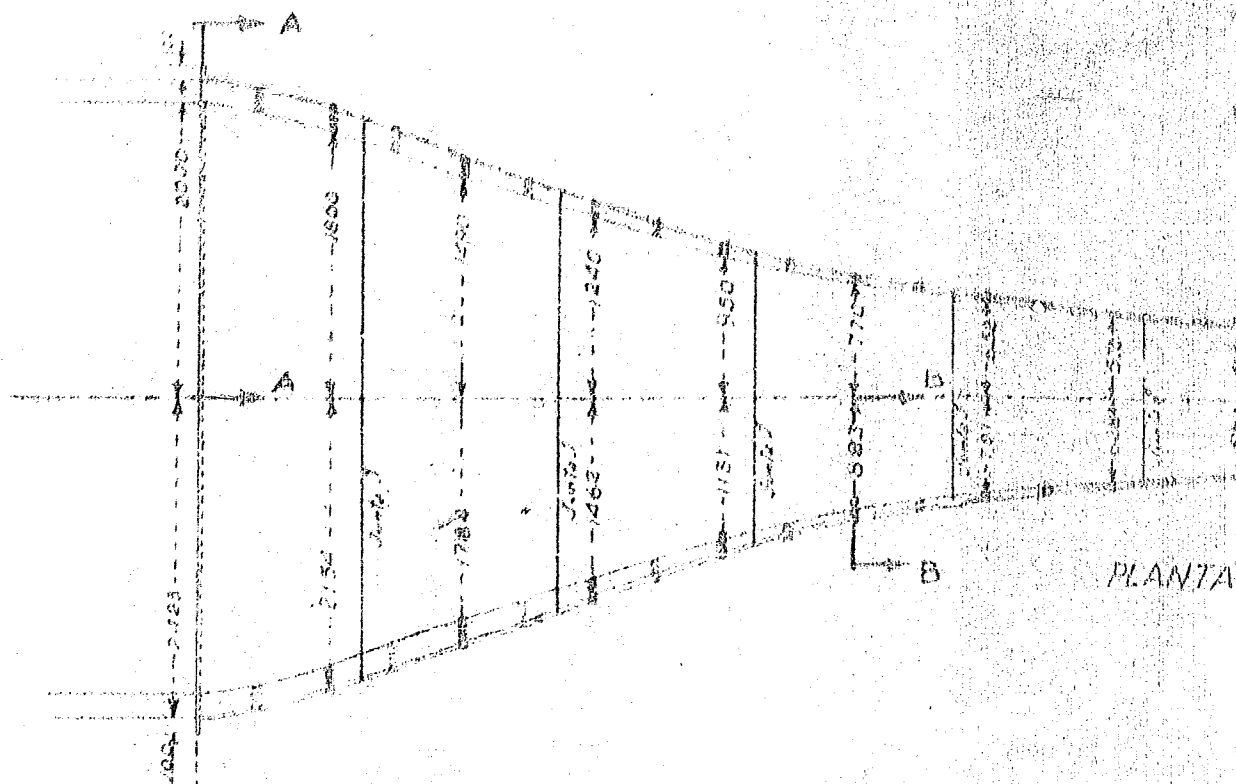




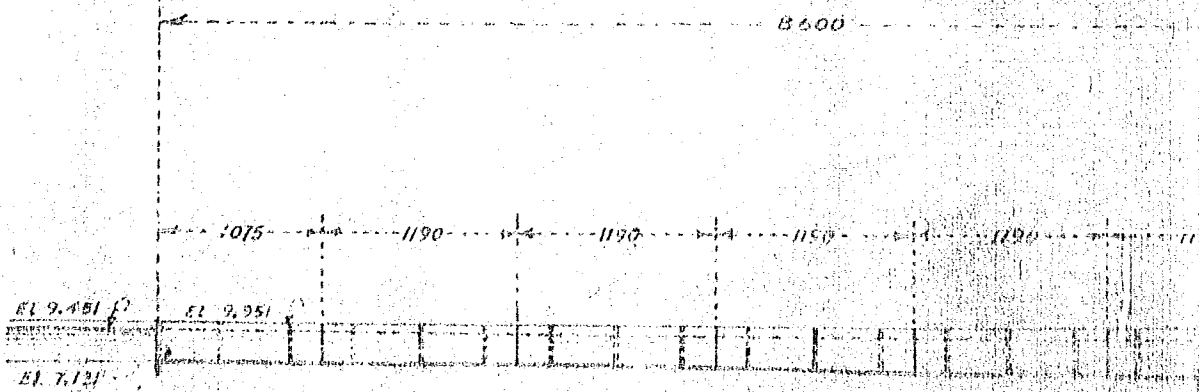
**PROYECTO DE SIFON EN LA DESVIACION COMBINADA**

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION





PLANTA

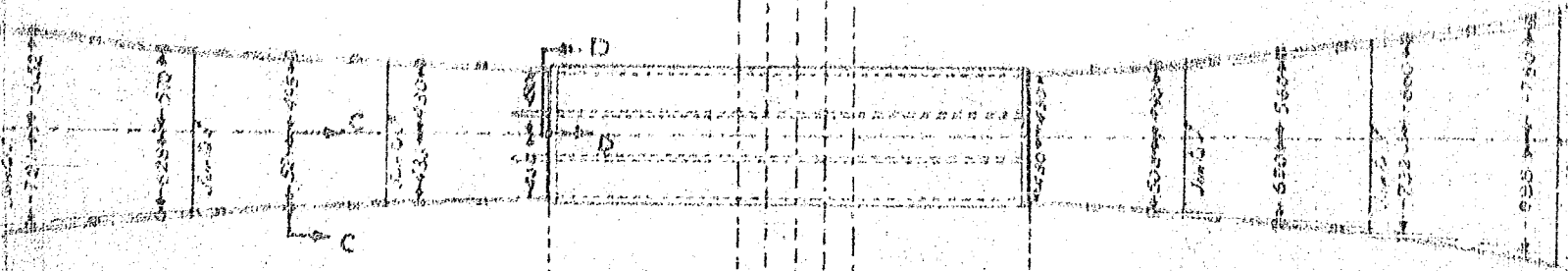


PERFIL

TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN CENTIMETROS Y LAS ELEVACIONES EN METROS.

4 2 0 2 4

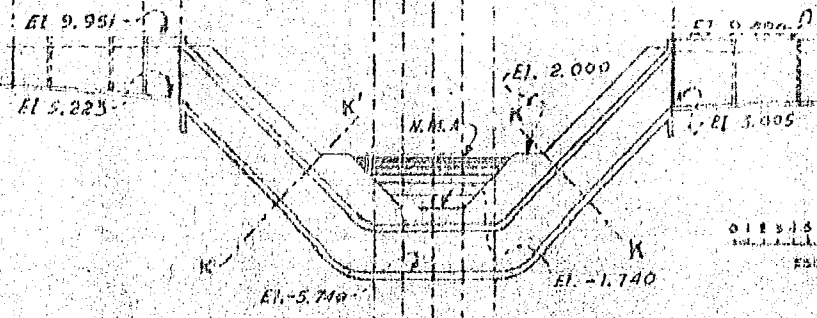
# PLANTA GENERAL



1690 1600

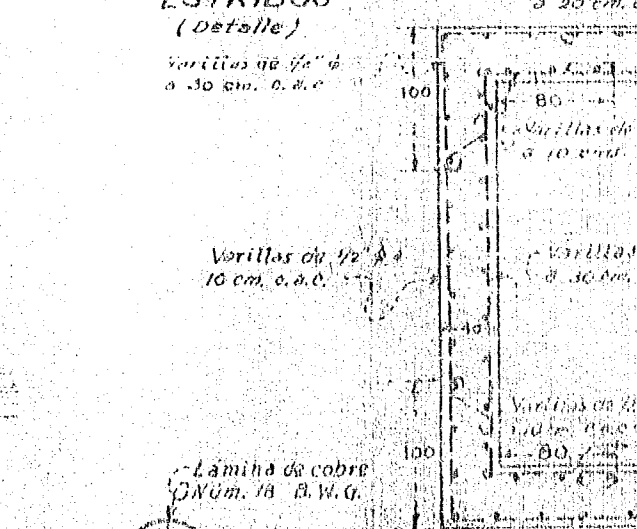
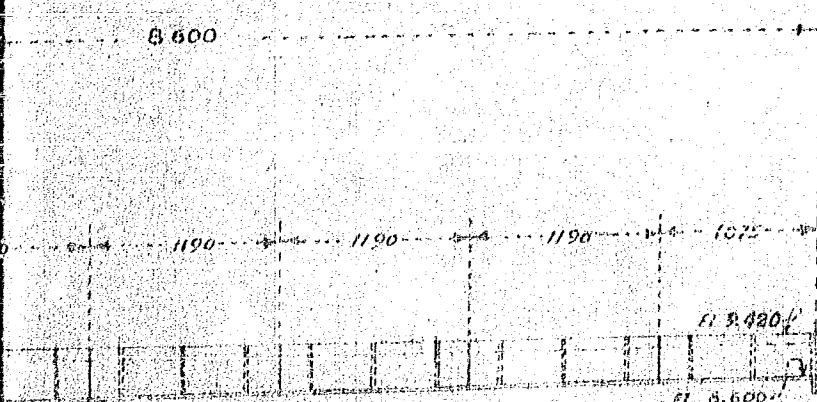
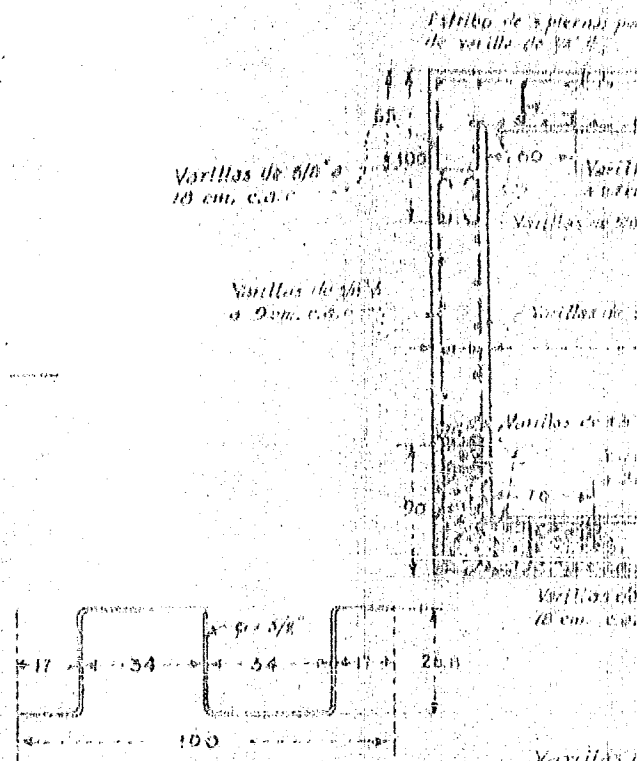
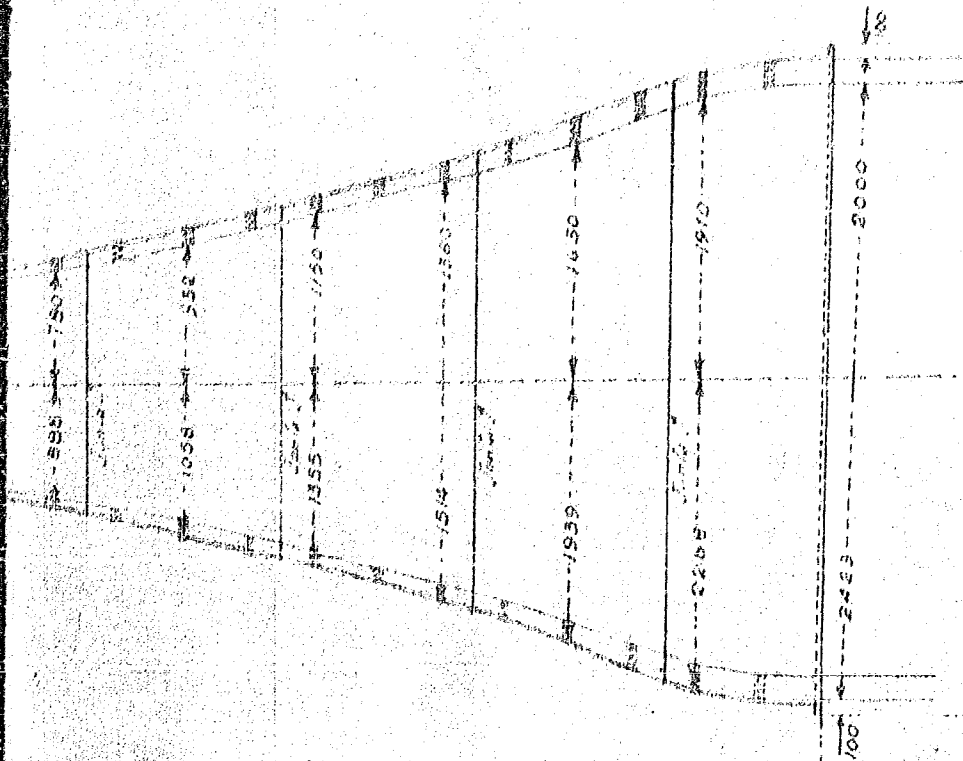
400  
300  
200

1190 1190 1015 1015 1190 1190



0 10 20  
ESCALA EN METROS

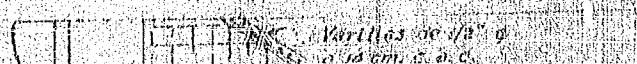
4 2 0 2 4

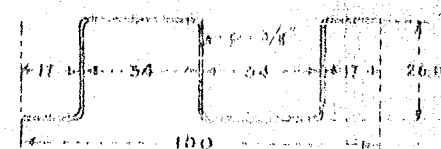
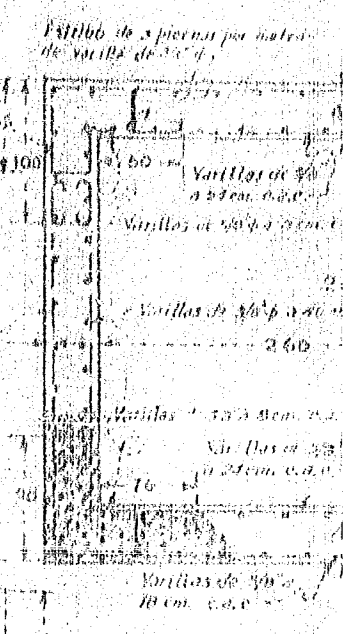
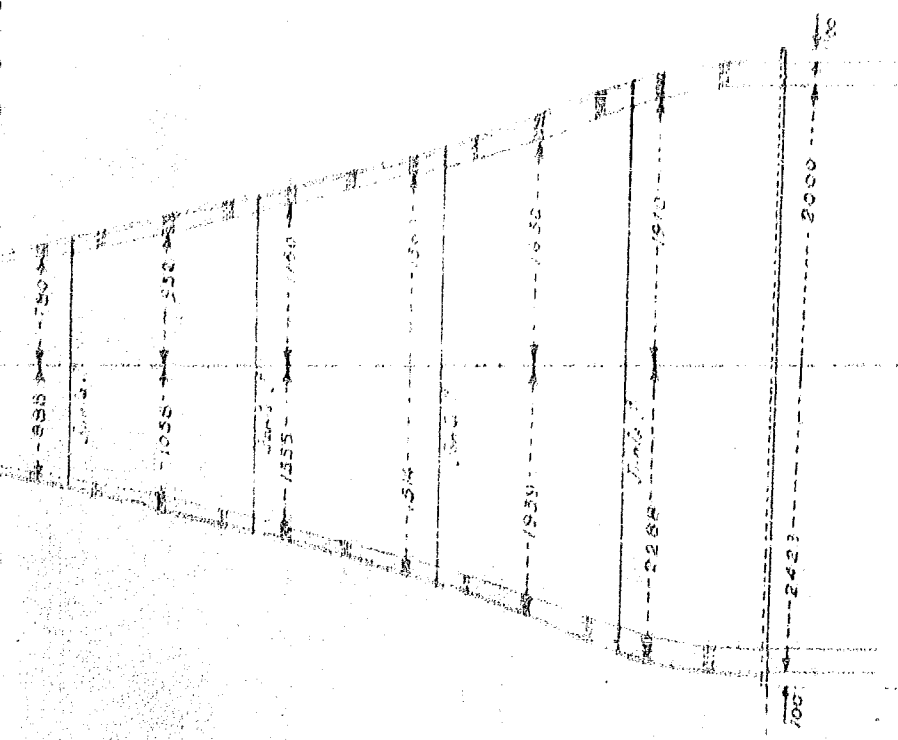


**CANTIDADES ESTIMADAS**

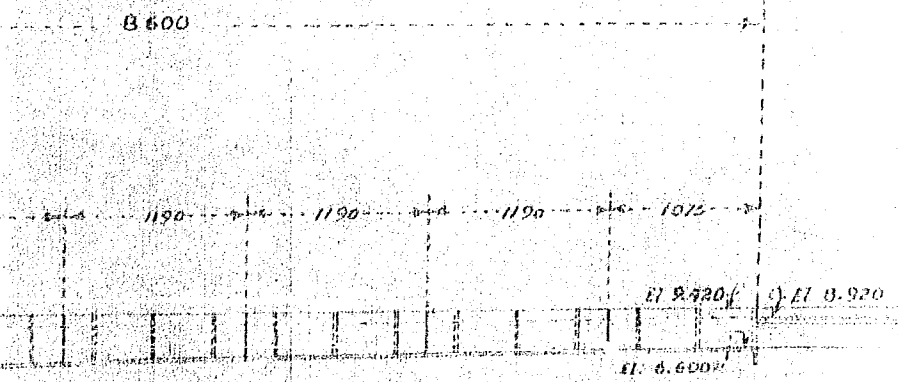
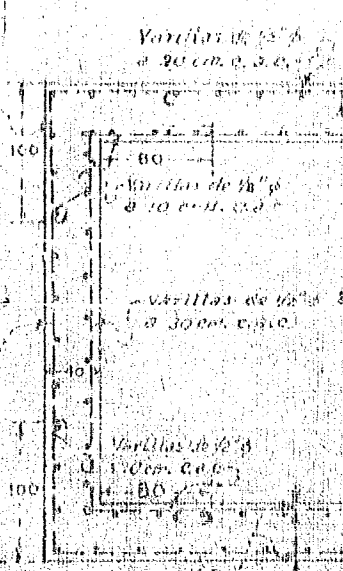
Concreto	1 925 m <sup>3</sup>
Fierro	21 550 kg
Excavaciones	2 480 m <sup>3</sup>
Repleno	3 020 m <sup>3</sup>

**JUNTAS DE COBRE**  
(Detalle)





**ESTRIBOS**  
(Detalle)



Lamina de cobre  
20 cm. B. W. G.



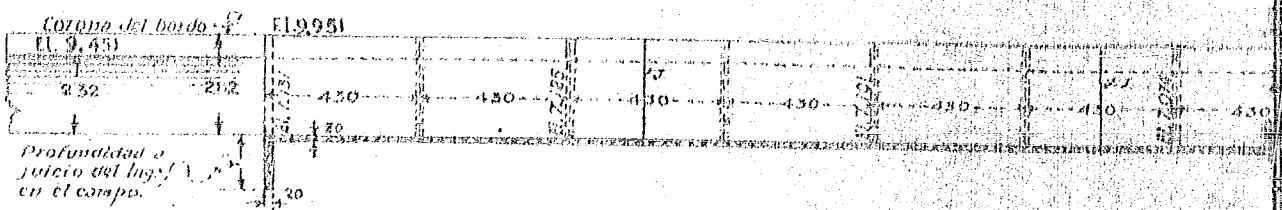
**JUNTAS DE COBRE**  
(Detalle)

**CANTIDADES ESTIMADAS**

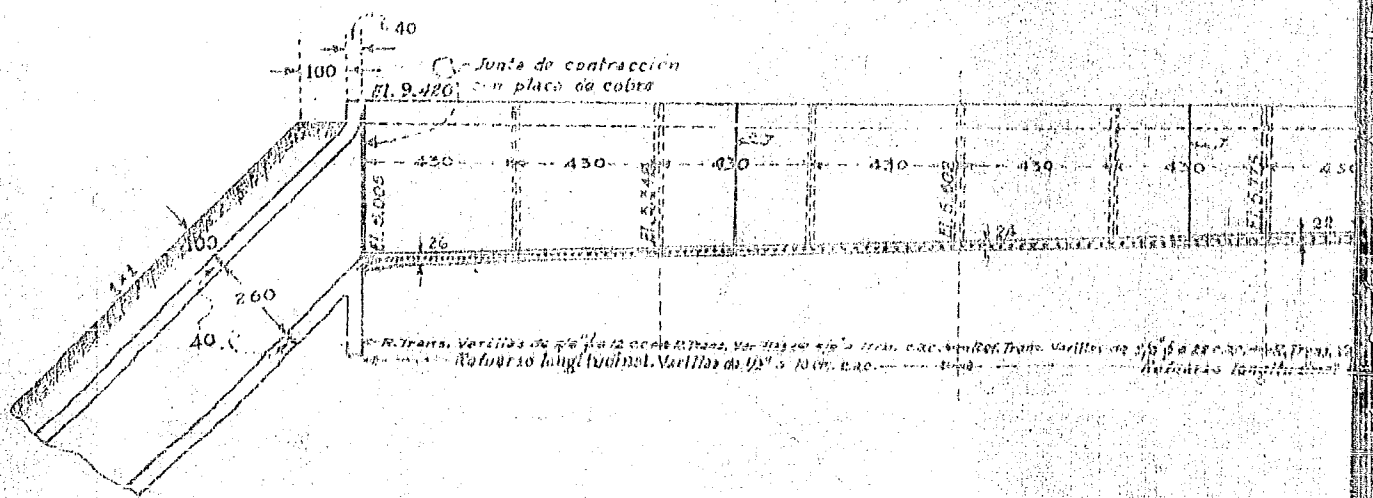
Concreto	1 585 m <sup>3</sup>
Hierro	21 560 kg
Excavaciones	2 480 m <sup>3</sup>
Refr. no	2 080 m <sup>3</sup>





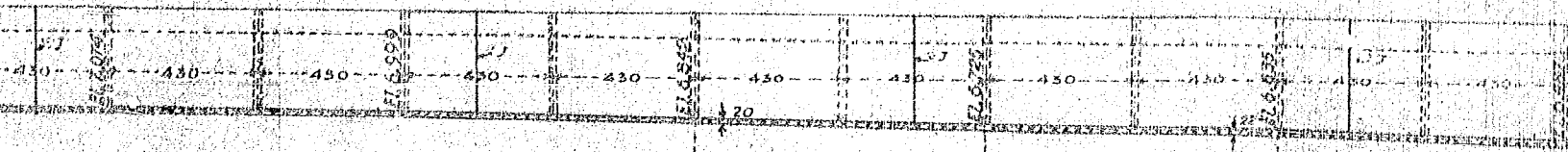


Refracto Primaveril. Varillas de 4/8" a 1/2" en su esp. de Refuerzo longitudinal. Varillas de 1/2" a 1/4" en su esp. de Refuerzo transversal.

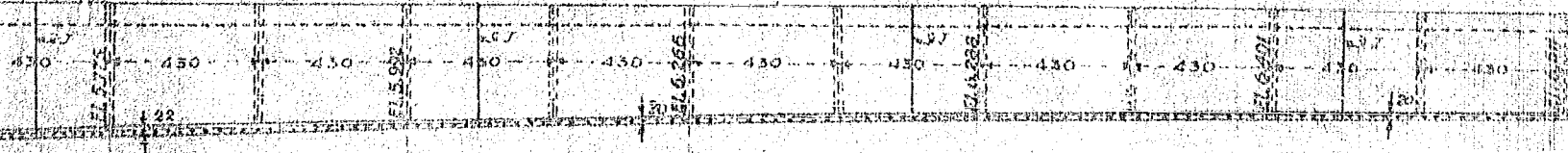




$v = 0.669 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $f = 0.020$   
 $Q = 64.00 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $S = 0.0008$   
 Perdidas de carga en el sifón: 0.531 m.

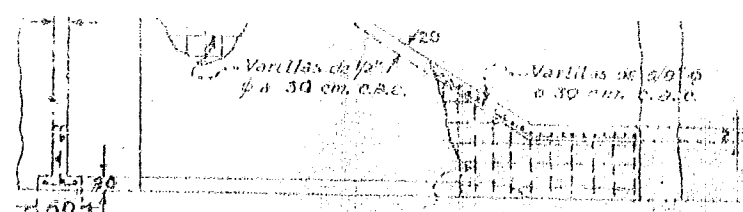


Trans. Varillas de  $3/4"$  a  $25 \text{ cm}$ . c. a. c. y Trans. Varillas de  $3/4"$  a  $25 \text{ cm}$ . c. a. c. y Refuerzo longitudinal. Varillas de  $3/8"$  a  $12 \text{ cm}$ . c. a. c.

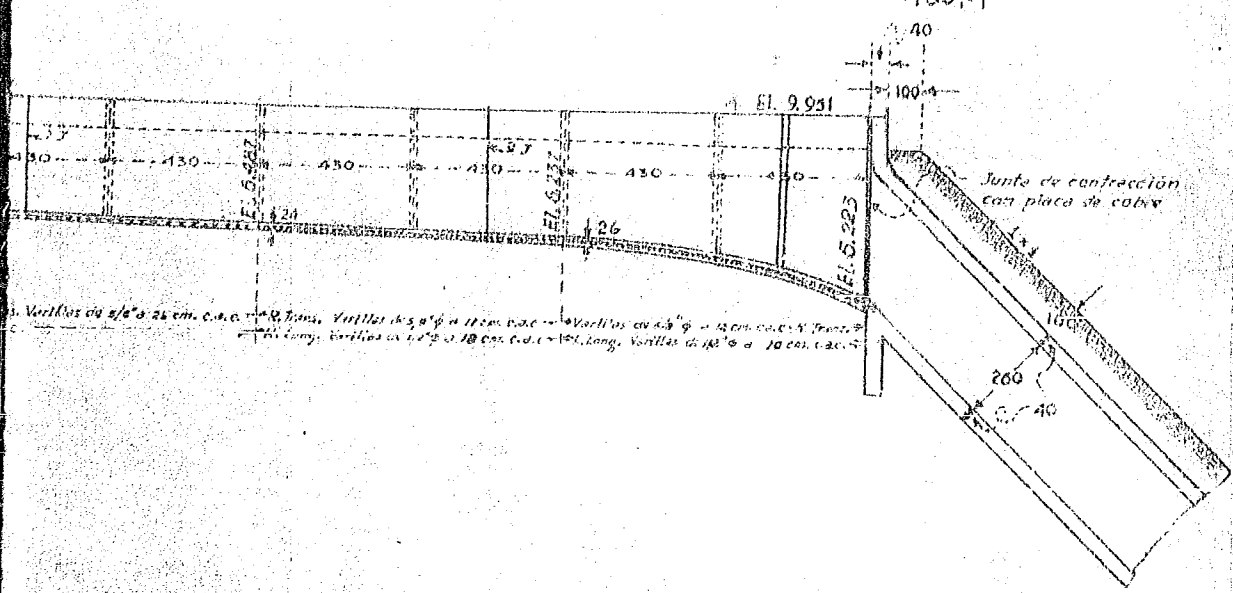


Trans. Varillas de  $3/4"$  a  $25 \text{ cm}$ . c. a. c. y Trans. Varillas de  $3/4"$  a  $25 \text{ cm}$ . c. a. c. y Refuerzo longitudinal. Varillas de  $3/8"$  a  $12 \text{ cm}$ . c. a. c.

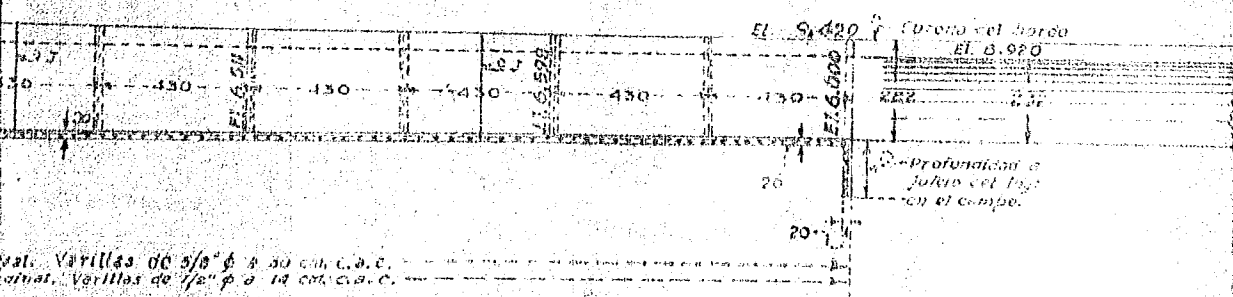
CORTES LONGITUDINALES DE LAS TRANSICIONES



Varillas de 1/2"  $\phi$  a 20 cm. c.a.c., usadas en la construcción del piso y paredes.

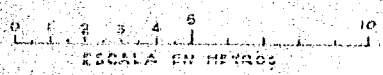


Varillas de 1/2"  $\phi$  a 20 cm. c.a.c.

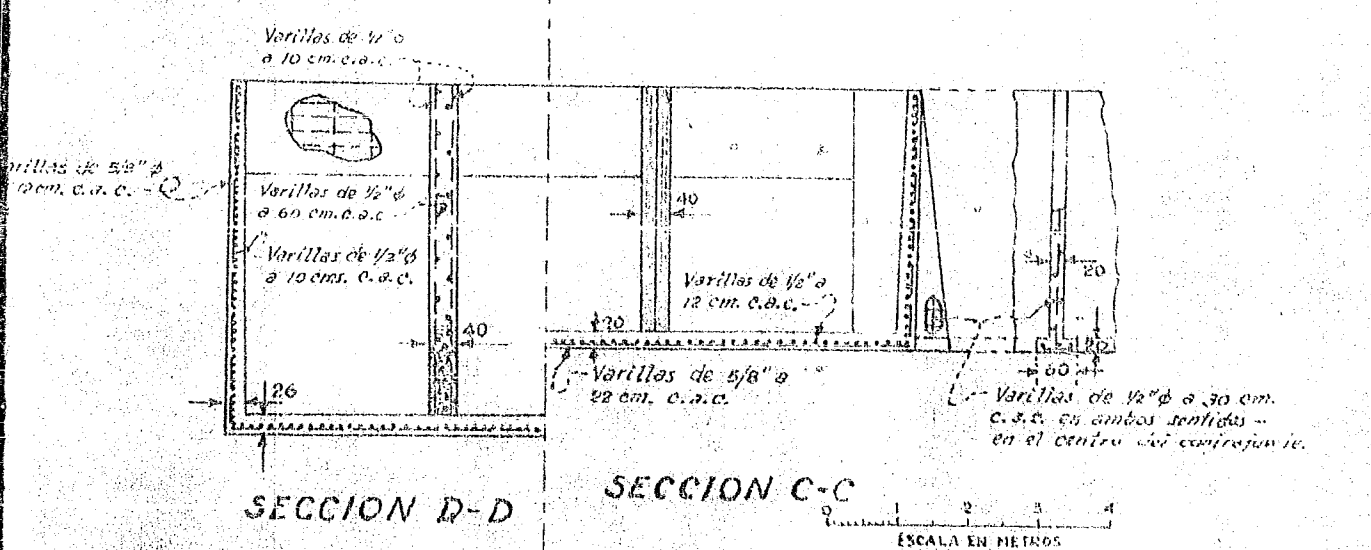
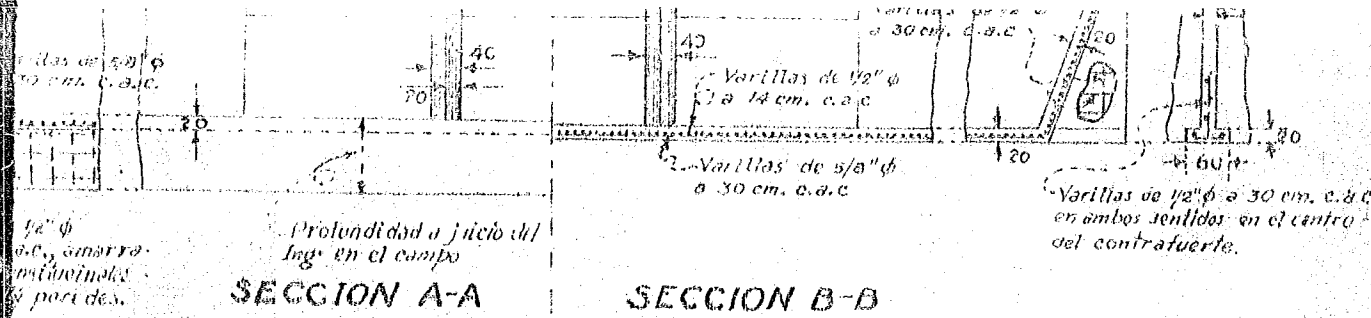


NOTAS: - Traslápense todas las lanchas que los traéptos quitan al reverso de la sección en contra.  
 Los ganchos indican un + veces el diámetro.  
 El espesor del piso antes las dimensiones.  
 El rebobado indica en otro lado; el indicado en la parte superior.

Varillas de 5/8"  $\phi$  a 30 cm. c.a.c.  
 Varillas de 1/2"  $\phi$  a 14 cm. c.a.c.







Se superponen todas las varillas de diámetros en las uniones, evitando que los traspases queden en una sola línea.

Todo el refuerzo llevará un recubrimiento de 0.045, salvo indicación en contrario.

Los ganchos indicados en el dibujo deberán hacerse con un recubrimiento al diámetro de la varilla.

El espesor del piso en las transiciones varía uniformemente en las dimensiones indicadas.

El refuerzo indicado en la SECCION C-C, se llevará a 2 mts. de una y a 4 mts. de la otra del indicado en la SECCION A-A, y llevará de la Sección D-D a la SECCION A-A y el indicado en esta, desde este punto hasta la siguiente.

PROYECTO DE SIFON EN LA DESVIACION COMBINADA

PLANO GENERAL

MEXICO, D. F.      SEPTIEMBRE 1937      O. G. C.