



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SAN LUIS POTOSI

FACULTAD DE INGENIERIA

**PROYECTO DEL SIFON K-9+380 DEL CANAL
PRINCIPAL DEL DISTRITO DE RIEGO 05
(UNIDAD CONCHOS)**

TRABAJO RECEPCIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

LUIS ARTURO GARIBAY BANDIN



T
TC93
G3
C.1



1080077790



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SAN LUIS POTOSI

FACULTAD DE INGENIERIA

**PROYECTO DEL SIFON K-9+380 DEL CANAL
PRINCIPAL DEL DISTRITO DE RIEGO 05
(UNIDAD CONCHOS)**

TRABAJO RECEPCIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

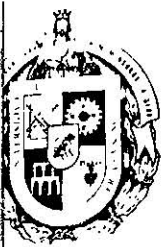
LUIS ARTURO GARIBAY BANDIN



X
X
X
30
17



(77790)



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SAN LUIS POTOSÍ

FACULTAD DE INGENIERIA

Dr. Manuel Nava No. 8 Zona Universitaria

Teléfonos: 13-11-86, 13-52-38, 13-63-35 y 13-82-22

Fax: (48) 13-09-24

78290, San Luis Potosí, S. L. P., México

MARZO 18, 1993.

Al Pasante Señor Luis Arturo Garibay Bandin
P r e s e n t e.-

En atención a su solicitud de autorización de Temario, presentada por el Ing. Victoriano Martinez Gomez, Asesor del Trabajo Recepcional que desarrollará Usted, con el objeto de sustentar Examen Profesional en la Licenciatura de Ingeniero Civil. Me es grato comunicarle que en la Sesión de Consejo Técnico Consultivo celebrada el día 18 de Marzo de 1993, fué aprobado el Temario propuesto:

"PROYECTO DEL SIFON K-9+380 DEL CANAL PRINCIPAL CONCHOS EN CD. DELICIAS CHIH."

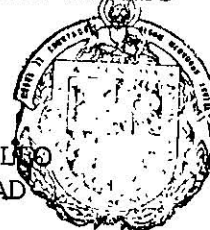
TEMARIO:

- I.- DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO
- II.- PROYECTO HIDRAULICO
- III.- CALCULO ESTRUCTURAL
- IV.- PROCESO CONSTRUCTIVO
- V.- CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA.

Ruego a Usted tomar debida nota de que en cumplimiento con lo especificado por la Ley de Profesiones, debe prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su Examen Profesional.

" MODOS ET CUNCTARUM RERUM MENSURAS AUDEBO "

ING. DAVID ATISHA CASTILLO
DIRECTOR DE LA FACULTAD



DIRECCION

'real.

DEDICO ESTE TRABAJO A:

M I S P A D R E S

SR. JESUS GARIBAY TRISTAN
SRA. MA. LUISA BANDIN DE GARIBAY
Por su comprensión, cariño y afán
de superación.

Con Cariño

MIS HERMANOS:

CLAUDIA
CARLOS
JESUS
MARTHA
EMILIA
LUCIA Y
PATRICIA

M I E S P O S A

BERNARDA BAÑUELOS DE GARIBAY

Con Amor

MIS HIJOS:

José Hermilo,
Claudia Patricia,
Martha Emilia y
Mirella Armida

Con Cariño

ING. VICTORIANO MARTINEZ GOMEZ,
Con agradecimiento por su supervisión a este trabajo.

C. ING. RODOLFO A. ORTEGA ARMENDARIZ
Por su valiosa cooperación.

A MIS MAESTROS E INSTITUCIONES
EN QUE ME FORME.

A TODAS AQUELLAS PERSONAS QUE DE
DIFERENTES FORMAS CONTRIBUYERON
A LA REALIZACION DE MI CARRERA.

A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS.

I N D I C E

C A P I T U L O I	PAGINA
<u>GENERALIDADES:</u>	
I.1.- DESCRIPCION Y GENERALIDADES DEL DISTRITO DE RIEGO No. 005. - - - - -	1
I.2.- CARACTERISTICAS GENERALES DEL DISTRITO. - ANTECEDENTES Y NECESIDADES DE LA OBRA. - -	5
I.3.- ANTECEDENTES. - - - - -	9
I.4.- NECESIDADES. - - - - -	11
I.5.- PLANO DE LA REPUBLICA (No. 1); PLANO DE LOCALIZACION (No. 2) Y PLANO TOPOGRAFICO (No. 3). - - - - -	11a
I.6.- ESTUDIOS GEOLOGICOS DEL SITIO. - - - - - PLANO DE LA PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS (No. 4) - - - - -	12
 C A P I T U L O I I	
<u>CALCULO HIDRAULICO Y DISEÑO GEOMETRICO DE CURVAS.</u>	
II.1.- PROYECTO Y GASTO DEL CANAL. - - - - -	16
1.- FORMULAS PARA CANALES. - - - - -	16
2.- PROPORCIONAMIENTO DE LA SECCION. - - -	18
3.- VELOCIDAD DEL CANAL. - - - - -	19
4.- RELACION PLANTILLA-TIRANTE. - - - - -	21
5.- CAPACIDAD DEL CANAL PPAL. "CONCHOS". -	23
II.2.- OBTENCION DE LOS DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL PPAL. "CONCHOS" AGUAS ABAJO Y AGUAS ARRIBA DEL SIFON K-9+380. - - - - -	27
II.3.- CALCULO HIDRAULICO Y DESNIVEL A LA SALIDA.	29
1.- DISEÑO DE LA SECCION DE LOS CONDUCTOS DEL SIFON. - - - - -	29
2.- DATOS HIDRAULICOS DE LOS CONDUCTOS. - -	30
3.- LONGITUD DE LA TRANSICION. - - - - -	31
4.- CALCULO HIDRAULICO Y DESNIVEL A LA SALIDA. - - - - -	32
II.4.- CALCULO PARA OBTENER LOS DATOS DE LAS CURVAS VERTICALES. - - - - -	39
1.- OBTENCION DE LAS FORMULA, CON LAS CUALES PODREMOS LOCALIZAR UNA CURVA VERICAL. -	39

2.- CALCULO DE LAS CURVAS VERTICALES D Y E; A Y F; B Y C. - - - - -	41
3.- FORMULAS PARA OBTENER LOS DATOS DE LAS CURVAS HORIZONTALES. - - - - -	44

C A P I T U L O I I I .

CALCULO ESTRUCTURAL.

III.1.- ANALISIS DE LAS CARGAS VIVAS, MUERTAS Y ACCIDENTALES. - - - - -	48
III.2.- CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA. CALCULO ESTRUCTURAL DE LAS TRANSICIONES. -	50 64
III.3.- MURO DE CONTENCION SEGUN CORTE H-H. - - - -	64
III.4.- MURO DE CONTENCION SEGUN CORTE G-G. - - - -	79
PLANO ESTRUCTURAL (No. 5). PLANO GENERAL (No. 6).	

C A P I T U L O I V .

DOCUMENTACION NECESARIA.

IV.1.- REGLAMENTO Y ESPECIFICACIONES. - - - - -	93
IV.2.- CANTIDADES DE OBRA. - - - - -	96
IV.3.- COSTOS Y PRESUPUESTO. - - - - -	97
IV.4.- PROGRAMA DE TRABAJO (PLANO No. 7). - - - - -	98-a
IV.5.- FINANCIAMIENTO. - - - - -	99
IV.6.- CONVOCATORIAS, CONCURSOS Y CONTRATOS. - - -	100
IV.7.- PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION. - - - - -	102
IV.8.- SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD. - - - - -	106

C A P I T U L O V .

CONCLUSIONES Y BIBLIOGRAFIA.

CONCLUSIONES. - - - - -	108
BIBLIOGRAFIA. - - - - -	110

GENERALIDADES

CAPITULO I

I.1.- DESCRIPCION Y GENERALIDADES.

El Distrito de Riego 005, se encuentra localizado en la porción central del Estado de Chihuahua, cuya principal actividad humana es la agricultura, por lo tanto, el buen aprovechamiento del recurso agua es factor fundamental y de cuidadosa distribución por parte de usuarios y dependencias encargadas de su manejo, pues al igual que todas las tierras planas del País, situadas al norte del Trópico de Cáncer, las precipitaciones pluviales son ahí muy escasas.

En el Valle de Delicias, se halla establecido el Distrito de Riego 005, que utiliza para el riego de sus tierras, los volúmenes provenientes de los ríos "Conchos" y "San Pedro", controlados respectivamente por las Presas "La Boquilla" y "Francisco I. Madero". Estas aguas se emplean asimismo para el riego de las áreas ubicadas en las vegas de ambos ríos, conocidos como "labores Viejas" y que han venido explotándose desde antes de la formación del Distrito.

El almacenamiento de las Presas abastecen actualmente 67,230 Ha. aproximadamente en auge productivo, además que en base en el Programa de Estudios técnicos y de factibilidad económica realizados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y determinó que existen 19,620 Has., más susceptibles de cultivo y que representan el 29% de la actual superficie del Distrito mencionado.

Estas 19,620 Has. están situadas al norte del Distrito de Riego, teniendo como características principales suelos de tipo arcillo-arenosos con una topografía de pendientes muy suaves, lo cual propicia un buen rendimiento en determinado tipo de cultivos tales como: frijol, trigo, cebada, frijol soya, cacahuate, alfalfa, maíz, nogal, etc., pero estos terrenos tienen la desventaja de propiciar un alto porcentaje de filtraciones, lo cual origina un porcentaje mas elevado en el consumo de agua. Todo lo anterior propicio que se decidiera abrir estas tierras al cultivo de una manera mas tecnificada, tomada como base el ahorro de agua máxima posible, desde sus fuentes de captación, hasta los linderos con las parcelas de cultivo.

El método más efectivo para cumplir con estas necesidades es el de la conducción del agua por medio de una red de canales revestidos de concreto.

El programa de apertura y canalización de estas tierras, está supeditado a los volúmenes disponibles de agua captados por las dos presas antes mencionadas, además de los volúmenes extraídos de los mantos acuíferos con la red de pozos profundos existentes.

La red de distribución del Distrito de Riego en operación está constituida por canales construidos en su gran mayoría en tierra, lo cual origina pérdidas en muy alto porcentaje, tanto por conducción debido a un coeficiente de rugosidad más alto que en canales revestidos, como por filtraciones debido a las condiciones del suelo, aunando las que

se tienen por evaporación ocasionadas por las condiciones climatológicas y a las bajas velocidades de operación, las cuales representan un 30% de los volúmenes extraídos de las fuentes de captación.

La rehabilitación de los principales canales de conducción y distribución, pasando de ser de tierra, a canales revestidos de concreto, significa reducir a un 10% las mencionadas pérdidas.

Haciendo un recuento de la capacidad de ahorro por concepto de la rehabilitación de los canales y el volumen disponible por extracción de los pozos profundos, se obtuvieron los siguientes resultados:

CANALES DE TIERRA OPERANDO	70% DEL GASTO DISPONIBLE
CANALES REHABILITADOS	90% DEL GASTO DISPONIBLE
AHORRO TOTAL DEL GASTO	20% DEL GASTO DISPONIBLE
20% DEL GASTO DISPONIBLE	90% DEL GASTO NECESARIO PARA LA AMPLIACION
CONTRIBUCION DE POZOS PROF.	10% DEL GASTO NECESARIO PARA LA AMPLIACION

Completando así el 100% del gasto requerido para las necesidades de riego de las nuevas tierras factibles de abrir al cultivo.

En base a estos resultados de disponibilidad de agua, se iniciaron los estudios, proyectos y construcción del programa de ampliación del Distrito de Riego 005, al mismo tiempo que el

de Rehabilitación.

Este Programa se subdividió en dos zonas, tomando el nombre de los lugares más cercanos y conocidos a cada una de ellas: "Zona Regina" con un área beneficiada de 4,500.0 Has. y "Zona Bachimba" con 15,120.0 Has. netas.

I.2. CARACTERISTICAS GENERALES DEL DISTRITO.

I.- ANTECEDENTES HISTORICOS:

- a) Acuerdo presidencial que limita al Distrito 005:
2 de abril de 1941.
- b) Acuerdo Presidencial que limita al Distrito 005:
12 de mayo de 1941.
- c) Reglamento del Distrito 005: en proceso de revisión.
- d) Año en que se inicia la operación: 1932.

II.- UNIDADES Y AREAS DE ASISTENCIA TECNICA POR MUNICIPIOS:

1.- UNIDAD CONCHOS:

Areas de asistencia técnica:

Saucillo	9,497 Has.	1,054
Rosetilla	9,700 Has.	755
Delicias	<u>9,995 Has.</u>	<u>719</u>
SUB-TOTAL (AREA NETA):	29,193 Has.	2,528

2.- UNIDAD SAN PEDRO:

Rosales	6,877 Has.	1,092
Meoqui	6,174 Has.	1,195
Orinda	6,021 Has.	1,014
Cárdenas	<u>11,211 Has.</u>	<u>739</u>
SUB-TOTAL (AREA NETA):	30,284 Has.	4,040
Ampliación "Zona Regina"	4,500 Has.	
Ampliación "Zona Bachimba"	<u>15,120 Has.</u>	
SUB-TOTAL (AREA NETA):	19,620 Has	

III.- SUPERFICIE TOTAL DEL DISTRITO:

Superficie dominada	96,500 Has.
Superficie regable	86,850 Has.

IV.- HIDROLOGIA:

1.- PRESA BOQUILLA

Capacidad total	3,000'000,000 M ³
Capacidad útil	2,485'000,000 M ³
Gasto obra de toma	94.0 M ³ / SEG.
Fuente	RIO CONCHOS
Cuenca	20,000 Km ²
Presa derivadora	OJO CALIENTE

2.- PRESA FRANCISCO I. MADERO

Capacidad total	425'000,000 M ³
Capacidad útil	398'800,000 M ³
Gasto obra de toma	23.4 M ³ / SEG.
Fuente	RIO SAN PEDRO
Cuenca	11,535 Km ²
Presa derivadora	SAN PEDRO

V.- HIDROMETRIA:

Capacidad de los canales principales:

Canal "Conchos"	70.338 M ³ / S.
Canal "San Pedro"	42.500 M ³ / S.

VI.- DATOS GEOGRAFICOS MEDIOS:

Latitud - 27° 52'

Longitud - 105° 15'

Altitud - 1,165.0 M.S.N.M.

VII.- C L I M A :

En la zona regable del Distrito, en el verano es cálido y semiseco con humedad deficiente y temperatura máxima de hasta 48°C, en el invierno es benigno con temperaturas mínimas de 15°C bajo cero.

VIII.- A L T I T U D :

Las tierras agrícolas del Distrito se encuentran situadas a una altura de 1,100 a 1,250 metros sobre el nivel del mar.

IX.- COMUNICACIONES:

El Distrito se haya comunicado por la línea troncal de los Ferrocarriles Nacionales de México, que partiendo de la ciudad de México, termina en Cd. Juárez y por la Carretera Internacional que une a las dos ciudades mencionadas.

Ambas vías cruzan el Distrito de Riego longitudinalmente, tocando las Poblaciones de Camargo, Cd. Delicias, Meoqui, enlazando con el sistema de camiones del Este del País.

Los diferentes caminos locales del Distrito conectan con la carretera internacional y unen las principales del estado.

El Distrito está comunicado con el resto del País por las Redes Telegráficas Federales y telefónicas existente, cuenta con un campo de aviación en Cd. Delicias, para aviones de tipo mediano.

I.3.- ANTECEDENTES.

Dentro del Programa de desarrollo de la economía en México y dada la necesidad de producir más alimentos para satisfacer la demanda de una población que día con día se incrementa a ritmo acelerado, está el aprovechamiento de los recursos naturales de que podemos disponer, el agua es de vital importancia como elemento indispensable para el desarrollo de la agricultura y por lo tanto de la economía del País.

Los últimos gobiernos han detectado la gran proyección social que significa abrir nuevas tierras al cultivo y ampliar las ya existentes. El campo, como primera fuente de producción de alimentos, permite, con una buena planeación de su infraestructura, incrementar su producción con el subsecuente aumento de las actividades económicas de sus áreas de influencia.

Esto redundará en un mejor bienestar de la comunidad agrícola y de la población en general, ya que habiendo trabajo en el campo y teniendo las facilidades técnicas y financieras que el Gobierno Federal aporta; habrá más asentamientos humanos en zonas en donde un alto porcentaje de mano de obra, tiende a emigrar al extranjero.

Este enfoque de política y recursos ha dado como consecuencia el incremento en los estudios de factibilidad técnica y económica de zonas aprovechables para su apertura y trabajo que nunca antes se pensó incorporar a la actividad productiva agrícola del País.

El agua, como recurso vital para la existencia humana, ha provocado que el hombre la busque y la utilice para cubrir sus necesidades de subsistencia; donde hay agua hay asentamientos humanos y donde hay asentamientos humanos hay actividades de toda índole.

Desde la antigüedad, el hombre se ha preocupado por buscar la forma de aprovechar al máximo el agua de que se dispone; represar los escurrimiento de los ríos para después encauzarlos y conducirlos hasta los terrenos de cultivo, ha sido siempre el ideal desde el principio.

Con el paso de los años y con los avances técnicos de cada época, poco a poco se han ido incrementando las ideas y las formas de cambiar la naturaleza para ayuda y progreso de la humanidad.

Actualmente la producción de grandes presas para el almacenamiento del agua y sus redes de distribución, así como el mejoramiento de las ya existentes y la rehabilitación de sus canales, han sido y serán obras de gran beneficio social, puesto que cada uno de los proyectos aumenta el porcentaje de ocupación obrera en el incremento de su ejecución, dando como consecuencia un nivel de vida mejor y al final el asentamiento y trabajo perenne en cualquiera de las actividades económicas que se generan en estos proyectos. No se puede concebir una obra sin su redituable beneficio social.

I.4.- NECESIDADES.

En el Distrito de Riego 005, se tiene como objetivo prioritario el de economizar agua, por lo que para reducir pérdidas por filtración se revestirá en su totalidad el Canal Principal "Conchos" (del K-0+000 al K-105+000) además, se incrementará su capacidad de 40.0 M³ a 70.338 M³ para poder abastecer junto con la perforación de nuevos pozos profundos a las zonas de ampliación ("Regina" y "Bachimba"), situadas al norte del Distrito, las cuales representan abrir 19,620 hectáreas nuevas a la agricultura.

En el K-9+380, este canal cruza con el Arroyo "San Ignacio" (obra objeto de este trabajo) y ante la necesidad de construir una estructura de cruce, se decidió por la de un sifón, dadas las condiciones del arroyo y a su cuenca tributaria que es de extensión considerable, además a la topografía del lugar, ya que se cuenta con pendientes ascendentes hacia la margen izquierda del canal, todo esto aunado a que nos proporciona una estructura más económica y funcional.

Es importante mencionar que el canal nuevo se construye paralelo al canal existente, aproximadamente a 50 metros a la izquierda, variando según la topografía del lugar, debido a que se encuentra en operación la mayor parte del año.

En un principio se pensó utilizar el sifón existente, ampliando el número de conductos para poder aceptar la nueva capacidad, pero como el canal se vacía durante mes y medio cada fin de año, el tiempo para efectuar su construcción no alcanzaría

y ésto repercute en un problema social y económico para la región; además, no se podría cumplir con el programa de la obra establecido y se tendría que proseguir su construcción al siguiente año, esto representa un incremento inicial de la obra, por el pago de escalaciones que van de acuerdo a la inflación; por eso se decidió construir una estructura nueva.

El Arroyo "San Ignacio" con corrientes esporádicas, tiene una cuenca tributaria de aproximadamente 2,000 Has., con este dato obtendremos el gasto aproximado del mismo como se indica a continuación.

En la gráfica No. 1-1 se localiza el área de la cuenca en la escala horizontal y partiendo de ahí hacia arriba hasta interceptar la gráfica (coeficiente unitario de drenaje fuera del Distrito de Riego para una frecuencia de 10 años) y leeremos (9.15 Lts/seg/has.), como resultado en la escala vertical, este coeficiente multiplicado por el área de la cuenca, nos da el gasto del arroyo en el tramo correspondiente al sifón.

$$Q = \text{Coef.} \times \text{Area de la cuenca} = 9.15 \text{ Lts/seg/has.} \times 2,000 \text{ has.}$$

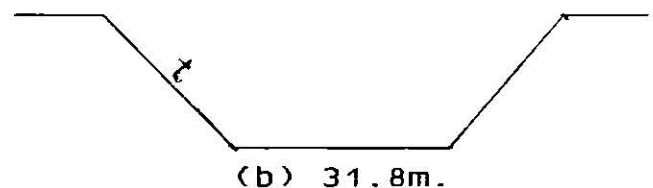
$$Q = 18,300 \text{ Lts/seg} = 18.3 \text{ M}^3 \text{ seg.}$$

Con el perfil y secciones del terreno natural se dimensiona la sección en la zona de protección y encauzamiento del arroyo y obtendremos los datos siguientes:

Plantilla $b=31.80 \text{ m.}$

T a l u d $t=2:1$

Pendiente del arroyo $s=0.00074$



SECCION TRAPEZIAL DEL ARROYO

En la fórmula de Manning (para régimen normal) con los datos anteriores y aplicando un coeficiente de rugosidad para el arroyo de $n=0.033$ obtendremos el tirante (d).

FORMULAS: Area $a = bd + td^2$

Perímetro $P=b+2d \sqrt{1+t^2}$

Radio Hidráulico $R=\frac{A}{P}$

Despejando Manning obtendremos:

$$\frac{Qn}{s^{1/2}} = A \cdot R^{2/3}$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{Qn}{s^{1/2}} = \frac{18.3 \times 0.033}{(0.00074)^{1/2}} = 22.19$$

Proponiendo un tirante $d = 0.80$ m.

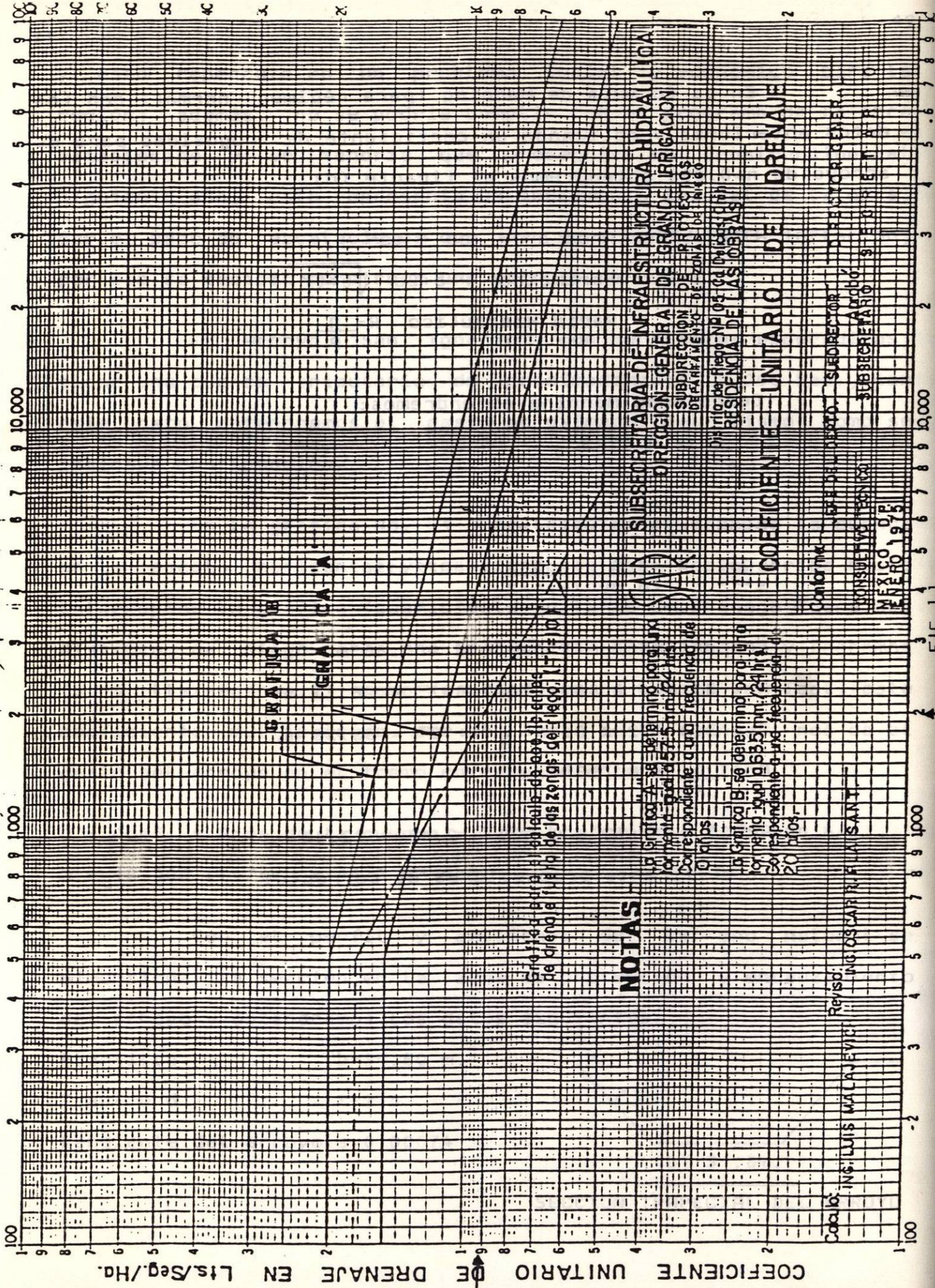
$$A = 31.8 \times 0.80 + 2 (0.80)^2 = 26.72 \text{ m}^2$$

$$P = 3.8 + 2 \times 0.80 \sqrt{1 + 2^2} = 35.38 \text{ m.}$$

$$R = \frac{A}{P} = 0.755 \text{ m.}$$

$$AR^{2/3} = 26.72 \times 0.829 = 2.16 = 22.19$$

el tirante propuesto es el correcto.



COEFICIENTE UNITARIO DE DRENAJE EN Lts./Seg./Ha.

NOTAS

La Gráfica A se determinó para un promedio anual de 57.5 mm/24 hrs. y corresponde a una frecuencia de 20 días.
 La Gráfica B se determinó para un promedio anual de 58.5 mm/24 hrs. y corresponde a una frecuencia de 20 días.

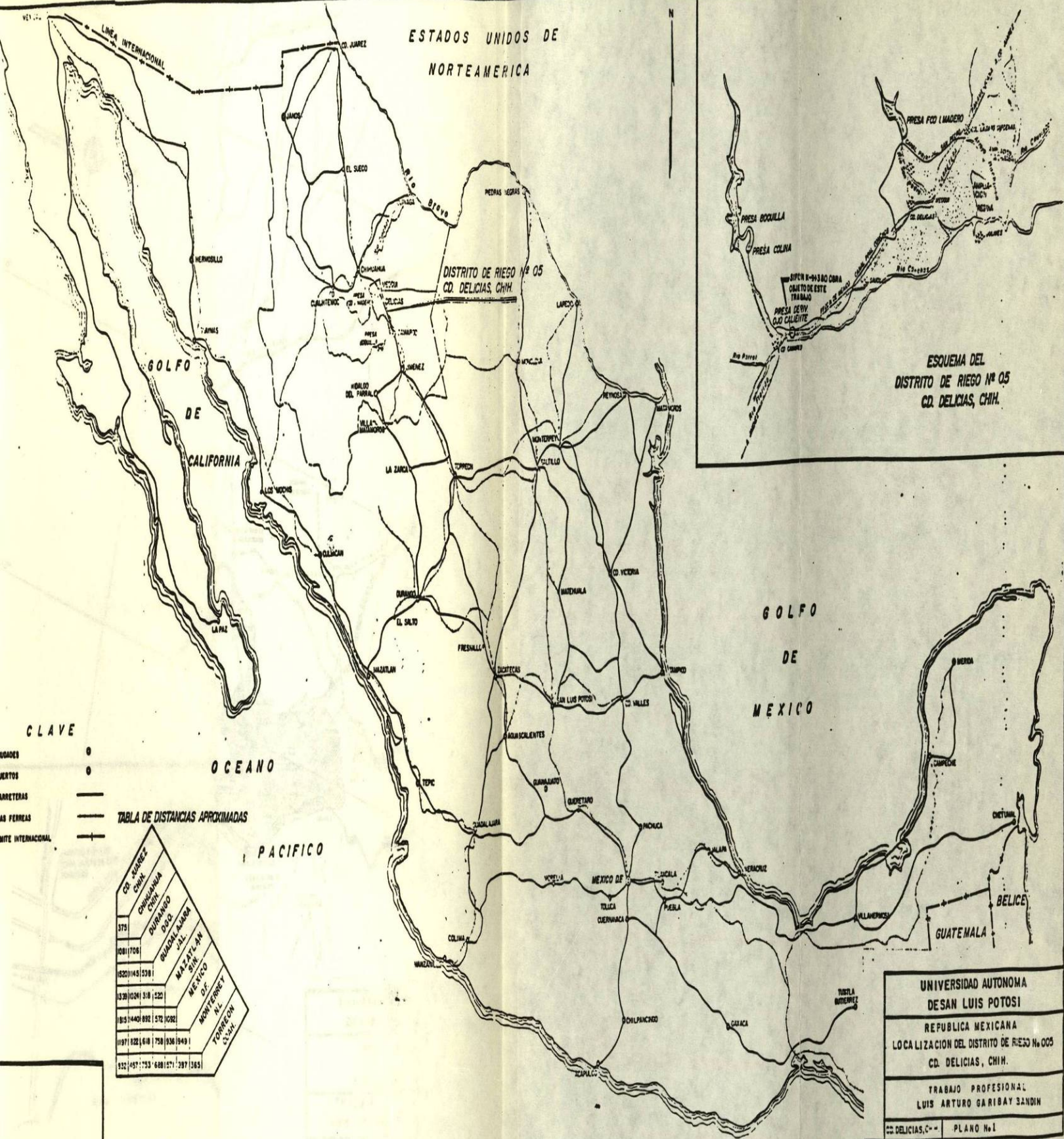
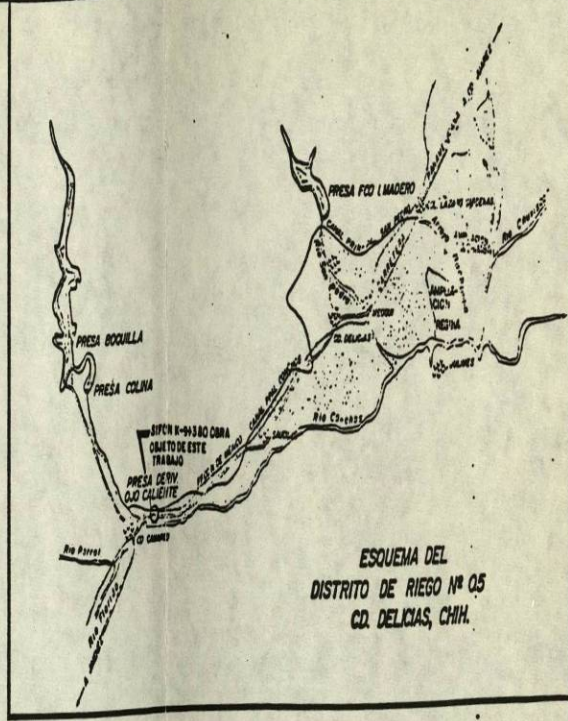
Cadaño: ING. LUIS MALCONEVICI
 Revisó: ING. OSCAR R. F. LA SANTI

SAN SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION
 SUBDIRECCION DE PROYECTOS DE PARFAMEN TO DE ZONAS DE INIRIGADO
 Oficio de Recop. NPI 05764 (MEXICO) (M)
 RESIDENCIA DE LAS OBRAS
COEFICIENTE UNITARIO DE DRENAJE
 Contrató: Jefe del Depto. SUDRECTOR DE INGENIEROS
 CONSULTIVO TECNICO Aprobó: SUBSECRETARIO DE OBRAS
 MEXICO, D.F.
 ENERO 1975

FIG. 1-

CIUDAD DE MEXICO
 PUERTO DE AEROPUERTO
 CARRERAS
 VIAL
 LIMITE

ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA



CLAVE

- CIUDADES
- PUERTOS
- CARRETERAS
- FERREAS
- LINEA INTERNACIONAL

TABLA DE DISTANCIAS APROXIMADAS

CD. JARAZ	CD. JARAZ	0
CHIHUAHUA	CHIHUAHUA	575
CHIHUAHUA	CHIHUAHUA	1081/1708
DURANGO	DURANGO	1820/1451/538
DURANGO	DURANGO	1338/1024/318/522
DURANGO	DURANGO	1815/1440/892/572/1022
DURANGO	DURANGO	1197/822/618/758/636/1949
DURANGO	DURANGO	932/457/733/688/271/397/365

UNIVERSIDAD AUTONOMA DESAN LUIS POTOSI

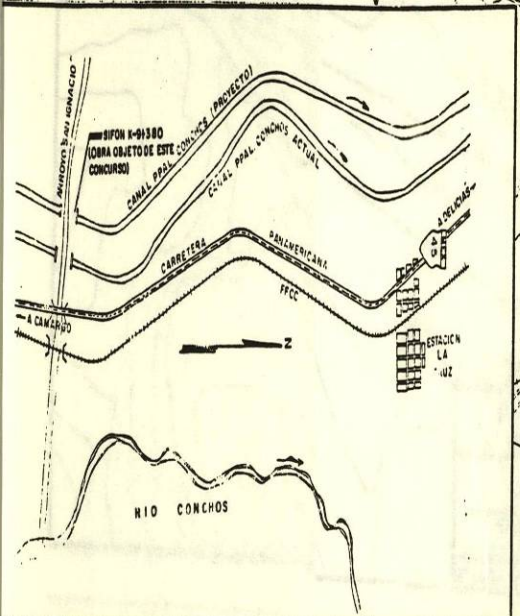
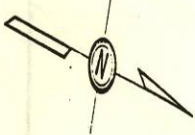
REPUBLICA MEXICANA

LOCALIZACION DEL DISTRITO DE RIEGO N° 005 CD. DELICIAS, CHIH.

TRABAJO PROFESIONAL

LUIS ARTURO GARIBAY SANDIN

CD. DELICIAS, CHIH. PLANO N° 1



ZONA DE RIEGO DELICIAS

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SAN LUIS POTOSI
PLANO GENERAL Y DE LOCALIZACION
TRABAJO PROFESIONAL LUIS ARTURO GARIBAY BARCHI
CO. DELICIAS, COAH. PLANO N.º 2

EJE DEL ARROYO "SAN IGNACIO Y DEL
SIFON K-9+380 (OBRA OBJETO DE
ESTE TRABAJO)

EJE DEL TRAZO

CANAL PPAL. CONCHOS (EXISTENTE)

ESCALA 1:1,000

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SAN LUIS POTOSI	
PLANO TOPOGRAFICO	
TRABAJO PROFESIONAL LUIS ARTURO GARIBAY BANDIN	
CD DELICIAS, CHIH 1994	PLANO No 3

I.6.- ESTUDIOS GEOLOGICOS DEL SITIO.

Para tal efecto se hicieron sondeos estratigráficos con posteadora de 15 cms. de diámetro (6") y a cielo abierto.

La clasificación del suelo fué basada en el "Sistema Unificado de Clasificación del Suelo" (S.U.C.S.).

S I M B O L O G I A :

1.- SUELOS GRUESOS.

"G" Gravas y suelos en que predominan éstas.

"S" Arenas y suelos arenosos.

Las gravas y las arenas se separan con la malla No. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico "G", si más del 50% de su fracción gruesa retenida en la malla No. 4 y es de grupo genérico "S", en caso contrario:

a) Material practicamente limpio de finos, bien graduado: GW y SW.

b) Material prácticamente limpio de finos, mal graduado: GP y SP.

c) Material con cantidad apreciable de finos no plásticos: GM y SM.

d) Material con cantidad apreciable de finos plásticos: GC y SC.

2.- SUELOS FINOS.

"M" Limos inorgánicos.

"C" Arcilla inorgánica.

"O" Limos y arcillas orgánicas.

Cada uno de estos tres grupos de suelos se subdividen según su límite líquido, en dos grupos, si este es menor del 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, llevan la letra "L" agregada al símbolo genérico, teniendo así los grupos: ML, CL y OL.

Los suelos finos con límite líquido mayor del 50% o sea de alta compresibilidad llevan tras el símbolo genérico la letra "H" teniéndose así los grupos: MH, CH y OH.

Según el plano No. 4, los resultados obtenidos para el presente estudio fueron:

1.- Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad.

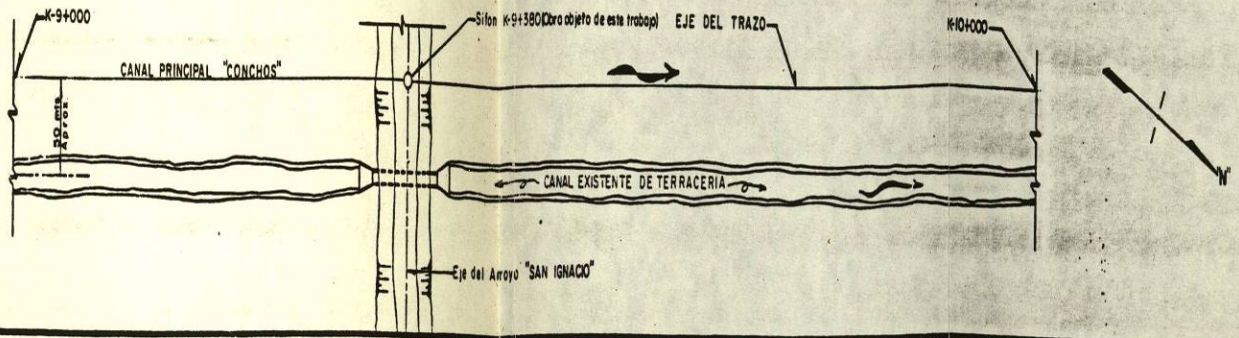
Arcillas con grava; arcilla arenosa limosa.

Arcillas pobres (CL) hasta una profundidad de 1.80 m. y con un 40% de humedad natural.

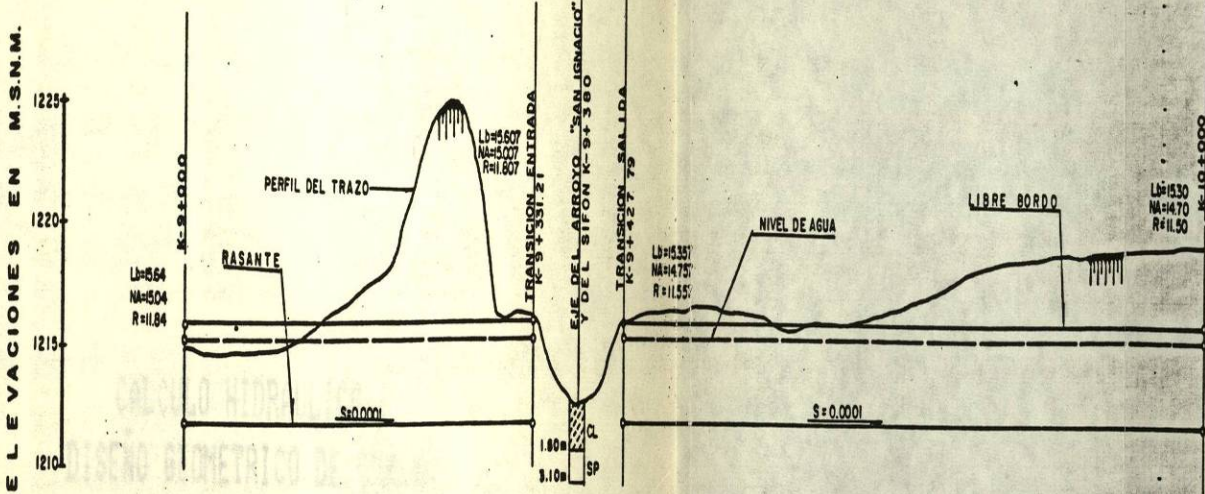
2.- Arenas mal graduadas; arenas con grava, con pocos

finos o ninguno (SP) a la profundidad de 1.80 m. hasta 3.10 m. y 30% de humedad natural.

N O T A : Ver plano No. 4.



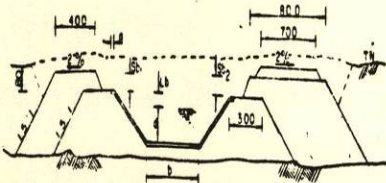
ESCALA 1:2500



SIGNOS CONVENCIONALES

- ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD (CL)
- GRAVA MAL GRADUADA (GP)

TERRAPLEN	1.69																		
CORTE	3.01																		
RASANTE	11.84	11.83	11.82	11.82	11.80	11.80	11.55	11.54	11.54	11.53	11.52	11.52	11.51	11.50					
SUBRASANTE	11.74	11.73	11.72	11.72	11.70	11.70	11.45	11.44	11.44	11.43	11.42	11.42	11.41	11.40					
PERFIL DEL TRAZO	14.75	14.87	14.70	14.70	14.56	14.56	15.30	15.40	15.40	16.40	16.01	16.01	16.70	16.40					
ESTACIONES	9+000	9+100	9+200	9+300	9+382	9+427.75	9+500	9+600	9+700	9+800	9+900	9+900	10+000	10+000					



SECCION TIPO

DATOS HIDRAULICOS

DE	KM	AL	KM	Q ₀	V	A	b	d	e	r	n	s	t	L _b	S _b	S ₀
m				m ³ /s	m/s	m ²	m	m	m	m				m	m	m
9+000	0.000	0.000	0.000	70.338	1.63	60.48	13.3	3.2	0.1	23.3	0.015	0.0001	1.75	0.6	1.08	0.6

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SAN LUIS POTOSI

PLANTA, PERFIL, PROYECTO Y SONDEOS ESTRATIGRAFICOS

TRABAJO PROFESIONAL
LUIS ARTURO GARIBAY SANDIN

CALCULO HIDRAULICO Y
DISEÑO GEOMETRICO DE CURVAS

CAPITULO II

II.1.- PROYECTO Y GASTO DEL CANAL.

DISEÑO DE LAS SECCIONES DEL CANAL:

DEFINICION.- Los canales son conductos abiertos, en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera.

Generalmente los canales se construyen de secciones transversales regulares; así se tienen canales rectangulares, trapeciales, circulares, de herradura, etc.

1.- FORMULAS PARA CANALES.- Entre las diferentes fórmulas que existen para el cálculo de canales la más utilizada es la de Chezy y tiene la siguiente expresión.

$$V = C \sqrt{rs}$$

En la que:

V = Velocidad media.

C = Coeficiente que depende de la forma del canal y del coeficiente de rugosidad "n".

r = Radio hidráulico.

s = Pendiente hidráulica.

Con objeto de determinar el valor del coeficiente "C" se han efectuado muchas experiencias, las cuales han conducido a tres fórmulas principales para expresar el coeficiente.

Estas fórmulas son las de Ganguillet, Kutter, Manning, y la de Bazin. Estos coeficientes se aplican a la fórmula de Chezy.

Valor del Coeficiente "C" dado por Kutter.

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{s} + \frac{1}{n}}{1 + \frac{n}{\sqrt{r}} \left(23 + \frac{0.00155}{s}\right)}$$

Con lo cual la fórmula de Chezy queda expresada en la siguiente forma:

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{s} + \frac{1}{n}}{1 + \frac{n}{\sqrt{r}} \left(23 + \frac{0.00155}{s}\right)} \sqrt{rs}$$

El coeficiente que obtuvo Manning tiene la siguiente expresión:

$$C = \frac{r^{1/6}}{n}$$

Por lo tanto sustituyendo en la fórmula de Chezy tenemos:

$$V = \frac{r^{1/6}}{n} \sqrt{rs}; \quad V = \frac{1}{n} s^{1/2} r^{2/3}$$

Conocida como la fórmula de Manning.

El coeficiente de Bazin es:

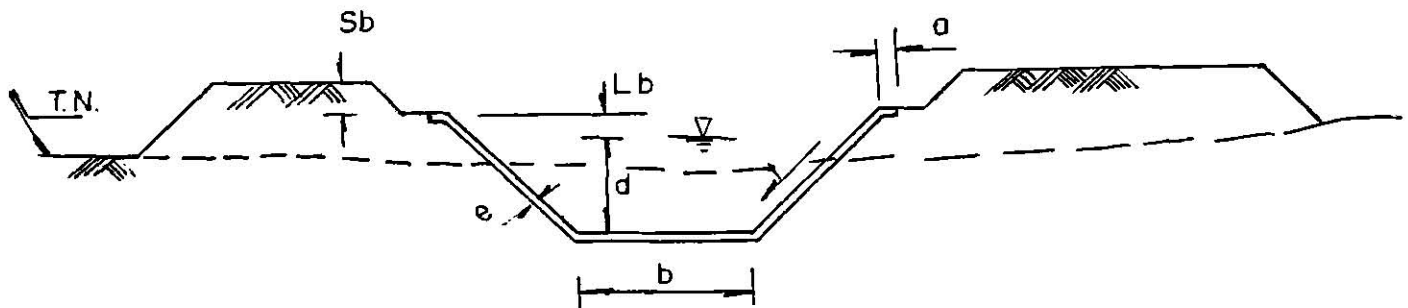
$$C = \frac{87}{1 + t} \sqrt{r}$$

Sustituyendo en la fórmula de Chezy tenemos:

$$V = \frac{87}{1 + t} \cdot \sqrt{RS}$$

Ahora bien, si comparamos las tres fórmulas obtenidas anteriormente, vemos que la de Manning es la más sencilla, por lo que nuestros cálculos posteriores los efectuaremos con esta fórmula.

2.- PROPORCIONAMIENTO DE LA SECCION.



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

Q = Gasto	n = Coeficiente de rugosidad
V = Velocidad del agua en el canal	s = Pendiente
A = Area hidráulica	t = Taludes
b = Plantilla	Lb = Libre bordo
d = Tirante	Sb = Sobre bordo
r = Radio hidráulico	e = Espesor
	a = Solapa

Una vez fijada la capacidad de los canales, es necesario elegir la forma geométrica, en general tendrán una sección trapezoidal en que intervienen los cinco elementos de diseño siguientes:

- (b) Ancho de la plantilla
- (d) Tirante del agua

- (n) Coeficiente de rugosidad ($n = 0.015$ para nuestro caso).
- (s) Pendiente, la cual debe ser la máxima que permita dominar la mayor superficie posible de tierras y que a la vez, dé valores para la velocidad que no causen erosión del material en que está alojado el canal, ni depósito de azolve.
- (t) Taludes, es la relación de la distancia horizontal al desnivel en las paredes inclinadas. El talud en cada caso será dado de acuerdo con los resultados de los estudios de mecánica de suelos.

RADIO HIDRAULICO (r).- Una vez determinada la pendiente y el coeficiente de rugosidad, se puede hacer variar la velocidad cambiando el radio hidráulico, que como se sabe, es la relación que existe entre el área hidráulica y el perímetro mojado, los cuales dependen del ancho de la base, el tirante y la inclinación de los taludes.

BORDO LIBRE (lb).- Con el objeto de tener un margen de seguridad en la operación de los canales, conviene dejar cierto desnivel entre la superficie del agua para el tirante normal y el límite del revestimiento, el cual en cada caso, se indicarán sus valores (ver tabla No. 2-2).

3.- VELOCIDAD DEL CANAL:

VELOCIDAD (V).- Se sujetará a las siguientes condiciones:

- a) La velocidad media se determina por medio de la fórmula de Manning:

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

b) Para que no haya depósito de materiales sólidos en suspensión, la velocidad mínima será de 0.40 m/seg.

c) La velocidad máxima dependerá del tipo de suelo en que quede alojado el canal, estas velocidades máximas se indicarán cuando se estudie cada caso: se podrá admitir un incremento de la velocidad máxima de un 25% cuando el canal trabaje a su capacidad máxima, deberá ser menor de 50% de la velocidad crítica.

d) Se admitirán velocidades mayores que la crítica únicamente en las rápidas, debiéndose tener el cuidado de darle al canal una protección adecuada para evitar que se erosiones.

e) En los 100 metros inmediatos aguas arriba de las represas-toma, las velocidades no deberán ser mayores de 1.20 m/seg., para garantizar una correcta operación de las tomas y lograr una medida suficientemente aproximada de los gastos proporcionado por la toma.

Debe entenderse que esta velocidad máxima de 1.20 m/seg., será únicamente en la proximidad de las tomas y no necesariamente será esta velocidad también la de conducción.

La disminución de la velocidad se puede lograr ampliando la plantilla y disminuyendo la pendiente del canal.

A continuación citaré en la tabla No. 2-1 las velocidades medias que no provocan la erosión ni depósito de azolve en los canales, de acuerdo con los diferentes tipos de

material en el cual pudiera estar alojado.

M A T E R I A L	VELOCIDAD MED. M/SEG.
ARENA MUY FINA DE CARACTER MOVEDIZO	0.20-0.30
ARENA MUY FINA SUELTA	0.30-0.45
ARENA GRUESA O SUELO ARENOSO FINO	0.45-0.60
SUELO ARENOSO MEDIO	0.60-0.75
SUELO ARCILLOSO ARENOSO	0.75-0.80
SUELO ARCILLOSO MEDIO, SUELOS ALUVIALES	0.80-0.90
MAGRAS ARCILLOSAS	0.90-1.10
SUELOS ARCILLOSOS DUROS, SUELOS GRUESOS COMUNES	1.20-1.50
GRAVA GRUESA, GUIJARROS, CASCAJO	1.50-1.80
CONGLOMERADO, GRAVA CEMENTADA, PIZARRA-SUAVE, TEPETATE	1.80-2.40
ROCA DURA	3.00-4.50
CONCRETO	4.50-6.00

T A B L A N o. 2 - 1

4.- RELACION PLANTILLA TIRANTE.- Para definir la relación plantilla tirante que deben de tener los canales en cada caso, debemos de tener definidos:

- 1.- Talud.
- 2.- Tipo de revestimiento en caso de ser necesario.
- 3.- Información completa de los suelos en la zona.

Condiciones a estudiar para fijar b/d.

- 1.- Sección de máxima eficiencia.
- 2.- Problemas constructivos.
- 3.- Mínima filtración.

En todos los casos en función del talud, se determinará la función de máxima eficiencia, que es aquella que nos da el radio hidráulico mínimo y partiendo de ésta, se determinará la relación plantilla tirante que nos da la máxima eficiencia, por lo tanto, conociendo los tirantes y los taludes para cada sección tipo, determinaremos sus respectivas plantillas, las cuales

deberán cumplir la siguiente condición:

$$\frac{b}{d} = 2 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \qquad b = 2 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}$$

Los anchos de plantilla que resulten de esta relación serán los de sección de máximo rendimiento, pero tomando en cuenta que en canales con gastos muy grandes como el nuestro, generalmente la relación plantilla-tirante de máxima eficiencia resultan plantillas muy chicas y esto origina que sean difíciles de construir, por lo que en estos casos, lo que generalmente se hace, es fijar una dimensión mínima de plantilla que constructivamente puede hacerse con el equipo de que se dispone.

Por ésto, la relación de máxima eficiencia se usa únicamente en canales de sección pequeña, tomando en cuenta sus limitaciones constructivas.

Estas limitaciones constructivas originan que no se puedan construir canales con la relación plantilla-tirante de máxima eficiencia.

Debido a estas circunstancias para la elección de la sección tipo, hubo necesidad de calcular para el canal principal "Conchos" de la zona de riego, los datos hidráulicos, fijando la $b=13.30\text{m}$ y $d=3.20\text{m}$, lo cual no cumple con la relación de máxima eficiencia, (b/d) pero se tomaron en cuenta las normas de construcción de canales revestidos de concreto.

En la tabla No. 2-2 se expone el espesor de los revestimientos, bordo libre al bordo superior del revestimiento y ancho de las coronas de las bermas que recomienda la Secretaría

de Recursos Hidráulicos.

G A S T O (M ³ /SEG.)	ESPESOR (cm)	BORDO LIBRE (cm)	BERMA CON CAMINO(cm)	BERMA SIN CAMINO(cm)
0.0- 0.5	5	15	400	250
0.5- 1.0	5	20	400	250
1.0- 2.0	5	25	400	250
2.0- 3.0	6	25	400	250
3.0- 4.0	6	30	400	250
4.0- 10.0	7	30	400	250
10.0- 20.0	8	35	400	250
20.0- 40.0	10	40	600	300
40.0- 60.0	10	50	600	400
60.0-100.0	10	60	700	400

T A B L A N o . 2 - 2

5.- CAPACIDAD DEL CANAL PRINCIPAL "CONCHOS".

La capacidad requerida del canal se obtuvo a partir de las tablas de áreas y capacidades así como de la gráfica de áreas y capacidades del Canal Principal "Conchos", las cuales no se muestran en el presente trabajo, porque representan un cálculo extenso dada la longitud del canal, pero daremos una explicación de como se obtienen:

a) OBTENCION DE LAS TABLAS DE AREAS Y CAPACIDADES DEL CANAL PRINCIPAL.

Como los datos de áreas determinadas, se procede a llenar la tabla denominada de áreas y capacidades que puede ser como la que se muestra a continuación:

DATOS PARA LA GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES											
TOMA	KM	NUM. LOTES	A R E A S		AREAS POR REGAR	COEF. UNIT. RIEGO	CAPACIDAD		DATOS CANAL		
			BRUT.	NETAS			NECES	ADOPT	V	S	S.T
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

Esta tabla como se vé de doce columnas correspondiendo las primeras cuatro a cuadros que es necesario vaciar y los siguientes resultados, a partir del cálculo con otros datos.

COLUMNA 1.- Se anota la estructura de toma en el orden del desarrollo del canal.

COLUMNA 2.- Se anota la estación correspondiente a esa estructura.

COLUMNA 3. Se anota el número de lotes que sirve a esa toma o lateral.

COLUMNA 4.- Se anota el área obtenida para esa toma o lateral.

COLUMNA 5.- El área anotada en la columna anterior, se multiplica por un factor de reducción (0.9) que tome en cuenta el área ocupada por canales, drenes, caminos, etc.

COLUMNA 6.- Con los datos de las áreas netas acumuladas a partir de la última toma hacia aguas arriba se llena la columna de áreas por regar, apareciendo en el primer renglón el área total que riega el canal.

COLUMNA 7.-Haciendo uso de la tabla de coeficientes unitarios de riego gráfica 2-A con el área de la columna anterior se determina el coeficiente de riego y se anota en la columna.(*)

COLUMNA 8.- Se multiplica la columna 6 por la columna 7 y se obtiene el gasto necesario de riego.

Las columna restantes se calculan después de que se diseñan los canales.

b) GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES DEL CANAL.

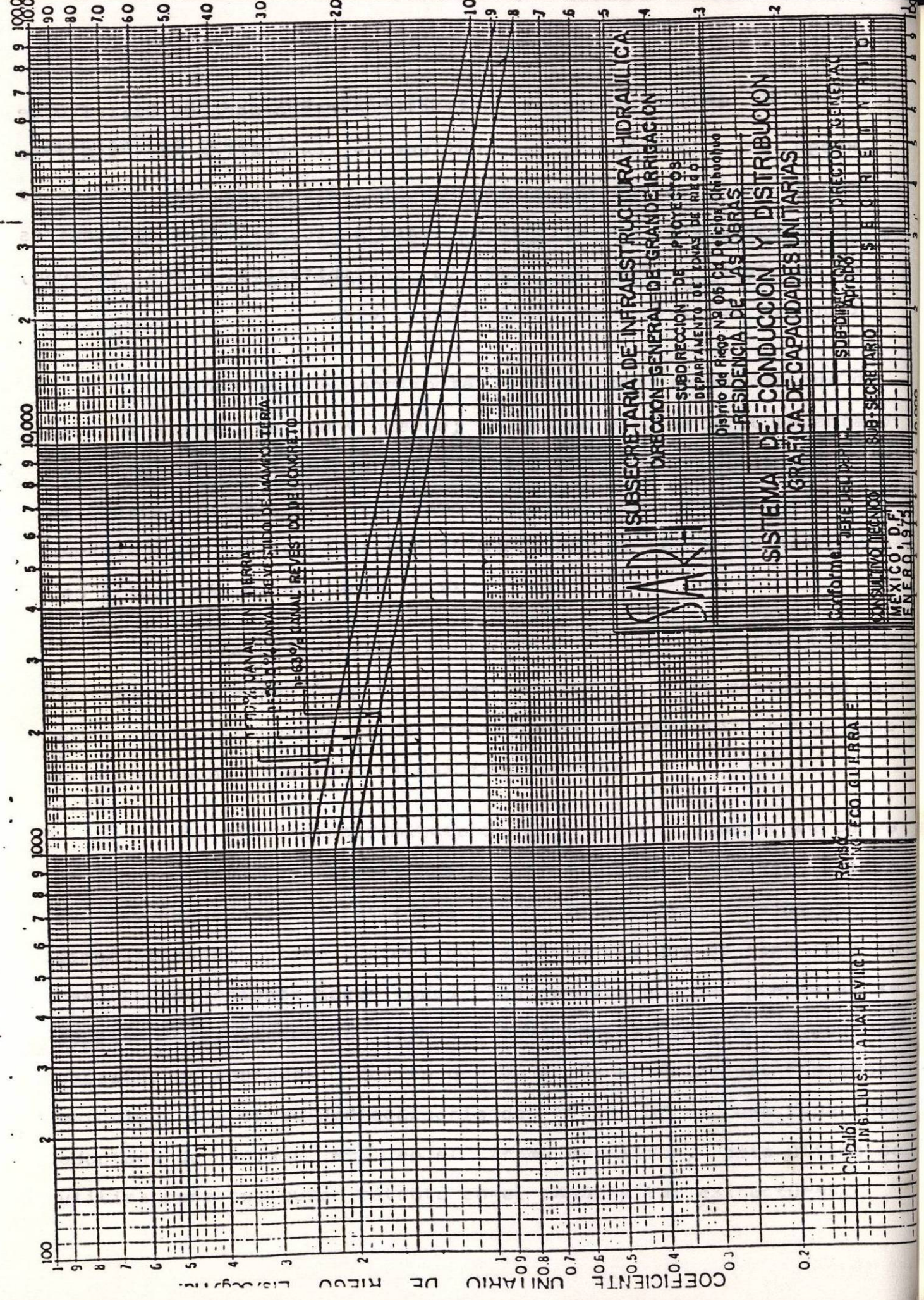
Con los datos de las columnas 2, 6, 8 y 9 de la tabla anterior, se procede a dibujar la representación gráfica de estos conceptos.

Sobre un eje horizontal, se marcan los kilómetros del canal a una escala conveniente; sobre un eje vertical levantado en el Km. 0+000, se marca a una escala apropiada, las capacidades de canales en $M^3/seg.$, con tamaño máximo, la capacidad total se levanta otro eje sobre el que se marca una de las áreas dominadas con altura máxima del área total.

Sobre este sistema rectangular de ejes se llevan pares de valores de estación y capacidad necesarias, las cuales forman una gráfica escalonada de capacidades necesarias hasta cada estación donde se encuentra una toma de canal.

El mismo procedimiento se emplea para dibujar la curva de áreas. Como las variaciones en la capacidad del canal, pueden ser muy pequeñas, de tal forma que no se ameriten cambios en las dimensiones del mismo o a muy corta distancia una de otra que no resulte conveniente hacer todos los cambios que se presente, se adoptan capacidades por tramos convenientes dejando en general capacidades sobradas. Por lo que en el Canal Principal "Conchos" obtuvimos una capacidad necesaria de $70.30 M^3$ y una capacidad adoptada de $70.338 M^3$, en el tramo del sifón, esta última se utiliza para cualquier cálculo en el canal y las estructuras.

* El coeficiente unitario de riego para el Distrito de Riego 05, (S.A.R.H.), se obtiene de La gráfica No. 2-A y se maneja de La manera ahí explicada. El cálculo de esta gráfica es un procedimiento muy extenso en base a Los estudios agrológicos de La zona y factores como La precipitación, clima, humedad, tipos de cultivos, usos consuntivos, etc.



1.50% CANAL EN TIERRA
 1.50% CANAL REVESTIDO DE MAMUO TIRIA
 1.50% CANAL REVESTIDO DE CONCRETO

SARFI

SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION
 SUBDIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE ZONAS DE RIEGO
 Distrito de Fijado No. 05 Cd. de Ixtapa, Guerrero
 RESIDENCIA DE LAS OBRAS

**SISTEMA DE CONDUCCION Y DISTRIBUCION
 GRAFICA DE CAPACIDADES UNITARIAS**

Carbunero JEFE DEL DEPTO. SUBDIRECTOR DIRECTOR GENERAL
 CONSULTIVO TECNICO SUBSECRETARIO S E L U E I I
 MEXICO, D.F.
 ENERO 1975

CONDICION: INE L U S A I A T E V I C H
 RAYON: 10000
 PAVIMENTO: CONCRETO
 INGENIERO: ECO GUARRA E

II.2.- OBTENCION DE LOS DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL PRINCIPAL "CONCHOS" AGUAS ABAJO Y AGUAS ARRIBA DEL SIFON K-9+380.

En base a lo explicado con anterioridad se obtuvieron los siguientes datos:

$$Q_a = 70.338 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 13.30 \text{ m.}$$

$$s = 0.0001$$

$$n = 0.015$$

$$t = 1.75:1$$

Con estos valores y las fórmulas siguientes obtendremos los datos hidráulicos faltantes del canal.

Fórmulas:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \text{ (Manning)}$$

$$a = d (b+td) = \text{área}$$

$$P = b + 2d \sqrt{1+t^2} = \text{Perímetro mojado}$$

$$R = \frac{A}{P} = \text{Radio hidráulico.}$$

$$Q = A V$$

Comenzaremos nuestro cálculo, sustituyendo valores en las fórmulas siguientes:

$$(1) V_1 = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.015} R^{2/3} (0.0001)^{1/2} = 0.666 R^{2/3}$$

$$(2) V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{70.338}{A}$$

Suponiendo $d = 3.20 \text{ m.}$

$$A = d (b+td) = 3.20 (13.30 + 1.75 \times 3.20) = 60.48 \text{ m}^2$$

$$P = b+2d \sqrt{1+t^2} = 13.30 + 2 (3.20) \sqrt{1+(1.75)^2} = 26.199 \text{ m.}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{60.48}{26.199} = 2.308 \text{ m.}$$

$$R^{2/3} = 1.747 \text{ m.}$$

Sustituyendo en (1) tenemos:

$$V_1 = 0.666 R^{2/3} = 0.666 \times 1.747 = 1.163 \text{ m/s.}$$

Sustituyendo en (2) tenemos:

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{70.338}{60.48} = 1.163 \text{ m/s.}$$

Por lo tanto: $V_1 = V_2$

El tirante supuesto es el correcto.

$$hV = \frac{V^2}{2g} = \frac{(1.163)^2}{2(9.81)} = 0.06894 \text{ m (carga de velocidad en$$

el canal, el cual se utilizará en el Bernoulli).

Resumiendo, los datos hidráulicos faltantes son:

$$A = 60.48 \text{ m.}$$

$$P = 26.199 \text{ m.}$$

$$R = 2.308 \text{ m.}$$

$$V = 1.163 \text{ m/s.}$$

$$hV = 0.06894 \text{ m.}$$

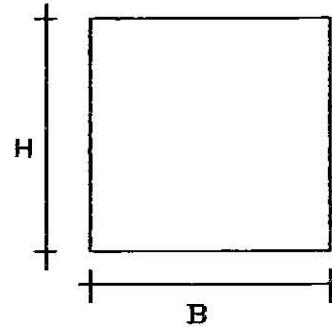
Ver plano No. 4.

II.3.- CALCULO HIDRAULICO Y DESNIVEL A LA SALIDA.

1. DISEÑO DE LA SECCION DE LOS CONDUCTOS DEL SIFON.

Proponiendo una sección rectangular ésta debe cumplir la siguiente relación.

$$\frac{H}{B} = 1.25$$



Donde:

H = Altura interior del conducto.

B = Ancho de la plantilla del conducto.

Ac = Area de la sección del conducto.

$$(1) H = 1.25 B.$$

$$(2) Ac = B H$$

Sustituyendo (1) en (2)

$$A = 1.25 B^2$$

Despejando B

$$B = \sqrt{\frac{Ac}{1.25}}$$

En función de la carga hidráulica disponible se propusieron varias secciones, suponiendo diferentes velocidades y se escogió la que dio una suma de pérdidas más o menos igual a la carga disponible.

Suponiendo una velocidad = 2.5 m/s tenemos:

$$Ac = \frac{Q}{V} = \frac{70.338}{2.5} = 28.135 \text{ m}^2$$

Se adaptan cuatro conductos

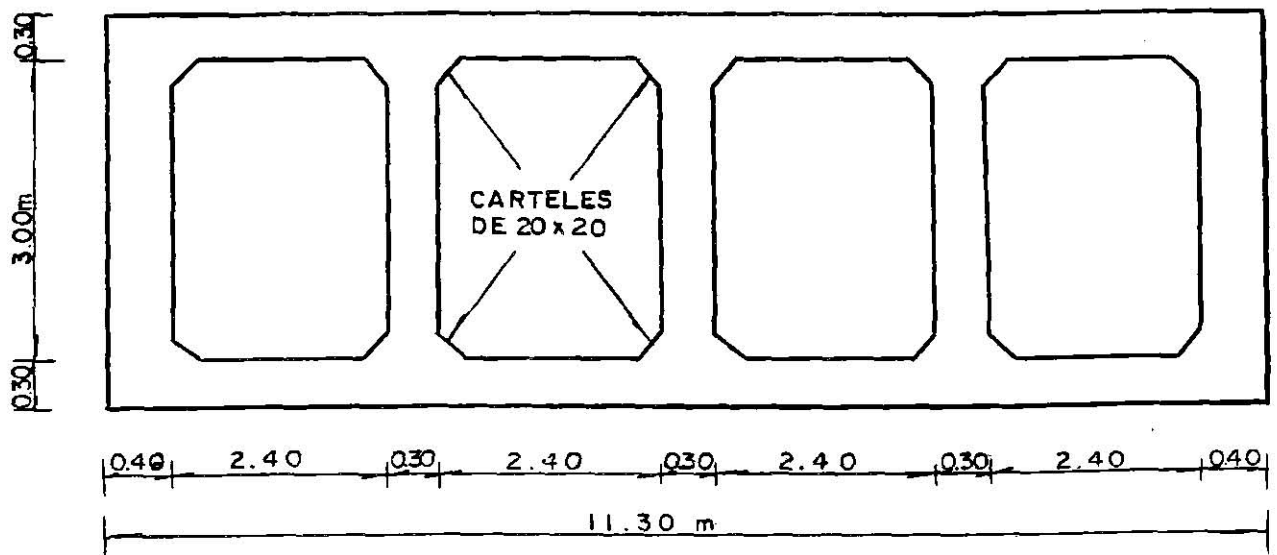
$$A_c = \frac{28.135}{4} = 7.034 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{7.034}{1.25}} = 2.37 \text{ m.}$$

$$H = 1.25 \times 2.37 = 2.96 \text{ m.}$$

Se adopta $B = 2.40 \text{ m.}$ y $H = 3.00 \text{ m.}$ interiores para cada conducto.

2.- DATOS HIDRAULICOS DE LOS CONDUCTOS.



$$Q = 70.338 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 2.40 \text{ m.}$$

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

$$n = 0.015$$

Carteles de $0.20 \times 0.20 \text{ m.}$

$$A = (2.40 \times 3.00 \times 4.00) - \frac{0.20 \times 0.20 (16)}{2} = 28.48 \text{ m}^2$$

$$P = \left[(2.40 - 0.40) + (3.00 - 0.40) 2 + 4 \sqrt{(0.20)^2 + (0.20)^2} \right] 4 =$$

$$P = (4 + 5.2 + 1.131) 4 = 41.326 \text{ m.}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{28.48}{41.326} = 0.689 \text{ m.}$$

$$R^{2/3} = 0.780 \text{ m.}$$

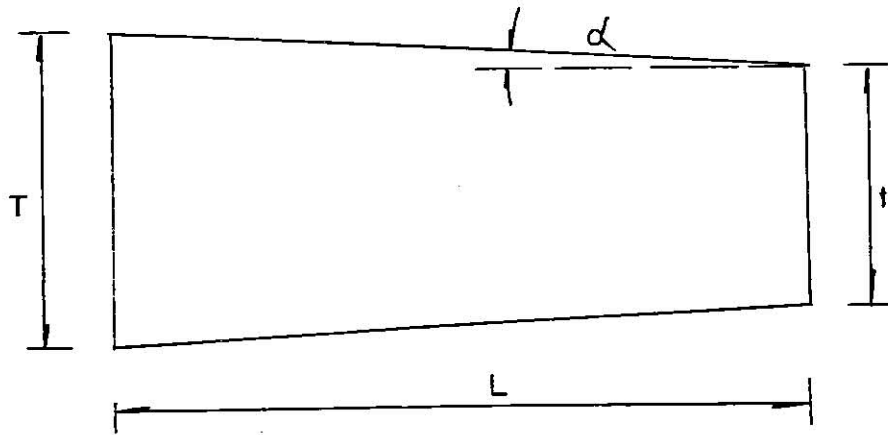
$$V = \frac{Q}{A} = \frac{70.338}{28.48} = 2.469 \text{ m/s}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{(2.469)^2}{2(9.81)} = 0.31088 \text{ m. (carga de velocidad del conducto)}$$

$$h_f = \frac{(Vn)^2}{(R^{2/3})^2} L = \frac{(2.469 \times 0.015)^2}{(0.780)^2} L = 0.002254 L \text{ (pérdidas por fricción en el conducto)}$$

3.- LONGITUD DE LA TRANSICION.

La transición será bajo el criterio de Hinds, que consiste en considerar el ángulo que deber formar la intercesión de la superficie del agua y de la pared, en el principio y fin de la transición, con el eje de la estructura sea $12^\circ 30'$.



Siendo:

T = Ancho de la superficie libre del agua en el canal.

t' = Ancho de la superficie libre del agua a la entrada del conducto.

L = Longitud de transición.

t = Talud del canal.

$$\text{Cot } \alpha = \frac{L}{\frac{(T - t')}{2}}$$

Despejando L

$$L = \frac{(T - t)}{2} \cot 12^\circ 30'$$

$$T = b + 2td = 13.30 + 2 \times 1.75 \times 3.20 = 24.5 \text{ m.}$$

$$t = 10.50 \text{ m.}$$

$$L = \frac{(24.5 - 10.50)}{2} 4.51 = 31.57 \text{ m.}$$

De acuerdo a la antigua Comisión Nacional de Irrigación el ángulo puede ser aumentado hasta $22^\circ 30'$.

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

Sustituyendo

$$L = \frac{(24.5 - 10.50)}{2} 2.4142 = 16.90 \text{ m.}$$

Se adopta un promedio de longitud de transición de 20 m.

4.- CALCULO HIDRAULICO Y DESNIVEL A LA SALIDA.

Una vez escogida la sección del conducto y determinada la longitud de transición con la topografía detallada del cruce, se traza el perfil del terreno y sobre éste se dibuja el perfil longitudinal del sifón.

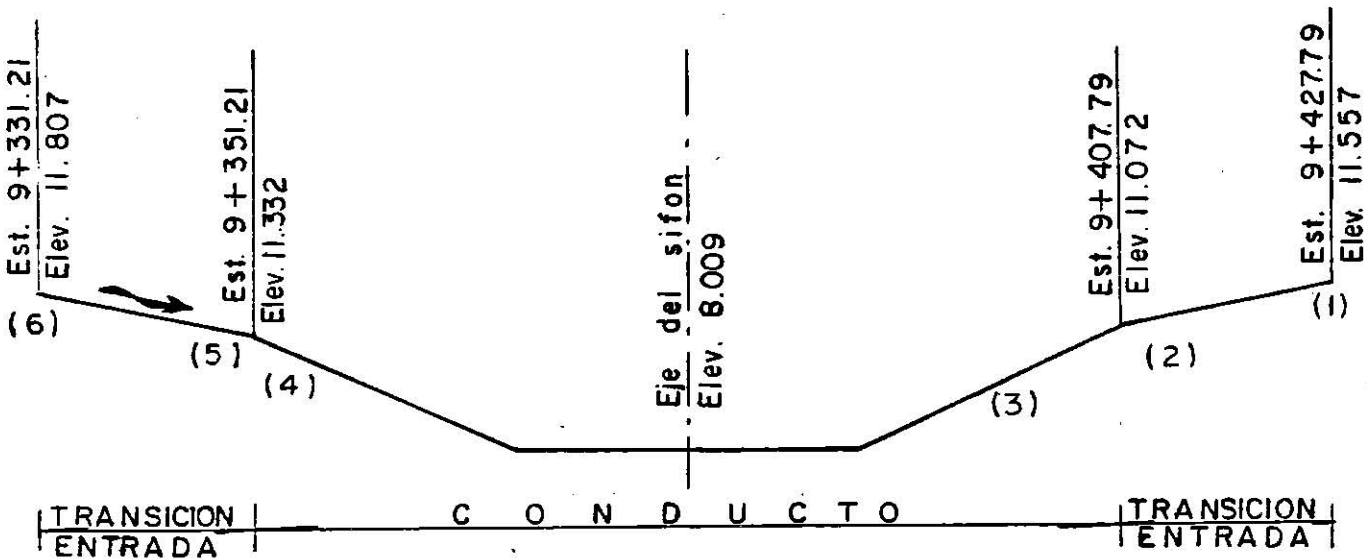
Se dejó un relleno de 2 metros de la rasante del arroyo a la parte superior del conducto en la zona del cauce; en las laderas se dejó un colchón mínimo de 1.00 m. Las transiciones se localizaron fuera de las laderas del arroyo, quedando totalmente alojadas en el terreno natural.

Trazando el sifón procedemos a calcular la geometría del mismo; hecho esto, se tendrán los lugares en los cuales puede haber pérdidas de carga.

El desnivel entre los gradientes de energía de entrada y de salida de la estructura tendrá que ser igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presentan en el sifón.

Así pues, las pérdidas de carga que se tiene son:

- 1.- Transición de la salida.
- 2.- Salida del conducto.
- 3.- Fricción de los conductos.
- 4.- Codos o cambios de dirección.
- 5.- Entrada al conducto.
- 6.- Transición de entrada.



Aplicando el teorema de Bernoulli de aguas abajo hacia aguas arriba, por tratarse de un régimen tranquilo.

BERNOULLI ENTRE 1 y 2.

$$d_2 + hv_2 = d_1 + hv_1 + h_{ts} + Z_1$$

Z_1 = Desnivel entre los puntos 1 y 2.

d_1 = Tirante normal del canal.

hv_1 = Carga de velocidad en el canal.

d_2 = Tirante a la salida del conducto.

hv_2 = Carga de velocidad a la salida del conducto.

h_{ts} = Pérdida de carga por transición de salida.

$$h_{ts} = 0.2 hv.$$

hv = Diferencia de cargas de velocidad entre los puntos 1 y 2.

Z_1 = Diferencia de elevaciones.

$$Z_1 = 11.557 - 11.072 = 0.485 \text{ m.}$$

$$d_1 = 3.20 \text{ m.}$$

$$hv_1 = 0.06894 \text{ m.}$$

$$d_2 + hv_2 - h_{ts} = 0.485 + 3.20 + 0.06894$$

$$d_2 + hv_2 - h_{ts} = 3.598 \text{ m.} \quad \text{--- (I)}$$

Suponiendo

$$A_2 = bd_2 = 10.50 \times 3.598 = 37.788 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{70.338}{37.788} = 1.861 \text{ m/s.}$$

$$hv_2 = \frac{(V_2)^2}{2g} = \frac{(1.861)^2}{19.62} = 0.1765 \text{ m.}$$

$$h_{ts} = 0.2 (0.06894 - 0.1765) = 0.0215 \text{ m.}$$

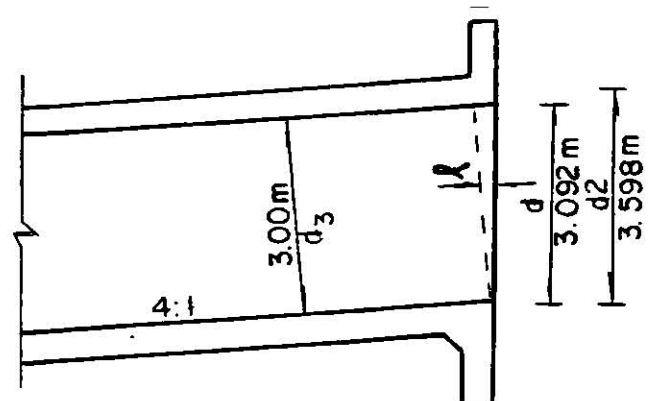
Sustituyendo en 1

$$3.598 + 0.1765 - 0.0215 = 3.7539$$

$$3.7539 = 3.7539$$

El tirante supuesto es el correcto.

CALCULO DE AHOGAMIENTO A LA SALIDA:



$$\text{Cot } \alpha = 4$$

$$\alpha = 14^\circ 2.17'$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{d_a}{d}$$

$$d = \frac{d_a}{\text{cos } \alpha} = \frac{3.00}{0.97}$$

$$d = 3.092 \text{ m.}$$

$$\% \text{ de ahogamiento} = \frac{d_2 - d}{d} = \frac{3.598 - 3.092}{3.092} = 0.164$$

$$\% \text{ de ahogamiento} = 16.4 \% > 10\% \quad \text{O.K.}$$

N O T A : Se recomienda un ahogamiento entre el 10% y el 50% para mejor funcionamiento del sifón.

BERNOULLI ENTRE 2 y 3

$$d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{W} = d_2 + hv_2 + h_s \text{ - - - - - (II)}$$

h_s = Pérdida de carga por salida (0.2 hv).

d_3 = Altura interior del conducto.

hv_3 = Carga de velocidad en el conducto.

$\frac{P_3}{W}$ = Presión interior del agua en el punto (3)

$$h_s = 0.2 (0.3108 - 0.1765) = 0.0268 \text{ m.}$$

Sustituyendo en II

$$3.0 + 0.3108 + \frac{P_3}{W} = 3.5988 + 0.1765 + 0.0268$$

$$\frac{P_3}{W} = 0.4914 \text{ m.}$$

BERNOULLI ENTRE 3 y 4

$$Z_4 + d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{W} = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{W} + h_f + h_c$$

Z_4 = desnivel entre los puntos 3 y 4.

$$Z_4 = 11.322 - 11.072 = 0.25 \text{ m.}$$

$$d_4 = d_3$$

$$hv_4 = hv_3$$

$$\frac{P_4}{W} = \frac{P_3}{W} + h_f + h_c - Z_4 \text{ - - - - - (III)}$$

h_f = Pérdida de carga por fricción en el interior del conducto (ver datos del conducto).

L = Longitud de desarrollo del conducto (57.31 m promedio)

$$h_f = 0.002254 L$$

$$h_f = 0.002254 \times 57.31 = 0.1291 \text{ m.}$$

h_c = Pérdida de carga por cambio de dirección del conducto.

$$h_c = (No) C \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} h_{vc}$$

(No) Número de codos = 2

C = Coeficiente que está en función de la deflexión y cuyo valor comunmente se adopta de 0.25 según Hinds.

= Angulo de deflexión = $14^\circ 2.17'$.

h_{vc} = Carga de velocidad en el conducto.

$$h_{vc} = 0.3108 \text{ m.}$$

$$h_{vc} = 2 \times 0.25 \sqrt{\frac{14^\circ 2.17'}{90}} \times 0.3108 = 0.0613 \text{ m.}$$

$$\frac{P_s}{W} = 0.4914 \text{ m.}$$

Sustituyendo en III

$$\frac{P_t}{W} = 0.04914 + 0.1291 - 0.0613 - 0.5$$

$$\frac{P_t}{W} = 0.4319 \text{ m.}$$

BERNOULLI ENTRE 4 y 5

$$d_s + h_{vs} = d_t + h_{vt} + \frac{P_t}{W} + h_e$$

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

$$h_{vt} = 0.3108 \text{ m.}$$

$$\frac{P_t}{W} = 0.4319 \text{ m.}$$

$$d_s + h_{vs} - h_e = 3.00 + 0.3108 + 0.4319$$

$$d_s + h_{vs} - h_e + 3.7428 \text{ m.} \text{ --- (IV)}$$

Se supone $d_s = 3.577 \text{ m.}$

$$R_s = B d_s = 10.50 \times 3.577 = 37.559 \text{ m}^2$$

$$V_5 = \frac{Q}{A_5} = \frac{70.338}{37.559} = 1.872 \text{ m/s}$$

$$h_{v_5} = \frac{V_5^2}{2g} = \frac{(1.872)^2}{19.62} = 0.1787 \text{ m/s}$$

$$h_e = 0.1 \quad h_v = 0.1 (0.3108 - 0.1787) = 0.0132 \text{ m.}$$

Sustituyendo en IV

$$3.577 + 0.1787 - 0.0132 = 3.7426 \text{ m.}$$

$$3.7426 \hat{=} 3.7428 \quad \text{O. K.}$$

BERNOULLI ENTRE 5 y 6

$$Z_6 + d_6 + h_{v_6} = d_5 + h_{v_5} + h_{te}$$

d_6 = Tirante en el canal

h_{v_6} = carga de velocidad en el canal

Z_6 = Desnivel entre los puntos 5 y 6

$$Z_6 = 11.807 - 11.322 = 0.485 \text{ m.}$$

h_{te} = Pérdida de carga por transición exterior de entrada.

$$h_{te} = 0.1 \Delta h_v$$

$$d_5 = 3.577 \text{ m.}$$

$$h_{v_5} = 0.1787 \text{ m.}$$

$$d_6 + h_{v_6} - h_{te} = 3.2708 \text{ m.} \quad \text{--- (V)}$$

Suponiendo $d_6 = 3.213 \text{ m.}$

$$A_6 = d_6 (b + td) = 3.213 \left[13.30 + 1.75 (3.213) \right]$$

$$A_6 = 60.82 \text{ m}^2$$

$$V_6 = \frac{Q}{A_6} = \frac{70.338}{60.82} = 1.156 \text{ m/s.}$$

$$h_{v_6} = \frac{(V_6)^2}{2g} = \frac{(1.156)^2}{19.62} = 0.0681 \text{ m.}$$

$$h_{te} = 0.1 (0.1787 - 0.0681) = 0.011 \text{ m.}$$

Sustituyendo en V

$$3.213 + 0.0681 - 0.011 = 3.2708$$

$$3.2709 \hat{=} 3.2708$$

Por lo tanto el tirante supuesto es el correcto.

RESUMEN DE PERDIDAS.

Transición de salida = 0.0215

Por salida del conducto = 0.0268

Ericción = 0.1291

Codos = 0.0613

Por entrada a conducto = 0.0132

Transición de entrada = 0.0110

$\Sigma h = 0.2629$ m.

COMPROBACION:

BERNOULLI ENTRE 1 y 6

$$Z_6 + d_6 + hv_6 = d_1 + hv_1 + h \text{ - - - - - (VI)}$$

$$Z_6 = 11.807 - 11.557 = 0.25$$

Sustituyendo en VI

$$0.25 + 3.2139 + 0.0681 = 3.20 + 0.0689 + 0.2629$$

$$3.5320 \cong 3.5319$$

Suma de pérdidas = 0.2629 m.

Carga disponible = 0.25 m.

CONCLUSION:

Como la suma de pérdidas es mayor que la carga disponible, existe un remanso de aproximadamente 1 cm. (Ver plano No. 5).

II.4.- CALCULO PARA OBTENER LOS DATOS DE LAS CURVAS VERTICALES.

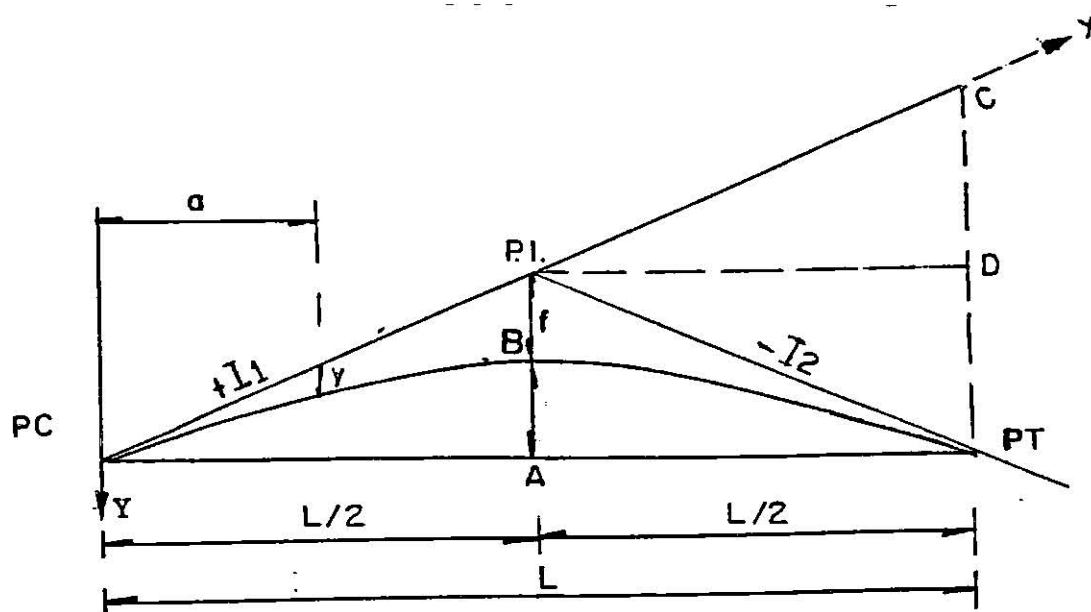


FIG. No 2-3

(L) LONGITUD DE CURVA.- Longitud horizontal de la curva de (PC) a (PT).

(f) DISTANCIA FOCAL.

(a) DISTANCIA PROPUESTA MENOR QUE $L/2$.

(PC) PUNTO DONDE PRINCIPIA LA CURVA.

(PI) PUNTO DE INTERSECCION DE LAS TANGENTES.

(PT) PUNTO DONDE TERMINA LA CURVA.

(I_1) Y (I_2) SON LAS PENDIENTES DE LAS RASANTES.

1.- OBTENCION DE LAS FORMULAS, CON LAS CUALES PODREMOS LOCALIZAR UNA CURVA VERTICAL:

La obtención de la parábola referida a una tangente como eje (X) y a la vertical, que tomaremos como paralela al eje de la parábola, (ver figura 2-3).

$$Y = A x^2$$

Por conocidas propiedades de la parábola puede escribirse que:

$$(PI) a B = B a A$$

$$(PC) a A = A a (PT)$$

Se acostumbra a tomar por longitud de la curva el valor $(PC) a (PT) = L$.

El triángulo $(PC) (PI) A$ es semejante al $(PC) C (PT)$,

Luego:

$$\frac{(PI)A}{(PT)C} = \frac{(PC) A}{(PC)(PT)} = \frac{1}{2}$$

Luego:

$$(PI) A = \frac{1}{2} (CD + (PT)D)$$

Pero:

$$CD = \frac{L}{2} \times I_1 \text{ y } (PT)D = - \frac{L}{2} \times I_2 \text{ en que:}$$

I_1 y I_2 son las pendientes de las rasantes.

Llamándose $(PI)A = 2\varepsilon$ se tendrá:

$$(1) \quad \varepsilon = (I_1 - I_2) \frac{L}{8}$$

Basados en otra propiedad de la parábola que se expresa:

$$\frac{y}{f} = \frac{x^2}{[(PC)(PI)]^2} = \frac{a^2}{(L/2)^2}$$

Se tiene:

$$(2) \quad y: \quad 4\varepsilon \frac{(a)^2}{L}$$

Por medio de las ecuaciones (1) y (2) Localizaremos las curvas verticales.

CALCULO DE LAS CURVAS VERTICALES D Y E.

Se propone: $L = 4.00$ m.

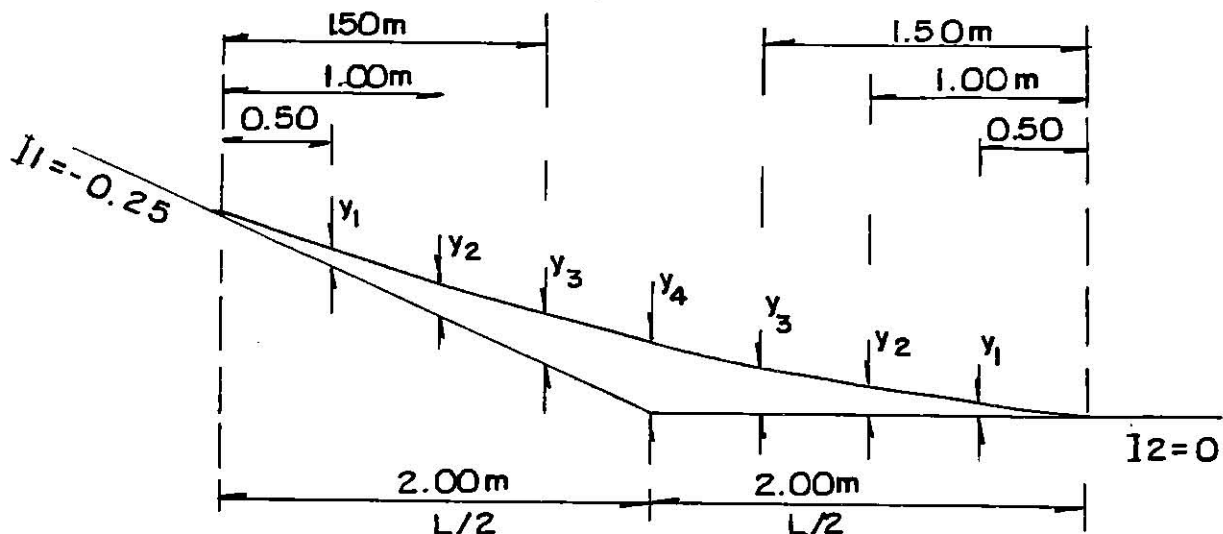


FIG. No. 2 - 4

Sustituyendo en la fórmula (1)

$$f = (-0.25 - 0) \frac{4}{8} = 0.125 \text{ m.}$$

Sustituyendo en la fórmula (2)

$$Y_1 = 4 \times 0.125 \frac{(0.5)^2}{4.0} = 0.008 \text{ m.}$$

$$Y_2 = 4 \times 0.125 \frac{(1.0)^2}{4.0} = 0.031 \text{ m.}$$

$$Y_3 = 4 \times 0.125 \frac{(1.5)^2}{4.0} = 0.070 \text{ m.}$$

$$Y_4 = 4 \times 0.125 \frac{(2.0)^2}{4.0} = 0.125 \text{ m.}$$

Los valores obtenidos de las ordenadas son las mismas para cada una de las curvas mencionadas únicamente resta sustituirlos para obtener las elevaciones en las estaciones indicadas como se muestran a continuación:

DATOS DE LA CURVA E		DATOS DE LA CURVA D	
ESTACIONES	ELEVACIONES	ESTACIONES	ELEVACIONES
PC-9+393.90	8.099	PC-9+362.10	8.599
9+394.40	8.107	9+362.60	8.482
9+394.90	8.130	9+363.10	8.380
9+395.40	8.169	9+363.60	8.294
PI-9+395.90	8.224	PI-9+364.10	8.224
9+396.40	8.294	9+364.60	8.169
9+396.90	8.380	9+365.10	8.130
9+397.40	8.482	9+365.60	8.107
PT-9+397.90	8.599	PT-9+366.10	8.099

CALCULO DE LAS CURVAS VERTICALES (A Y F).

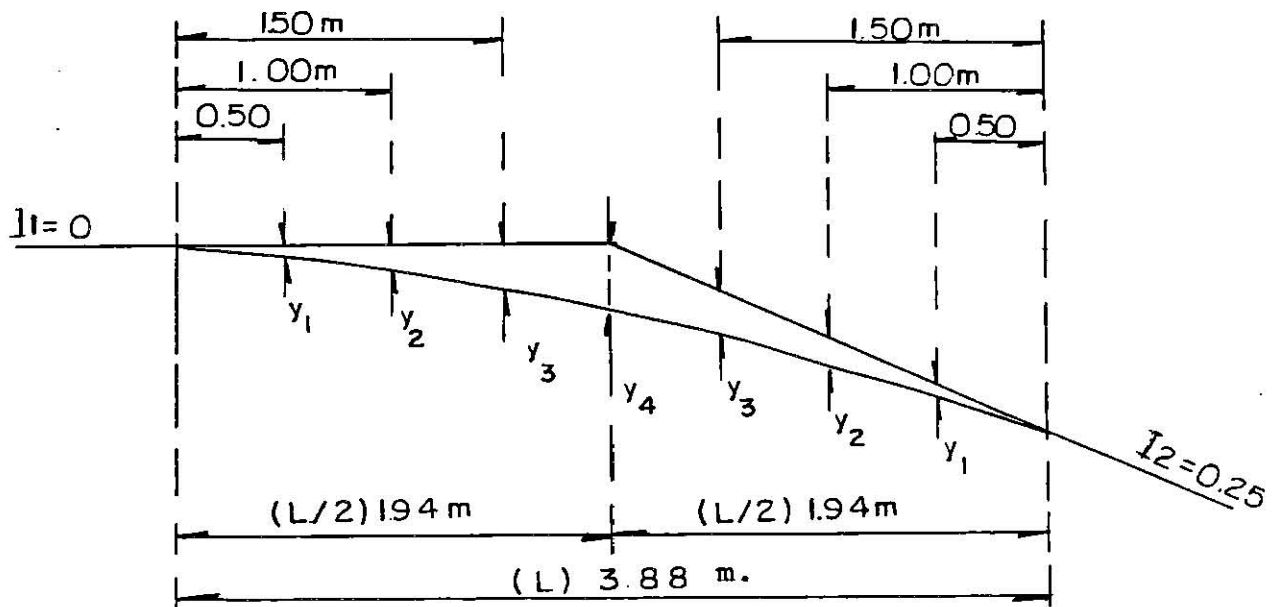


FIG. No 2-5

Sustituyendo en la fórmula (1)

$$(1) f = (I_1 - I_2) \frac{L}{8} = [0 - (-0.25)] \frac{3.88}{8} = 0.121 \text{ m.}$$

Sustituyendo en la fórmula (2)

$$Y = 4 \times 0.121 \left(\frac{0.5}{3.88} \right)^2 = 0.008 \text{ m.}$$

$$Y_2 = 4 \times 0.121 \left(\frac{1.0}{3.88} \right)^2 = 0.031 \text{ m.}$$

$$Y_3 = 4 \times 0.121 \left(\frac{1.5}{3.88} \right)^2 = 0.070 \text{ m.}$$

$$Y_c = 4 \times 0.121 \frac{(1.94)^2}{3.88} = 0.121 \text{ m.}$$

Las ordenadas obtenidas servirán para obtener las elevaciones de las curvas en las estaciones indicadas.

DATOS DE LA CURVA A		DATOS DE LA CURVA F	
ESTACIONES	ELEVACIONES	ESTACIONES	ELEVACIONES
PC-9+347.33	11.807	PC-9+407.79	11.072
9+347.83	11.799	9+408.29	11.189
9+348.33	11.776	9+408.79	11.291
9+348.83	11.737	9+409.29	11.377
PI-9+349.27	11.686	PI-9+409.73	11.436
9+349.71	11.627	9+410.17	11.487
9+350.21	11.541	9+410.67	11.526
9+350.71	11.439	9+411.17	11.549
PT-9+351.21	11.332	PT-9+411.67	11.557

NOTA: A las elevaciones obtenidas, si le incrementamos la cantidad de 1,100.00 obtendremos las elevaciones en metros sobre el nivel del mar.

CALCULO DE LAS CURVAS VERTICALES (B Y C).

Para poder iniciar el cálculo es necesario primeramente calcular la longitud horizontal (L') de las curvas B y C y para esto tendremos que hacer las siguientes consideraciones.

Como se observará, cada una de las curvas mencionadas tiene una tangente (i) que coincide con la horizontal, entenderemos que se trata de la mitad de la longitud de las curvas ($L/2$) buscadas y haciendo una comparación, comprenderemos que se trata de la subtangente (ST) de una curva horizontal como se observa en la figura 2-6, por lo que para utilizar las fórmulas de curvas horizontales sustituiremos ($L/2$) por (ST).

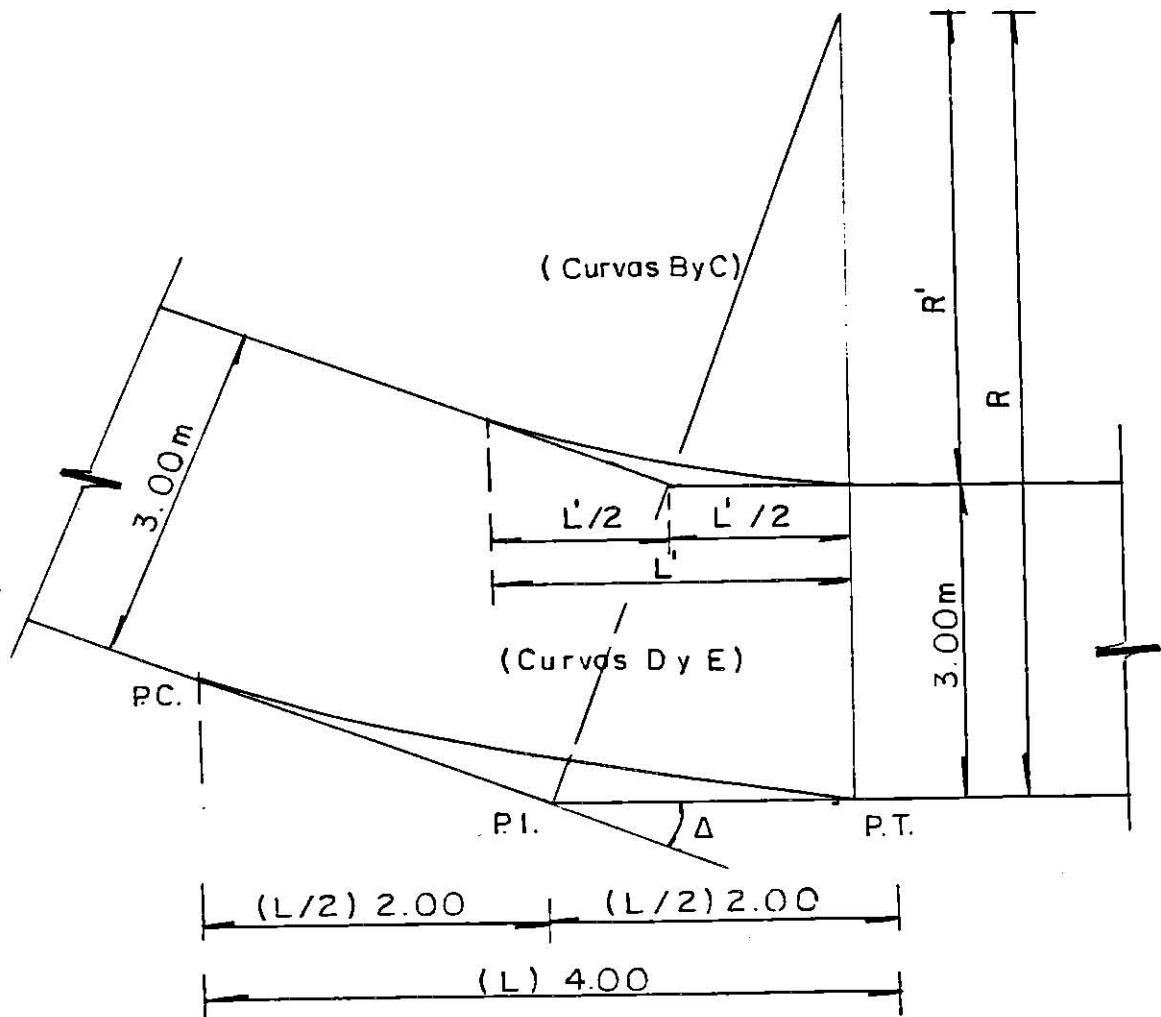


FIG. No. 2 - 6

3.- FORMULAS PARA OBTENER LOS DATOS DE LAS CURVAS HORIZONTALES.

$$(3) R = \frac{ST}{T_{\alpha} \frac{\Delta}{2}} \quad (4) ST = R \times T_{\alpha} \frac{\Delta}{2}$$

DONDE:

R = Radio de la circunferencia.

ST = Subtangente, es la distancia de (PI) a (PT) . Una curva horizontal tiene dos subtangentes del mismo valor, caso que no ocurre con las curvas verticales.

Δ = Angulo de deflexión.- Es el ángulo en el punto de intersección de las dos tangentes.

Comenzaremos el cálculo a partir de los datos conocidos de las curvas D y E.

$$ST = 2.0 \text{ m.}$$

$$\Delta = 14.036^\circ \quad \text{Talud } 4:1$$

Sustituyendo estos valores en la fórmula (3) obtendremos el radio en las curvas D y E.

$$(3) R = \frac{ST}{T_g \frac{\Delta}{2}} = \frac{2.0}{T_g \frac{14.036^\circ}{2}} = 16.246 \text{ m.}$$

Para obtener (R') radio de las curvas B y C se le resta la altura del conducto al dato anterior.

$$R = 16.246 - 3.0 = 13.246 \text{ m.}$$

Y esté constituido en la fórmula (4) obtendremos el valor buscado.

$$(4) ST' = R' \times T_g \frac{\Delta}{2} = 13.246 \times T_g \frac{14.036}{2} = 1.63 \text{ m.}$$

$$\text{Recordando que } ST' = \frac{L'}{2} = 1.63 \text{ m.}$$

$$\text{Por lo tanto } L = 1.63 + 1.63 = 3.26 \text{ m.}$$

A partir del resultado obtenido podemos proceder a iniciar el cálculo de las curvas verticales B y C.

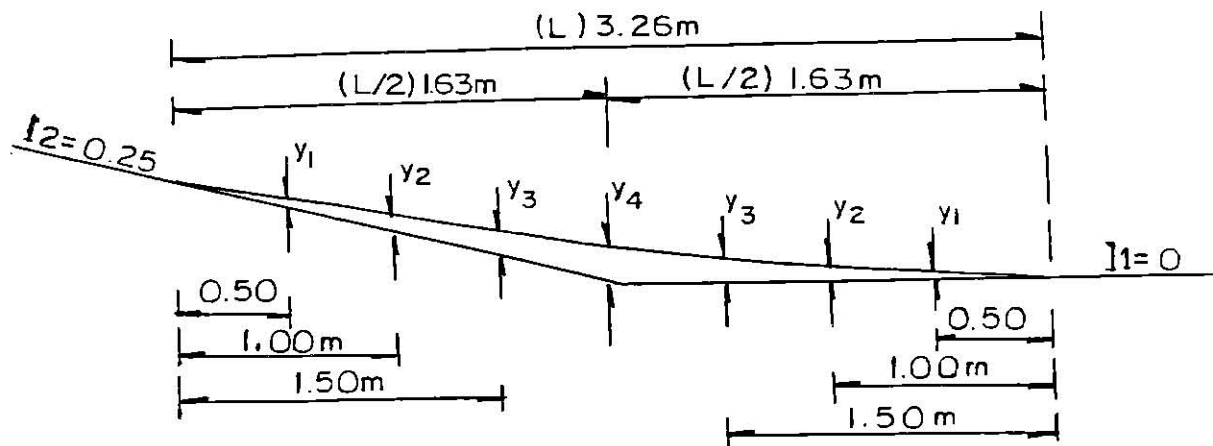


FIG. No. 2 - 7

Sustituyendo en la fórmula (1).

$$(I) f = (I - I_2) \frac{L}{8} = (-0.25 - 0) \frac{3.26}{8} = 0.102 \text{ m.}$$

Sustituyendo en la fórmula (2)

$$Y = 4 f \frac{a^2}{2}$$

$$Y_1 = 4 \times 0.102 \frac{(0.50)^2}{(3.26)} = 0.010 \text{ m.}$$

$$Y_2 = 4 \times 0.102 \frac{(1.00)^2}{(3.26)} = 0.038 \text{ m.}$$

$$Y_3 = 4 \times 0.102 \frac{(1.50)^2}{(3.26)} = 0.86 \text{ m.}$$

$$Y_4 = 4 \times 0.102 \frac{(1.63)^2}{(3.26)} = 0.102 \text{ m.}$$

Estos resultados servirán para obtener las elevaciones de las curvas B y C, como se muestra en las tablas siguientes:

DATOS DE LA CURVA B	
ESTACIONES	ELEVACIONES
PC-9+362.84	11.507
9+363.34	11.392
9+363.84	11.295
9+364.34	11.218
PI-9+364.47	11.201
9+364.60	11.185
9+365.10	11.137
9+365.60	11.109
PT-9+366.10	11.099

DATOS DE LA CURVA C	
ESTACIONES	ELEVACIONES
PC-9+393.90	11.099
9+394.40	11.109
9+394.90	11.137
9+395.40	11.185
PI-9+395.53	11.210
9+395.66	11.218
9+396.10	11.295
9+396.66	11.392
PT-9+397.16	11.507

Ver plano No. 5.

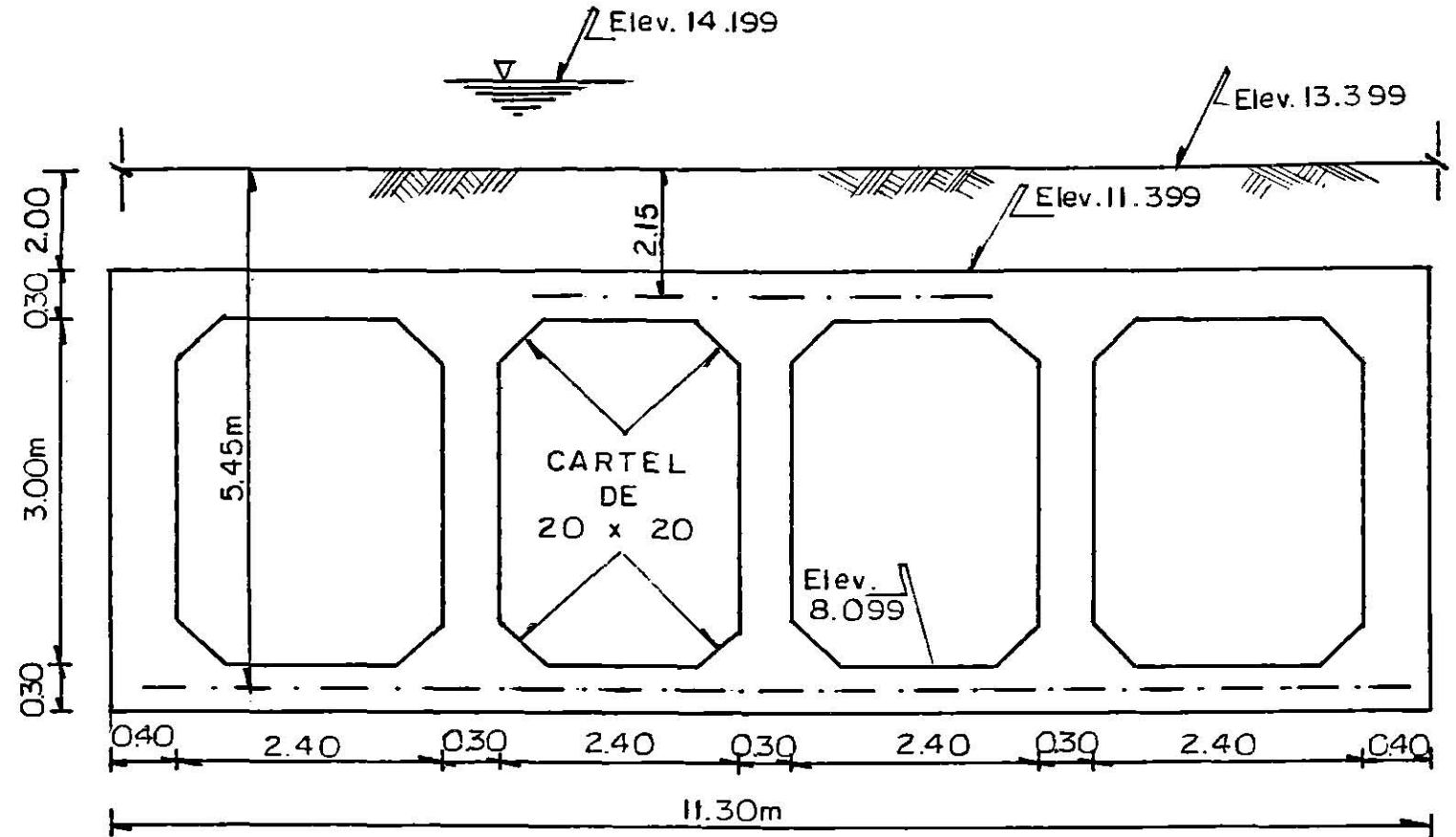
CALCULO ESTRUCTURAL

CAPITULO III

CALCULO ESTRUCTURAL.

III.1.- ANALISIS DE CARGAS VIVAS, MUERTAS Y ACCIDENTALES.

CONDUCTOS:- Anallizaremos únicamente la sección mas crítica la cual corresponde al conducto en la parte que se encuentra debajo del arroyo y vacío.



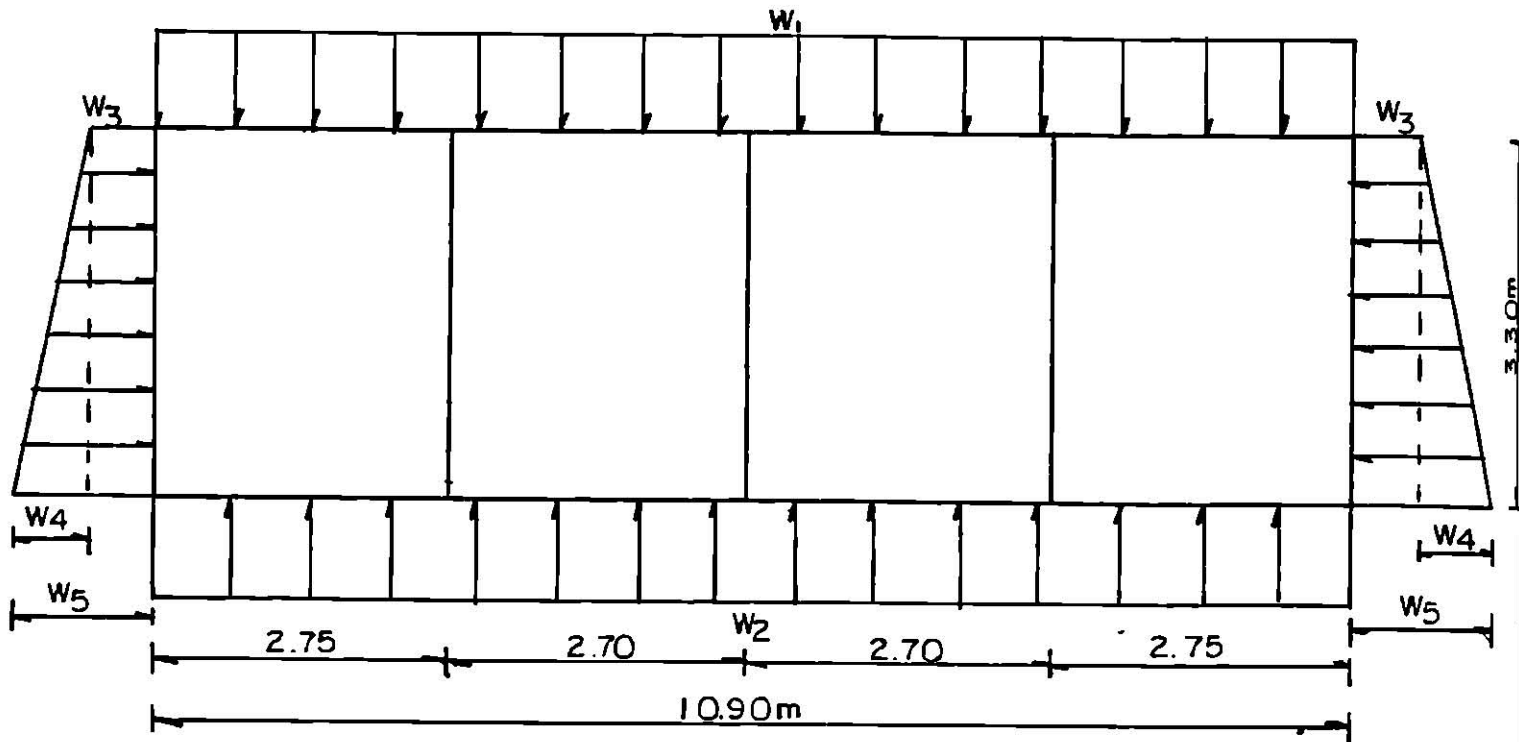
D A T O S :

$\delta = 1800 \text{ KG/M}^3$ TIERRA, $K_0 = 0.286$

$\delta = 1000 \text{ KG/M}^3$ AGUA

$\delta = 2400 \text{ KG/M}^3$ CONCRETO

TOMANDO LAS DISTANCIAS A EJES TENEMOS:



Calculando W_1 (cálculo sobre la losa superior).

Peso de la tierra.

$$P_1 = 2.0 (1800) = 3600 \text{ Kg/m}^2, P_2 = \text{Peso del agua} = 0.8 (1000) = 800 \text{ Kg/m}^2$$

Peso propio de la losa.

$$P_3 = 0.30 (2400) = 720 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Por lo tanto } W_1 = P_1 + P_2 + P_3 = 5120 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo de W_2

Peso del conducto

$$P_1 = [11.30(0.30)(2400)] + 3.0(0.30)(2400) + [(3)(0.4)(2400)] \\ (2) + [0.20(0.20)(0.5)(2400)] \quad 16 =$$

$$P_1 = 29280 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso por M}^2 = \frac{29,280}{11.30(1.0)} = 2591 \text{ Kg/m}^2$$

Peso de tierra

$$P_2 = 2.0 (1800) = 3600 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_3 = \text{Peso del agua } 0.8 (1000) = 800 \text{ Kg/m}^2$$

Reacción del terreno:

$$R_t = P_1 + P_2 + P_3 = 2591 + 3600 + 800 = 6991 \text{ Kg/m}^2$$

Por lo tanto $W_2 = R_t - \text{Peso propio de la losa inferior}$

$$W_2 = 6991 - 0.30 (2400) = 6271 \text{ Kg/m}^2$$

CALCULO DE W_3 , W_4 Y W_5 (CARGA SOBRE LAS PAREDES LATERALES).

Considerando las presiones aplicadas en los ejes de la losa

$$P_1 = K_0 \quad h = 0.286 (1800)(2.15) = 1170 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = \quad h = 1000 (2.95) = 2950 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_3 = 1107 + 2950 = 4057 \text{ Kg/m}^2$$

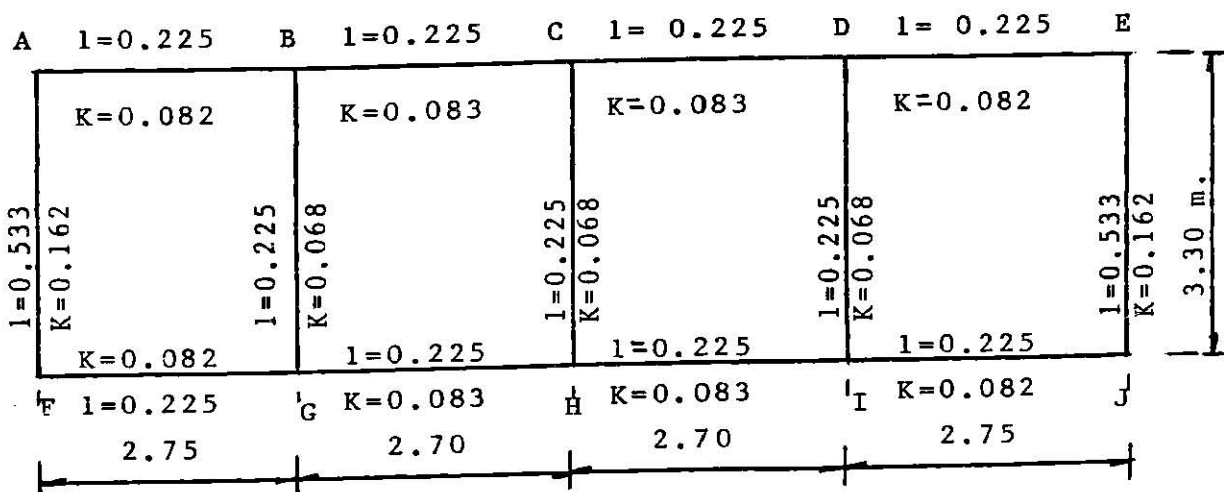
$$P_1 = K_0 \quad h = 0.286 (1800) (5.45) = 2806 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = \quad h \quad 1000 (6.25) = 6250 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = 2806 + 6250 = 9056 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = W_5 - W_3 = 9056 - 4057 = 4999 \text{ Kg/m}^2$$

III.2.- CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA.



RIGIDECES Y FACTORES DE DISTRIBUCION.

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{100(30)^3}{12} = 225000 \text{ Cm}^4 = 0.225$$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{100(40)^3}{12} = 5333333 \text{ Cm}^4 = 0.533$$

$$K = \frac{I}{L} = \frac{0.225}{3.30} = 0.068, \quad K = \frac{0.533}{3.30} = 0.162$$

$$K = \frac{I}{L} = \frac{0.225}{2.70} = 0.083, \quad K = \frac{0.225}{2.75} = 0.082$$

FACTORES DE DISTRIBUCION.

Nudos A = E = F = J

$$r_{AB} = 0.082 \quad f_{AB} = 0.082 / 0.244 = 0.34$$

$$r_{AF} = \frac{0.162}{0.244} \quad f_{AF} = 0.162 / 0.244 = \frac{0.66}{1.00}$$

Nudos B = D = G = I

$$r_{BA} = 0.082 \quad f_{BA} = 0.082 / 0.233 = 0.35$$

$$r_{BC} = 0.083 \quad f_{BC} = 0.083 / 0.233 = 0.36$$

$$r_{BG} = \frac{0.068}{0.233} \quad f_{BG} = 0.068 / 0.233 = \frac{0.29}{1.00}$$

Nudos C = H

$$r_{CB} = 0.083 \quad f_{CB} = 0.083 / 0.234 = 0.355$$

$$r_{CD} = 0.083 \quad f_{CD} = 0.083 / 0.234 = 0.355$$

$$r_{CH} = \frac{0.068}{0.234} \quad f_{CH} = 0.068 / 0.234 = \frac{0.290}{1.000}$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO.

MAB = MBA = MED = MDE

$$MAB = \frac{w_1 L^2}{12} = \frac{5120(2.75)^2}{12} = 3227 \text{ Kg-M.}$$

MBC = MCB = MDC = MCD

$$MAB = \frac{w_1 L^2}{12} = \frac{5120(2.70)^2}{12} = 3110 \text{ Kg-M.}$$

MFG = MGF = MJI = MIJ

$$MFG = \frac{w_2 L^2}{12} = \frac{6271(2.75)^2}{12} = 3952 \text{ Kg-M.}$$

$$MGH = MHG = MIH = MHI$$

$$MGH = \frac{w_2 L^2}{12} = \frac{6271(2.70)^2}{12} = 3810 \text{ Kg-M.}$$

$$MAF = MEJ$$

$$MAF = \frac{w_2 L^2}{12} + \frac{w_1 L^2}{30} = \frac{4057(3.30)^2}{12} + \frac{4999(3.3)^2}{30} = 5496 \text{ Kg-M.}$$

$$MFA = MJE$$

$$MFA = \frac{w_2 L^2}{20} + \frac{w_1 L^2}{30} = \frac{4057(3.30)^2}{12} + \frac{4999(3.3)^2}{20} = 6404 \text{ Kg-M.}$$

$$MBG = MGB = MDI = MID = MCH = MHC = 0$$

EL METODO RIGIDO SE RESOLVERA POR EL METODO DE CROSS.

CORTANTE ISOSTATICO

$$V_{iAB} = V_{iBA} = V_{ED} = V_{DE}$$

$$V_{iAB} = \frac{w_1 L}{2} = \frac{5120(2.75)}{2} = 7040 \text{ Kg.}$$

$$V_{iBC} = V_{iCB} = V_{CD} = V_{DC}$$

$$V_{iBC} = \frac{w_1 L}{2} = \frac{5120(2.70)}{2} = 6972 \text{ Kg.}$$

$$V_{iFG} = \frac{w_2 L}{2} = \frac{6271 \times 2.75}{2} = 8623 \text{ Kg.}$$

$$V_{iGH} = V_{iHG} = V_{iIH} = V_{iHI}$$

$$V_{iGH} = \frac{w_2 L}{2} = \frac{6271 \times 2.70}{2} = 8466 \text{ KG.}$$

$$V_{iAF} = V_{iEJ} = \frac{w_2 L}{2} + \frac{w_1 L}{6} = \frac{4057 \times 3.3}{2} + \frac{4999 \times 3.3}{6} = 9443 \text{ Kg}$$

$$V_{iFA} = V_{iJE} = \frac{w_2 L}{2} + \frac{w_1 L}{3} = \frac{4057 \times 3.3}{2} + \frac{4999 \times 3.3}{3} = 12193 \text{ Kg}$$

$$V_{iBG} = V_{iGB} = V_{iCH} = V_{iHC} = V_{iID} = V_{iDI} = 0$$

CORTANTE HIPERESTATICO

$$V_h = \frac{M_2 - M_1}{L}$$

MUDO	A			B			C			D			E			J			I			H			6			F	
	A-F	A-B	B-A	B-B	B-C	C-B	C-H	C-D	D-C	D-I	D-E	E-D	E-J	J-E	J-I	I-J	I-D	I-H	H-C	H-I	H-G	G-H	G-B	G-F	F-B	F-H	F		
F D	0.66	0.34	0.35	0.29	0.36	0.355	0.29	0.355	0.36	0.29	0.35	0.34	0.66	0.66	0.34	0.35	0.29	0.36	0.355	0.355	0.36	0.29	0.35	0.34	0.36	0.34	0.66		
M I	+5496	+3727	-3227	0	+3110	-3110	0	+3110	-3110	0	+3227	-3727	+5496	-6404	+3952	0	+3610	0	+3610	0	+3610	-3610	0	+3952	-3952	+6404	+2452		
M D	(-2189)		(-117)			(0)			(+117)		(+2289)	(-2452)				(-142)		(0)			(+142)								
M R	+1498	+771	+41	+34	+42	0	0	0	-42	-34	-44	-198	+1618	+834	+51	0	0	0	0	0	-61	-41	-50	-34	-1618				
M T	-808	+21	+306	-21	0	+21	0	-21	0	+21	-366	-21	+809	-784	+25	-17	+26	0	0	-26	0	+17	-417	-25	+749				
M D	(-788)		(+365)		-131	0	0	-131	(-365)	+106	+128	-268	-520	+478	+246	-140	0	0	0	0	+144	(-400)	+116	+140	-246	-478			
M R	+920	+268	-128	-106	0	0	0	0	-131	+106	+128	-268	+478	+246	-140	0	0	0	0	0	+144	(-400)	+116	+140	-246	-478			
M T	-239	-64	+134	+58	0	-66	0	+66	0	-58	-134	+64	+239	-250	-70	+53	-72	0	0	+72	0	-53	-123	+70	+250				
M D	(-303)		(+192)			(0)			(-192)		(+303)			(-330)		(+176)		(0)				(-176)				(+330)			
M R	+200	+103	-67	-56	-69	0	0	0	+69	+56	+67	+103	-200	+218	+112	-61	0	0	0	0	+63	+61	+62	-112	-218				
M T	-109	-34	+52	+26	0	-35	0	+35	0	-26	-52	-34	+109	-100	-31	+56	-32	0	0	+32	0	-28	-56	+31	+100				
M D	(-143)		(+78)		-28	0	0	0	+28	+23	+27	-49	-94	+86	+45	-29	0	0	0	0	+30	(-84)	+24	+29	-45	-86			
M R	+94	+49	-27	-23	0	0	0	0	+28	+23	+27	-49	-94	+86	+45	-29	0	0	0	0	+30	(-84)	+24	+29	-45	-86			
M T	-43	-14	+25	+12	0	-14	0	+14	0	-12	-25	+14	+43	-47	-15	+12	-15	0	0	+15	0	-12	-23	+15	+47				
M D	(-57)		(+37)			(0)			(-37)			(+57)		(-52)		(+35)		(0)				(-35)				(+52)			
M R	+38	+19	-13	-11	-13	0	0	0	+13	+11	+13	-19	-38	+42	+24	-10	0	0	0	0	+43	+10	+12	-21	-42				
M T	-21	-7	+10	+5	0	-7	0	+7	0	-5	-10	+7	-24	-19	-6	+6	-7	0	0	+7	0	-6	-11	+6	+19				
M D	(-28)		(+15)		-5	0	0	0	5	(-15)	+5	-10	-18	+47	+8	-6	0	0	0	0	+6	(-17)	+5	+6	-8	-17			
M R	+18	+10	-5	-4	-5	0	0	0	5	(-15)	+5	-10	-18	+47	+8	-6	0	0	0	0	+6	(-17)	+5	+6	-8	-17			
M T	-9	-3	+5	+3	0	-3	0	+3	0	-3	-5	+3	+9	-8	-3	+5	-3	0	0	+3	0	-2	-5	+3	+8				
M D	(-12)		(+8)			(0)			(-8)			(+12)		(-12)		(+7)		(0)		(0)		(-7)				(+12)			
M R	+8	+4	-3	-2	-3	0	0	0	+3	+2	+3	-4	-8	+8	+4	-2	-3	0	0	0	+3	+2	+2	-4	-8				
M T	-4	-2	+2	+1	0	-2	0	+2	0	-1	-2	+4	-4	-4	-1	+2	0	0	0	+2	0	-1	-2	+4	-8				
M D	(-6)		(+3)		-1	0	0	0	(-3)	+1	+1	-2	-4	+3	+2	-1	0	0	0	0	+1	(-3)	+1	+1	-2	-3			
M R	+4	+2	-1	-1	-1	0	0	0	+1	+1	+1	-2	-4	+3	+2	-1	0	0	0	0	+1	(-3)	+1	+1	-2	-3			
M T	-2	-3	+1	+1	0	-1	0	+1	0	-1	-1	+1	+2	-2	-1	+1	0	0	0	+1	0	-1	-1	-1	+1	+2			
M D	(-3)		(+2)			(0)			(-2)			(+3)		(-3)		(+2)		(0)		(0)		(-2)				(+3)			
M R	+2	+1	-1	-1	-1	0	0	0	+1	+1	+1	-2	-4	+3	+2	-1	-1	0	0	0	+1	+1	+1	+1	-1	-2			
M T	-1	-1	+1	+1	0	-1	0	+1	0	-1	-1	+1	+1	-1	-1	+1	0	0	0	+1	0	-1	-1	-1	+1	+1			
M D	(-2)		(+2)		-1	0	0	0	(-2)	+1	+1	(+2)		(-2)		(+2)		(0)		(0)		(-2)				(+2)			
M R	+1	+1	-1	-1	-1	0	0	0	+1	+1	+1	(+2)		(-2)		(+2)		(0)		(0)		(-2)				(+2)			
M T	-1	-1	+1	+1	0	-1	0	+1	0	-1	-1	(+2)		(-2)		(+2)		(0)		(0)		(-2)				(+2)			
M D	(-350)		(+290)		-290	-3218		+3218	-2900	+85	+2816	-1358	+1350	-5124	+5124	-3517	-83	+3599	-3917	+3917	-3599	+83	+3517	-5124	+5124				
M FINAL	-6350	+4350	-2816	-85	+2900	-3218		+3218	-2900	+85	+2816	-1358	+1350	-5124	+5124	-3517	-83	+3599	-3917	+3917	-3599	+83	+3517	-5124	+5124				
M FLEX.	-6350	-4350	-2816		-2900	-3218		-3218	-2900		-2816	-6350		-5124	-5124	-3517		-3599	-3917	-3917	-3599		-3517	-5124	-5124				

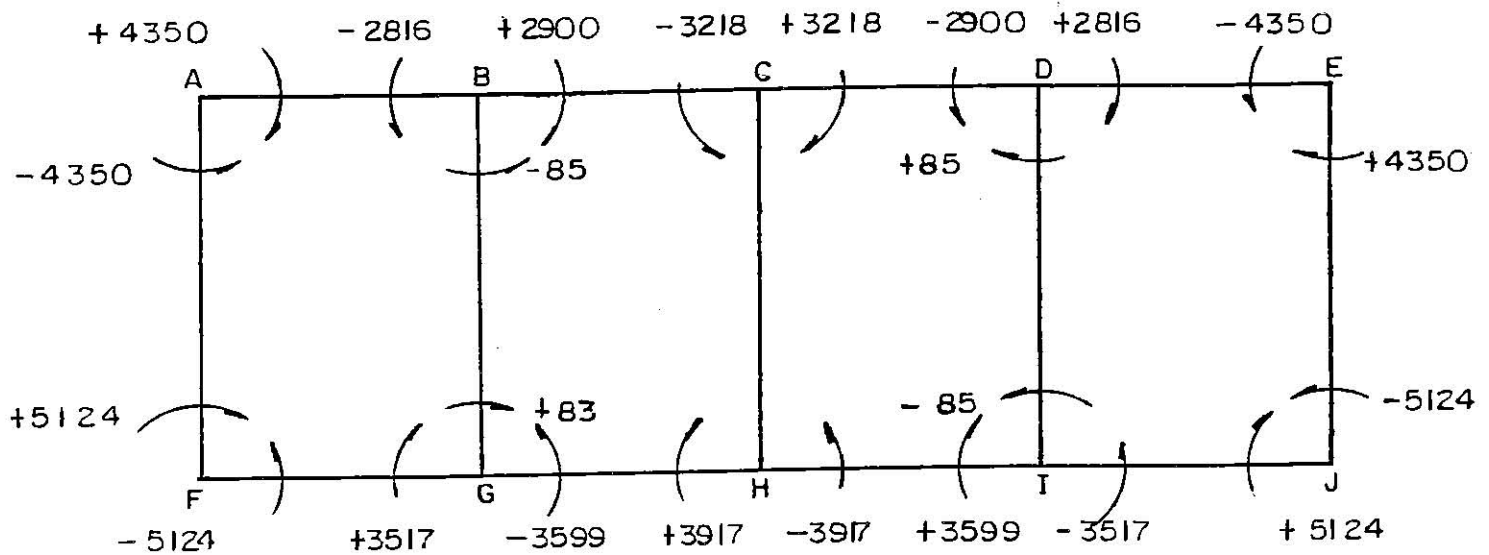
$$V_{hAB} = V_{hBA} = V_{hDE} = V_{hED}$$

$$V_{hAB} = \frac{M_2 - M_1}{L} = \frac{450 - 2816}{2.75} = 558 \text{ Kg.}$$

$$V_{hBC} = V_{hCB} = V_{hDC} = V_{hCD}$$

$$V_{hBC} = \frac{M_2 - M_1}{L} = \frac{3218 - 2900}{2.70} = 118 \text{ Kg.}$$

MOMENTOS FINALES



$$V_{hFG} = V_{hGF} = V_{hIJ} = V_{hJI}$$

$$V_h = \frac{M_2 - M_1}{L} = \frac{5124 - 3571}{2.75} = 584 \text{ Kg.}$$

$$V_h = \frac{M_2 - M_1}{L} = \frac{3599 - 3917}{2.70} = 118 \text{ Kg.}$$

$$V_h = \frac{M_2 - M_1}{L} = \frac{5124 - 4350}{3.30} = 235 \text{ Kg.}$$

$$V_{hBG} = V_{hGB} = V_{hDI} = V_{hID}$$

$$V_h = \frac{M_2 - M_1}{L} = \frac{85 - 83}{3.30} = 1 \text{ Kg.}$$

$$V_{hCH} = V_{hHC} = 0$$

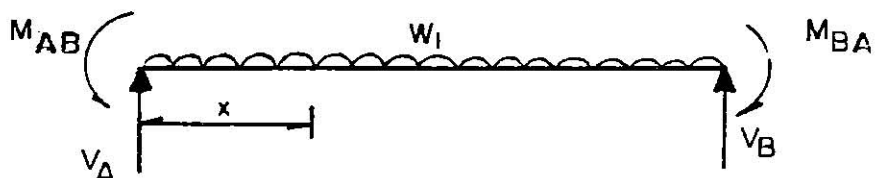
CALCULO DE LOS MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS

$$M (+) \quad \frac{dMX}{dx} = 0$$

$$1) \quad VAX - \frac{w_1 x^2}{2} - MA = 0$$

$$\frac{dMX}{dx} = VAB - w_1 x = 0$$

$$\text{Por lo tanto } x = \frac{VA}{w}$$



Sustituyendo en (1)

$$VAB \frac{(VAB)}{w_1} - \frac{w_1 (VAB)^2}{2} - MAB = MX$$

$$\frac{VAB^2}{w_1} - \frac{VAB^2}{2w_1} - MAB = MX$$

$$\frac{2VAB^2 - VAB^2}{2w_1} - MAB = MX$$

$$MAB = MED = \frac{V^2}{2w_1} - MAB = \frac{(7598)^2}{2(5120)} - 4350 = 1288 \text{ Kg-M.}$$

$$MBC = MDC = \frac{V^2}{2w_1} - MBC = \frac{(6794)^2}{2(5120)} - 2900 = 1608 \text{ Kg-M.}$$

$$MFG = MJI = \frac{\Sigma V^2}{2w_2} - MFG = \frac{(9207)^2}{2(6271)} - 5124 = 1635 \text{ Kg-M.}$$

$$MGH = MIH = \frac{\Sigma V^2}{2w_2} - MGH = \frac{(8348)^2}{2(6271)} - 3599 = 1957 \text{ Kg-M.}$$

$$\Sigma MX = 0$$

$$-VAFX + MAF + \frac{w_2 x^2}{2} + \frac{w_1 x^3}{6L} = 0$$

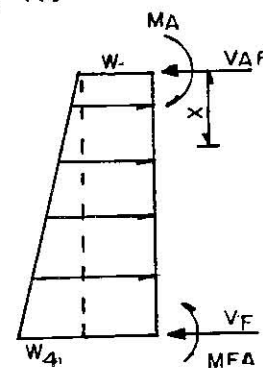
$$-VAFX + \frac{w_2 x^2}{2} + \frac{w_1 x^3}{6L} + MAF = 0$$

$$M \text{ max } \quad x = 1.72 \text{ M.}$$

$$MAF = MEJ = -9208(1.72) + \frac{4057(1.72)^2}{2} + \frac{4999(1.72)^3}{6(3.30)} + 4350 =$$

$$MAF = MEJ = -4202 \text{ Kg - M}$$

MBG = MDI = por ser muy pequeños no se consideran.



CALCULO DE LOS CORTANTES AL PAÑO Y AL CARTEL

BARRA AB = ED	$V = VAB - w_1 X$
$Vp = 7598 - 5120 (0.20) = 6574 \text{ Kg.}$	
$Vc = 7598 - 5120 (0.40) = 5555 \text{ Kg.}$	
BARRA BA = DE	$V = VBA - w_1 X$
$Vp = 6482 - 5120 (0.15) = 5714 \text{ Kg.}$	
$Vc = 6482 - 5120 (0.35) = 4690 \text{ Kg.}$	
BARRA BC = DC	$V = VBC - w_1 X$
$Vp = 6794 - 5120 (0.15) = 6026 \text{ Kg.}$	
$Vc = 6794 - 5120 (0.35) = 5002 \text{ Kg.}$	
BARRA CB = CD	$V = VCB - w_1 X$
$Vp = 7030 - 5120 (0.15) = 6262 \text{ Kg.}$	
$Vc = 7030 - 5120 (0.35) = 5238 \text{ Kg.}$	
BARRA FG = JI	$V = VFG - w_2 X$
$Vp = 9207 - 6271 (0.20) = 7953 \text{ Kg.}$	
$Vc = 9207 - 6271 (0.40) = 6699 \text{ Kg.}$	
BARRA GF = IJ	$V = VGF - w_2 X$
$Vp = 8039 - 6271 (0.15) = 7098 \text{ Kg.}$	
$Vc = 8039 - 6271 (0.35) = 5844 \text{ Kg.}$	
BARRA GH = IH	$V = CGH = w_2 X$
$Vp = 8348 - 6271 (0.15) = 7407 \text{ Kg.}$	
$Vc = 8348 - 6271 (0.35) = 6153 \text{ Kg.}$	
BARRA HG = HI	$V = VHG - w_2 X$
$Vp = 8584 - 6271 (0.15) = 7643 \text{ Kg.}$	

$$V_c = 8584 - 6271 (0.35) = 6389 \text{ Kg.}$$

$$\text{BARRA AF} = \text{EJ}$$

$$V = V_{AF} - W_3 X - \frac{-W_1 X^2}{2L}$$

$$V_p = 9208 - 4057 (0.15) - \frac{4999(0.15)^2}{2(3.30)} = 8582 \text{ Kg.}$$

$$V_c = 9208 - 4057 (0.35) - \frac{4999(0.35)^2}{2(3.30)} = 7695 \text{ Kg.}$$

$$\text{BARRA FA} = \text{JE}$$

$$V = V_{FA} - W_3 X - \frac{-W_1 X^2}{2L}$$

$$V_p = 12428 - 4057 (0.15) - \frac{4999(0.15)^2}{2(3.30)} = 11802 \text{ Kg.}$$

$$V_c = 12428 - 4057 (0.35) - \frac{4999(0.35)^2}{2(3.30)} = 10915 \text{ Kg.}$$

CALCULO DE MOMENTOS NEGATIVOS AL PAÑO

$$\text{BARRA AB} = \text{ED}$$

$$M = V_{ABX} - \frac{W_1 X^2}{2} - M_{AB}$$

$$M_p = 7588 (0.20) - \frac{5120(0.20)^2}{2} - 4350 = -2933 \text{ Kg-M.}$$

$$\text{BARRA BA} = \text{DE}$$

$$M = V_{BAX} - \frac{W_1 X^2}{2} - M_{BA}$$

$$M_p = 6482 (0.15) - \frac{5120(0.15)^2}{2} - 2816 = -1901 \text{ Kg-M.}$$

$$\text{BARRA BC} = \text{DC}$$

$$M = V_{BCX} - \frac{W_1 X^2}{2} - M_{BC}$$

$$M_p = 6794 (0.15) - \frac{5120(0.15)^2}{2} - 2900 = 1938 \text{ Kg-M.}$$

$$\text{BARRA CB} = \text{CD}$$

$$M = V_{CBX} - \frac{W_1 X^2}{2} - M_{CB}$$

$$M_p = 7030 (0.15) - \frac{5120(0.15)^2}{2} - 3218 = -2221 \text{ Kg-M.}$$

$$\text{BARRA FG} = \text{JI}$$

$$M = V_{FGX} - \frac{W_2 X^2}{2} - M_{FG}$$

$$M_p = 9207 (0.20) - \frac{6271(0.20)^2}{2} - 5124 = -3408 \text{ Kg-M.}$$

$$\text{BARRA GF} = \text{LJ}$$

$$M = V_{GFX} - \frac{W_2 X^2}{2} - M_{GF}$$

$$M_p = 8039 (0.15) - \frac{6271(0.15)^2}{2} - 3517 = -2382 \text{ Kg-M.}$$

$$\text{BARRA GH} = \text{IH}$$

$$M = V_{GHX} - \frac{W_2 X^2}{2} - M_{GH}$$

$$M_p = 8348 (0.15) - \frac{6271(0.15)^2}{2} - 3599 = -2417 \text{ Kg-M.}$$

$$\text{BARRA HG} = \text{HI} \quad M = V_{HG}X - \frac{w_1 X^2}{2} - M_{HG}$$

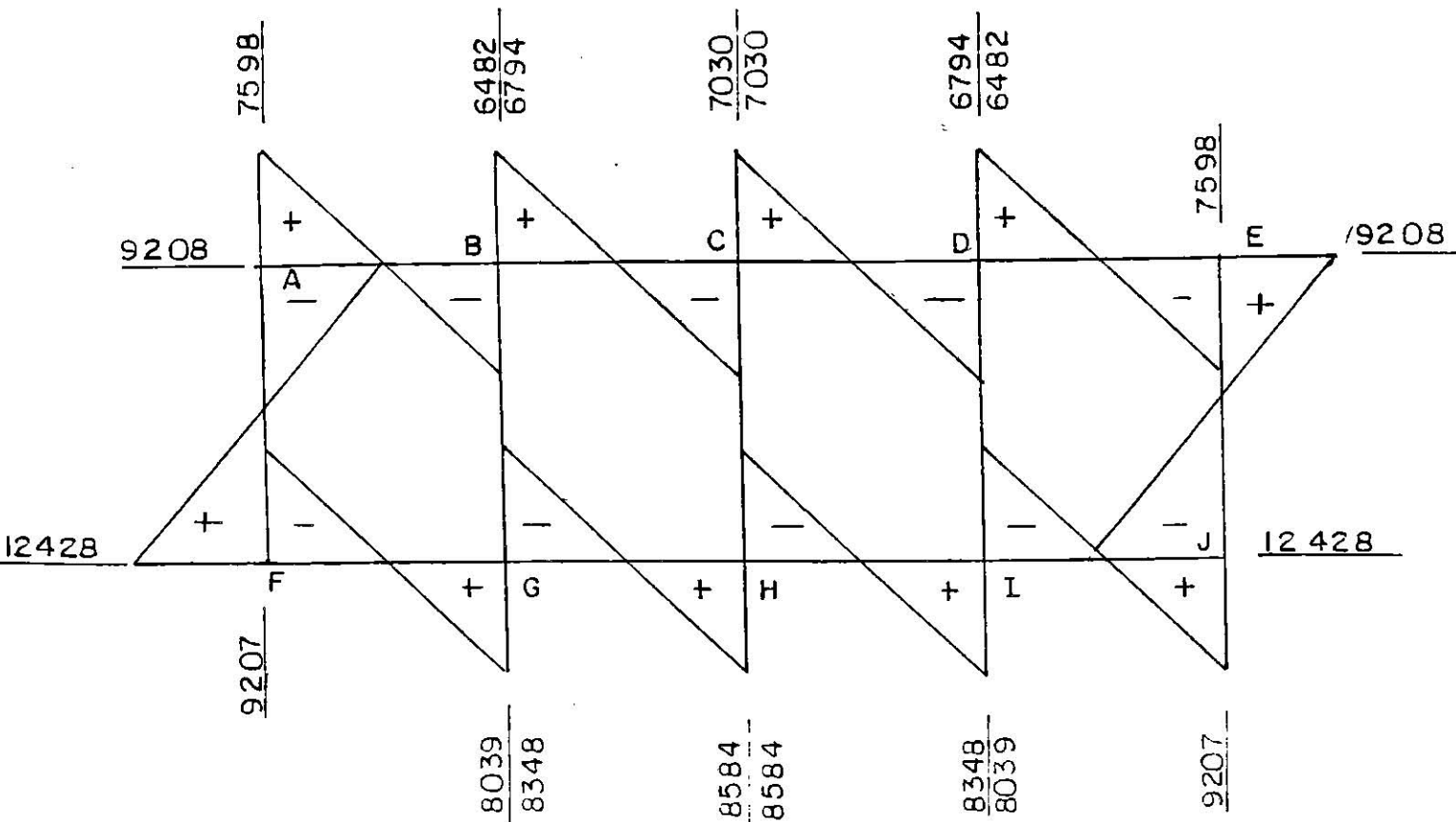
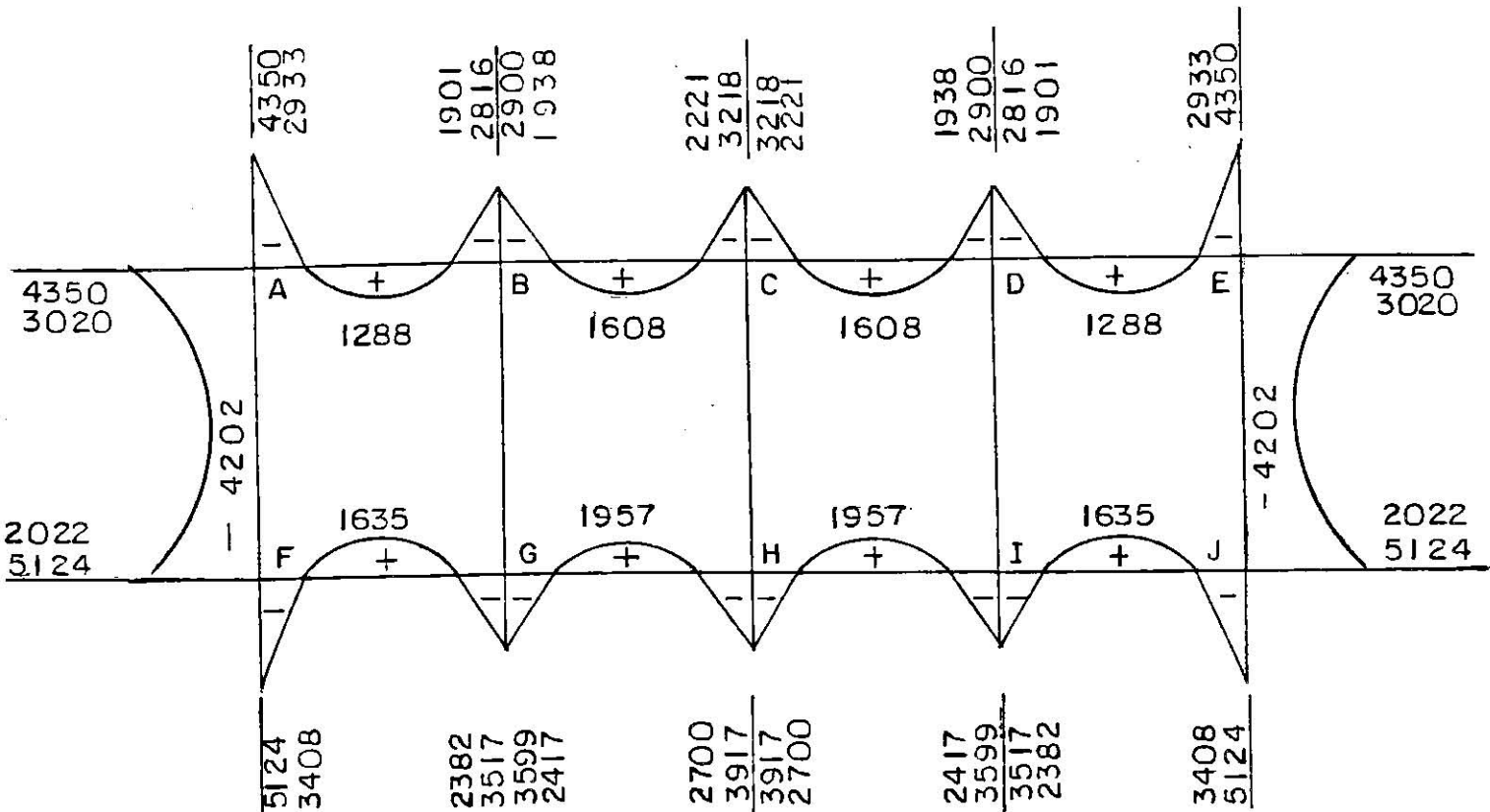
$$M_p = 8584 (0.15) - \frac{6271(0.15)^2}{2} - 3917 = -2700 \text{ Kg-M.}$$

$$\text{BARRA AF} = \text{EJ} \quad M = V_{AF}X - \frac{w_1 X^2}{2} - \frac{w_2 X^3}{6L} - M_{AF}$$

$$M_p = 9208 (0.15) - \frac{4057(0.15)^2}{2} - \frac{4999(0.15)^3}{6(3.30)} - 4350 = -3020 \text{ Kg-M.}$$

$$\text{BARRA FA} = \text{JE} \quad m = V_{FA}X - \frac{w_1 X^2}{2} - \frac{w_2 X^3}{6L} - M_{FA}$$

$$M_p = 9208 (3.15) - \frac{4057(3.15)^2}{2} - \frac{4999(3.15)^3}{6(3.30)} - 4350 = 2022 \text{ Kg-M.}$$



D I S E Ñ OLOSA SUPERIOR

Vc = 550 Kg. CORTANTE AL CARTEL
 Mp(-) -2933 Kg-M. MOMENTO AL PAÑO
 M (+) 1608 Kg-M. MOMENTO POSITIVO

PERALTE POR FLEXION

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{2933}{12.871(100)}} = 15.09$$

PERALTE POR CORTANTE

$$d = \frac{V}{V_{cb}} = \frac{550}{4.23(100)} = 13.12 \text{ Cm.}$$

Se adopta d = 25 Cm. r = 5 Cm. h = 30 Cm.

ACERO DE REFUERZO

$$A_s(-) = \frac{M(-)}{f_s J_d} = \frac{293300}{2000(0.899)(25)} = 6.53 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Varillas } 1/2" \emptyset \text{ a } 15 \text{ Cm.} = 8.4 \text{ Cm}^2$$

$$A_s(+)= \frac{160800}{200(0.899)(25)} = 4.47 \text{ Cm}^2 \text{ Varillas } 1/2" \emptyset \text{ a } 28 = 3.6 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Revisión por temp.} = 0.002 b d = 0.002(100)(20) = 4 \text{ Cm}^2$$

De las dos revisiones se escoje la mayor área de acero.

$$\text{Por lo tanto Varillas de } 1/2" \emptyset \text{ a } 30 = 4.5 \text{ Cm}^2$$

REVISION POR ADHERENCIA

Varillas 1/2" ∅ a 15 Eo = Perímetro de las varillas en
 1M=26.72 Cm.

$$\mu = \frac{2.3}{\emptyset} \sqrt{f'c} = \frac{2.3}{1.27} \sqrt{210} = 26.24 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Lecho superior}$$

Comparando:

$$\mu = \frac{V}{E_o J_d} = \frac{5550}{26.72(0.899)(25)} = 9.24 \text{ Kg/cm}^2$$

9.24 < 26.24 O.K.

LOSA INFERIOR

$$V_c = 6699 \text{ Kg.}$$

$$M_p(-) = 3408 \text{ Kg-M.}$$

$$M \text{ max.}(+) = 1957 \text{ Kg-M.}$$

PERRALTE POR FLEXION

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{340800}{(12.871)(100)}} = 16.27 \text{ Cm.}$$

PERRALTE POR CORTANTE

$$d = \frac{V}{V_c b} = \frac{6699}{4.23 (100)} = 15.83 \text{ Cm.}$$

Se adopta $d = 25 \text{ Cm.}$ $r = 5 \text{ Cm.}$ $h = 30 \text{ Cm.}$

ACERO DE REFUERZO

$$A_s(-) = \frac{M(-)}{f_s J_d} = \frac{340800}{2000(0.899)(25)} = 7.58 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Varillas de } 1/2" \phi \text{ a } 16 \text{ Cm} = 9.7 \text{ Cm}^2$$

$$A_s(+) = \frac{M(+)}{f_s J_d} = \frac{195700}{2000(0.899)(25)} = 4.35 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Varillas de } 1/2" \phi \text{ a } 29 = 4.4 \text{ Cm}^2$$

REVISION POR ADHERENCIA

$$\text{Varillas } 1/2" \phi \text{ a } 16 \text{ Cm} \quad E_o = 24.9 \text{ Cm}$$

$$\mu_{\text{per}} = \frac{2.3}{\phi} \sqrt{f'c} = \frac{2.3}{1.27} \sqrt{210} = 26.24 \text{ Kg/cm}^2$$

Lecho sup.

$$\mu = \frac{V}{E_o J_d} = \frac{6699}{24.9 (0.899)(25)} = 11.97 \text{ Kg/cm}^2$$

11.97 < 26.24 O.K.

PAREDES LATERALES

$$V_c = 10915 \text{ Kg.}$$

$$M_p(-) = -3020 \text{ Kg-M.}$$

$$M(+) = -4202 \text{ Kg-M.}$$

PERALTE POR FLEXION

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{420200}{12.871(100)}} = 18.10 \text{ Cm.}$$

PERALTE POR CORTANTE

$$d = \frac{V}{V_c b} = \frac{10915}{4.23(100)} = 25.80 \text{ Cm.}$$

Se adopta $d = 35$ $r = 5$ $h = 40$ Cm.

ACERO DE REFUERZO

$$A_s(+) = \frac{M(+)}{f_s J_d} = \frac{420200}{2000(0.899)(35)} = 6.7 \text{ Cm}^2$$

Varillas de $1/2" \emptyset$ $19 \text{ Cm} = 6.7 \text{ Cm}^2$

REVISION POR ADHERENCIA

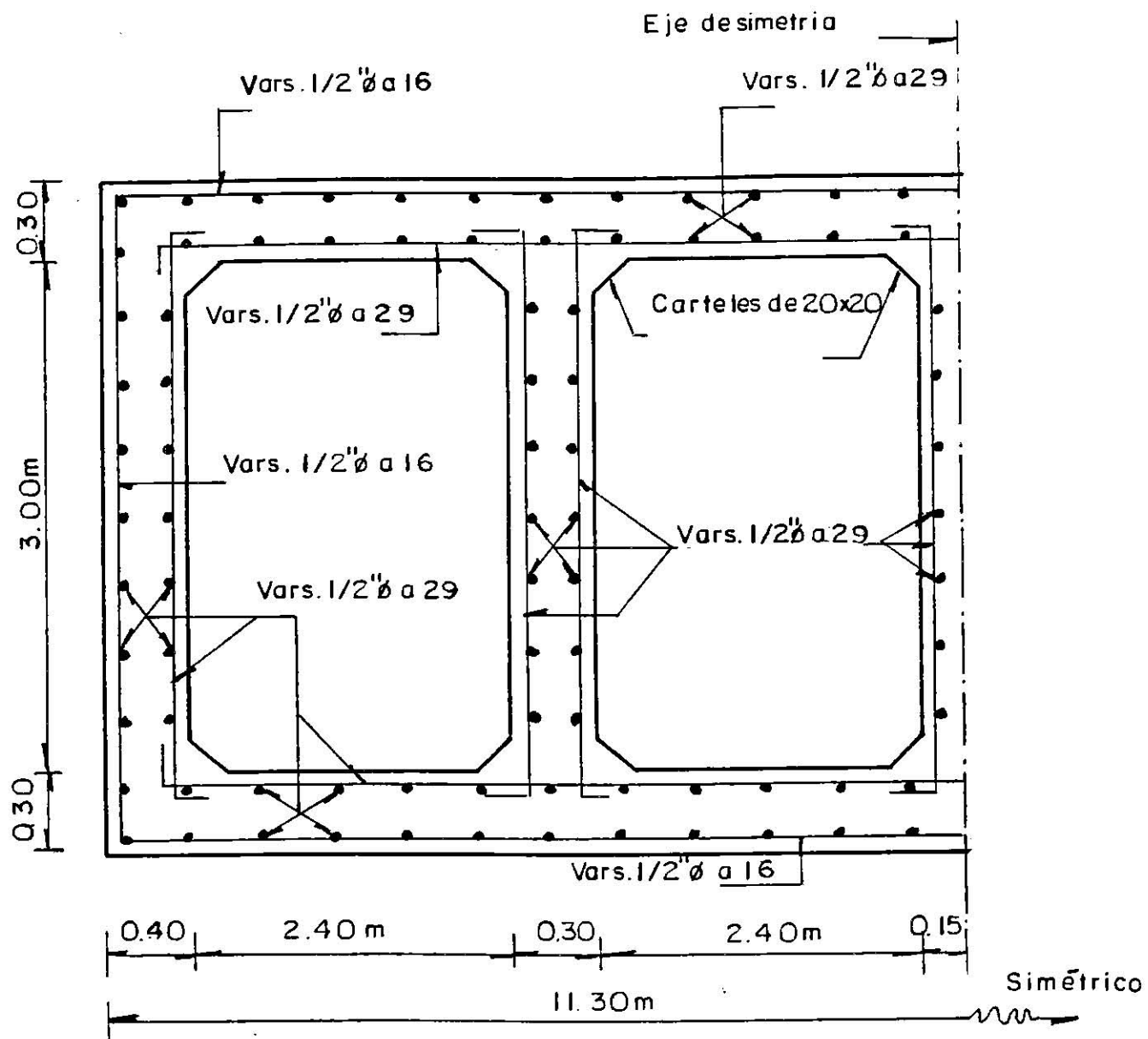
Varillas de $1/2" \emptyset$ 19 Cm $E_o = 21.0$

$$\mu_{\text{perm.}} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{\emptyset} = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.27} = 26.24 \text{ Kg/Cm}^2$$

Lecho sup.

$$\mu = \frac{V}{E_o J_d} = \frac{10915}{33.10(0.899)(35)} = 16.51 \text{ Kg/Cm}^2$$

16.51 < 26.24 O.K.



MEDIO CORTE L-L

Ver Plano No 6

CALCULO ESTRUCTURAL DE LAS TRANSICIONES

III.3.- MURO DE CONTENCIÓN SEGUN CORTE H-H

El análisis se hace como muro de sostenimiento, aplicando la teoría de Rankine para el empuje de activo de tierra.

$$E_a = \frac{1}{2} K_a w h^2 \text{ (fórmula de Rankine)}$$

Siendo:

E_a = Empuje activo

w = Peso volumétrico del material

h = Altura del muro

K_a = Coeficiente de presión activa de la tierra, cuando la superficie del relleno está inclinado un ángulo ϕ

$$K_a = \cos \phi \left(\frac{\cos \phi - \sqrt{\cos^2 \phi - \cos^2 \theta}}{\cos \phi + \sqrt{\cos^2 \phi - \cos^2 \theta}} \right)$$

En donde

ϕ = Angulo de inclinación del relleno (1.75:1)

θ = El ángulo de fricción interna del material que forma el terreno (1.5:1)

DISEÑO DEL MURO

$$h = 4.285 \text{ m}$$

$$w = 1.8 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 29^\circ 44.69'$$

$$\theta = 33^\circ 41.4'$$

$$\cos \phi = 0.868$$

$$\cos^2 \phi = 0.754$$

$$\cos^2 \theta = 0.692$$

Sustituyendo en la fórmula de Rankine

$$Ea = \frac{1}{2} (1.8) (h^2) 0.868 \frac{0.868 - \sqrt{0.754 - 0.692}}{0.868 + \sqrt{0.754 - 0.692}} =$$

$$Ea = 0.433 h^2$$

donde $h = 4.285$ m.

$$Ea = 7.950 \text{ Ton.}$$

$$Y = \frac{h}{3} = \frac{4.285}{3} = 1.428 \text{ m.}$$

$$M = Ea \cdot Y = (7.950) (1.428) = 11.353 \text{ Ton-m.}$$

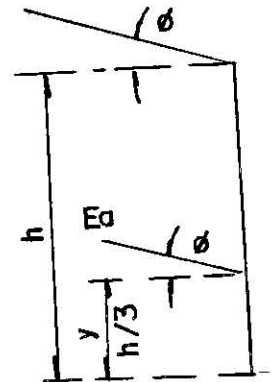
DESCOPONIENDO (Ea)

$$Ev = Ea \text{ Sen } \phi$$

$$Ev = 7.950 (0.496) = 3.943 \text{ Ton.}$$

$$EH = Ea \text{ Cos } \phi$$

$$Eh = 7.950 (0.868) = 6.901 \text{ Ton.}$$



CONSTANTE DE CALCULO

$$f'c = 210 \text{ Kg/Cm}^2 \quad R=12.87 \quad Vc=0.292 \sqrt{f'c} = 4.23 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$fs = 2000 \text{ Kg/Cm}^2 \quad J=0.899$$

REVISION DEL PERALTE POR MOMENTO

$$M = EH \cdot Y = (6.901) (1.428) = 9.855 \text{ Ton-m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{985500}{12.87(100)}} = 27.67 \text{ Cm.}$$

REVISION DEL PERALTE POR CORTANTE

$$d = \frac{V}{bVc} = \frac{6901}{100(4.23)} = 16.31 \text{ Cm.}$$

Se propone $d = 35$ Cm. $r = 5$ Cm. $h = 40$ Cm.

REVISION POR CORTANTE

$$V = \frac{\Sigma p}{bd} = \frac{6901}{100(35)} = 1.97 \text{ Kg/Cm}^2 < Vc = 4.23 \text{ Kg/Cm}^2$$

ACERO DE REFUERZO

$$A_s = \frac{M}{f_s Jd} = \frac{985500}{2000(0.899)(35)} = 15.76 \text{ Cm}^2$$

Vars. de 1/2" \emptyset a 16 y vars. de 5/8" \emptyset a 16

SEPARACION

$$s = \frac{\text{Area de las 2 varillas (100)}}{\text{Area necesaria}} =$$

$$s = \frac{1.27 + 1.98}{15.76} (100) = 21 \text{ Cm} > 8.0 \text{ Cm.}$$

REVISION POR ADHERENCIA

$$\mu = \frac{\Sigma p}{E_o Jd} \quad p = \text{Suma de pesos}$$

E_o = Perímetro de las varillas en un metro

$$\mu = \frac{6901}{113.15(0.899)(35)} = \quad E_o = (\text{No. de var.})(\text{Per. de 2 vars.})$$

$$\mu = 1.94 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$E_o = (12.6)(8.98) =$$

$$E_o = 113.15 \text{ Cm.}$$

$$\mu_{\text{max.}} (\text{Lecho inferior}) = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{\emptyset_1 + \emptyset_2} = \frac{3.2 \sqrt{210}}{1.27 + 1.59} =$$

$$\mu_{\text{max.}} = 16.21 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\mu < \mu_{\text{Max.}}$$

RECORTE DE LA VARILLA

A continuación se calcularán las alturas a las que se podrá recortar el esfuerzo obtenido, considerando que este puede reducirse por construcción a varillas de 1/2" a 16 cm., para lo cual se calcularán los empujes y momentos respectivos, así como los correspondientes momentos resistentes.

De esta forma se obtendrá

$$E_a = 0.433 h^2 \quad Y = \frac{h}{3}$$

$$EH = 0.433h^2 (\text{Cos } \emptyset) = 0.433 (0.868)h^2$$

$$EH = 0.376 h^2$$

Momento resistente

Para reducir varillas al 38.91% y obtener varillas de 1/2"Ø a 16

$$M = (0.3891 A_s) f_s J_d$$

$$M = (0.3891 \times 20.30) (2000) (0.899) d =$$

$$M = 14203.0 d \text{ Kg-M O.K.}$$

$$M = 14.203 d \text{ Ton-M.}$$

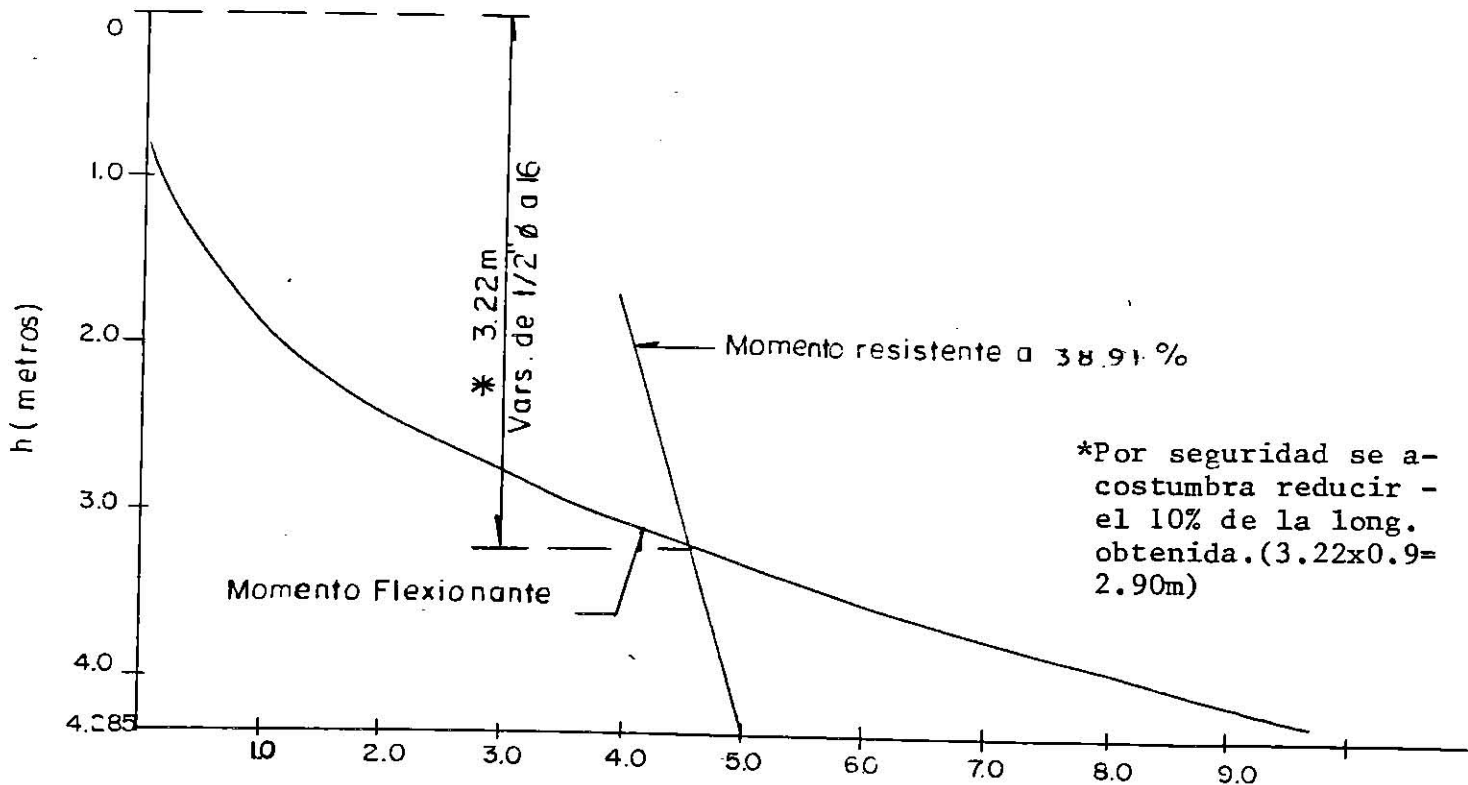
El valor del peralte será:

$$d = 0.25 + \frac{0.10 h}{4.285} =$$

$$d = 0.25 + 0.023 h =$$

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

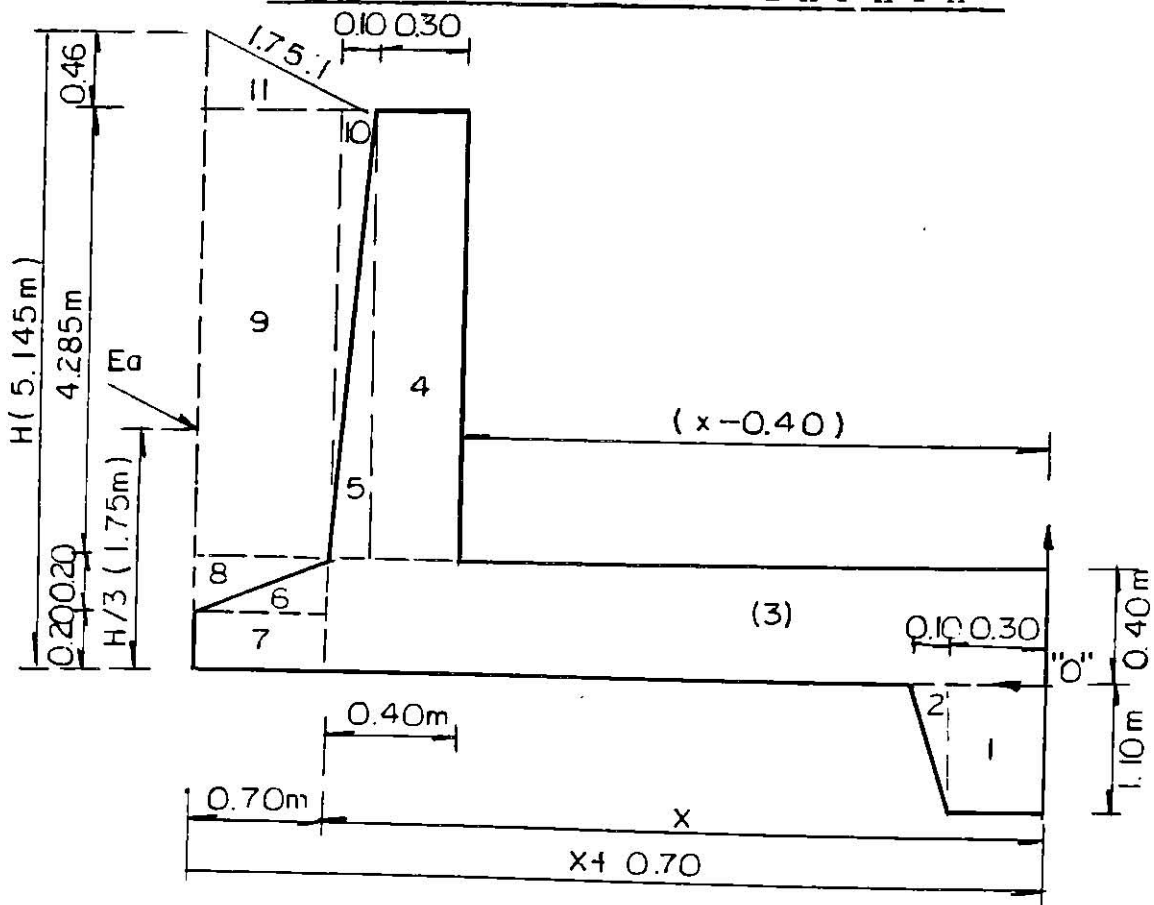
MOMENTO FLEXIONANTE				MOMENTO RESISTENTE	
h	E	Y	M	d	M =
	(TON)	(M)	(TON-M)	(M)	(TON-M)
0.50	0.094	0.167	0.016	0.260	3.69
1.00	0.376	0.333	0.125	0.273	3.88
1.50	0.846	0.500	0.423	0.285	4.05
2.00	1.504	0.677	1.003	0.296	4.20
2.50	2.350	0.833	1.957	0.308	4.37
3.00	3.384	1.000	3.384	0.319	4.53
3.50	4.606	1.167	5.375	0.331	4.70
4.00	6.016	1.333	8.019	0.342	4.86
4.285	6.904	1.428	9.855	0.350	4.97



*Por seguridad se acostumbra reducir - el 10% de la long. obtenida. (3.22x0.9= 2.90m)

MOMENTOS EN (TON-M)

DISEÑO DE LA ZAPATA



Considerando que el espesor de la losa debe ser aproximadamente del 7 al 10% de la altura del muro se propone un $h = 0.40$ m.

De acuerdo al corte H-H (con respecto al eje 0)

	VALOR (TON)	BRAZO (M)	MOMENTO (TON-M)
$P_1 = 1.10(0.30) = (2.4)$	0.792	0.15	0.1188
$P_2 = 0.10(1.10)(2.4)(0.5) =$	0.132	0.33	0.044
$P_3 = 0.40(X) =$	0.96X	X/2	0.48X ²
$P_4 = 4.285(0.30)(2.4) =$	3.085	X-0.25	3.085X-0.771
$P_5 = 4.285(0.10)(2.4)(0.5) =$	0.514	X-0.067	0.514X-0.034
$P_6 = 0.70(0.20)(2.4)(0.5) =$	0.168	X+0.23	0.168X+0.038
$P_7 = 0.70(0.20)(2.4) =$	0.336	X+0.35	0.336x+0.118
$P_8 = 0.70(0.20)(1.8)(0.5) =$	0.126	X+0.47	0.126x+0.059
$P_9 = 4.285(0.70)(1.8) =$	5.400	X+0.35	5.400X+1.890
$P_{10} = 4.285(0.10)(1.8)(0.5) =$	0.386	X+0.33	0.386X-0.013
$P_{11} = 0.80(0.46)(1.8)(0.5) =$	0.331	X+0.43	0.331X+0.142
$\Sigma P = 0.96X + 11.27$		$\Sigma M = 0.48X^2 + 10.346X + 1.592$	

MOMENTO ACTUANTE DEBIDO A LAS FUERZAS HORIZONTALES

$$E_a = 0.433 h^2 \quad h = 5.14 \text{ m.}$$

$$E_a = 0.433 (5.145)^2 = 11.462 \text{ ton.}$$

$$Y = \frac{h}{3} = \frac{5.145}{3} = 1.715 \text{ m.}$$

Descomponiendo (E_a)

$$E_a V = E_a (\text{Sen } \phi) = 11.462 (0.496) = 5.685 \text{ Ton. } \downarrow$$

$$E_a H = E_a (\text{Con } \phi) = 11.462 (0.868) = 9.949 \text{ Ton. } \rightarrow$$

$$\text{Momento actuante} = M_a = 9.949 (1.715) = 17.063 \text{ Ton-m } \oplus$$

MOMENTO RESISTENTE (Mr)

$$Mr = 2 Ma$$

$$Mr = 2(17.063) = 34.125 \text{ Ton-m} \quad \left(\begin{array}{l} \curvearrowright \\ \curvearrowleft \end{array} \right)$$

Sustituyendo:

$$0.48 X^2 + 10.346 X + 1.592 = 34.125 \text{ Ton-m}$$

$$0.48X^2 + 10.346 X - 32.533 = 0$$

$$X^2 + 21.55X - 67.78 = 0$$

$$X = \frac{-21.55 \pm \sqrt{(21.55)^2 - 4(1)(-6778)}}{2(1)} =$$

$$X = 2.785 \text{ m.}$$

Comprobación:

$$0.48 (2.785)^2 + 10.346 (2.785) + 1.592 = 34.125 \text{ Ton-m.}$$

$$34.128 \approx 34.125 \quad \text{O.K.}$$

Sustituyendo: $X = 2.785$ en ΣP

$$P = 0.96 X + 11.27 = 0.96 (2.785) + 11.27 = 13.943 \text{ Ton.}$$

EMPUJE PASIVO

$$Ep = \frac{1}{2} w \cdot z^2 Kp \quad (\text{fórmula de RANKINE}) \quad \text{donde:}$$

$z =$ profundidad del dentellón

$$Kp = \frac{\cos \phi + \sqrt{\cos^2 \phi - \cos^2 \theta}}{\cos \phi - \sqrt{\cos^2 \phi - \cos^2 \theta}} \quad Kp = \text{Coeficiente del empuje pasivo}$$

Sustituyendo valores:

$$Ep = \frac{1}{2} (1.8)(Z^2)(0.868) \frac{0.868 + \sqrt{0.754 - 0.692}}{0.868 - \sqrt{0.754 - 0.692}}$$

$$Ep = 1.41z^2$$

$$Ep = 1.41 (1.5)^2 = 3.173 \text{ Ton.}$$

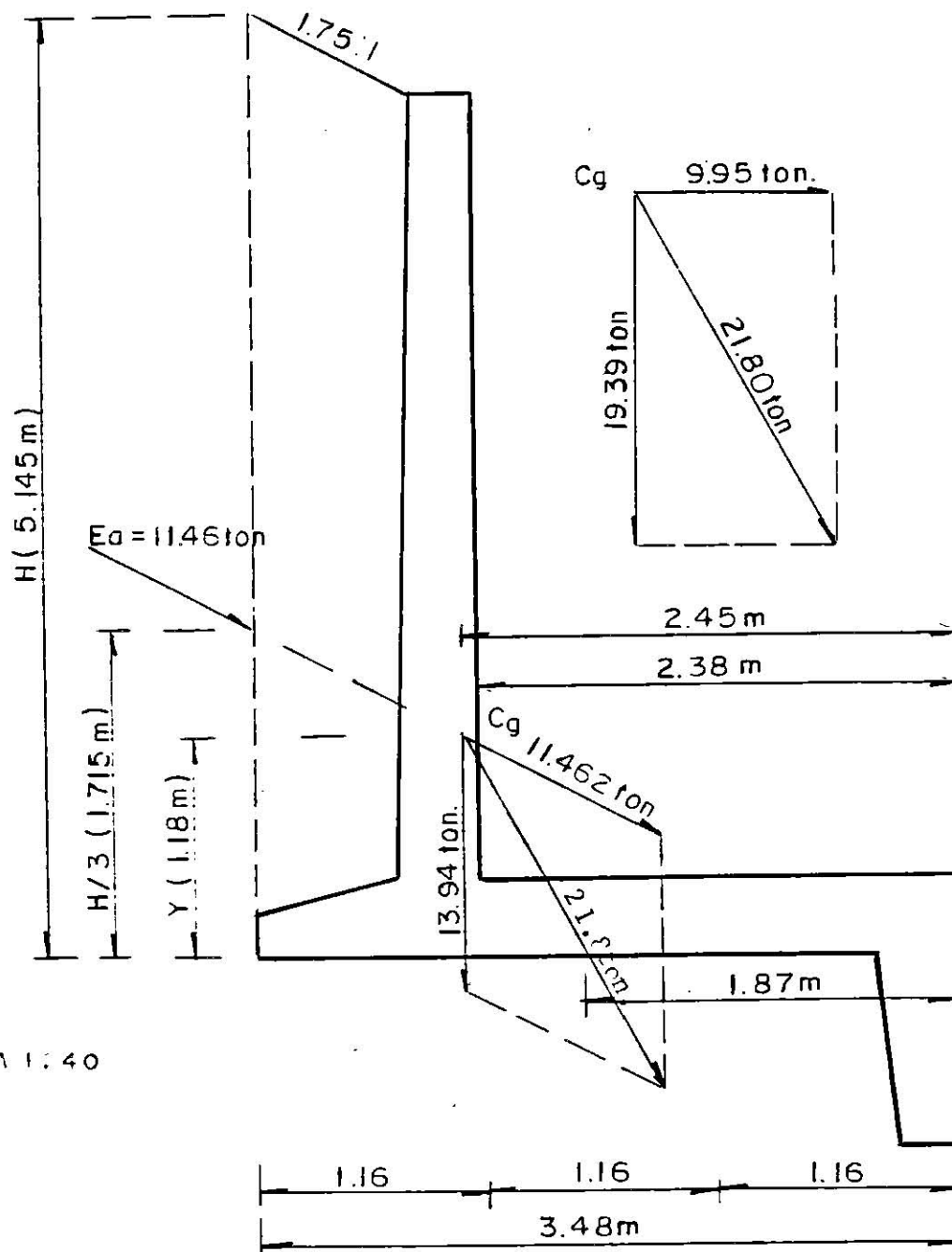
Descomponiendo Ep

$$EpH = Ep(\cos \phi) = 3.173 (0.868) = 2.754 \text{ ton.} \quad \leftarrow$$

$$EpV = Ep(\sin \phi) = 3.173 (0.496) = 1.574 \text{ ton.} \quad \uparrow$$

REVISION DEL MURO

Utilizaremos el método gráfico para revisar el muro, por deslizamiento, volteamiento, posición de la resultante y excentricidad.



ESCALA 1:40

CENTRO DE GRAVEDAD DEL MURO (c.g)

Con respecto al eje "0" Donde:

$$P (X) = Mr \qquad \Sigma P = \text{Peso del muro}$$

$$\qquad \qquad \qquad \Sigma Mr = \text{Momento resistente}$$

$$X = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma P} = \frac{34.125}{13.943} = 2.45 \text{ m.}$$

La (Y) se obtiene gráficamente en la figura anterior, considerando que la línea de acción del empuje de tierras es paralela a la pendiente de la sobrecarga (Y=1.18 m).

REVISION POR VOLTEAMIENTO

$$\frac{\Sigma MV}{\Sigma MH} \succ 1.5 \qquad \Sigma MV = \text{Suma de momentos verticales.}$$

$$\qquad \qquad \qquad \Sigma MH = \text{Suma de momentos horizontales.}$$

De la figura obtenemos:

$$\Sigma MV = 19.39 \times 2.45 = 47.506 \text{ Ton-m.}$$

$$\Sigma MH = 9.95 \times 1.18 = 11.74 \text{ Ton-m.}$$

Sustituyendo:

$$\frac{47.506}{11.74} = 4.04 \succ 1.5$$

REVISION POR DESLIZAMIENTO

(Para este caso se considera el empuje pasivo)

$$0.60 \frac{\Sigma FV}{\Sigma FH} \succ 1.5 \qquad \text{Donde:}$$

$$0.6 = \text{Coeficiente de fricción}$$

$$FV = \text{Suma de fuerzas verticales}$$

$$FH = \text{Suma de fuerzas horizontales}$$

De la figura obtenemos:

$$\Sigma FV = 19.39 \text{ Ton.}$$

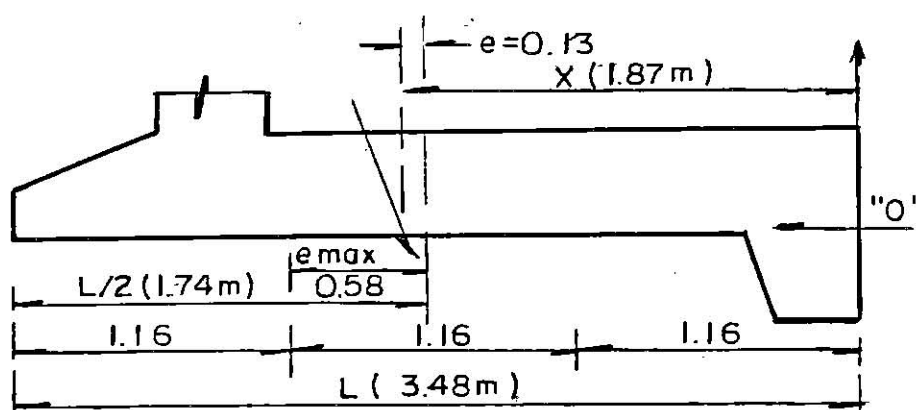
$$\Sigma FH = 9.95 - 2.754 = 7.196 \text{ Ton.}$$

Sustituyendo:

$$0.60 \times \frac{19.39}{7.196} = 1.62 > 1.5$$

POSICION DE LA RESULTANTE

Midiendo a escala, el punto de intersección de la resultante (21.80 ton.) queda a 1.87 m. del eje "0" y como el ancho es de 3.48, la resultante cae dentro del tercio medio.



CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD

$$e = \frac{L}{2} - x$$

Donde:

$$e = \frac{3.48}{2} - 1.87 = -0.13 \text{ m.}$$

L = Longitud de la zapata

x = Distancia del eje a la resultante

$$e_{\text{max.}} = \frac{L}{6} = \frac{3.48}{6} = 0.58 \text{ m.}$$

$$e < e_{\text{max.}}$$

$$L = 3.48 \text{ m.}$$

$$x = 1.87 \text{ m.}$$

CALCULO DE LAS FATIGAS DEL TERRENO

$$\sigma = \frac{p}{A} + \frac{MY}{I_{YY}} \quad \text{(Ecuación de la escuadría)}$$

Sustituyendo:

$$\sigma = \frac{P}{1XL} + \frac{Pe}{\frac{IXL^3}{12}} \left(\frac{L}{2} \right)$$

Donde:

$$A = 1 XL$$

$$MY = P \cdot e$$

$$IYY = \frac{1X L^3}{12}$$

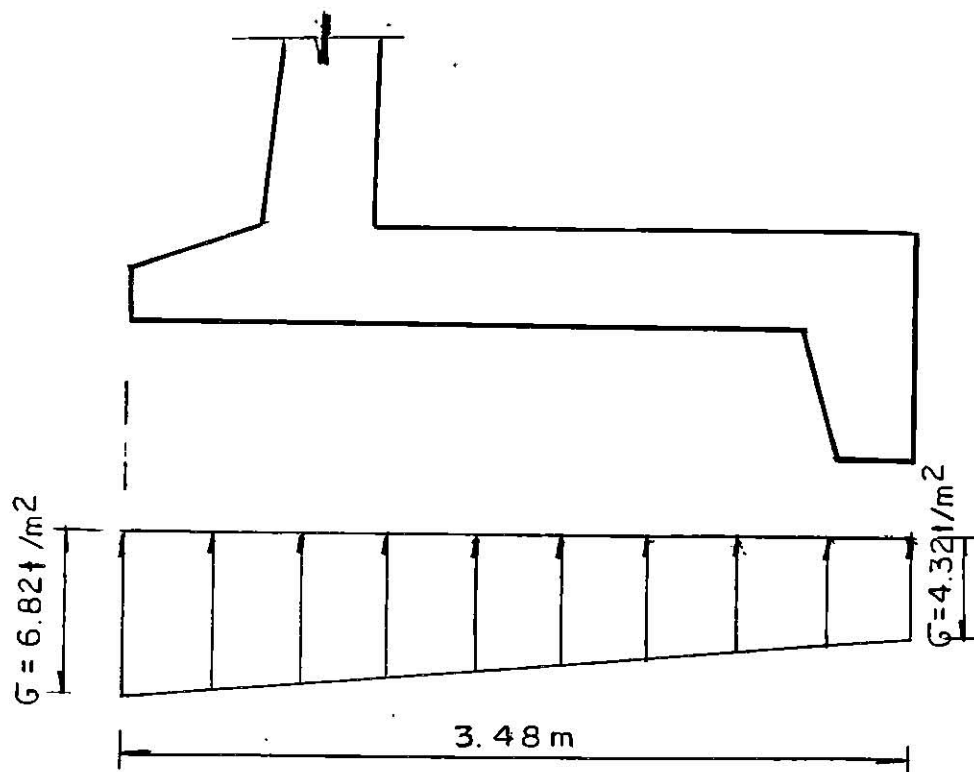
$$X = \frac{L}{2}$$

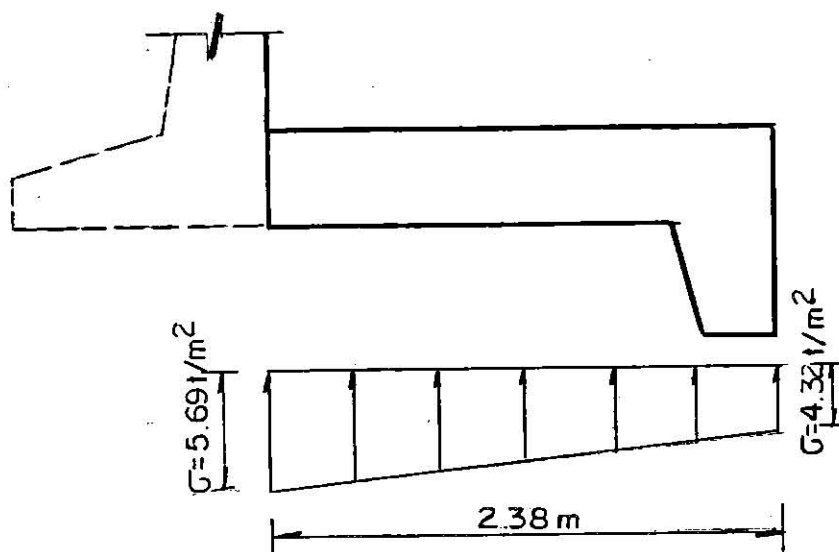
$$\sigma = \frac{P}{L} \left(1 + 6 \frac{e}{L} \right)$$

$$\sigma = \frac{19.39}{3.48} \left(1 + \frac{6 \times 0.13}{3.48} \right) =$$

$$\sigma_{\max} = 6.82 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 4.32 \text{ Ton/m}^2$$



DISEÑO DE LA ZAPATA FRONTAL

Se considera como cantiliver

R_t = Reacción del terreno

$$R_t = \frac{(5.69 + 4.32)}{2} \times 2.38 = 11.91 \text{ Ton.}$$

$$a = \frac{2.38}{3} \frac{5.69 + 2(4.32)}{5.69 + 4.32} = 1.136 \text{ m.}$$

$$M = R_t \cdot a = 11.91 \times 11.91 \times 1.136 = 13.529 \text{ Ton-m. } +)$$

PESO PROPIO VALOR BRAZO MOMENTO

$$P = 2.38 \times 0.40 \times 2.4 = 2.285 \text{ ton } 1.19 \text{ m. } 2.719 \text{ Ton-m. } -)$$

$$P = 11.91 - 2.285 = 9.625 \text{ Ton. } \uparrow \text{ (suma de pesos)}$$

$$M = 13.529 - 2.719 = 10.81 \text{ Ton -m. } +) \text{ (suma de momentos)}$$

DISEÑO DEL PERALTE POR FLEXION

$$d = \sqrt{\frac{m}{R_b}} = \sqrt{\frac{10811000}{12.87(100)}} = 2.90 \text{ Cm.}$$

REVISION DEL PERALTE POR CORTANTE

$$d = \frac{V}{bV_c} = \frac{9625}{100(4.23)}$$

$$d = 22.75 \text{ Cm.}$$

REVISION POR CORTANTE

$$V = \frac{\Sigma p}{bd} = \frac{96.25}{100(35)} = 2.75 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$V < V_c = 4.23 \text{ Kg/Cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

ACERO DE REFUERZO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{108100}{2000(0.899)(35)} = 17.20 \text{ Cm}^2$$

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.002 \text{ bd} = 0.002 (100) (40) = 8 \text{ Cm}^2$$

se usarán:

Vars. 5/8"∅ a 16 y Varx. 1/2"∅ a 16

SEPARACION

$$s = \frac{\text{Area de dos varillas}(100)}{\text{Area necesaria}} = \frac{1.98+1.27}{17.37} (100) = 19.0 \text{ Cm.}$$

$$16 < 19 \text{ Cm.} \quad \text{O.K.}$$

REVISION POR ADHERENCIA

$$\mu = \frac{\Sigma P}{E_o j d}$$

p = suma de pesos

E_o = perímetro de todas las
varillas en un metro

$$E_o = 12.5 \times 8.98 = 112.2 \text{ Cm.}$$

Sustituyendo:

$$\mu = \frac{9265}{112.2 (0.899)(35)} = 2.62 \text{ Kg/Cm}^2$$

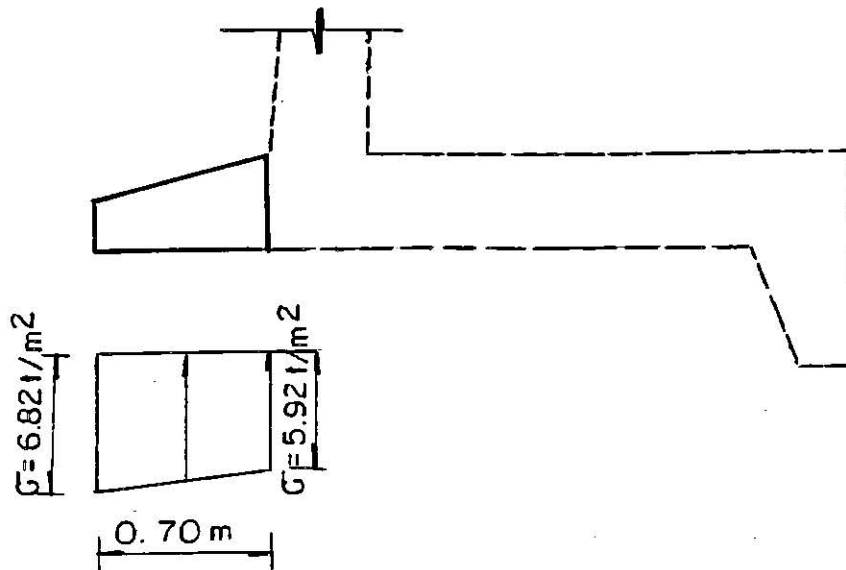
$$\mu_{\max} (\text{lecho inferior}) = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{\phi} = \frac{3.2 \sqrt{210}}{1.59+1.27} = 16.21 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$2.62 < 16.21 \quad \text{O.K.}$$

Se recortará la varilla de 1/2"∅ a 1.0 m. del paño exterior del muro.

DISEÑO DE LA ZAPATA POSTERIOR

(se considera como cantiliver)



R_t = Reacción del terreno

$$R_t = \frac{(6.82 + 5.92) \times 0.70}{2} = 4.459 \text{ Ton.} \uparrow$$

$$a = \frac{0.70^2}{3} \left[\frac{5.92 + 2(6.82)}{5.92 + 6.82} \right] = 0.358 \text{ m.}$$

$$M = R_t \cdot a = 4.459 \times 0.35 = 1.596 \text{ Ton-m.} \oplus$$

PESO PROPIO	VALOR ton.	BRAZO m.	MOMENTO ton-m.
$P_{\triangle} = (0.70)(0.20)(2.4)(0.5) =$	0.168	0.23	0.039
$P_{\triangleright} = (0.70)(0.20)(2.4) =$	0.336	0.35	0.118
$P_{\triangle} = (0.70)(0.20)(1.8)(0.5) =$	0.126	0.46	0.057
$P_{\nabla} = (0.70)(4.285)(1.8) =$	5.399	0.35	1.889
$P_{\perp\perp} = \frac{(0.46 + 0.06)(0.7)(1.8)}{2} =$	$\frac{0.327}{\Sigma 6.356}$	0.43	$\frac{0.141}{\Sigma 2.244}$

$$P = 4.459 - 6.356 = 1.897 \text{ Ton.} \downarrow$$

$$M = 1.596 - 2.244 = 0.648 \text{ Ton-m.} \ominus$$

REVISION DEL PERALTE POR FLEXION

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{64800}{12.87(100)}} = 7.096 \text{ Cm.}$$

REVISION DEL PERALTE POR CORTANTE

$$v = \frac{V}{bV_c} = \frac{1897}{100(4.23)} = 4.48 \text{ Cm.}$$

REVISION POR CORTANTE

$$v = \frac{\Sigma P}{bd} \qquad d = \frac{15 + 35}{2} = 25 \text{ Cm.}$$

$$v = \frac{1897}{100(25)} = 0.76 \text{ Kg/Cm}^2 < V_c = 4.23 \text{ Kg/Cm}^2$$

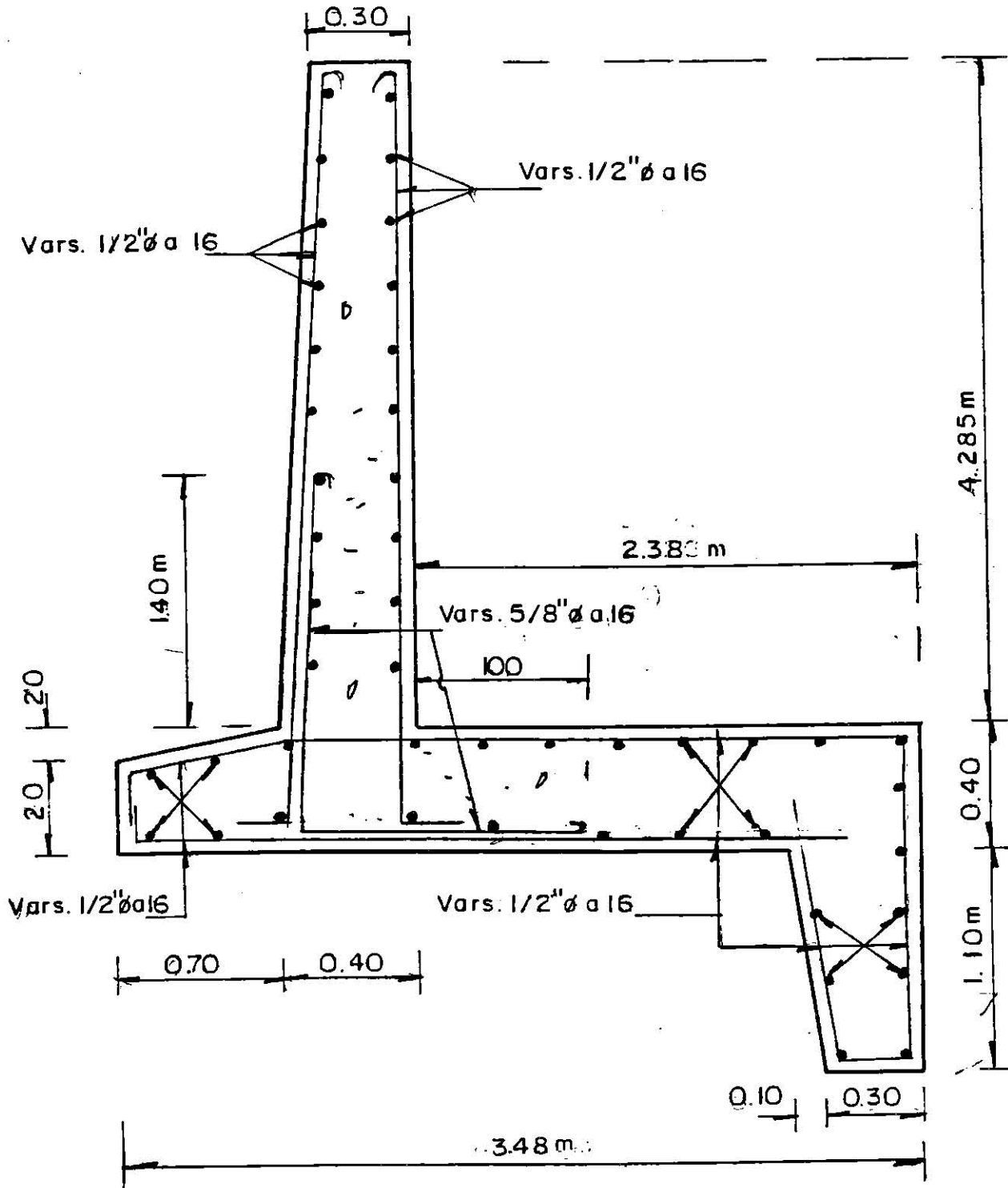
ACERO DE REFUERZO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{64800}{2000(0.899)(25)} = 1.44 \text{ Cm}^2$$

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.002 bh = 0.002 (100) (40) = 8 \text{ cm}^2$$

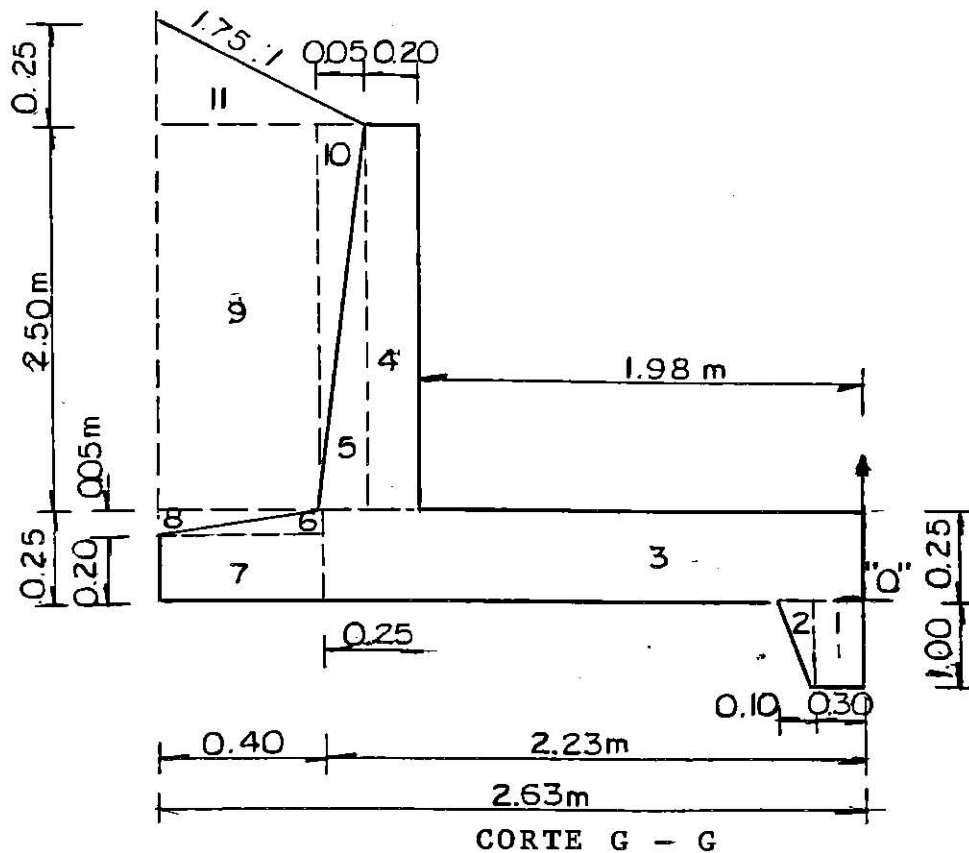
Vars. 1/2"Ø 16



C O R T E H — H

(Ver plano No 6 .)

III.4.- MURO DE CONTENCIÓN SEGUN CORTE G-G.

DISEÑO DEL MURO

$$E_a = \frac{1}{2} W h^2 K_a$$

$$E_a = \frac{1}{2} W h^2 \frac{\cos \phi \left(\cos \phi - \sqrt{\cos^2 \phi - \cos^2 \theta} \right)}{\cos \phi + \sqrt{\cos^2 \phi - \cos^2 \theta}} = \text{(F3rmula de Rankine para superficie de tierra que est1 inclina-da).}$$

En donde:

ϕ = Inclinaci3n de la superficie medida de la horizontal (1.75:1)

θ = Angulo de fricci3n interna (1.5:1) (proporcionado por laboratorio de Mec1nica de Suelos)

K_a = Coeficiente del empuje activo.

$$\phi \ 29^\circ \ 44.69' \quad \cos \phi = 0.868 \quad \cos^2 \phi = 0.754$$

$$\theta \ 33^\circ \ 41' \ 4'' \quad \cos \theta = 0.832 \quad \cos^2 \theta = 0.692$$

Sustituyendo:

$$Ea = \frac{1}{2} (1.8)(h)^2 \frac{0.868 - 0.868 - \sqrt{0.754 - 0.692}}{0.868 + \sqrt{0.754 - 0.692}} = 0.433 h^2$$

Donde:

$$h = 2.50 \text{ m.}$$

$$Ea = 0.433(2.5)^2 = 2.706 \text{ Ton.}$$

$$Y = \frac{h}{3} = \frac{2.5}{3} = 0.833 \text{ m.}$$

$$M = Eay = 2.706 \times 0.833 = 2.254 \text{ Ton-m.}$$

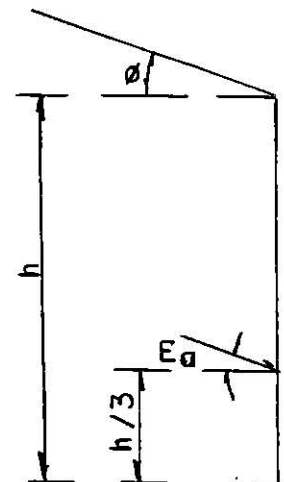
$$Ev = Ea \text{ sen } \phi$$

$$Ev = 2.254 (0.496) = 1.118 \text{ Ton. } \downarrow$$

$$EH = Ea \text{ cos } \phi$$

$$EH = 2.254 (0.868) = 1.956 \text{ Ton. } \rightarrow$$

$$M = EH.Y = 1.956 (0.833) = 1.629 \text{ Ton-m. } \curvearrowright$$



CONSTANTES DE CALCULO

$$f'c = 210 \text{ Kg/Cm}^2 \quad R=12.87 \quad Vc=0.292 \sqrt{f'c} = 4.23 \text{ Kg/Cm}^2$$

REVISION POR FLEXION

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{162900}{1.87(100)}} = 11.25 \text{ Cm.}$$

Se propone una $d = 20 \text{ Cm.}$ $r = 5 \text{ Cm.}$ $h = 25 \text{ Cm.}$

Este espesor será el mismo en la zapata.

REVISION DEL PERALTE POR CORTANTE

$$d = \frac{V}{bVc} = \frac{1956}{100(4.62)} = 4.23 \text{ Cm.}$$

REVISION POR CORTANTE

$$v = \frac{P}{bd} = \frac{1956}{100(20)} = 0.978 \text{ Kg/Cm}^2 < Vc = 4.23 \text{ Kg/Cm}^2$$

ACERO DE REFUERZO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{162900}{2000(0.899)(20)} = 4.53 \text{ Cm}^2$$

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.002 bh$$

$$A_{st} = 0.002 (100)(25) = 5 \text{ Cm}^2$$

Se escoje el mayor

Se utilizarán varillas de 1/2"Ø a 25

SEPARACION

$$s = \frac{\text{Area 1 varilla} (100)}{\text{Area necesaria}} = \frac{1.27 (100)}{4.53} = 28.0 \text{ Cm.}$$

$$25 \text{ Cm.} < 28 \text{ Cm.} \quad \text{O.K.}$$

REVISION POR ADHERENCIA

$$\mu = \frac{\Sigma P}{E_o j d}$$

Donde:

p = Suma de pesos

$$\mu = \frac{1956}{(15.96)(0.899)(20)}$$

E_o = Perímetro de Las varillas en un metro.

E_o = (No. de Vars.) (perímetro una varilla)

$$E_o = (4)(3.99) = 15.96 \text{ Cm.}$$

$$\mu = 6.82 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\mu \text{ max. (lecho inferior)} = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{\phi} = \frac{3.2 \sqrt{210}}{1.27} =$$

$$\mu \text{ max.} = 36.51 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\mu < \mu \text{ max.} \quad \text{O.K.}$$

DISEÑO DE LA ZAPATA

	PESO PROPIO	VALOR ton.	BRAZO m.	MOMENTO ton-m.
P ₁	= 0.30 x 100 x 2.4 =	0.720	0.150	0.108
P ₂	= 0.10 x 1.00 x 2.4 x 0.5 =	0.120	0.333	0.040
P ₃	= 2.23 x 0.25 x 2.4 =	1.338	1.115	1.492

$P_{L_4} = 0.20 \times 2.50 \times 2.4 =$	1.200	2.080	2.496
$P_{B_5} = 0.50 \times 2.50 \times 2.4 \times 0.5 =$	0.150	2.197	0.329
$P_{B_6} = 0.40 \times 0.05 \times 2.4 \times 0.5 =$	0.024	2.363	0.057
$P_{D_7} = 0.40 \times 0.20 \times 2.4 =$	0.192	2.430	0.466
$P_{B_8} = 0.40 \times 0.05 \times 1.8 \times 0.5 =$	0.018	2.497	0.045
$P_{D_9} = 0.40 \times 2.50 \times 1.8 =$	1.800	2.430	4.374
$P_{L_{10}} = 0.05 \times 2.50 \times 1.8 \times 0.5 =$	0.113	2.213	0.250
$P_{L_{11}} = 0.45 \times 0.257 \times 1.8 \times 0.5 =$	<u>0.104</u>	2.447	<u>0.254</u>
S U M A S :	5.779 ↓		9.911 (+)

Con respecto al eje "0"

EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS EN EL MURO

Con respecto al eje "0"

donde $h = 3.007$ m.

$$E_a = 0.433 h^2 = 0.433 (3.007)^2 = 3.915 \text{ Ton.}$$

$$Y = \frac{h}{3} = \frac{3.007}{3} = 1.00 \text{ m.}$$

$$M = 3.915 \times 1.00 = 3.915 \text{ Ton-m.}$$

EMPUJE PASIVO (debido al dentellón)

$$E_p = \frac{1}{2} W Z^2 K_p$$

$$E_p = \frac{1}{2} W Z^2 \cos \phi \frac{\cos \phi + \sqrt{\cos^2 \phi - \cos^2 \phi}}{\cos \phi - \sqrt{\cos^2 \phi - \cos^2 \phi}} \text{ fórmula de Rankine.}$$

donde:

Z = profundidad del dentellón

K_p = Coeficiente del empuje pasivo

Sustituyendo valores:

$$E_p = \frac{1}{2} (1.8) (Z)^2 (0.868) \frac{0.868 + \sqrt{0.754 - 0.692}}{0.868 - \sqrt{0.754 - 0.692}} =$$

$$E_p = 1.41 Z^2$$

$$\text{Donde } Z = 1.00 \text{ m.}$$

$$E_p = 1.41 (1.0)^2$$

$$E_p = 1.41 \text{ Ton.}$$

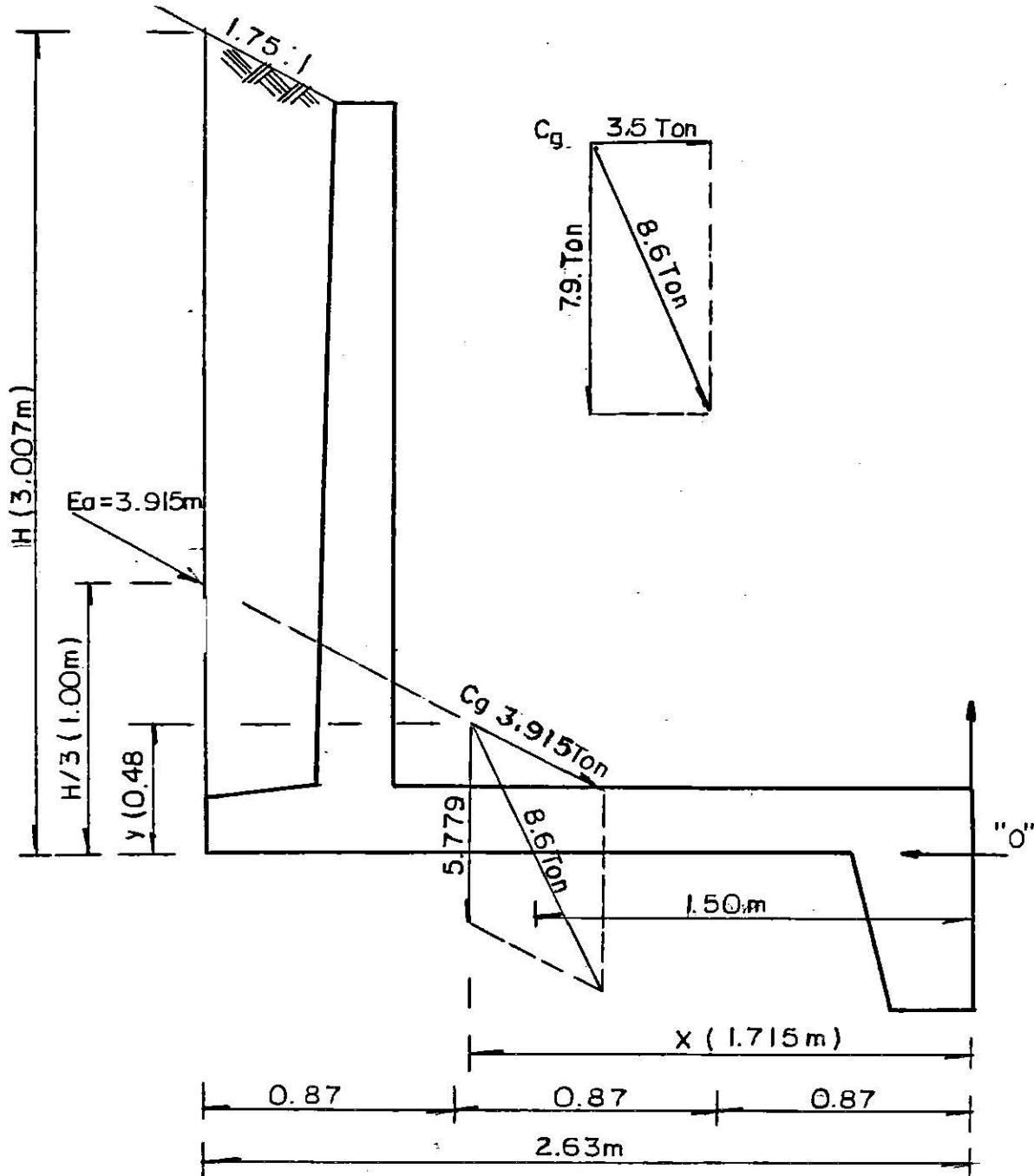
Descomponiendo E_p

$$E_v = E_p \sin \phi = 1.41 (0.496) = 0.699 \text{ Ton.} \quad \downarrow$$

$$E_H = E_p \cos \phi = 1.41 (0.868) = 1.22 \text{ Ton.} \quad \leftarrow$$

REVISION DEL MURO

Utilizaremos el método gráfico para revisar el muro por deslizamiento, volteamiento, posición de la resultante y excentricidad.



ESCALA 1 : 25

CENTRO DE GRAVEDAD DEL MURO (C.g.)

Con respecto al eje "0"

$$P (X) = \Sigma Mr$$

Donde:

$$X = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma P} = \frac{9.911}{5.799} = 1.715 \text{ m.}$$

ΣP = Peso del muro
 ΣMr = Momento resistente

La (Y) se obtiene gráficamente en la figura anterior, considerando que la línea de acción del empuje de tierra es paralela a la pendiente de la sobrecarga. (Y = 0.48 m.)

REVISION POR VOLTEAMIENTO

$$\frac{\Sigma Mv}{\Sigma MH} > 1.5$$

Donde:

ΣMv = Suma de momentos verticales

ΣMH = Suma de momentos horizontales

De la figura obtenemos:

$$\Sigma Mv = 7.90 \times 1.715 = 13.55 \text{ Ton-m.}$$

$$\Sigma MH = 3.5 \times 0.48 = 1.680 \text{ Ton-m.}$$

Sustituyendo:

$$\frac{13.55}{1.68} = 8.06 > 1.5$$

REVISION POR DESLIZAMIENTO

(para este caso se considera el empuje pasivo)

$$0.60 \frac{\Sigma Fv}{\Sigma Fh} > 1.5$$

Donde:

0.6 = coeficiente de fricción

ΣFv = Suma de fuerzas verticales

ΣFH = Suma de fuerzas horizontales

De la figura obtenemos:

$$\Sigma Fv = 7.9 \text{ Ton.}$$

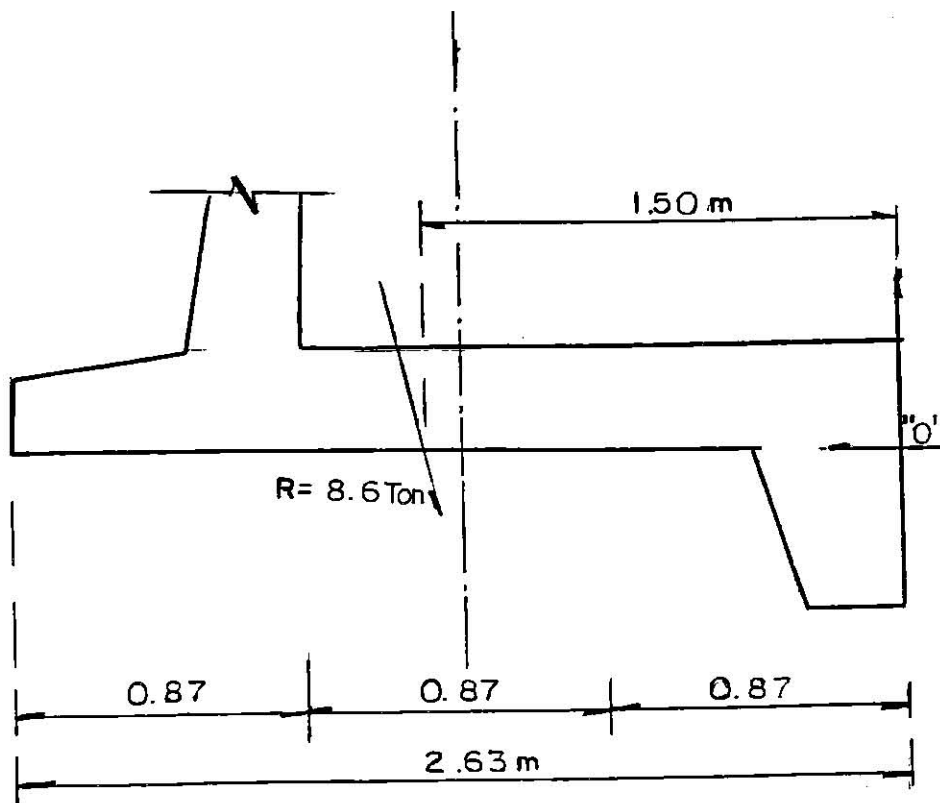
$$\Sigma FH = 3.5 - 1.22 = 2.28 \text{ Ton.}$$

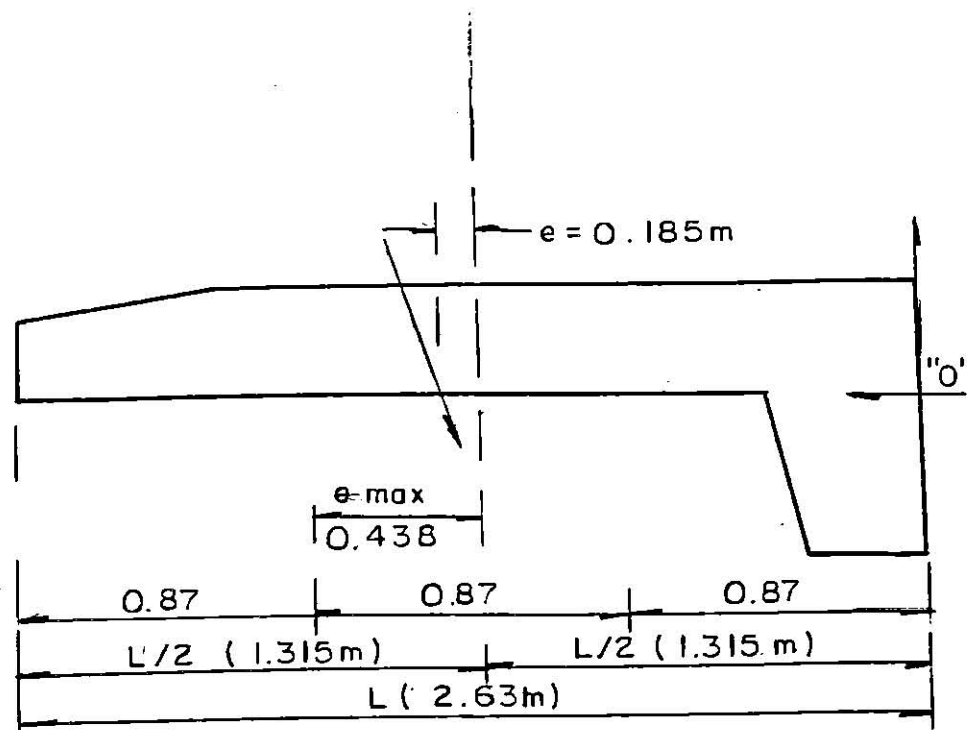
Sustituyendo:

$$0.60 \times \frac{7.9}{2.28} = 2.08 > 1.5$$

POSICION DE LA RESULTANTE

Midiendo a escala el punto de intersección de la resultante (8,6 Ton.) queda a 1.50 m. del eje "0" y como el ancho es de 2.63 m. la resultante queda dentro del tercio medio.





CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD

$$e = \frac{L}{2} - X$$

Donde:

L = Longitud de la zapata.

$$e = 2.63 - 1.50 = 0.185 \text{ m.} \quad X = \text{Dist. del eje del resultante.}$$

$$e \text{ max} = \frac{L}{6} = \frac{2.63}{6} = 0.438 \text{ m.} \quad e < e \text{ max.} \quad \text{O.K.}$$

CALCULO DE LAS FATIGAS DEL TERRENO

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot X}{I_{yy}} \quad (\text{ecuación de la escuadría})$$

Analizando una longitud unitaria.

$$\sigma = \frac{P}{1 \cdot X L} + \frac{P \cdot e}{\frac{1 \cdot X L^3}{12}} \quad (L/2)$$

Donde:

$$A = 1 \cdot X L$$

$$I_{yy} = \frac{1 \cdot X L^3}{12}$$

$$\sigma = \frac{P}{L} + 6 \frac{P \cdot e}{L^2}$$

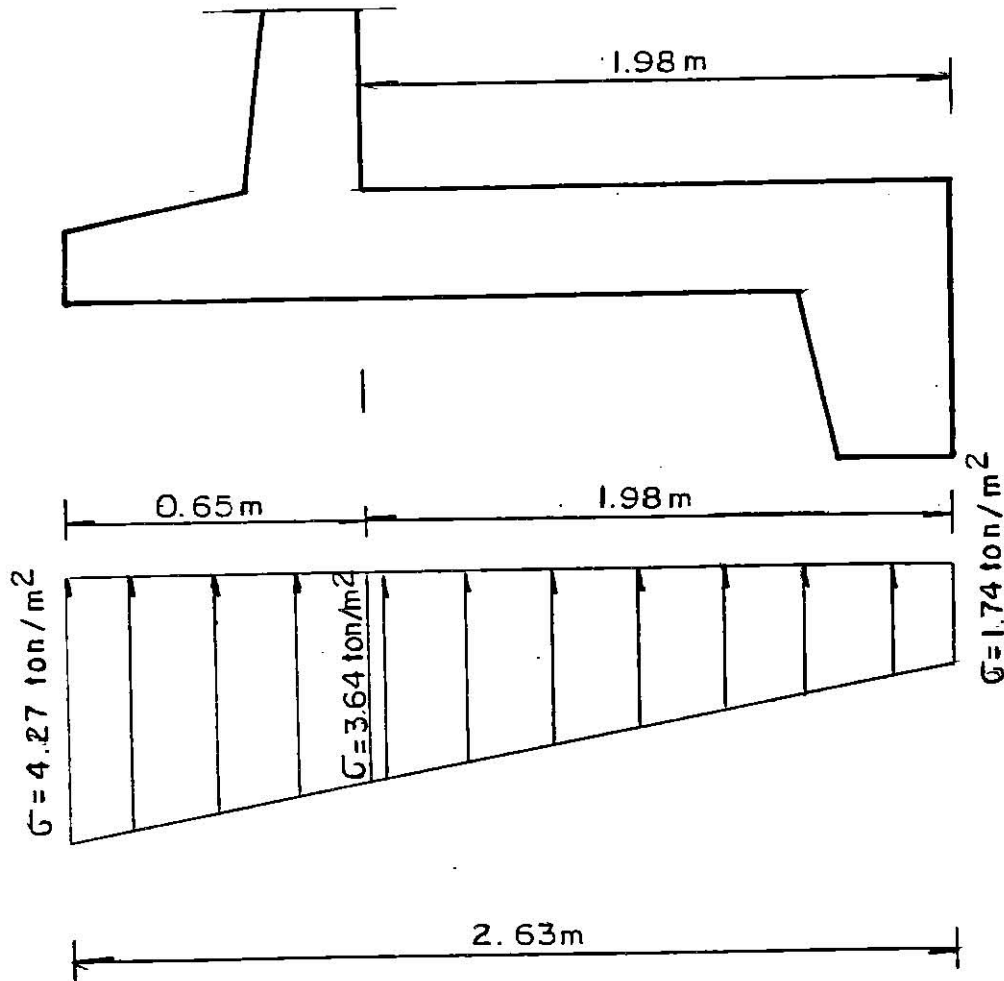
$$X = L/2$$

$$\sigma = \frac{P}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$\sigma = \frac{7.90}{2.63} \left(1 + \frac{6 \times 0.185}{2.63} \right) =$$

$$\sigma \text{ max.} = 4.27 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma \text{ min.} = 1.73 \text{ Ton/m}^2$$



DISEÑO DE LA ZAPATA FRONTAL

Se considera como cantiliver

R_t = Reacción del terreno

$$R_t = \frac{3.64 + 1.74}{2} \times 1.98 = 5.33 \text{ Ton.}$$

$$a = \frac{1.98}{3} \left(\frac{3.64 + 2(1.74)}{3.64 + 1.74} \right) = 0.87$$

$$M = R_t (a)$$

$$M = 5.33 (0.87) = 4.63 \text{ Ton-m. } \rightarrow$$

	PESO PROPIO	VALOR	BRAZO	MOMENTO
$P_3 =$	$(1.98)(0.25)(2.4)$	$= 1.188 \text{ Ton.}$	$\downarrow 0.99 \text{ m.}$	$1.176 \text{ Ton-m } \rightarrow$
$\Sigma P =$	$5.33 - 1.188 =$	4.142 Ton.	\uparrow	
$\Sigma M =$	$4.63 - 1.176 =$	3.454 Ton-m.	\rightarrow	

REVISION DEL PERALTE POR FLEXION

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{345400}{12.87(100)}} = 16.38 \text{ Cm.}$$

$$d = 16.38 \text{ Cm } > 20 \text{ Cm.}$$

REVISION DEL PERALTE POR CORTANTE

$$d = \frac{V}{bV_c} = \frac{4142}{100(4.23)} = 9.8 \text{ Cm } < 20 \text{ Cm.}$$

REVISION POR CORTANTE

$$V = \frac{\Sigma p}{bd} = \frac{4142}{100(25)} = 1.657 \text{ Kg/Cm}^2 < V_c = 4.23 \text{ Kg/Cm}^2$$

ACERO DE REFUERZO

$$A_s \frac{M}{f_s j d} = \frac{345400}{(2000)(0.899)(20)} = 9.6 \text{ Cm}^2$$

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.002 bh = 0.002 (100)(25) = 5 \text{ Cm}^2$$

Se escoje el mayor $A_s = 9.6 \text{ Cm}^2$

Se usaran varillas de $1/2" \varnothing$ a 20

SEPARACION

$$s = \frac{\text{Area 1 varilla}}{\text{Area necesaria}} (100) = \frac{1.97}{9.6} (100) = 20.52 \text{ Cm.}$$

REVISION POR ADHERENCIA

$$\mu = \frac{\Sigma p}{E_o j d}$$

Donde:

p = Suma de pesos

E_o = Perímetro de todas las varillas en un metro.

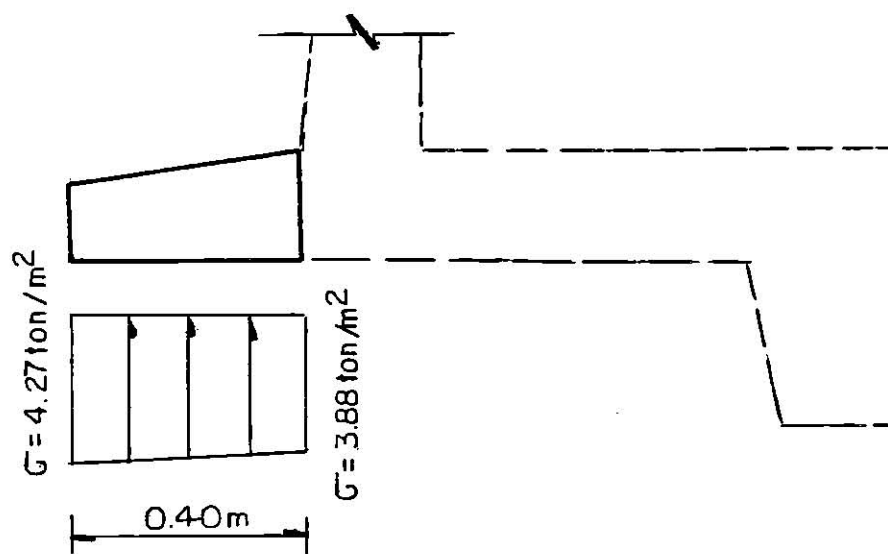
$$\mu = \frac{4142}{2495(0.899)(20)} = E_o = 19.9 \text{ Cm}^2$$

$$\mu = 11.6 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\mu \text{ max. (lecho inf.)} = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{\phi} = \frac{3.2 \sqrt{210}}{1.59} = 29.16 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\mu < \mu \text{ max.} \quad \text{O.K.}$$

DISEÑO DE LA ZAPATA POSTERIOR



R_t = Reacción del terreno

$$R_t = \frac{4.27 + 3.88}{2} (0.40) = 1.63 \text{ Ton.} \uparrow$$

$$a = \frac{0.40 (3.88 + 2 (4.27))}{3 (3.88 + 4.27)} = 0.20 \text{ m.}$$

$$M = R_t \cdot a = 1.63 \times 0.20 = 0.326 \text{ Ton-m.} \curvearrowright$$

PESO PROPIO	VALOR Ton.	BRAZO m.	MOMENTO Ton-m.
$P_{\Delta} = 0.40(0.05)(2.4)(0.5) =$	0.024	0.133	0.003
$P_{\gamma} = 0.40(0.20)(2.4) =$	0.192	0.200	0.038

$$\begin{aligned}
 P_{\Delta} &= 0.40(0.05)(1.8)(0.5) = & 0.018 & & 0.026 & & 0.005 \\
 P_{\rightarrow} &= 0.40(2.50)(1.8) = & 1.800 & & 0.200 & & 0.360 \\
 P_H &= \frac{0.257+0.03}{2} (0.4)(1.8) = \frac{0.103}{2.137} \downarrow & & & 0.140 & & \frac{0.014}{0.420} \ominus \\
 \Sigma p &= 2.137 - 1.63 = 0.507 \text{ Ton.} \downarrow \\
 \Sigma M &= 0.420 - 0.326 = 0.094 \text{ Ton-m.} \ominus
 \end{aligned}$$

REVISION DE PERALTE POR FLEXION

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{9400}{12.87(100)}} = 2.70 \text{ Cm.}$$

REVISION DEL PERALTE POR CORTANTE

$$d = \frac{V}{bV_c} = \frac{507}{100(4.23)} = 1.198 \text{ Cm.} < d = 20 \text{ Cm.}$$

REVISION POR CORTANTE

$$V = \frac{\Sigma p}{bd} = \frac{507}{100(20)} = 0.25 \text{ Kg.cm.} < V_c = 4.23 \text{ Kg/Cm}^2$$

ACERO DE REFUERZO

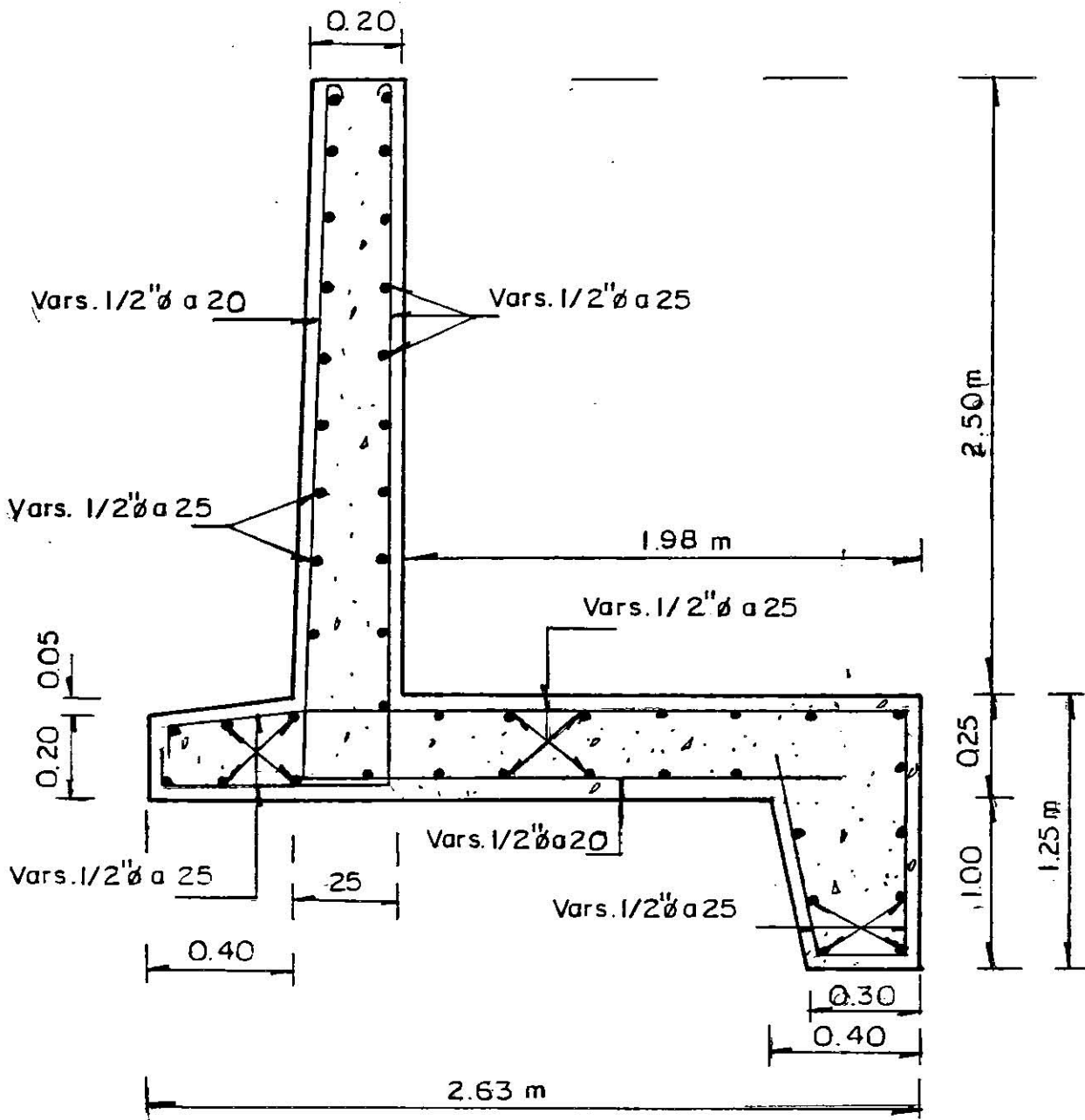
$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{9400}{2000(0.899)(20)} = 0.26 \text{ Cm}^2$$

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.002 (100)(25) = 5 \text{ Cm}^2$$

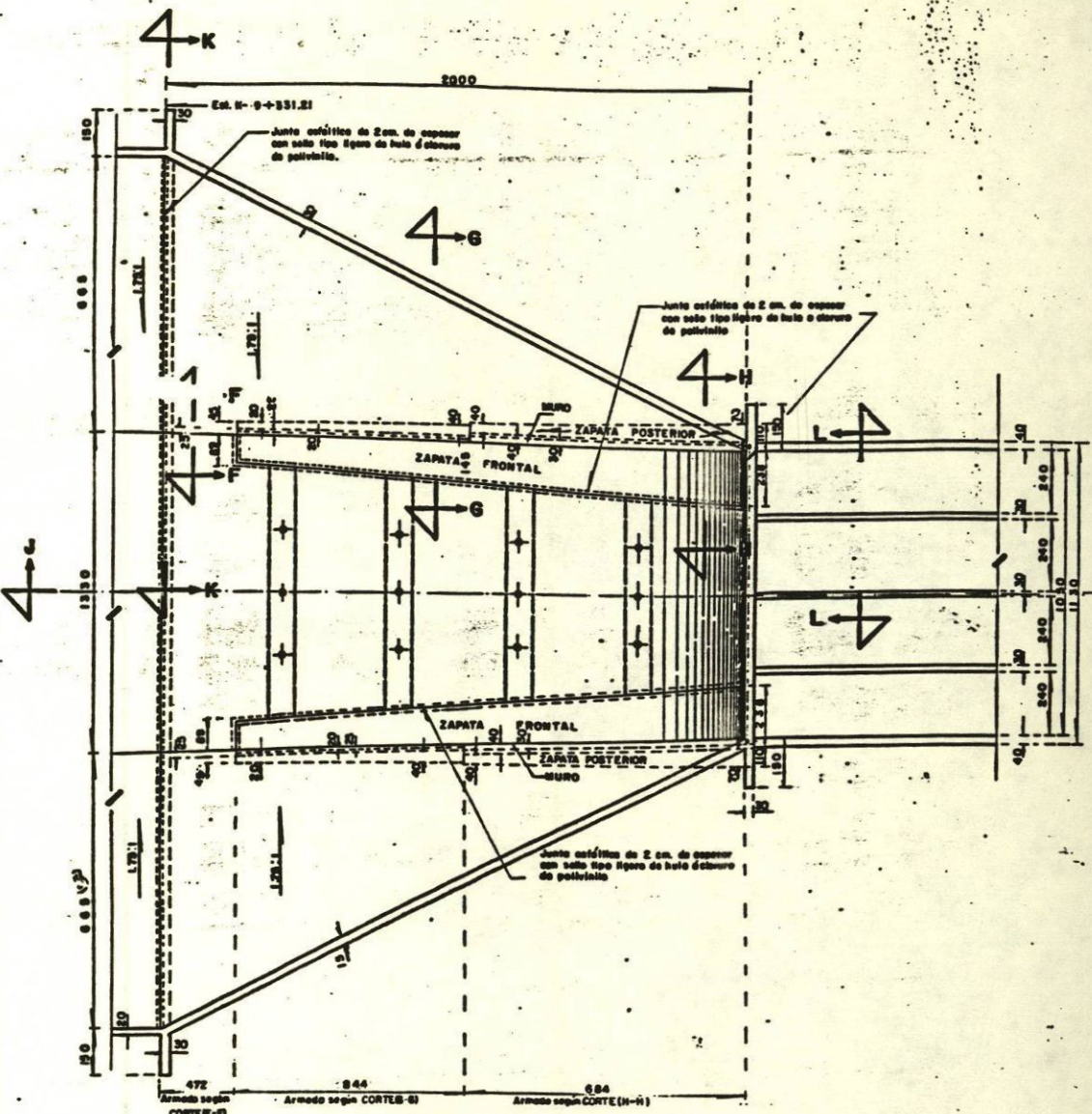
Se escoje el área de acero mayor

$$A_s = 5 \text{ Cm}^2 \text{ con varillas de } 1/2" \emptyset \text{ a } 25$$

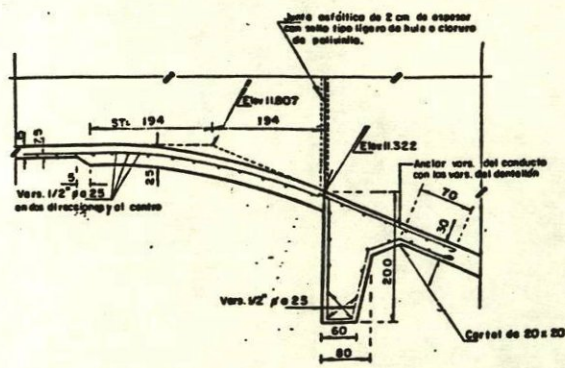


C O R T E G - G

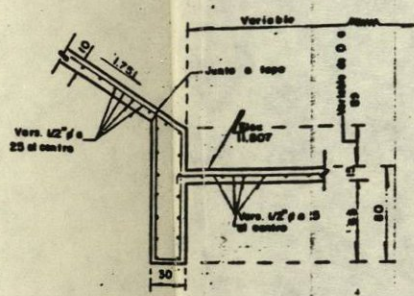
(Ver plano N.º 6)



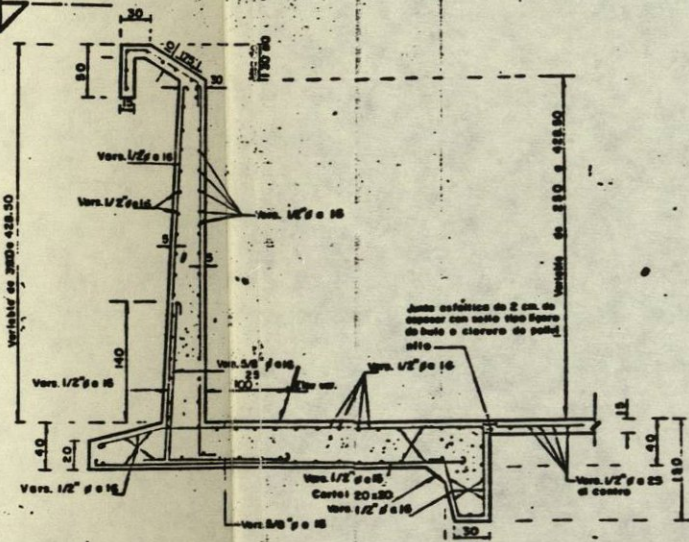
PLANTA



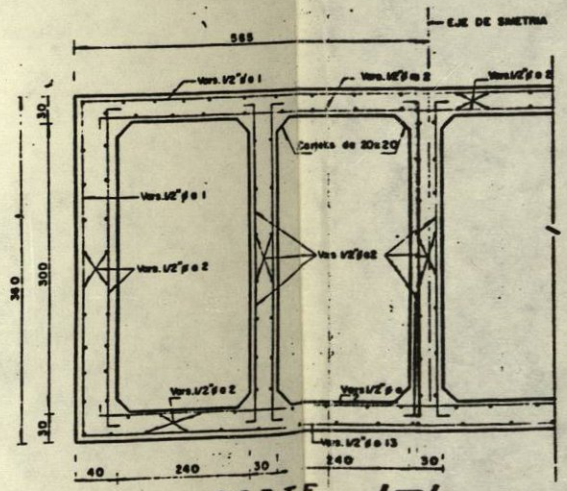
DETALLE "Y"



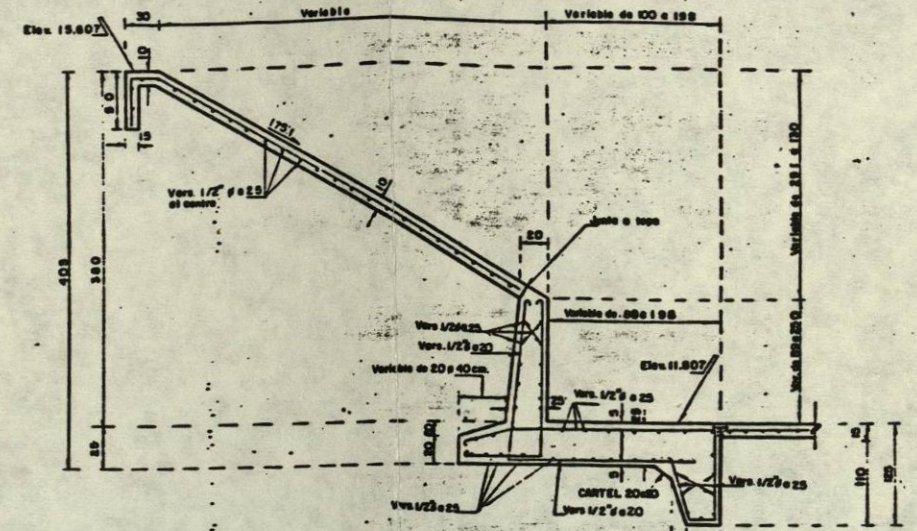
CORTE F-F



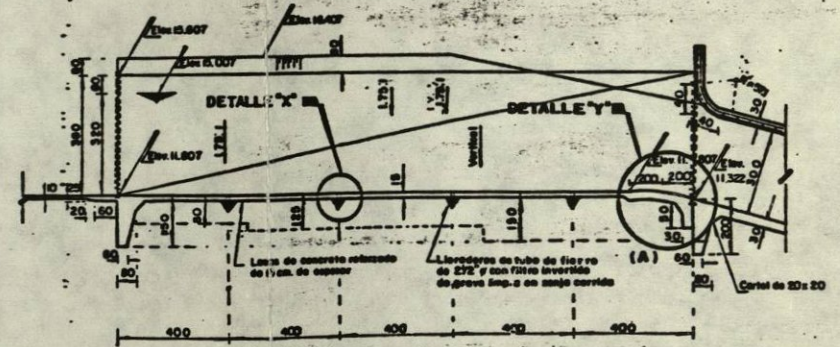
CORTE H-H



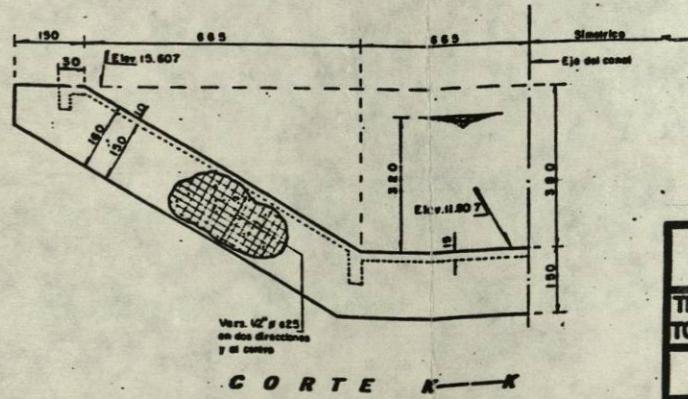
CORTE L-L



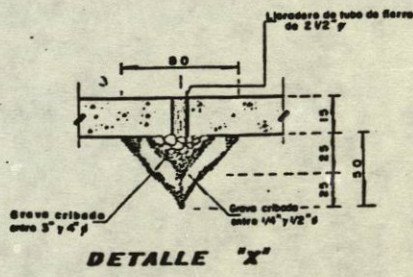
CORTE G-G



CORTE J-J
(NO SE MUESTRA EL ARMADO)

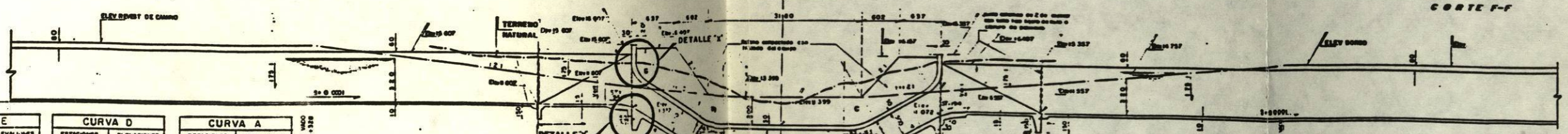
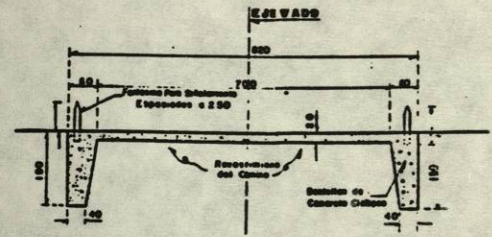
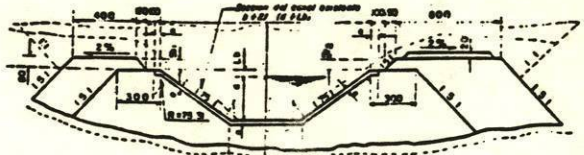
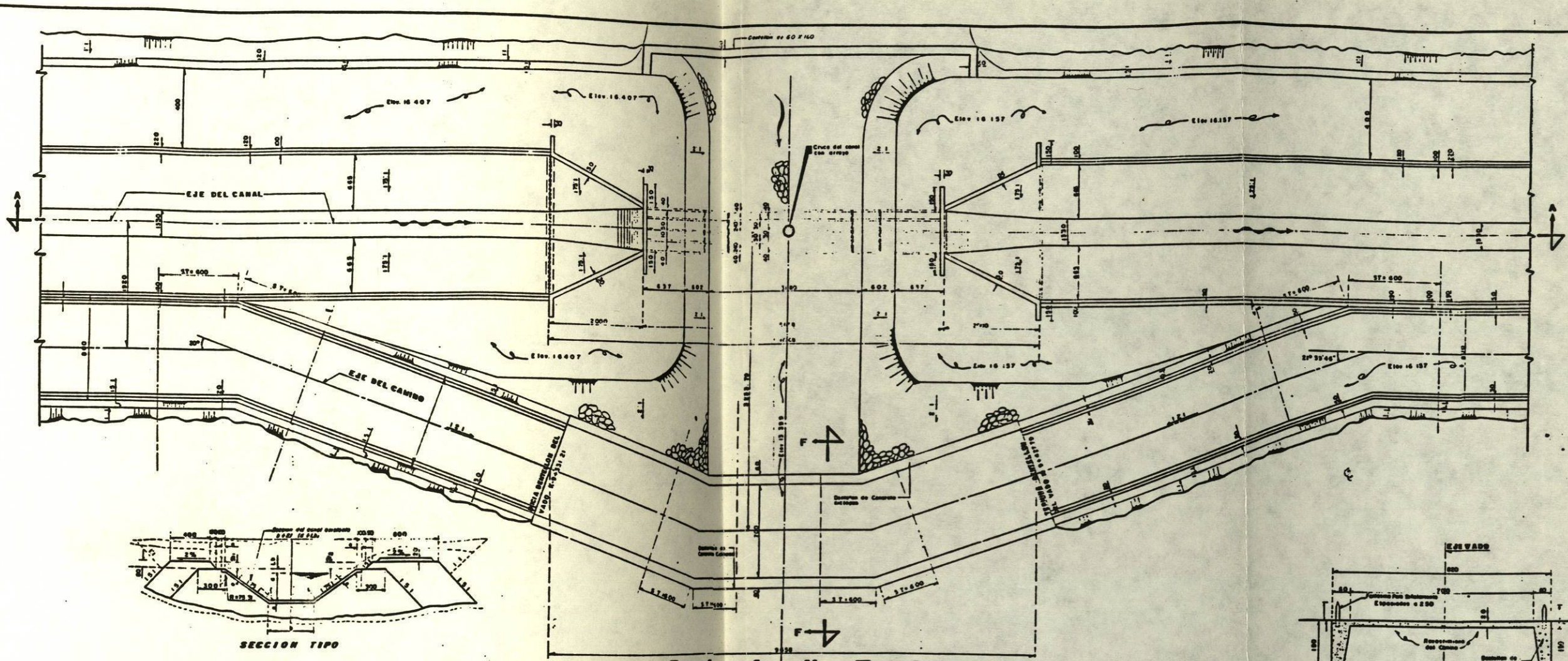


CORTE K-K



DETALLE "X"

UNIVERSIDAD AUTONOMA
DE SAN LUIS POTOSI
TRANSICION DE ENTRADA, SALIDA Y CONDUCTOS SIFON K- 94380 (PLANO ESTRUCTURAL)
TRABAJO PROFESIONAL
LUIS ARTURO GARIBAY BANDIN
CD. DELICIAS, CHIH. 1994 PLANO No. 5



CURVA E		CURVA D		CURVA A	
ESTACIONES	ELEVACIONES	ESTACIONES	ELEVACIONES	ESTACIONES	ELEVACIONES
PC-9+343.9	0.599	PC-9+362.1	0.999	PC-9+347.11	11.807
9+344.0	0.127	9+362.0	0.482	9+347.83	11.799
9+344.0	0.130	9+363.1	0.900	9+348.11	11.776
9+345.0	0.149	9+363.0	0.294	9+348.01	11.757
PI-9+345.9	0.224	PI-9+364.1	0.224	PI-9+349.27	11.686
9+346.0	0.294	9+364.0	0.169	9+349.71	11.627
9+346.0	0.300	9+365.1	0.130	9+350.21	11.581
9+347.0	0.482	9+365.0	0.107	9+350.71	11.439
PT-9+347.9	0.509	PT-9+366.1	0.099	PT-9+351.21	11.332

DATOS HIDRAULICOS			
Q	1.153	V	1.27
A	60.48	H	3.02
P	1.30	H	3.00
h	3.20	H	2.40
h	2.58	H	2.89
h	0.97		
h	0.65		
h	0.80		
h	0.10		

CURVA F		CURVA B		CURVA C	
ESTACIONES	ELEVACIONES	ESTACIONES	ELEVACIONES	ESTACIONES	ELEVACIONES
PC-9+402.79	11.072	PC-9+362.84	11.507	PC-9+393.90	11.099
9+402.9	11.109	9+363.34	11.392	9+394.00	11.079
9+402.79	11.231	9+363.84	11.295	9+394.90	11.137
9+402.29	11.377	9+364.34	11.218	9+395.90	11.185
PI-9+402.79	11.436	PI-9+364.47	11.201	PI-9+395.33	11.201
9+403.17	11.487	9+365.00	11.169	9+395.66	11.218
9+410.87	11.526	9+365.10	11.137	9+396.66	11.295
9+411.17	11.549	9+365.60	11.109	9+396.66	11.352
PT-9+411.67	11.577	PT-9+366.10	11.099	PT-9+397.16	11.507

PENDIENTES DE CARGA	
Por seccion de gruta	0.0110 m
Por seccion de conducto	0.0115 m
Por seccion de canal	0.0121 m
Por seccion de canal de drenaje	0.0113 m
Por seccion de canal de limpieza	0.0118 m
Por seccion de canal de mantenimiento	0.0125 m
TOTAL	0.0215 m

UNIVERSIDAD AUTONOMA
DE SAN LUIS POTOSI

SIFON K-9+380
DEL CANAL PRINCIPAL CONCHOS
(PLANO GENERAL)

TRABAJO PROFESIONAL
LUIS ARTURO GARIBAY BANDIN

CD. DELICIAS, CHIHUI954 PLANO No. G

DOCUMENTACION NECESARIA

CAPITULO IV

IV.1.- REGLAMENTOS Y ESPECIFICACIONES.

CONCEPTOS PRINCIPALES DE TRABAJO.

La obra estará sujeta a Los Reglamentos y Especificaciones Generales de Trabajo de La S.A.R.H., bajo Los siguientes conceptos:

PARA SIFONES Y CONDUCTOS CUBIERTOS

CONCEPTOS:

- 2.4.1.1. Desmonte, desenraice, desyerbe y limpia del terreno natural para propósitos de construcción.
- 2.4.1.2. Excavación en cualquier material para alojar los sifones y conductos cubiertos.
- 2.4.1.3. Relleno sin compactar de cualquier material, excepto roca, proveniente de excavaciones previas.
- 2.4.1.5. Relleno compactado de cualquier material, excepto roca, proveniente de excavaciones previas.
- 2.4.1.9. Relleno de grava o grava y arena, inclusive "drenes", "lloraderos" y "filtros".
- 2.4.2.3.1.a. Fabricación y colocación de concreto común en las transiciones, incluyendo obtención, carga y acarreo en el primer kilómetro de los materiales, agregados pétreos y agua.
- 2.4.2.3.2.a. Fabricación y colocación de concreto común en el barril, incluyendo obtención carga y acarreo en el primer kilómetro de los ma-

- teriales, agregados pétreos y agua.
- 2.4.2.4. Fabricación y colocación de concreto ciclopeo.
 - 2.4.3.3.a. Sobreacarreo de los agregados para concreto común en los kilómetros subsecuentes al primero.
 - 2.4.2.5. Colocación de fierro de refuerzo para concreto.
 - 2.4.4.1. Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 cms. de espesor.
 - 2.4.4.2. Suministro y colocación de sello de hule de 3 bulbos o de cloruro de polivinilo corrugado.
 - 2.4.4.5. Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 6.35 cms. (2 1/2") de diámetro nominal para lloraderos.
 - 2.4.2.1 Zampeado seco, obtención, carga, acarreo y descarga del material en el primer kilómetro.

Las especificaciones de construcción de los conceptos antes mencionados no se muestran en el presente trabajo por ser extensos, únicamente comentaremos que se encuentran impresas en el TOMO II (CONCEPTOS PRINCIPALES DE TRABAJO, ESPECIFICACIONES CANAL PRINCIPAL), y son fácilmente identificables de acuerdo al número de clasificación, ahí se indican las referencias relativas a materiales y equipos, formas de ejecución de los trabajos, operaciones que cada concepto incluye, unidad y criterio de

medición y, en su caso, las tolerancias permisibles.

De los conceptos y especificaciones se obtienen los precios unitarios, los cuales son calculados por el Departamento de Precios Unitarios (S.A.R.H.) en México, D. F., éstos servirán para la determinación de presupuestos y la cuantificación del importe de la obra.

Todo esto es en base a la Ley de Inspección de Contratos y Obras Públicas que establece que todos los contratos que se celebren para la ejecución de obras que realice el Gobierno Federal, deberán ser adjudicados sobre la base de que los pagos a las constructoras se efectúen por el sistema de precios unitarios, con sujeción a las bases y normas respectivas que hay establecidas en materia de subastas.

IV.2.- CANTIDADES DE OBRA.

Desmante = 0.5 Ha.

Excavación = 11,787.0 m³

Relleno sin compactar = 2,191 m³

Relleno compactado = 7,155 m³

Relleno de grava y arena para lloraderos = 1.5 m³

Volumen de concreto

Volumen de las transiciones = 330.0 m³

Volumen del conducto = 703.0 m³

T O T A L : 1,033.0 M³

Concreto ciclópeo = 326.0 m³

Acero de refuerzo

En el conducto = 63,234.0 Kg.

En las transiciones = 15,647.0 Kg.

T O T A L : 78,881.0 Kg.

Junta asfáltica = 192. m²

Sello de hule o cloruro de polivinilo = 431.0 m.

Tubos para lloraderos = 24 piezas

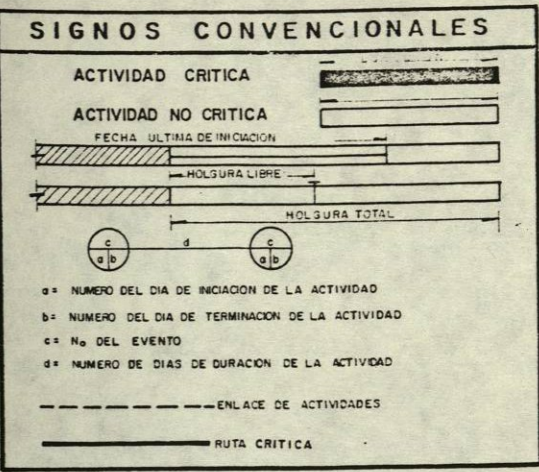
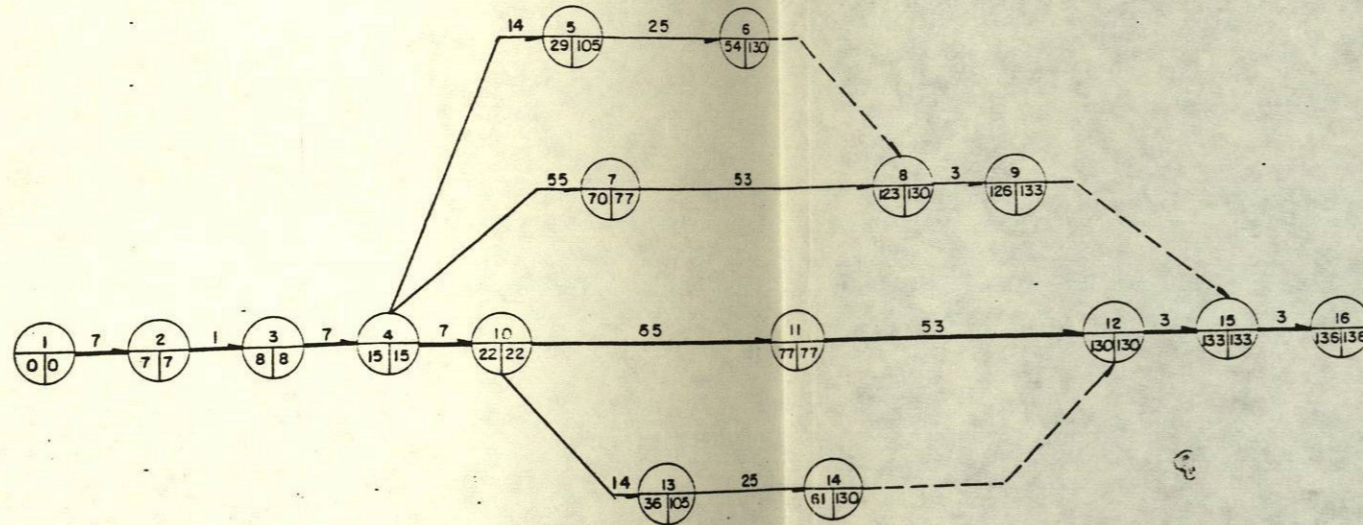
Zampeado en seco = 700.0 m³

Fantasma de señalamiento = 20 piezas

C O N C E P T O		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO	IMPORTE \$
CLASIFICACION	E N U N C I A D O					
2.4.1.	TERRACERIAS PARA SIFONES Y CONDUCTOS CUBIERTOS.					
2.4.1.1.	Desmante, desentrañe, desyerbe y limpie del terreno natural propósitos de construcción.	Has.	0.50	NOVECIENTOS SESENTA Y OCHO NUEVOS PESOS 57/100 MM	968.57	484.29
2.4.1.2.	Excavación en cualquier material para alisar los sifones y conductos cubiertos.	M3.	11,787.00	SEIS NUEVOS PESOS 50/100 MM	6.50	76,615.50
2.4.1.3.	Relleno sin compactar, de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M3.	2,191.00	TRES NUEVOS PESOS 50/100 MM	3.50	7,668.50
2.4.1.5.	Relleno compactado de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	M3.	7,155.00	CINCO NUEVOS PESOS 10/100 MM	5.10	36,490.50
2.4.1.9.	Relleno de grava o grava y arena, inclusive "drenes", "lloraderos" y "filtros".	M3.	1.50	TREINTA Y CINCO NUEVOS PESOS 00/100 MM	35.00	52.50
2.4.2.	FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA SIFONES Y CONDUCTOS CUBIERTOS.					
2.4.2.3.1.a.	Fabricación y colocación de concreto común en las transiciones, incluyendo obtención, carga y acarreo en el primer kilómetro de los materiales, agregados petreos y agua.	M3.	330.00	CUATROCIENTOS DIECISEIS NUEVOS PESOS 10/100 MM	416.10	137,313.00
2.4.2.3.2.a.	Fabricación y colocación de concreto común en el barril, incluyendo obtención, carga y acarreo en el primer kilómetro de los materiales, agregados petreos y agua.	M3.	703.00	CUATROCIENTOS DIECISEIS NUEVOS PESOS 10/100 MM	416.10	292,518.30

I. V. 3. COSTOS Y PRESUPUESTO... 2

CLASIFICACION	C O N C E P T O		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO		PRECIO UNITARIO (CON LETRA)	PRECIO UNITARIO	IMPORTE \$
	E N U N C I A D O								
2.4.2.4.	Fabricación y colocación de concreto ciclópeo.		M3.	326.00	DOSCIENTOS SETENTA Y CINCO PESOS 00/100 MN		270.00	88,020.00	
2.4.2.3.3.a.	Sobrecarreo de agregados para concreto común en los kilómetros subsecuentes al primero.		M3-km.	4,892.40	UN NUEVO PESO 30/100 MN		1.30	6,360.12	
2.4.2.5	Colocación de fierro de refuerzo para concreto.		KM.	78,881.00	UN NUEVO PESO 58/100 MN		1.58	124,631.98	
2.4.4.	CONCEPTOS DIVERSOS.								
2.4.4.1.	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 cms. de espesor.		M2.	192.00	CINCO NUEVOS PESOS 72/100 MN		5.72	1,098.24	
2.4.4.2.	Suministro y colocación de sello de hule de 3 bulbos o de cloruro de polivinilo corrugado.		M.	431.00	VEINTIOCHO NUEVOS PESOS 30/100 MN		28.30	12,197.30	
2.4.2.1.	Zapao seco, obtención, carga, acarreo y descarga del material en el primer kilómetro.		M3.	700.00	CIENTO CINCO NUEVOS PESOS 00/100 MN		105.00	73,500.00	
T O T A L :									
NOTA: - Este catálogo está elaborado a precios de 1992									



CANTIDAD DE OBRA

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
DESMONTE	0,5	m³
EXCAVACION	11,7870	m³
FIERRO DE REFUERZO EN TRANSICIONES	15,6470	Kg
FIERRO DE REFUERZO EN CONDUCTO	63,2340	Kg
CONCRETO EN TRANSICIONES	3300	m³
CONCRETO EN CONDUCTO	7030	m³
RELLENO COMPACTADO	71550	m³
RELLENO SIN COMPACTAR	21910	m³

ACT.	CONCEPTO	REND. POR DIA	DIAS EFEC.	DIAS CALEND.	FECHA				HOLGURAS		ORDEN CRITICO	TIEMPO EN DIAS															
					PRIMERA		ULTIMA		LIBRE	TOTAL		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
					INICIAR	TERMINAR	INICIAR	TERMINAR																			
1-2	MOBILIZACION DEL EQUIPO A LA OBRA		6	7	0	7	0	7	—	—	1²																
2-3	DESMONTE, DESENRAICE, DESYERBE Y LIMPIA DEL TERRENO NATURAL PARA PROPOSITO DE CONSTRUCCION		1	1	7	8	7	8	—	—	1²																
3-4	EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL PARA ALOJAR LOS SIFONES Y CONDUCTOS (50%)		6	7	8	15	8	15	—	—	1²																
4-5	COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO PARA CONCRETO EN LAS TRANSICIONES (50%)		12	14	15	29	31	105	52	75	7²																
5-6	FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO COMUN EN LAS TRANSICIONES (50%)		22	25	29	54	105	130	51	75	5²																
4-7	COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO PARA CONCRETO EN EL CONDUCTO (50%)		49	55	15	70	22	77	—	7	2²																
7-8	FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO COMUN EN EL CONDUCTO (50%)		47	53	70	123	77	130	—	7	2²																
8-9	RELLENO COMPACTADO Y SIN COMPACTAR DE CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO ROCA PROV. DE EXCAVACIONES PREVIAS (50%)		3	3	123	125	130	133	4	7	3²																
4-10	EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL ALOJAR EL SIFON Y CONDUCTOS (100%)		6	7	15	22	15	22	—	—	1²																
10-11	COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO PARA CONCRETO EN EL CONDUCTO (100%)		49	55	22	77	22	77	—	—	1²																
11-12	FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO COMUN EN EL CONDUCTO (100%)		47	53	77	130	77	130	—	—	1²																
10-13	COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO PARA CONCRETO EN LAS TRANSICIONES (100%)		12	14	22	35	31	105	55	59	2²																
13-14	FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO EN LAS TRANSICIONES (100%)		22	23	36	51	105	130	44	59	2²																
12-15	RELLENO COMPACTADO Y SIN COMPACTAR PARA CUALQUIER MAT. EXCEPTO ROCA PROV. DE EXCAVACIONES PREVIAS		3	3	130	133	130	133	—	—	1²																
15-16	LIMPIA Y PRUEBA		3	3	133	135	133	136	—	—	1²																

IV.5.- FINANCIAMIENTO DE LA OBRA.

Las obras de infraestructura hidráulica, como son presas de almacenamiento, presas derivadoras, canales de distribución, sistemas de drenaje, etc., son manejados por el Sector Federal, dependiendo de la magnitud de estas obras y después de haberse analizado los datos de factividad técnica y socioeconómica, se procede a buscar las fuentes de abastecimiento financiero.

Cuando una obra es de gran envergadura, en donde intervienen muchos factores, entre ellos y el más importante, el de beneficio social a mediano y largo plazo y cuando los fondos federales no satisfacen esta iniciativas, se busca el financiamiento de los bancos internacionales, como es el caso del Banco Interamericano de Desarrollo (B.I.D.), institución que apoya este tipo de proyectos.

En el caso de las obras de costo medio se realizan convenios con la banca nacional o la iniciativa privada, dependiendo de los alcances socioeconómicos pretendidos.

La obra, objeto de este trabajo, fué puesta a consideración de la Secretaría de Programación y Presupuesto, siendo aceptada para su realización con un techo financiero proveniente de los fondos radicados en la Tesorería de la Federación.

IV.6.- CONVOCATORIAS, CONCURSOS Y CONTRATOS.

La primera etapa para la iniciación de una obra por parte de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, consistente en emitir una "CONVOCATORIA" entre todas las compañías constructoras previamente registradas, tanto en la misma Secretaría como en la Secretaría de Programación y Presupuesto, requisito que ampara la seriedad en las posturas y proposiciones que se expondrán una vez que se aceptada la invitación.

La convocatoria describe a grandes rasgos, la naturaleza de la obra, así como su ubicación geográfica proporcionando la Secretaría los proyectos, volúmenes de obra y datos técnicos complementarios, una vez que se inscriban para participar en el concurso de que se trate.

Todas las compañías constructoras inscritas participan en un "CONCURSO" con sus posturas y proposiciones elaboradas con igualdad de volúmenes de obra, con el fin de que los presupuestos presentados puedan ser comparados entre sí y poder seleccionar la proposición que sea más idónea para realizar determinada obra.

Con el fin de tener un punto de referencia para la selección de la proposición indicada, previamente, la Secretaría elabora su propio presupuesto, apoyándose en precios unitarios expresamente analizados para tal fin.

El método de selección de proposiciones consiste en hacer una revisión de todas las posturas y de éstas tomar aquella que mas se acerque al presupuesto que elaboró la Secretaría. No

es determinante el hecho de presentar una proposición con precios unitarios más bajos que los calculados por la Secretaría, pues revelaría un mal análisis de los costos, ocasionando con ello que la obra no se llevaría a efecto en condiciones ideales, ni se cumpliría con los programas de trabajo establecidos, amén de correrse el riesgo de que por incosteabilidad se abandone la obra.

Por otra parte una selección de un presupuesto demasiado elevado, implicaría la elevación del costo de la obra.

La compañía que resulte ganadora, firmará un contrato con la Secretaría en la que se compromete a ejecutar la obra referida, además de las obras complementarias en los plazos que marquen los programas de trabajo que para tal efecto se calculan y bajo las especificaciones y conceptos de trabajo que la misma Secretaría establece.

IV.7.- PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

Elección de maquinaria para la construcción de una obra civil, cualquiera que sea su magnitud, se requiere del equipo necesario que satisfaga las necesidades constructivas. Gran parte del éxito de la construcción de una obra, depende de la buena elección de la maquinaria y el método constructivo que seguirá éste.

Es de gran importancia el estudio a fondo del proyecto que se piensa realizar, para poder así en el momento justo escoger y programar perfectamente bien el equipo utilizable. Una maquinaria bien elegida, rendirá al máximo de trabajo en el menor tiempo y por consecuencia, mayor economía en la ejecución de los trabajos. Una mala elección, aumentará el tiempo y reducirá la eficiencia, sumará gastos indirectos, teniendo como resultado pérdidas económicas.

En el caso de construcción de sifones, la elección de la maquinaria dependerá mucho de las condiciones del terreno, tipo de material que se tendrá que mover y diseño del proyecto:

- a) Condiciones del terreno.- Para esta obra las condiciones son bastante favorables para utilizar cualquier tipo de maquinaria, puesto que se trata de un sifón alojado en la rectificación de un arroyo por carecer de un cauce definido.
- b) El tipo de material que se encontró previos sondeos estratigráficos resultó ser Gravo-Arenoso, con pocos limos y arcillas de baja plasticidad, por lo que es

fácilmente removible debido a la poca adherencia en sus partículas.

- c) El diseño del proyecto marca un ancho total por los cuatro conductos de 11.30 m. y una profundidad de 5.60 m. requiriéndose un ancho de plantilla adicional y talud de 1:1, ésto para propósitos de cimbrado, colado y hacer más fluido y eficiente la mano de obra (fig. 4-1), se decidió utilizar para la excavación una draga Bucyruse 38B de 1/2 Yd³ de capacidad.

El producto de la excavación tuvo un margen de acarreo de 40 m. del eje de los conductos hacia los lados para facilitar el relleno posterior.

CONSTRUCCION DE LOS CONDUCTOS.

Una vez terminada la excavación a nivel rasante, se procedió a construir los conductos bajo las especificaciones que marca la S.A.R.H., los conductos se dividieron en dos partes, la plantilla con desplantes y el cierre de los conductos (fig. 4-2).

Los conductos se dividieron en tramos de 10 m. de largo con el propósito de agilizar las maniobras y acelerar la construcción. El procedimiento fué de la siguiente manera: se partió del centro (eje del sifón) hacia los extremos para facilitar la maniobra de cimbras y no quedar atrapada en el centro, aplicando de esta manera, una secuencia lógica. (fig. 4-3).

Se armó el fierro de la plantilla y el desplante, dejando las preparaciones justamente para el cierre de los conductos y se procedió al cimbrado (fig. 4-4). El concreto se colocó desde la parte superior de la excavación por medio de canaletas especiales para evitar la segregación de los agregados.

Terminado el primer colado, se dejó fraguar 24 hrs., se descimbró y se procedió a armar la del cierre de los conductos, al mismo tiempo que se preparaba el fierro y la madera para el siguiente tramo de plantilla y desplante y así sucesivamente intercalando colados y recorriendo cimbras se llegó a los extremos.

En las juntas frías se utilizó cartón asfáltico de 2 cm. de espesor para absorber dilataciones y contracciones provocadas por temperatura; se colocó el sello de cloruro de polivinilo corrugado de 20 cm. de ancho y 2 cm. de espesor.

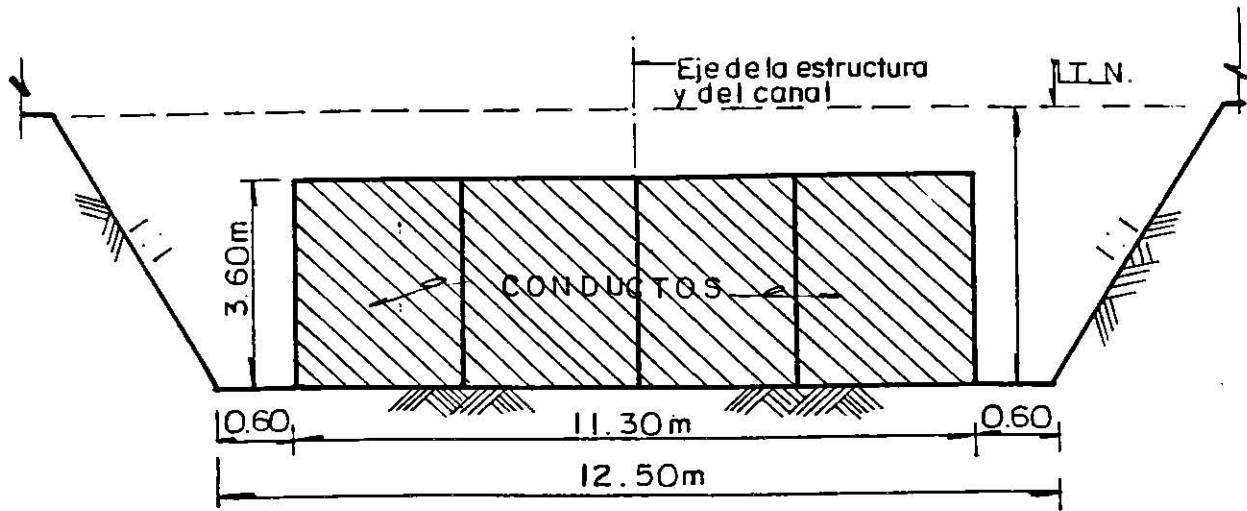


FIG. 4-1

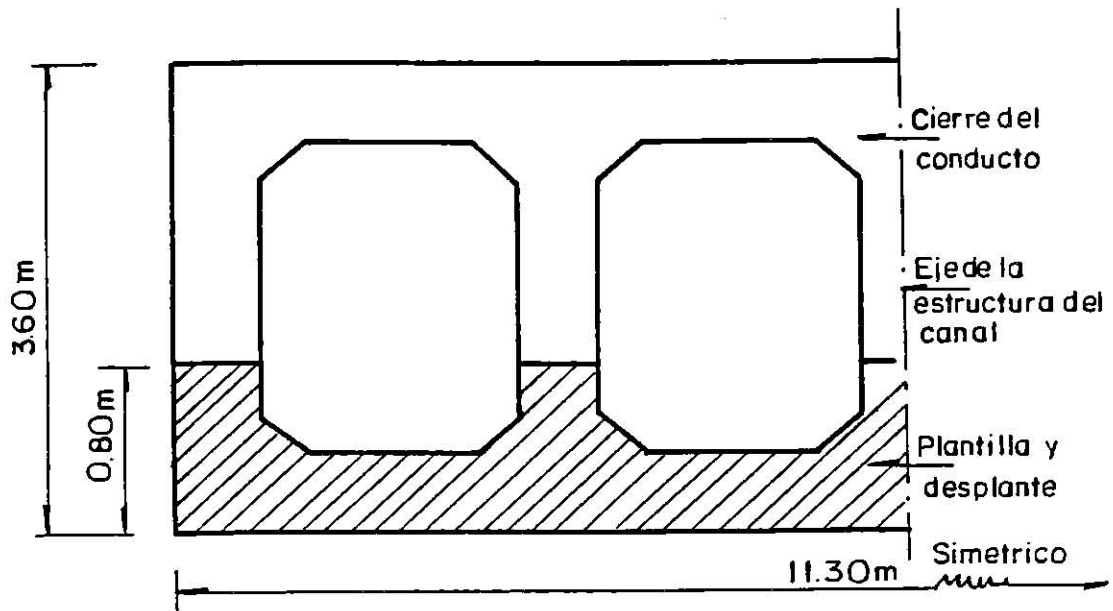


FIG. 4-2

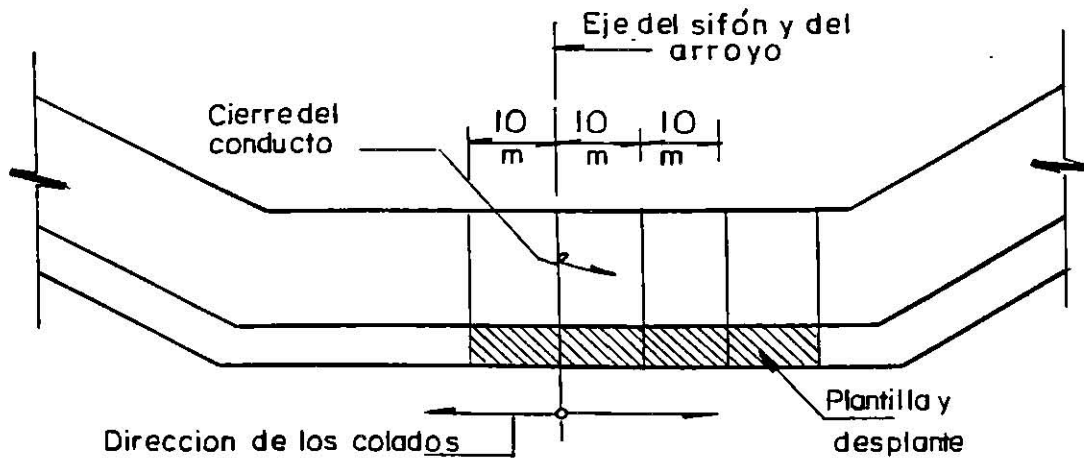


FIG. 4-3

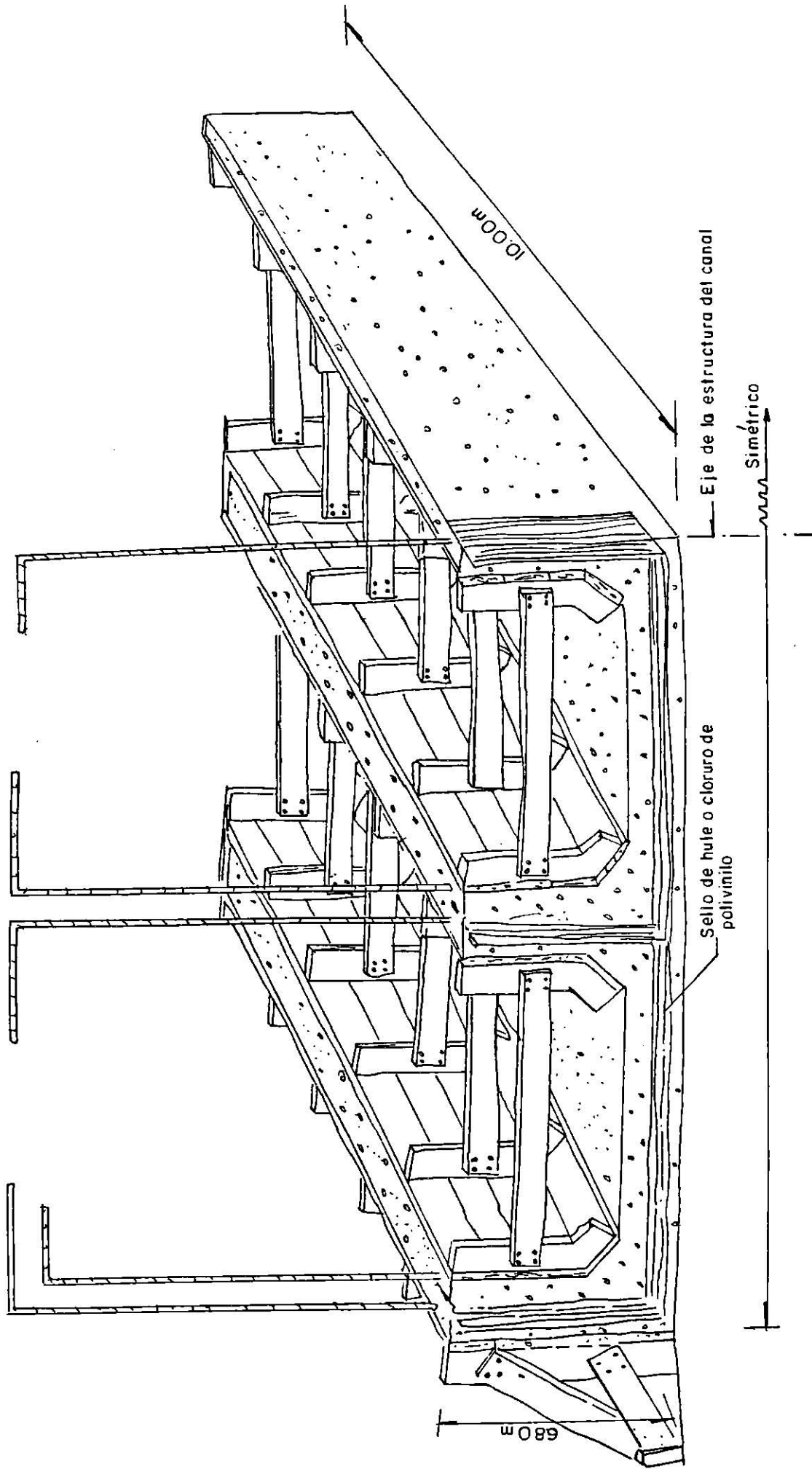


FIG 4 = 4

IV.8.- SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD.

Se colocó un concreto de una resistencia $f'c=210 \text{ Kg/Cm}^2$ y con consumo de cemento de 265 Kg/m^3 .

Se tomaron muestras de concreto a una hora de su colocación en cilindros de $h=30 \text{ cm}$. $D=20 \text{ cm}$., en diferentes partes de la estructura, los resultados de resistencia a los 28 días se muestran en la tabla siguiente:

SIFON K-9+380	$f'c=210\text{Kg/Cm}^2$	C.C.=265 kg/M ³ F'C=28 días
TRANSICIONES:	TRANSICION DE ENTRADA:	TRANSICION DE SALIDA:
Dentellón transversal	240.7 Kg/Cm ²	214.8 Kg/Cm ²
Zapatas y dentellones	218.3 "	219.2 "
Muros de contención	234.8 "	232.4 "
Talud	219.3 "	241.3 "
Plantilla	238.4 "	220.3 "
CONDUCTOS		
Muro de cabeza y dentellón K-9+451.21	245.2 Kg/Cm ²	
Muro de cabeza y dentellón K-9+507.79	238.6 "	
Plantilla y desplante del K-9+451 al K-9+480	224.6 "	
Plantilla y desplante del K-9+480 al K-9+507.79	242.4 "	
Cierre del conducto del K-9+451.21 al K-9+480	228.7 "	
Cierre del conducto del K-9+480 al K9+507.79	238.4 "	

Se usó un proporcionamiento de
1:2.61: 3.28:1.10
Cemento = 1
Arena = 2.61
Grava = 3.28 (3/4"Ø a 1 1/2"Ø)
Grava 2 = 1.10 (1/2"Ø)
Relación de agua/cemento = 0.65
Relación grava/arena = 60/40
Relación grava 1/grava 2 = 60/40
Para una resistencia de 210 Kg/Cm²

En las juntas de construcción se picaron y limpiaron perfectamente antes de hacer el siguiente colado:

Las aristas vivas se remataron con chaflanes de 2 x 2.

En las transiciones y muro de cabeza fué acabado de primera y se aplicó curacreto.

Se usó acero de refuerzo redondo, corrugado de $f_s=2,000$ Kg/Cm² con traslapes de 30 diámetros y situados alternativamente, ganchos y dobleces según especificaciones del A.C.I. de 1963 y con los recubrimientos indicados.

Los sellos de hule se colocaron de una sola pieza y sin empalmes.

El relleno compactado se compactó al 90% de La Prueba Proctor (S.A.R.H.), con humedad cercana a La óptima ($\pm 2\%$) para suelos cohesivos, o 90% de La Porter para suelos friccionantes.

CONCLUSIONES Y BIBLIOGRAFIA

CONCLUSIONES.

1.- La prueba hidráulica inicial del sifón y del canal, se efectuó con el mismo personal que construyó la obra, poniendo en operación el canal por primera vez, lo cual se hizo en forma cuidadosa y lo más lento posible (no encontrándose filtraciones en el sifón).

2.- Es conveniente la colocación de rejillas a la entrada de los conductos del sifón, pues es una medida de seguridad para los usuarios y sus familias, debiéndose de realizar nuevamente el cálculo hidráulico considerando las pérdidas "por rejillas" para revisar el remanso que se produce.

Se puede considerar el suministro e instalación de las rejillas dentro del programa de conservación normal del Distrito de Riego.

3.- Para la operación adecuada de la estructura, canal y zona de riego en general, deberán manejarse correctamente los volúmenes disponibles de su fuente de suministro (Presa de almacenamiento "La Boquilla" y presa derivadora "Ojo Caliente"), tomando en cuenta las demandas de agua de acuerdo a los planes de cultivo y programa de riego de los diversos ciclos agrícolas. Al mismo tiempo, deberá efectuarse el mantenimiento y conservación de los canales, drenes y estructuras en general, siendo importante que los usuarios conozcan el funcionamiento de las obras e interesarlos en los beneficios de su conservación.

4.- Mi participación en la rehabilitación del Canal Principal Conchos del Distrito de Riego 005, fué colaborar en la elaboración de los proyectos y documentación de los concursos, en el Departamento de Proyectos de la Residencia General del Proyecto Delicias. Los concursos se hicieron en tramos de dos kilómetros aproximadamente cada uno, para poder asegurar que las compañías ganadoras cumplieran con los contratos. El sifón k-9+380 está contenido en el tramo del k-8+000 al k-10+000 asignado a la Compañía Constructora I.A.S.A. y la supervisión fué por parte del personal de la Residencia General del Proyecto para verificar la calidad de los materiales y garantizar la seguridad de la obra desde el punto de vista constructivo.

5.- Quiero mencionar por último que mi decisión de elaborar este trabajo se debió a dos razones, la primera porque fué mi tarea inicial dentro del ámbito profesional y le guardo un especial aprecio y la segunda es la de proporcionar información técnica relativa al diseño de esta estructura en particular a los estudiantes y egresados de las carreras de ingeniería.

B I B L I O G R A F I A

PROYECTO DE ZONAS DE RIEGO.- S. A. R. H.

CONCRETO.- ING. MARCO ANTONIO TORRES H.

TRATADO DE TOPOGRAFIA.-

DAVIS, FOOTE, KELLY - AGUILAR

HIDRAULICA.-

GEORGE E. RUSSELL - C.E.C.S.A.

APUNTES.- S. A. R. H.

