

23 870 115  
25

**UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA**

---

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA DE INGENIERIA**



**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

**" PROYECTO Y CALCULO DEL SIFON " LAS  
PARTIDAS " DEL CANAL PRINCIPAL  
" SAN RAFAEL " DEL PROYECTO RIO TOMATLAN "**

**TESIS PROFESIONAL**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A**

**GILBERTO RODRIGUEZ PADILLA**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

# C O N T E N I D O

PAGINA

## CAPITULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES . . . . . 1

## CAPITULO II

ESTUDIOS PRELIMINARES DE LA ZONA DONDE SE  
ALOJARA LA ESTRUCTURA . . . . . 22

## CAPITULO III

CALCULO HIDRAULICO . . . . . 44

## CAPITULO IV

CALCULO ESTRUCTURAL Y DISEÑO DE:

a) Transiciones de entrada y salida . . . . . 68

b) Del conducto o barril lleno aplicando el  
Método de HARDY-CROSS . . . . . 75

c) Del conducto o barril vacío aplicando el  
Método de HARDY-CROSS . . . . . 86

## CAPITULO V

PROGRAMA DE OBRA . . . . . 97

## CAPITULO VI

MÉTODOS DE CONSTRUCCION . . . . . 113

## CAPITULO VII

PRESUPUESTO . . . . . 117

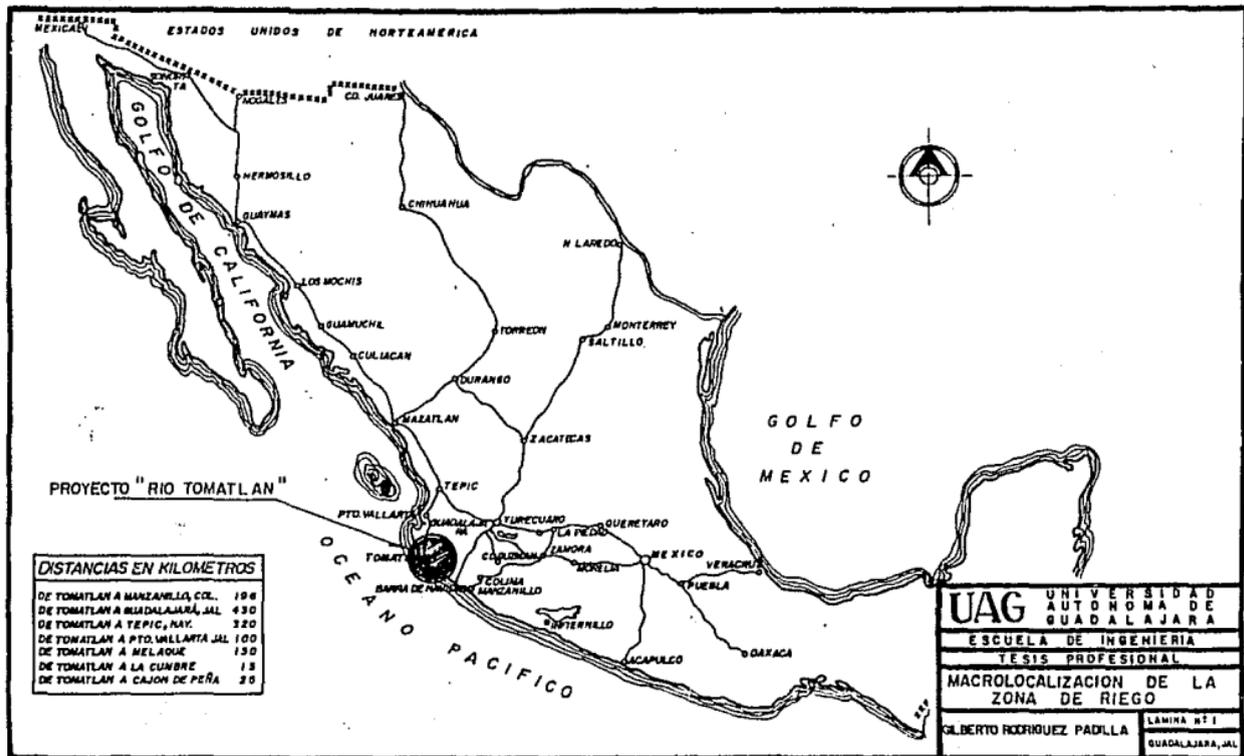
## CAPITULO VIII

CONCLUSIONES . . . . . 148

BIBLIOGRAFIA . . . . . 149

## RELACION DE LAMINAS

	NUMERO
MACROLOCALIZACION DE LA ZONA DE RIEGO . . . . .	1
ZONA DE RIEGO PLANO DE LOCALIZACION . . . . .	2
RED DE DISTRIBUCION DEL PROYECTO RIO TOMATLAN . . . . .	3
PERFIL Y SECCION DEL ARROYO "LAS PARTIDAS" . . . . .	4
LOCALIZACION DE BANCOS DE MATERIAL DEL PROYECTO	
RIO TOMATLAN . . . . .	5
ESTRATIGRAFIA DEL SUELO . . . . .	6
ESTUDIO ARROYO "LAS PARTIDAS" . . . . .	7
SIFON "LAS PARTIDAS" PLANO GENERAL Y ESTRUCTURAL . . . . .	8
PROGRAMA DE OBRA . . . . .	9
ETAPAS DE CONSTRUCCION DEL SIFON "LAS PARTIDAS" . . . . .	10



## C A P I T U L O I

## ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

I.1.- BREVE RESEÑA HISTORICA: En el año 1324 los Chichimecas fundaron el poblado de Tomatlán, los cuales procedían de la Sierra de Alica del Estado de Nayarit.

En el año de 1535 llegaron los españoles a dicho poblado, quienes le pusieron el nombre de Tomatlán de Santo Santiago posteriormente en el año 1839 se formó la Comunidad Indígena de Tomatlán dentro del poblado, misma que existe en la actualidad.

La Zona costera del Estado de Jalisco dispone de abundantes recursos naturales, principalmente hidráulicos, agrarios y forestales. Aunque se presentan condiciones ecológicas favorables para el desarrollo agropecuario, sólo se practican una raquítica ganadería y una agricultura de subsistencia índice de la situación marginal en que ha permanecido por largo tiempo esta región.

Se efectuaron estudios preliminares para el aprovechamiento de las aguas del río Tomatlán considerando primero el riego de terrenos en el valle del mismo río, estimados en unas 20,000 Ha. y posteriormente ampliando el área por beneficiar a la vega de la margen derecha del río Mismaloya hacia el Noroeste y hasta las márgenes del río San Nicolás hacia el Sureste.

## I.2.- PROPOSITOS GENERALES DEL PROYECTO RIO TOMATLAN.

El Proyecto Tomatlán tiene como objetivo básico incorporar al desarrollo económico de la región y del país, las tierras agrícolasmente útiles de la zona costera del Estado de Jalisco comprendida entre los ríos Mismaloya y San Nicolás, mediante la

explotación agropecuaria de 33,300 Ha. netas de terrenos que se pueden regar con aguas del río Tomatlán.

Las metas que se pretende alcanzar dentro del objetivo básico-enunciado, pueden resumirse ordenadamente en la forma siguiente:

I.2.1.- Control y aprovechamiento de las aguas del río - Tomatlán, para irrigar 33,300 Ha. netas de terreno distribuidas en tres núcleos: 23,000 Ha. en la margen derecha del río Toma---tlán y vegas del río Mismaloya, 2,000 Ha. en la vega de la mar---gen izquierda del río Tomatlán y 8,300 Ha. en la Unidad San Rafaél beneficiando en forma directa a un total de 3,034 agriculto---res.

I.2.2.- Desarrollo de una explotación agrícola intensiva y diversificada, fundada en la implantación de nueve cultivos -- anuales y cinco cultivos perennes, ecológicamente posibles en la zona, cuyos productos tienen gran demanda tanto en el mercado re---gional como en el nacional y que implican un empleo equilibrado y sustancial de la fuerza de trabajo campesina.

I.2.3.- Impulso a la ganadería en la zona, que demuestra una notable vocación pecuaria. Para ello se planeó la explota---ción de 10,900 Ha. con praderas cultivadas y 3,000 Ha. con sorgo forrajero, que comprometen el 41.8% de la superficie de riego en beneficio de la ganadería.

I.2.4.- Implantación de actividades promocionales diver---sificadas mediante la organización de servicios de extensión a---gropecuaria que permitan desarrollar las mejores prácticas de --riego, usar las más recientes técnicas de cultivo, difundir el -- uso de semillas mejoradas, fertilizantes y pesticidas, obtener --

avances significativos en la ganadería, tanto el lo que se refiere al mejoramiento de especies como en la técnica de pastoreo y explotación de potreros; organizar a los campesinos para que participen eficientemente en la administración de sus parcelas, en el acceso a las fuentes de crédito y en las actividades de mercadeo, y finalmente auxiliar a la población para superar sus actuales niveles de vida a través de programas de acción social — enfocados muy especialmente al seno del hogar y al ámbito de la población juvenil.

Para alcanzar las metas propuestas fue necesario realizar las siguientes obras de ingeniería:

### I.3.- PRINCIPALES OBRAS DE INGENIERIA.

I.3.1.- Presa " Cajón de Peña".- Se contruyó a base de materiales graduados, a unos 50 Kms. aguas arriba de la desembocadura del río Tomatlán, su altura máxima es de 62 mts. con un ancho de corona de 10 mts. y una capacidad total de 707 millones de m<sup>3</sup>. de los cuales 55 son para capacidad de azolves, 292 para controlar avenidas y los 360 restantes son para riego.

El vaso inunda 4,500 Has. de las cuales 2,000 Has. son cultivables y en el se encuentra el pueblo de Santiago con 500 habitantes los cuales se alojarón en un poblado nuevo en la zona de riego.

Para cerrar los puertos en el vaso se hace necesario construir 4 diques que suman una longitud de 1,400 mts.

Para la realización de las obras antes descritas fue necesario ejecutar los siguientes volúmenes principales de trabajo:

a).- Excavaciones	2'225,000.0 m <sup>3</sup> .
b).- Terraplenes	5'195,000.0 m <sup>3</sup> .
c).- Concretos	90,000.0 m <sup>3</sup> .
d).- Excavación túneles	26,000.0 m <sup>3</sup> .

### I.3.2.- Canales Principales.

I.3.2.1.- Canal Principal Tramo Muerto.- Domina 33,300.0 Has. en las unidades Tomatlán y San Rafael, se inicia en la obra de toma a la Presa "Cajón de Peña" en el Dique No.1 y tiene una longitud de 7,400 mts. de los cuales 4,300 mts. son de conducto cubierto y 3,100 mts. de canal a cielo abierto con sección trapecial revestido de concreto, tiene una capacidad de 33 m<sup>3</sup>/seg.

I.3.2.2.- Canal Principal "El Tule".- Domina 20,000.0 -- Has. en la unidad Tomatlán, se inicia en el Km. 8+700 del Canal Principal Tramo Muerto, tiene una longitud de 29.5 Km. y su sección es trapecial revestida de concreto, tiene una capacidad de 20 m<sup>3</sup>/seg. la cual disminuye conforme alimenta canales laterales en la zona de riego.

I.3.2.3.- Canal Principal Tomatlán.- Domina 5,000.0 Has. en la unidad Tomatlán; 3,000.0 Has. en margen derecha y 2,000.0-Has. en margen izquierda del río Tomatlán. Se inicia en el Km. - 0+270 del Canal Principal El Tule, tiene una longitud de 36 Kms. su sección es trapecial revestida de concreto y tiene una capacidad de 6.0 m<sup>3</sup>/seg.; entre sus estructuras principales se encuentra con un sifón bajo el río Tomatlán para regar la margen izquierda, el cual tiene una longitud de 2,000.0 mts. de sección rectangular y de 5.0 m<sup>3</sup>/seg. de capacidad.

I.3.2.4.- Canal Principal San Rafael.- Tiene su origen en el Km. 6+540 del Canal Principal Tramo Muerto y es el canal de irrigación de la Unidad San Rafael dominando 8,300.0 Has. su longitud es de 47 Km. de los cuales 43.6 Km. son de canal a cielo abierto de sección trapecial revestida de concreto y los 3.4 Km. restantes, dos túneles de sección tipo herradura de 3.0 m. de diámetro revestidos de concreto, con longitudes de 1,200 y 2,200 m. respectivamente. Su capacidad es de 11.05 m<sup>3</sup>/seg. contando con sus estructuras de protección, de cruce y de distribución necesarias para su funcionamiento.

#### I.3.3.- Zona de Riego.

I.3.3.1.- Primera Unidad Tomatlán.- Tiene una extensión de 25,000 Has. de las cuales 23,000 Has. son en margen derecha del Río Tomatlán y 2,000 Has. en margen izquierda.

La red de canales tiene una longitud de 420.0 Km. aproximadamente, los cuales son de sección trapecial revestida de concreto con sus correspondientes estructuras de protección, de cruce, de drenaje y de distribución; todos estos canales tienen en uno de sus bordos su camino de servicio revestido y transitable en toda época.

Debido a la topografía más o menos accidentada y a las fuertes pendientes del terreno, se encuentra con un drenaje natural bueno formado por un gran número de arroyos, que se mejorará notablemente con los nuevos drenes diseñados para eliminar los sobrantes, quedando la red de drenaje formada por 340.0 Km. de drenes totalmente nuevos rectificadas y 200.0 Km. de cauces naturales.

Una red de caminos principales complementa a los caminos de servicio de los canales, la cual tendrá una longitud de 37.0 Km. de caminos en terracerías revestidas, con un ancho de carpeta de 6.0 m. clasificados como de tercer orden.

I.3.3.2.- Segunda Unidad San Rafael.- Cubre como ya se mencionó con anterioridad, una superficie de 8,300.0 Has. en los terrenos agrícolas del valle del arroyo de Las Animas.

Su red de canales tiene un desarrollo de 170.0 Km. en total, siendo canales a cielo abierto, de sección trapecial revestidos de concreto.

La red de drenaje, como en el caso de la Unidad Tomatlán, estará formada por cauces naturales de arroyos y por rectificaciones y 110.0 Km. de drenes totalmente nuevos.

Un camino principal que une el poblado de San Rafael con la carretera costera, complementa la red de caminos de servicio de los canales en esa unidad.

#### I.3.4.- Obras complementarias.

I.3.4.1.- Campamento "Cajón de Peña".- El objetivo principal del campamento es el de cubrir las necesidades habitacionales del personal técnico que construye la obra y cubrir las necesidades técnicas administrativas correspondientes al proyecto, así como para que dé servicio al personal de operación y mantenimiento de la zona de riego.

Su capacidad según la magnitud de la obra se estimó en 40 familias en casas habitacionales y 100 empleados solteros en colectivos, así como un comedor, clínica, escuela, casa de visitas, taller, almacén y oficinas para la residencia de construcción.

El campamento está situado en el centro de gravedad del área del proyecto y tiene una superficie total construída de aproximadamente 270,000.0 m<sup>2</sup>.

I.3.4.2.- Obras de mejoramiento social.- Paralelamente a las obras de irrigación y control del río, el proyecto contempla la construcción de un nuevo poblado, para los afectados por el vaso de la presa "Gajón de Peña" y el mejoramiento de 6 de los poblados existentes, lo cual elevará el nivel de vida de los futuros campesinos usuarios del sistema de riego, asegurando así mejor éxito de la obra.

El proyecto del nuevo poblado de Santiago consiste en la construcción de 74 casas habitación para las familias afectadas por el vaso, la construcción de las redes de alcantarillado y agua potable y la urbanización consistente en la construcción de machuelos, calles revestidas y banquetas.

El mejoramiento de los poblados consiste en la urbanización de los mismos y construcción de las redes de alcantarillado y agua potable.

Debido a lo aislado de la obra se hizo necesario construir una pista de aterrizaje, la cual tiene una longitud de 1,400 m. y 80 m. de ancho, de los cuales 33 m. son de rodamiento con terracería asfaltada.

#### I.4.- SITUACION ACTUAL DEL AREA.

##### I.4.1.- Delimitación de la Zona del Proyecto.

La zona que se beneficiará con el Proyecto Tomatlán ocupa una amplia faja costera del Estado de Jalisco, en la parte occidental de la República Mexicana, y se localiza aproximadamente entre los paralelos 19° 35' y 20° 05' de latitud norte y los meri-

dianos  $105^{\circ} 10'$  y  $105^{\circ} 30'$  de longitud oeste Greenwich. Se encuentra limitada al noroeste por el río Mismaloya, al suroeste por el Océano Pacífico, al sureste por el río San Nicolás y el -Moreste por las estribaciones de la Sierra Madre Occidental.

#### I.5.-CONDICIONES NATURALES.

##### I.5.1.- Fisiografía:

El sistema orográfico que limita la zona en su parte nororiental sigue una dirección aproximadamente paralela a la costa y está formado por las Sierras de San Sebastián, El Cuale, El Parnaso, Cacoma, y Perote. El área del Proyecto ocupa las últimas estribaciones de la vertiente del Pacífico de la Sierra Madre y una incipiente llanura costera; la zona está sufriendo un proceso de rejuvenecimiento, debido a un levantamiento regional.

En general el área presenta, en sus partes altas, una topografía sumamente movida con gran cantidad de cárcavas de pendientes pronunciadas y cauces en forma de V, en que ocurren escurrimientos torrenciales; no existen en la zona valles de amplitud considerable. Los macizos montañosos situados a diferentes altitudes presentan una etapa gráfica de juventud pasando a madurez.

El relieve topográfico va suavizándose gradualmente hacia el litoral apareciendo terrazas continentales disectadas antes de llegar a la zona costera, en que se encuentran algunos esteros y lagunas litorales de importancia.

##### I.5.2.- Estudios Climatológicos.

A continuación se indican algunos valores índice de factores climatológicos que se consideran representativos de la zona de riesgo:

##### I.5.3.- Temperatura.

La temperatura media anual registrada es de  $24.8^{\circ}\text{C}$ . La mínima extrema es de  $7^{\circ}\text{C}$ . y la máxima extrema registrada es de  $39.0^{\circ}\text{C}$ .

#### I.5.4.- Precipitación.

La Precipitación media anual registrada es de 313.6 mm. en promedio, hay precipitación apreciable en unos 50 días del año. En los meses de Junio a Octubre se concentra el 90% de la lluvia.

#### I.5.5.- Evaporación.

El promedio anual de altura de evaporación registrada, asciende a 1640.4 mm. con medias mensuales máximas de 174.7 mm. y mínima de 110.1 mm. para los meses de Mayo y Diciembre respectivamente.

#### I.5.6.- Granizo y heladas.

No se han presentado en el área fenómenos meteorológicos de este tipo.

#### I.5.7.- Ciclones.

En la actualidad no ha llegado a suceder que un ciclón penetre directamente en el área del Proyecto. Solamente la zona se ha visto afectada varias veces de una manera indirecta, por su cercanía a las trayectorias de los ciclones que han incidido en la región en los últimos años.

#### I.5.8.- Geología.

En la zona del Proyecto existen afloramientos de rocas ígneas principalmente de origen plutónico, así como formaciones sedimentarias de acarreo fluviáles. Las rocas ígneas se encuentran formando parte de grandes batolitos, principalmente granodioríticos intrusionados por diques de tipo básico. En algunos sitios se en

cuentran depósitos de espesor variable de arenas residuales y arcillas provenientes de la alteración de rocas graníticas ( Tucuruaguay ).

#### I.5.9.- Suelos.

Los suelos del área se originaron de los materiales producto del intemperismo de las rocas graníticas que constituyen la Sierra Madre, los cuales han sido acarreados y depositados por las corrientes fluviales.

En general existen suelos poco profundos que están limitados por un estrato arcilloso fuertemente cementado por sílice, aluminio y poco fierro. Las texturas predominantes son medias en la parte superficial y finas en el subsuelo.

En menor proporción existen suelos profundos, de texturas medias a través de todo el perfil, de relieve plano y drenaje eficiente, los cuales se localizan en las vegas de los arroyos.

Asimismo existen suelos profundos de texturas gruesas, muy permeables y de relieve plano, localizados en las márgenes de los arroyos y ríos en la parte Suroeste de la zona.

#### I.5.10.- Vegetación Natural.

La vegetación natural que se presenta en el área es muy variable debido a las características de suelo y humedad. La cubierta vegetal en la zona varía desde el monte espinoso alto y medio, hasta los bosques de zona alta con abundante precipitación. El monte está formado principalmente por plantas epífitas entre las que se destaca el heno.

En el bosque se han identificado las siguientes especies: mezquite, primavera, guamíchil, higuera, nopal, guayabillo, palo

verde, pochote, copal, colorado, gatillo, cuatecomate, pitahaya y parota.

#### I.5.11.- Hidrografía.

El elemento hidráulico más importante en la zona del Proyecto es el Río Tomatlán, con escurrimiento medio anual de casi mil millones de metros cúbicos en el sitio Cajón de Peña. La cuenca del Río Tomatlán hasta dicho sitio tiene una extensión de 1,171.0 Km<sup>2</sup>.

El río de orientación general Noreste - Suroeste, nace al Sur del Municipio de Talpa de Allende en las sierras de Cacoma y del Parnaso y desemboca en el Océano Pacífico a unos 18 Km. al Suroeste del poblado de Tomatlán. Sus principales afluentes son el arroyo de Las Animas en la margen derecha del río, y los arroyos El Acajilote, El Coyul y Santa Rosa en la margen izquierda. El arroyo del Gargantillo cruza la zona del estudio en dirección Norte-Sur y desemboca en el Estero del Chorro.

Los ríos Mismaloya y San Nicolás que, como se ha dicho, limitan el área del Proyecto por el Noroeste y el Sureste, siguen un curso, Noreste-Suroeste y desembocan en el Océano Pacífico. De régimen muy irregular, estos ríos producen inundaciones durante la época de lluvias.

#### I.6.- INFRAESTRUCTURA Y SERVICIOS DE ORDEN GENERAL.

La región costera del Estado de Jalisco carecía de los más indispensables servicios hasta fechas recientes en que se han iniciado las obras que permitirán contar con las vías de comunicación y los servicios necesarios para el desarrollo de la zona.

A continuación se describen los servicios de orden general

con que cuenta la zona de Proyecto.

#### I.6.1.- Ferrocarriles.

No existe ninguna línea ferroviaria que comunique al Municipio de Tomatlán con el resto del Estado y del País.

Existen estaciones de Ferrocarril cercanas a la zona del Proyecto localizadas en el Puerto de Manzanillo, Col., en la Ciudad de Tepic, Nay. y en la Ciudad de Ameca, Jal.

#### I.6.2.- Carreteras y caminos.

El Municipio de Tomatlán es atravesado por la carretera pavimentada que va de Barra de Navidad a Puerto Vallarta, que pasa a 12 Km. de la óbecera Municipal; de Barra de Navidad a Guadalajara existe una carretera pavimentada, que constituye el enlace de Tomatlán con el sistema nacional de carreteras.

Los caminos que permiten la comunicación interna en el Municipio son, tres terracerías transitables todo el año, que parten de la Carretera Estatal Puerto Vallarta - Barra de Navidad, una va a la Presa "Cajón de Peña", otra al Poblado Cruz de Loreto y por último una que va hacia el Poblado San Rafael de los Moreno y se prolonga hasta el Poblado del Taray. Todos estos caminos pasan por los diferentes poblados y rancherías existentes en la región.

Existe además una extensa Red de Caminos dentro del Distrito de los cuales podemos mencionar los siguientes:

Carretera Estatal Pto. Vallarta - Barra de Navidad.

La Cumbre - Tomatlán.

Carretera Estatal - El Gargantillo.

J. Ma. Pino Suárez - La Gloria.

La Gloria - Vergara.

La Gloria - Estero " El Chorro ".

Gargantillo - Nuevo Santiago.

Nuevo Santiago - La Cruz de Loreto.

Colaborando a todos estos los bordos principales revestidos, de la extensa red de Canales existentes dentro del Proyecto y -- Municipio de Tomatlán.

#### I.6.3.- Transportes.

El transporte por ferrocarril no se ha establecido en el Municipio de Tomatlán. El transporte por carretera en su inicio era muy esporádico, pero desde la terminación de la pavimentación de la carretera de la costa del Pacífico, en el tramo que va de Barra de Navidad a Puerto Vallarta, ha recibido un gran impulso -- hasta la fecha.

En el Estado de Jalisco se cuenta con dos Aeropuertos de categoría internacional, ubicados en Guadalajara y Puerto Vallarta. Existe además entre Tomatlán y Ciudad Guzmán un servicio regular de transporte aéreo que se efectúa, por medio de avionetas; a -- través de este servicio Tomatlán se comunica con toda la República y el extranjero.

#### I.6.4.- Servicio Postal, Telegráfico y Radioeléctrico.

En el Municipio solo existe una oficina de correos en el Poblado de Tomatlán. La comunicación telegráfica se obtiene a través de la Telefónica que existe entre Tomatlán y Puerto Vallarta, desde donde es posible comunicarse telegráficamente, debido a un acuerdo que existe entre Teléfonos de México y Telégrafos Nacionales, a cualquier parte del país o del extranjero.

### I.6.5.- Servicios Educativos.

En el Municipio funcionan 18 escuelas que imparten enseñanza primaria, de las cuales solamente en 12 se cubre el ciclo completo. Para la enseñanza media se cuenta con una Secundaria por cooperación, una Escuela Técnica Agropecuaria y 2 Academias Comerciales. Se cuenta además con dos Jardines de niños, uno localizado en el Campamento de la S.A.R.H. y otro en Tomatlán.

### I.6.6.- Servicio Médico Sanitario.

Se encuentra en el Poblado de Tomatlán un Centro de Salud "A", un consultorio médico del I.S.S.S.T.E. y varios consultorios médicos particulares localizados por varios puntos del poblado, se cuenta además con el servicio de cuatro farmacias. En el Campamento de la S.A.R.H. se cuenta con una clínica del I.S.S.S.T.E. siendo todos estos inadecuados para atender casos de gravedad.

### I.6.7.- Agua Potable y Alcantarillado.

Las poblaciones que cuentan con este tipo de servicio son: Tomatlán, Cruz de Loreto, El Tule, El Gargantillo, Nuevo Santiago, El Tequezquite, El Mapache, La Cumbre y el Campamento de la S.A.R.H.

### I.6.8.- Energía Eléctrica.

Las poblaciones que cuentan con este tipo de servicio son: Tomatlán, Cruz de Loreto, El Gargantillo, el Campamento de la S.A.R.H. y Nuevo Santiago, la cual se suministra por una pequeña planta eléctrica diesel en cada una de ellas.

## I.7.- ESTUDIOS SOCIOECONOMICOS.

### I.7.1.- Población.

Durante 1960 la población del municipio de Tomatlán era de --

9,160 habitantes, la cual se incrementó a 16,724 en 1970, siendo dentro de este periodo (1960-1970), la tasa de crecimiento demográfico de 82.6 %. Durante el periodo (1970-1980), la tasa de crecimiento demográfico del municipio fué de 186.3 %, ya que la población se incrementó a 47,880 habitantes en 1980.

Durante el año de 1970, la densidad de población del municipio fué de 6.29 habitantes por Km<sup>2</sup>., en el año de 1976 fué de 11 habitantes por Km<sup>2</sup>., estimandose que la densidad actual (1980) del municipio es de 18 habitantes por Km<sup>2</sup>.

Los principales factores que han contribuido a que el crecimiento poblacional sea mayor a partir de 1970 han sido la construcción de la carretera Barra de Navidad-Puerto Vallarta y la creación del Distrito de Riego del Río Tomatlán así como un amplio programa de colonización promovido por el Gobierno del Estado de Jalisco y desarrollado por el Departamento de Asuntos Agrarios y Colonización. El programa de colonización se fundamenta en la creación de Nuevos Centros de Población Ejidal siendo los más recientes el de Nuevo Nahuapa y Pino Suárez constituidos por campesinos provenientes de otras regiones del propio Estado y de otros cercanos, siendo estos campesinos de escasos recursos, con bajos niveles culturales y técnicos.

#### I.7.1.1.- Grupos de Edad.

La población del municipio de Tomatlán es predominantemente joven, ya que en 1970 las personas que contaban hasta 14 años de edad representaron más de la mitad (51.1%) de la población total, las que tenían entre 15 y 29 años integraban cerca de la cuarta parte (23.7%), representando en conjunto casi el 75 % de la población municipal.

CUADRO No. 1 POBLACION POR GRUPOS DE EDAD EN  
EL MUNICIPIO DE TOMATLAN (1970)

GRUPOS DE EDAD		POBLACION	
Años	Habitantes	%	
De 0 a 14	8555	51.1	
De 15 a 29	3962	23.7	
De 30 y más	4207	25.2	
T O T A L		16724	100.0

-FUENTE: IX Censo General de Población. Dirección General de Estadística, SIC. México, 1972.

En la actualidad el incremento de población corresponde principalmente al grupo de edad menor de 14 años. Lo anterior ha repercutido en una fuerte demanda de servicios públicos, entre los que sobresalen los educativos y sanitario-asistenciales. Igualmente, dicho aumento repercutirá a corto plazo en mayores demandas de fuentes de trabajo.

#### I.7.1.2.- Alfabetismo.

El índice de analfabetismo de la población del Municipio era de 41.1%, cifra superior a las correspondientes al Estado de Jalisco y al país. La instrucción en la zona era muy deficiente, ya que para 1960 el 47.9% de la población mayor de seis años no había recibido enseñanza escolar; el 51.7% había cursado algún grado de instrucción primaria concluyendolo solamente el 3% y el 3.4% había hecho estudios posteriores.

El impulso que se ha dado a la educación permitió que el número de alfabetas se incrementará aproximadamente en 240%, al pasar de 2,220 personas ( de 10 años de edad y más ) en 1960 a 7,585 en 1970, cifra que representó uno de los mejores índices -

(72.1%) dentro del promedio no sólo estatal sino nacional. En la actualidad dichos índices se han ido incrementando notoriamente - hasta notarse una gran disminución en los índices de analfabetismo dentro del Municipio.

Nivel de conocimientos sobre aspectos agropecuarios.

El nivel predominante de conocimientos agrícolas es bajo y -- en algunos agricultores es medio.

El nivel bajo se observa en los ejidatarios y comuneros.

Los agricultores que tienen un nivel medio de conocimientos agrícolas son los pequeños propietarios, así como los ejidatarios y comuneros que se han integrado al sistema de crédito.

Es importante mencionar que muy pocos agricultores tienen un nivel alto de conocimientos agrícolas, los cuales tratan de introducir cultivos como la sandía, piña, cacahuate, mango, arroz, etc.

#### I.7.1.3.- Población económicamente activa.

Entre 1960 y 1970 se duplicó la población económicamente activa en el Municipio de Tomatlán, pero su composición por sectores no varió considerablemente, como se puede observar en el siguiente cuadro.

CUADRO No. 2 POBLACION ECONOMICAMENTE ACTIVA EN EL MUNICIPIO DE TOMATLAN (1960-1970).

SECTOR	1960		1970	
	Habitantes	%	Habitantes	%
Primario	1,443	71.9	3,321	75.9
Secundario	179	8.9	362	8.3
Terciario	356	17.7	451	10.3
Insuf. especific.	30	1.5	242	5.5
T O T A L	2,008	100.0	4,376	100.0

FUENTE: VIII y IX Censos Generales de Población. Dirección General de Estadística, SIC. México, 1972.

### I.7.2.- Tenencia de la Tierra.

En el área de estudio existen tres regímenes de tenencia de la tierra: ejidal, comunal y pequeña propiedad.

El régimen comunal abarca 40.8% de la superficie total, el ejidal 40.7% y la pequeña propiedad únicamente 18.5%.

En el área existen fuertes problemas en relación a la tenencia de la tierra, los cuales se derivan de diferentes situaciones como son: falta de resoluciones definitivas, carencia de límites, peticiones de ampliaciones ejidales, establecimiento de nuevos centros de población en terrenos de la Comunidad Indígena de Tomatlán, invasiones de tierras y oposición de algunos ejidatarios y pequeños propietarios a su reacomodo dentro del Distrito de Riego.

### I.7.3.- Alimentación, Vestido y Vivienda.

La alimentación está constituida en forma importante por el chile, el frijol y el maíz, complementándose con productos proteínicos y pan de trigo, no obstante lo cual se considera que la dieta de la mayoría de la población es deficiente.

El vestido en un principio era de mala calidad, en la actualidad es de regular calidad en un 70% de la población. La mayoría de la población usa zapatos quedando un bajo índice que aún en la actualidad usan huaraches y anda descalzos.

En el área del Municipio de Tomatlán se ubican 1,500 viviendas, de las cuales, un 80% están formadas por un solo cuarto falta de ventilación adecuada y de servicios, por lo que resultan insalubres; el restante 20% lo constituyen viviendas con dos o más habitaciones, construidas con paredes de ladrillo, techos de teja y pisos de cemento.

La mayoría de las viviendas de los nuevos ejidatarios son de carácter provisional y, en general, son pocas las habitaciones construidas con materiales perennes.

#### I.7.4.- Explotación agrícola.

La agricultura en el área del Proyecto es la principal fuente de ocupación y de ingreso.

En la actualidad el desarrollo de la agricultura en la zona - ha tenido un gran auge gracias al apoyo con que han contado los agricultores y ejidatarios de parte de asistencia técnica impartida por la S.A.R.H. basado además en la operación existente de la construcción de canales por medio de los cuales se entrega el agua a los propietarios de tierras.

En la actualidad se ha notado una gran erosión en los suelos de la zona, motivo por el cual se han ideado nuevos sistemas de riego como lo son los de aspersión tipo cañon y pivote central - los cuales regarán terrenos a donde era imposible llevar el --- agua por gravedad.

Dentro de los cultivos más comunes en la zona tenemos los anuales y los perennes, dentro de los anuales tenemos el maíz, -- frijol, ajonjolí, cacahuete, camote, tomate, melón, piña, sandía, etc., los perennes lo forman el coco de agua, coquito de aceite, café, guayaba y frutales diversos.

Gracias a la implantación de nuevos sistemas de riego por aspersión como antes mencionamos y siguiendo la idea del Gobierno Mexicano en cuanto al Sistema Alimenticio de México se dará más auge al cultivo de granos como lo son Maíz, Sorgo y Trigo. Se -- cultivarán además frutales como la Piña que es el que más se pue de regar bajo el Pivote Central. Se crearán además bajo este sistema de riego, praderas artificiales para el establecimiento de pies de cría de ganadería intensiva dando como resultado esto, - un mayor auge a la ganadería de la zona, como del Estado.

#### I.7.5.- Ganadería.

La ganadería de la zona está enfocada principalmente a la explotación de ganado bovino para carne y en menos escala para leche.

El principal sistema de explotación que se lleva a cabo en el ganado bovino es de libre pastoreo para cría, engorda y ordeña - de ganado, para lo cual se aprovechan los pastos nativos y las - leguminosas arbustivas de la región.

Los sistemas actuales de manejo y reproducción animal son deficientes y de bajo nivel técnico.

Asimismo, el ganado recibe escasos cuidados desde su nacimiento hasta su venta, lo cual provoca la incidencia de plagas y enfermedades que merman considerablemente el desarrollo de los animales y en algunos casos su muerte.

Las técnicas de reproducción en el ganado son prácticamente - nulas.

Los ganaderos no cuentan con instalaciones adecuadas, ya que los corrales, cercas y embarcaderos son rústicos y de madera. Los pocos baños garrapaticidas que existen están contruidos de material resistente, pero muchas veces éstos carecen de corrales.

Por todo lo anterior, la carne de ganado es de baja calidad y su producción también es baja.

La producción de leche también es baja y los volúmenes obtenidos son para autoconsumo y venta en Tomatlán y poblados comprendidos dentro de la zona.

El ganado bovino existente es de aproximadamente 30,000 cabezas, siendo los poblados de Tomatlán, Cruz de Loreto y Gargantillo los que tienen mayor número de cabezas. Principalmente el ganado es criollo y de cruza con cebú de las razas Indobrasil y - Brahama.

En la actualidad dentro de la zona se están elaborando proyectos y programas para la construcción de Módulos ganaderos e implantación de praderas artificiales, dando esto como resultado, un mayor auge a la ganadería, considerandose que en un futuro - sea una zona ganadera en un 80-90%.

Existe además un Programa de Aprovechamiento Forrajero, cuyo objetivo principal es la construcción de hornos y silos forrajeros y utilización en forma eficiente de las gramíneas forrajeras.

Otras actividades pecuarias que se llevan acabo en la zona -- son la porcicultura, caprinicultura, y avicultura, sin embargo, no tienen importancia en virtud de que generalmente sus explotaciones son a nivel familiar.





## C A P I T U L O II

ESTUDIOS PRELIMINARES DE LA ZONA DONDE SE ALOJARA LA  
ESTRUCTURA

Los estudios preliminares de mayor importancia que debemos de tomar en cuenta para determinar el proyecto definitivo de la estructura objeto de la presente, los podemos clasificar de la siguiente manera:

- 1.- Estudios Topográficos.
- 2.- Estudios de Mecánica de Suelos.
- 3.- Estudios Climatológicos.
- 4.- Estudios Hidrológicos.
- 5.- Estudios de Socavación.

## 1.- Estudios Topográficos.

El objeto principal de estos estudios, es la formación de un plano topográfico a una escala adecuada, para proyectar sobre él las líneas de trazo de un Canal o estructura, en este caso, el Sifón "Las Partidas".

Para el control de un levantamiento topográfico utilizamos -- dos criterios importantes:

a).- Control Horizontal.- Este tipo de control puede consistir en una red de poligonales, una triangulación, un sistema de cuadrícula o la combinación de éstos, que sirven para situar en planta las estaciones de control.

b).- Control Vertical.- Consiste en una serie de bancos de nivel, convenientemente distribuidos sobre el terreno, para servir como puntos de partida o de cierre para las nivelaciones. El conjunto de puntos de igual cota nos darán las curvas de nivel que en conjunto nos dan el plano topográfico general.

Para la elaboración de los planos topográficos utilizados en el estudio de un proyecto de irrigación se hace uso de las si--

güientes escalas más comunes:

- 1 : 50000 Para estudios de gran visión y planeación preliminar regional, así como para la detección de cuencas hidrológicas.
- 1 : 20000 En estudios de localización general de canales de conducción, redes de distribución y de drenaje y de limitación de zona regable.
- 1 : 5000 En la localización preliminar y definitiva de todos los canales que comprenden una Zona de Riego, así como de sus estructuras y estudios de lotificación.
- 1 : 1000 En la configuración de suelos con topografía casi plana y de poca pendiente, también para utilizarse en los proyectos de presas derivadoras y sus estructuras.

En nuestro caso particular fué necesario hacer los levantamientos topográficos siguientes:

- 1.- Levantamiento del perfil del fondo del arroyo en una longitud de 500 m. del tramo en que se encuentra alojada la estructura.
- 2.- Levantamiento de un mínimo de tres secciones transversales sobre el perfil del fondo del arroyo antes mencionado, para fijar en cada una el N.A.M.E., N.A.M.O., y N.A. Mín. y así poder determinar el área hidráulica del cauce en el punto donde cruza el conducto.

La sección que se eligió para calcular el área hidráulica, fué la intermedia de entre las tres que se levantaron, y que es la que coincide con el trazo del conducto y a la vez ser la que me da la longitud más corta y económica. Ver Lámina n<sup>o</sup> 4. El tomar en cuenta las otras dos secciones, la de aguas arriba y la de aguas abajo del cruce o eje del conducto para el cálculo del área hidráulica, me daría como resultado un área mayor y por lo tanto una velocidad menor de la corriente del arroyo.

El cálculo del área hidráulica es con la finalidad de que una vez conociendo el gasto que lleva el arroyo, como se muestra más adelante en el Estudio Hidrológico, podamos determinar la velocidad de la corriente en el sitio de cruce del conducto y así posteriormente determinar la posible socavación.

Para calcular el área hidráulica se empleó el método de suma de áreas de trapecios, el cual consiste en dividir el área en pequeños trapecios e ir obteniendo el área de cada uno y a la vez ir las sumando para llegar a obtener finalmente el área total como se muestra en la Lámina N<sup>o</sup> 4.

El N.A.M.E. se fijó en base a observaciones hechas en el sitio durante tres años antes a la construcción de la estructura, de las huellas o marcas que dejó el agua cuando se presentaron las avenidas en cada año.

Otro datos de importancia para fijar el N.A.M.E., fueron los proporcionados por la información de campesinos que habitan cerca del sitio de la estructura y que año con año han observado -- las crecientes del arroyo y las huellas o marcas que va dejando el agua ya sea en rocas, piedras, árboles, etc. que se encuentran o bien en el cauce del arroyo o en las laderas del mismo. De ahí que se optó por fijar como cota del N.A.M.E. la 90.00 m.

90  
88

PERFIL DEL FONDO DEL ARROYO

EST	T.N.
0+000	85.96
2 0	85.98
4 0	85.60
6 0	85.99
8 0	85.61
0+100	85.70
2 0	85.77
4 0	85.85
6 0	86.02
8 0	86.27
0+200	86.34
2 0	86.47
4 0	86.51
0+250	86.59
2 0	86.78
4 0	86.80
0+300	86.94
2 0	87.07
4 0	87.21
6 0	87.32
8 0	87.46
0+400	87.80
2 0	87.72
4 0	87.58
6 0	87.92
8 0	88.20
0+500	88.44

10  
08  
06  
04  
02

$Y1=1.19m$        $Y11=2.17m$        $Y18=0.84m$        $AREA = d(Y1+Y2+Y3+Y4+Yn) + \frac{d \cdot Y1}{2} + \frac{d \cdot Y21}{2}$   
 $Y2=2.41m$        $Y12=2.11m$        $Y22=0.76m$   
 $Y3=1.49m$        $Y13=2.17m$        $Y23=0.52m$        $AREA = 20(44.93) + \frac{1.75 \cdot 1.19}{2} + \frac{15.00 \cdot 0.32}{2} = 909.18 m^2$   
 $Y4=2.47m$        $Y14=2.19m$        $AREA = 909.18 m^2$   
 $Y5=2.34m$        $Y15=2.07m$   
 $Y6=3.41m$        $Y16=2.04m$   
 $Y7=2.48m$        $Y17=1.84m$   
 $Y8=2.60m$        $Y18=1.58m$   
 $Y9=2.79m$        $Y19=1.37m$   
 $Y10=2.88m$        $Y20=1.11m$

SECCION TRANSVERSAL KM. 0+250.

EST.	T.N.
200	104.27
200	104.89
180	101.56
160	96.66
140	92.70
120	90.60
100	88.81
80	87.59
60	87.51
40	87.03
20	87.66
0	86.59
20	87.58
40	87.40
60	87.21
80	87.72
100	87.83
120	87.90
140	87.63
160	87.85
180	87.93
200	87.96
220	88.16
240	88.42
260	88.63
280	88.89
300	89.16
320	89.24
340	89.68
360	90.18
380	90.97
400	92.46
420	95.11
440	99.26
460	102.38
480	101.21

<b>UAG</b>	UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
	ESCUELA DE INGENIERIA
	TESIS PROFESIONAL
	PERFIL Y SECCION DEL ARROYO "LAS PARTIDAS"
GILBERTO RODRIGUEZ FACILIA	
LAMINA No 4	
GUADALAJARA, JAL.	

## 2.- Estudios de Mecánica de Suelos.

Desde la etapa del trazo definitivo del Sifón, se efectuaron perforaciones o excavaciones a cielo abierto para determinar el perfil de los suelos. La utilidad que aportan estas exploraciones es la de obtener el tipo de material y sus propiedades mediante las pruebas que analiza el personal del Laboratorio de la S.A.R.H a las muestras obtenidas de dichas excavaciones.

Los datos de mayor utilidad para aplicarlos a el Proyecto y - Diseño del Sifón "Las Partidas", proporcionados por el Laboratorio de la S.A.R.H. son los siguientes:

$$\gamma_s = \text{Peso volumétrico suelto} = 1660 \text{ Kg/m}^3$$

$$\gamma_h = \text{Peso volumétrico sumergido} = 1200 \text{ Kg/m}^3$$

$$\phi = \text{Angulo de fricción interna} = 33^{\circ}41'20''$$

### Porcentaje de Materiales:

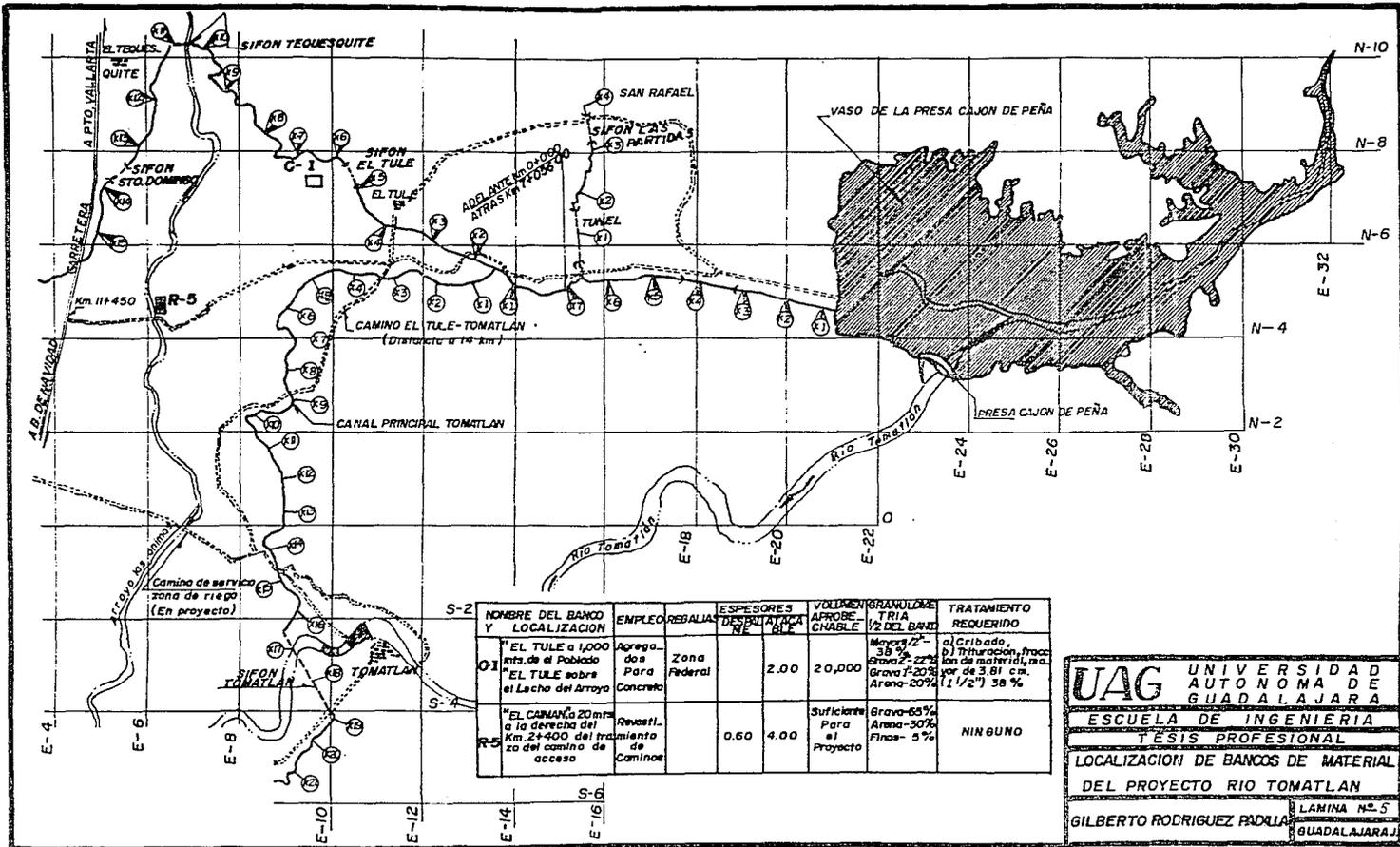
Boleos = 15 %

Gravas = 30 %

Arenas = 55 %

Estos datos son de gran utilidad al auxiliarnos en la selección del tipo de maquinaria a utilizar en la elaboración de los Precios Unitarios y posteriormente en la construcción de la Estructura.

El Perfil Estratigráfico de los Sondeos a Cielo abierto se muestran en la Lámina N°6.



	NOMBRE DEL BANCO Y LOCALIZACION	EMPLEO	REBALIA	ESPEORES DE BANCALTA	VOLUMEN APROXIMABLE	GRANULOMETRIA 1/2 DEL BANCO	TRATAMIENTO REQUERIDO
G-1	"EL TULE a 1000 mts. de el Poblado" "EL TULE sobre el Lecho del Arroyo"	Agregados Para Concreto	Zona Federal	2.00	20,000	Mayor 2" - 38 % Grava 2" - 22 % Grava 1" - 20 % Arena - 20 %	a) Cribado, b) Trituración, fracción de material mayor de 3.81 cm. (1 1/2") 38 %
R-5	"EL CAMAÑA a 20 mts a la derecha del Km. 2+400 del tramo de acceso del camino de acceso"	Revesti. de Caminos		0.60 4.00	Suficiente Para el Proyecto	Grava - 65 % Arena - 30 % Finos - 5 %	NINGUNO

**UAG** UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

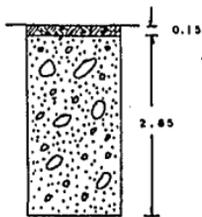
ESCUELA DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL

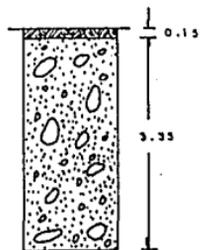
LOCALIZACION DE BANCOS DE MATERIAL DEL PROYECTO RIO TOMATLAN

GILBERTO RODRIGUEZ PADILLA

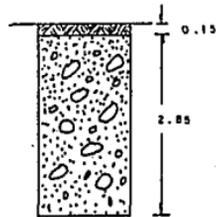
LANINA No. 5  
GUADALAJARA, J.



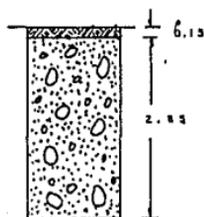
KM 3+360



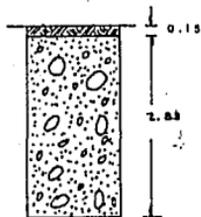
KM 3+520



KM 3+660



KM 3+820



KM 3+950

SIMBOLOGIA



CAPA VEGETAL



GP Y SP  
MAL GRADUADAS  
BOLEOS

<b>UAG</b>	UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA
	ESCUELA DE INGENIERIA TESIS PROFESIONAL
ESTRATIGRAFIA DEL SUELO	
GILBERTO RODRIGUEZ PADILLA	LAVINA HEG GUADALAJARA, JAL.

### 3.- Estudios Climatológicos.

Las principales características climatológicas en la Zona del Proyecto se obtuvieron de datos proporcionados por la Comisión - de Estudios del Sistema Lerma-Chapala-Santiago y por la Dirección de Hidrología de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, los cuales se obtuvieron a la vez de la Estación Meteorológica Higuera Blanca que se localiza a los 19°04' de Latitud N. 105°10' de Longitud WG. que se considera representativa de las - condiciones climatológicas del área del Proyecto.

En el Capítulo I incisos I.5.2 a I.5.7, se hizo mención de al gunos datos climatológicos, los cuales complementaremos con los descritos a continuación:

Precipitación media anual . . . . .	313.6 mm
Precipitación del año más seco (1970) . . . . .	174.0 mm
Precipitación del año más húmedo (1968) . . . . .	687.8 mm
Temperatura media anual . . . . .	24.8° C
Temperatura máxima extrema anual. . . . .	39.0° C
Temperatura mínima extrema anual. . . . .	7.0° C
Evaporación media anual registrada . . . . .	1640.4 mm

#### 4.- Estudios Hidrológicos.

Estudio Hidrológico del arroyo "Las Partidas" para determinar el Gasto Máximo ( $Q_{\text{máx}}$ ) que se puede presentar en el sitio de construcción del Sifón.

##### A).- Analisis probabilistico de datos.

En este caso como no se dispone de datos hidrométricos de la corriente, se tomarán los registros de Precipitación máxima en 24 hrs. ( $h_{\text{pmáx}}$ ), de la Estación Climatológica Higuera Blanca, por ser la más cercana y representativa de la cuenca en estudio, y se procesaron estos datos en base a una serie de excedentes anuales.

De la Tabla N° 1 tenemos que:

Media de la muestra  $\bar{x} = 91.3 \text{ mm}$

Desviación standar  $Sx = 44.3 \text{ mm}$

##### B).- Aplicación de la distribución de valores extremos Tipo I o de GUMBEL (ajuste GUMBEL).

Método Analítico Exacto:

$$\text{Ecuación general } X_{Tr} = \bar{x} - \frac{\bar{x}n}{Sn} (Sx) + \frac{Sx}{Sn} \text{ Ln Tr}$$

donde:  $X_{Tr}$  = Lluvia máxima en 24 hrs. en mm para un periodo de retorno  $Tr$ .

$\bar{x}$  = Media de la muestra de datos.

$\bar{x}n$ ,  $Sn$  = Constantes en función de  $n$  (número de años) que se obtiene del Cuadro N° 5.

$Sx$  = Desviación estandar de la muestra de datos.

$\text{LnTr}$  = Logaritmo natural para el período de retorno  $Tr$ .



TABLA N° 1

Cálculo de la media ( $\bar{x}$ ) y desviación estandar ( $S_x$ ) de la muestra de datos de lluvia máxima en 24 hrs. en serie, de excedentes anuales.

Año	$X_i$	$n^{\circ}$ de orden (m)	$X_i$ ordenada	$Tr = \frac{n}{m}$	$(X_i - \bar{x})^2$
1971	60.5	1	222.5	19.00	17213.40
1972	48.5	2	181.7	9.50	8172.10
1973	60.5	3	128.5	6.30	1383.80
1974	63.0	4	104.2	4.70	166.40
1975	70.0	5	101.0	3.80	94.10
1976	42.3	6	91.2	3.10	0.01
1977	77.6	7	86.2	2.70	26.00
1978	84.5	8	84.5	2.30	46.20
1979	86.2	9	83.0	2.10	68.90
1980	104.2	10	81.0	1.90	106.10
1981	81.0	11	79.4	1.70	141.60
1982	79.4	12	77.6	1.60	187.70
1983	101.0	13	70.5	1.40	432.60
1984	83.0	14	70.0	1.30	453.70
1985	128.5	15	63.0	1.20	800.90
1986	70.5	16	60.5	1.10	948.60
1987	181.7	17	60.5	1.10	948.60
1988	222.5	18	48.5	1.05	1831.80
1989	91.2	19	42.3	1.00	2401.00
SUMA		$n = 19$	1736.1		35423.51

$$\bar{x} = \frac{\sum X_i}{n} = \frac{1736.1}{19} = 91.3$$

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

$$S_x = \sqrt{\frac{35423.51}{19 - 1}} = 44.3$$



NORMAS TECNICAS  
HIDROLOGICAS

DIRECCION GENERAL DE  
ADMINISTRACION Y CONTROL DE  
SISTEMAS HIDROLOGICOS

PARA DETERMINAR EL GASTO MAXIMO ORDINARIO  
DE UNA CORRIENTE SUPERFICIAL ASOCIADO A  
LA DELIMITACION DE LA ZONA FEDERAL

FECHA DE AUTORIZACION N° DE PAGINA

DIA MES AÑO 30

Cuadro No. 5.- Valores de  $\bar{X}_n$  y  $S_n$  del modelo de Gumbel.

n	$\bar{X}_n$	$S_n$	n	$\bar{X}_n$	$S_n$
8	.4843	0.9043	51	.5489	1.1623
9	.4902	0.9288	52	.5493	1.1638
10	.4952	0.9497	53	.5497	1.1653
11	.4996	0.9676	54	.5501	1.1667
12	.5035	0.9833	55	.5504	1.1681
13	.5070	0.9972	56	.5508	1.1696
14	.5100	1.0095	57	.5511	1.1708
15	.5128	1.02057	58	.5515	1.1721
16	.5157	1.0316	59	.5518	1.1734
17	.5181	1.0411	60	.55208	1.17467
18	.5202	1.0493	62	.5527	1.1770
19	.5220	1.0566	64	.5533	1.1793
20	.52355	1.06283	66	.5538	1.1814
21	.5252	1.0696	68	.5543	1.1834
22	.5268	1.0754	70	.55477	1.18536
23	.5283	1.0811	72	.5552	1.1873
24	.5296	1.0864	74	.5557	1.1890
25	.53086	1.09145	76	.5561	1.1906
26	.5320	1.0961	78	.5565	1.1923
27	.5332	1.1004	80	.55688	1.19382
28	.5343	1.1047	82	.5572	1.1953
29	.5353	1.1086	84	.5576	1.1969
30	.53622	1.11238	86	.5580	1.1980
31	.5371	1.1159	88	.5583	1.1994
32	.5380	1.1193	90	.55860	1.20073
33	.5388	1.1226	92	.5589	1.2020
34	.5396	1.1255	94	.5592	1.2032
35	.54034	1.12847	96	.5595	1.2044
36	.5410	1.1313	98	.5598	1.2055
37	.5418	1.1339	100	.56002	1.20649
38	.5424	1.1363	150	.56461	1.22534
39	.5430	1.1388	200	.56715	1.23598
40	.54362	1.14132	250	.56878	1.24292
41	.5442	1.1436	300	.56993	1.24786
42	.5448	1.1458	400	.57144	1.25450
43	.5453	1.1480	500	.57240	1.25880
44	.5458	1.1499	750	.57377	1.26506
45	.54630	1.15185	1000	.57450	1.26851
46	.5468	1.1538		.57722	1.28255
47	.5473	1.1557			
48	.5477	1.1574			
49	.5481	1.1590			
50	.54854	1.16066			

## TABLA DE CALCULO METODO ANALITICO EXACTO

Tenemos que para  $n = 19$  del Cuadro N° 5  $\bar{x}_n = 0.5220$   
 $S_n = 1.0566$

De la Tabla de cálculo N° 1  $\bar{x} = 91.3$   $S_x = 44.3$

Tr (años)	LnTr	$-\frac{S_x}{S_n}$	LnTr	$\bar{x} - \frac{\bar{x}_n}{S_n}(S_x)$	$X_{Tr}$
2	0.6931		29.059	69.414	98.473
5	1.6094		67.477	69.414	136.891
10	2.3026		96.540	69.414	165.954
25	3.2188		134.954	69.414	204.368
50	3.9120		164.018	69.414	233.432
100	4.6052		193.082	69.414	262.496

Tenemos que:

Lluvia máxima 24 hrs. ( $X_{24}$ ) para Tr = 2 años = 98.5 mm

Lluvia máxima 24 hrs. ( $X_{24}$ ) para Tr = 5 años = 136.9 mm

Lluvia máxima 24 hrs. ( $X_{24}$ ) para Tr = 10 años = 165.9 mm

Lluvia máxima 24 hrs. ( $X_{24}$ ) para Tr = 25 años = 204.4 mm

Lluvia máxima 24 hrs. ( $X_{24}$ ) para Tr = 100 años = 262.5 mm

C).- Deducciones para el cálculo del Qmáx. ordinario.

Como en este caso no se dispone de información pluviográfica que permita conocer la distribución horaria y tiempo de duración de la tormenta más desfavorable, que es la que se utiliza para calcular el Qmáx., es necesario determinar, de acuerdo a una ecuación matemática representativa, los parámetros, magnitud de la lluvia y su tiempo de duración, que por definición para que ocurra el Qmáx. debe ser igual o mayor al tiempo de concentración de la Cuenca y su coeficiente de escurrimiento donde se involucran las pérdidas; por lo tanto habrá que calcular el Tiempo de

Concentración (Tc) de la Cuenca en estudio para en base a ese -- tiempo determinar la Intensidad de lluvia que puede producir el Qmáx.

#### CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACION.

Datos de la Cuenca:

$$A = \text{Area} = 44.0 \text{ Km}^2$$

$$\text{Longitud cauce principal (L)} = 11.10 \text{ Kms.}$$

$$\text{Diferencia de elevaciones } (\Delta H) = 813.0 \text{ m.}$$

$$\text{Pendiente del cauce principal (S)} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{813.0}{11100.0} = 0.0732$$

Fórmula de Rowe:

$$T_c = \left[ \frac{0.86 (L)^3}{\Delta H} \right]^{0.385} = \left[ \frac{0.86 (11.10)^3}{813.0} \right]^{0.385} = 1.15 \text{ hrs.}$$

Fórmula de Kirpich:

$$T_c = 0.0003245 \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77} = 0.0003245 \left( \frac{11100}{\sqrt{0.0732}} \right)^{0.77} = 1.15 \text{ hrs}$$

Fórmula de Gray:

$$T_c = \frac{(L)^{1.15}}{15 (\Delta H)^{0.38}} = \frac{(11.10)^{1.15}}{15 (0.813)^{0.38}} = 1.148 \text{ hrs.}$$

por lo tanto tenemos que  $T_c = 1.15 \text{ hrs.}$

CALCULO DE LA ALTURA DE LLUVIA  $h_p$  o  $X_t$  PARA UNA DURACION CUALQUIERA DIFERENTE A 24 hrs.

Este valor se obtiene con la expresión:

$$X_t = \frac{K t^{1-e}}{1-e} \quad \text{donde:}$$

$X_t$  = altura de lluvia por el tiempo que se desee.

$t$  = tiempo para el cual se esta calculando  $X_t$

$e$  = parametro que depende del tamaño de la cuenca en estudio y del tiempo de concentración de la misma.

K = parámetro que está definido por la ecuación:

$$K = \frac{(1-e)X_{24}}{t_{24}(1-e)}$$

y está en función del valor del valor de la lluvia máxima en 24 hrs. ajustado  $X_{24}$

t = tiempo de 24 hrs.

Valores de "e"

Es recomendable por su mayor incidencia, valores de "e" comprendidos entre 0.45 a 0.80 de la manera siguiente, previendo condiciones críticas. Tomar el valor más alto en Zona ciclónica.

e = 0.45 - 0.50	Cuencas muy grandes con Tc 48 hrs.
e = 0.50 - 0.55	Cuencas grandes con Tc 24 - 48 hrs.
e = 0.55 - 0.60	Cuencas medianas con Tc 6 - 24 hrs.
e = 0.60 - 0.70	Cuencas chicas con Tc 1 - 6 hrs.
e = 0.70 - 0.80	Cuencas chicas con Tc 1 hr.

Estos valores fueron tomados de la publicación "Normas Técnicas Hidrológicas" para determinar el Qmáx. ordinario de una corriente, de la Dirección General de Administración y Control de Sistemas Hidrológicos de la S.A.R.H.

D).- Cálculo del Qmáx. ordinario.

Como el propósito de obtener Q es fundamentalmente conocer la velocidad del escurrimiento en base al área hidráulica del cauce en el punto de construcción del Sifón para prevenir socavaciones, lo más conveniente es determinar el Q más periódico, por lo que se calculará para un Tr = 2 años utilizando el Método de la Fórmula Racional donde el Qmáx. está dado por la expresión:

$$Q_{máx} = 0.277 C A i$$

donde; C = coeficiente de escurrimiento.

A = área de la cuenca en Km<sup>2</sup>

i = intensidad de lluvia en mm/hr.


**NORMAS TECNICAS  
HIDROLOGICAS.**
**DIRECCION GENERAL DE  
ADMINISTRACION Y CONTROL  
DE SISTEMAS HIDROLOGICOS**
**PARA DETERMINAR EL GASTO MAXIMO ORDINARIO  
DE UNA CORRIENTE SUPERFICIAL ASOCIADO A  
LA DELIMITACION DE LA ZONA FEDERAL**
**FECHA DE AUTORIZACION N° DE PAGINA**

DIA	MES	AÑO	

**Cuadro No. 9 Selección del número de escurrimiento N, para condiciones de humedad previa media**

Uso de la tierra	Condición de la cobertura vegetal de la superficie.	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques cultivados.	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espeso, alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo, muy baja transpiración.	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, muy alta transpiración.	15	44	54	61
Descanso, sin cultivo.	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surco en curva de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curva de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas sembradas con maquinaria o alveico.	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curva de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curva de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curva de nivel, normal	25	59	75	83
Curva de nivel, bueno	6	35	70	79	
Potrero permanente	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable.		100	100	100	100

Secuencia de Cálculo:

D.1).- Selección del período de retorno

$$Tr = 2 \text{ años.}$$

D.2).- Deducción del Número de Esguerrimiento "N" que nos servirá para calcular la Precipitación en Exceso (Pe) por consiguiente el Coeficiente de Esguerrimiento "C".

En base a observaciones hechas en el sitio de la cuenca en estudio, se hace la consideración de que el 80% del área de la migra está formada por Bosque natural y el 20% restante por Pastizal, por lo que se considera un Suelo Tipo C.

Del Cuadro N° 9 obtenemos los valores de N para éste tipo de suelo:

$$\text{Bosque Natural } N = 70 \times 0.80 = 56.0$$

$$\text{Pastizal } N = 86 \times 0.20 = \underline{17.2}$$

$$\text{Suma } N = 73.2$$

D.3).- Cálculo de la Precipitación en exceso ( $Pe_{24}$ ) para la lluvia en 24 hrs. ( $X_{24}$ ) ajustada para  $Tr = 2$  años esto es  $X_{24} = 98.5$  mm.

$$Pe_{24} = \frac{(X_{24} - \frac{508}{N} + 5.08)^2}{X_{24} + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

donde;  $Pe_{24}$  en cm.

$X_{24}$  en cm.

$N = N^{\circ}$  de esguerrimiento.

sustituyendo valores:

$$Pe_{24} = \frac{(9.85 - \frac{508}{73.2} + 5.08)^2}{9.85 + \frac{2032}{73.2} - 20.32} = 3.692 \text{ cm} = 36.92 \text{ mm.}$$

D.4).- Cálculo del coeficiente de escurrimiento "C" para la lluvia ajustada en 24 hrs.

$$C = \frac{Pe_{24}}{X_{24}} = \frac{36.92 \text{ mm}}{98.50 \text{ mm}} = 0.374$$

D.5).- Para  $T_c = 1.15$  hrs. Calcular la lluvia para una duración similar ( $X_{1.15}$ )

$$X_{1.15} = \frac{K_{24}(t)^{1-e}}{1-e} \quad \text{donde } K_{24} = \frac{X_{24}(1-e)}{24 \text{ hrs}^{1-e}}$$

considerando  $e = 0.60$  y sustituyendo valores tenemos:

$$K_{24} = \frac{98.5(1-0.60)}{24(1-0.60)} = 11.05$$

$$X_{1.15} = \frac{11.05(1.15)^{1-0.60}}{1-0.60} = 29.21$$

D.6).- Cálculo de lluvia en exceso  $X_{e,1.15}$  en función de:

$$Pe_{24} = 36.92 \text{ mm} \quad \text{y} \quad T_c = 1.15 \text{ hrs.}$$

$$X_{e,1.15} = \frac{K_e(t)^{1-e}}{1-e} \quad \text{donde } K_e = \frac{Pe_{24}(1-e)}{24 \text{ hrs}^{1-e}} \quad \text{sustituyendo}$$

$$K_e = \frac{36.92(1-0.60)}{24(1-0.60)} = 4.142$$

$$X_{e,1.15} = \frac{4.142(1.15)^{1-0.60}}{1-0.60} = 10.950$$

por lo tanto:

$$C = \frac{X_{e,1.15}}{X_{1.15}} = \frac{10.95}{29.21} = 0.374$$

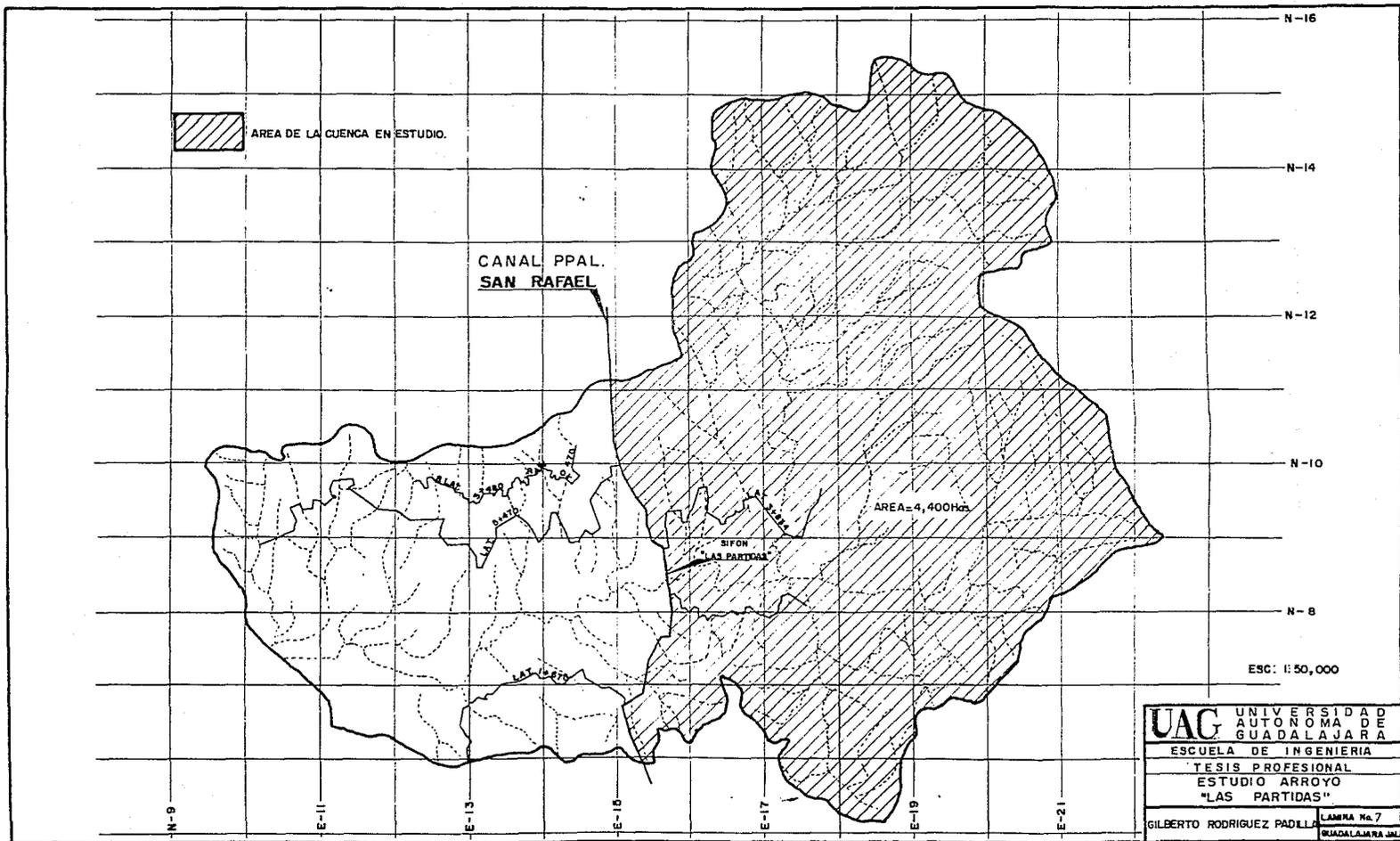
D.7).- Obtención del  $Q_{\text{máx.}}$  sustituyendo en la Fórmula Racional.

$$Q_{\text{máx.}} = 0.277(0.374)(44 \text{ Km}^2)\left(\frac{29.21 \text{ mm}}{1.15 \text{ hrs}}\right) = 115.78 \text{ m}^3/\text{s}$$

tenemos que:

$$\text{Para } Tr = 2 \text{ años } Q_{\text{máx. ordinario}} = 116.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$





### 5.- Estudios de Socavación.

Un aspecto de mucha importancia en la cimentación o desplante de una estructura que se construirá para cruzar una depresión del terreno como lo son los ríos o arroyos, es el relacionado con la socavación.

Generalmente es difícil predecir con exactitud la profundidad a la cual el agua socava.

Aunque no hay hasta la fecha estudios suficientes que permitan prever la magnitud de la socavación en el lecho de un río o arroyo, ni la profundidad máxima de socavación, ni la forma de la sección socavada, el Ing. R. G. Kennedy propuso la siguiente fórmula:

$$V_o = C D^{0.64}$$

donde la "Vo" es la velocidad en m/seg. a la cual no hay socavación ni depósito en el río. "D" es el tirante en m., y "C" es un coeficiente cuyo valor depende del material en el fondo del río. El autor de la fórmula nos da C=0.55 para arena muy fina, según sus observaciones.

Bukley estudiando ciertos ríos, encontró que "C" se reduce a los dos tercios del valor hallado por Kennedy, para lechos formados por partículas extremadamente finas; es decir que "C" valdría aproximadamente 0.37.

En el "Manual de Hidráulica" de H.W. King, pag. 7-30 y 7-31 vemos esta tabla para la fórmula de Kennedy.

#### VELOCIDAD CRITICA EN METROS POR SEGUNDO

D en metros	Arena muy fina	Arena extraordinariamente fina
2.00	0.86	0.58
2.50	0.99	0.67
3.00	1.11	0.75
3.50	1.23	0.83
4.00	1.34	0.90
4.50	1.39	0.97

Otros datos sobre las velocidades de "no socavación" los vemos en la pag. 1080 del "Manual del Ingeniero Constructor" del Dr. F. Scheicher, Tomo I.

Material de fondo	Velocidad media en la corriente que no produce Socavación
Arena fina	0.20 a 0.30
Arena gruesa	0.30 a 0.50
Arcilla fina	0.30 a 0.50
Arcilla arenosa	0.30 a 0.50
Arcilla compacta	0.60 a 1.00
Grava hasta 2.5 cm. $\phi$	0.60 a 0.80
Grava mediana	0.60 a 1.00
Boleo	1.00 a 1.90
Piedras angulosas	1.70 a 1.80

El Ing. Vicente Guerrero y Gama en su libro intitulado "Apuntes de la Clase de Puentes" proporciona algunos datos experimentales sobre la velocidad de arrastre de diferentes materiales.

Clase de material que constituye el lecho del río	Velocidad de arrastre	
	Mínima	Máxima
Aluvión suave	menor de 0.15 m/seg	
Arena	0.30 "	0.45 m/seg
Arcilla ordinaria	0.50 "	1.00 "
Arcilla compacta	1.50 "	2.00 "
Grava gruesa	1.00 "	2.00 "

A continuación enlistaré una serie de datos hidráulicos que deben tomarse en el campo y que son de mucha utilidad para determinar en forma práctica la posible socavación.

- 1.- Levantamiento del perfil del fondo del río o arroyo en una longitud mínima de 500 m. del tramo en que se encuentran las secciones estudiadas.
- 2.- Levantamiento de un mínimo de tres secciones transversales sobre el perfil del fondo del río o arroyo.
- 3.- Fijar en cada sección, N.A.M.E., N.A.M.O., y N.A. Mín.

- 4.- Estimación del coeficiente de rugosidad ( $n$ ) en cada sección.
- 5.- Medición del diámetro de los máximos cuerpos rodados por la corriente en avenidas. (Cantos rodados, boleos, gravas)
- 6.- Observación en el terreno sobre posibles divagaciones o socavaciones del río o arroyo.
- 7.- Investigar la duración época y frecuencia de las avenidas máximas extraordinarias y de las máximas ordinarias.
- 8.- Investigar la época de estiaje.

En la actualidad existe un método que posiblemente sea el más adecuado para conocer en forma aproximada la profundidad de socavación y se le conoce con el nombre de Método Alemán, y que es el siguiente:

En diferentes puntos del lecho del río o arroyo en el lugar - del cruce, se practican excavaciones verticales ademandando sus paredes si es necesario. El material extraído de cada excavación, independientemente, se pinta con una sustancia insoluble en agua y así pintado se vuelve a colocar en el interior de la excavación en el mismo orden en que antes se encontraban y con la misma compactación. Si se emplea ademe durante la excavación, éste se debe retirar a medida que se va llenando nuevamente la excavación. En esas condiciones se dejan las excavaciones a que queden sujetas a las avenidas del río.

El pintado de los materiales tiene por objeto el saber hasta que profundidad llegó la socavación, pues si no se hiciera esto, al venir la avenida se iniciará la socavación y una vez pasada - la creciente el fenómeno de la socavación se reproduce en sentido contrario, pues a medida que la velocidad del agua disminuye se van depositando en el lugar socavado otros materiales, primero los más pesados y después los más finos, quedando al final el -- cauce del río o arroyo muy parecido al que tenía antes de la creciente.

Una vez que la avenida haya pasado se vuelven a repetir las excavaciones en los mismos puntos y así obtener, por observación directa, la profundidad de socavación, que será aquella a la cual vuelva a aparecer los materiales pintados y que no fueron removidos por la creciente.

#### CALCULO DE LA SOCAVACION

Una vez obtenida el área hidráulica de la sección del cauce en el cruce del conducto mediante los estudios topográficos, y el valor del Gasto Máximo que se puede presentar en el sitio de construcción, mediante el Estudio Hidrológico, se puede proceder a calcular la velocidad de la corriente en el sitio antes señalado.

DATOS:

$$Q = VA \quad \therefore V = Q/A \quad \text{donde:}$$

Q = gasto del arroyo que pasa por la sección estudiada en  $m^3/\text{seg.}$

V = velocidad del agua en la sección estudiada en  $m/\text{seg.}$

A = área hidráulica de la sección estudiada en  $m^2$ .

$$Q = 116 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A = 909 \text{ m}^2.$$

$$V = Q/A = 116/909 = 0.127 \text{ m}/\text{seg.}$$

$$V = 0.127 \text{ m}/\text{seg.}$$

Si comparamos este valor de  $V = 0.127 \text{ m}/\text{seg.}$  con los señalados en las tablas anteriores, podemos observar que está muy por debajo de los valores mínimos y máximos de velocidades críticas a las que se pueden presentar arrastres o socavaciones por lo que se llega a la conclusión de que no se nos presentarán socavaciones en el sitio de la estructura.

Como estos datos fueron obtenidos mediante fórmulas empíricas y en base a observaciones hechas sobre diferentes ríos, para ma-

por seguridad se aplicó el Método Alemán en el sitio de la estructura en la siguiente forma:

- 1.- Se localizaron los puntos sobre el terreno natural a lo largo del eje de la estructura más convenientes para hacer las excavaciones verticales. En total se hicieron cinco excavaciones de 4.00 m. de largo, 1.50 m. de ancho y -- 1.00 m. de profundidad cada una, ubicadas en los siguientes kilometrajes:

Excavación N° 1	Km 3 + 420.00
Excavación N° 2	Km 3 + 520.00
Excavación N° 3	Km 3 + 620.00
Excavación N° 4	Km 3 + 720.00
Excavación N° 5	Km 3 + 820.00

No fué necesario ademar las paredes de las excavaciones.

- 2.- Una vez terminadas las excavaciones se procedió a pintar el material producto de las mismas con una pintura de color Rojo, insoluble en agua.
- 3.- Se colocó el material producto de las excavaciones ya pintado, en el interior de la excavación en el mismo orden en que se fué extrayendo cuidando de darle la compactación original que se tenía.
- 4.- Ya rellenadas las excavaciones hasta el nivel de terreno original, se esperó a que se presentaran las avenidas en el arroyo.
- 5.- Habiendo pasado las avenidas y en época de estiaje, se -- procedió a repetir las excavaciones en los mismos puntos ya fijados y se observaron los resultados siguientes:

Excavación N° 1	Km 3 + 420.00
Elev. Terreno natural antes de la avenida	= 88.794 m.
Elev. 1ª capa pintada después de la avenida	= <u>88.792 m.</u>
Diferencia	= 0.092 m.

## Excavación N° 2 Km 3 + 520.00

Elev. Terreno natural antes de la avenida = 86.567 m.

Elev. 1ª capa pintada después de la avenida = 86.443 m.

Diferencia = 0.124 m.

## Excavación N° 3 Km 3 + 620.00

Elev. Terreno natural antes de la avenida = 87.808 m.

Elev. 1ª capa pintada después de la avenida = 87.734 m.

Diferencia = 0.074 m.

## Excavación N° 4 Km 3 + 720.00

Elev. Terreno natural antes de la avenida = 87.939 m.

Elev. 1ª capa pintada después de la avenida = 87.857 m.

Diferencia = 0.082 m.

## Excavación N° 5 Km 3 + 820.00

Elev. Terreno natural antes de la avenida = 89.148 m.

Elev. 1ª capa pintada después de la avenida = 89.052 m.

Diferencia = 0.096 m.

Como se aprecia, la socavación más desfavorable se nos presentó en la Excavación N° 2 Km 3 + 520.00 que fué de 0.124 m. por lo que se determinó que la socavación no será un obstáculo que nos causará problemas en la estructura o conducto.

A este Estudio podemos complementarle que la Dirección de Estudios y Diseños de la S.A.R.H. en Oficinas Centrales, recomienda que el espesor del relleno en la zona del cauce no deberá ser menor a la profundidad de socavación, o en su defecto no debe ser menor de 1.50 m. y de 1.00 m. en las laderas.

## C A P I T U L O   I I I

## CALCULO HIDRAULICO

## III.1.- GENERALIDADES.

Es frecuente encontrar durante la construcción de un canal o dren, obstáculos tales como ríos, barrancas, caminos, vías de ferrocarril, otro canal o un dren y cerros.

Con el objeto de vencer estos obstáculos es necesario construir alguna estructura que permita el paso del flujo del canal a través de ellos.

Estas estructuras pueden ser:

- a).- Alcantarillas.
- b).- Puentes para camino o ferrocarril.
- c).- Puentes Canal.
- d).- Sifones.
- e).- Túneles.

## III.2.- ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA.

Al proyectar un cruce debemos de tomar en cuenta los siguientes factores para escoger la estructura que más nos convenga.

III.2.1.- Cuando la elevación de la superficie libre del agua del canal, dren o arroyo, es menor que la elevación de la rasante del obstáculo, se puede utilizar como estructura de cruce en el camino o vía de ferrocarril, una alcantarilla o bien un puente.

En el caso de que se pueda utilizar cualquiera de las dos estructuras como solución de cruce, se deben de hacer anteproyectos y escoger la estructura más funcional y económica.

Si se escoge como solución de cruce una alcantarilla, la estructura debe de trabajar como canal y se debe de tener dentro de la misma un bordo libre por lo menos igual al del canal.

Si se escoge como solución de cruce un puente, se deberá de tener el Gálibo suficiente del nivel de la superficie del agua a la parte más baja de la superestructura del puente.

Si el puente se construye sobre un canal, el gálibo será por lo menos el bordo libre del canal.

Si el puente se construye sobre un dren, el gálibo mínimo será de 1.00 m. del nivel de aguas máximas calculado, a la parte más baja de la superestructura del puente.

III.2.2.- Cuando la elevación de la superficie libre del agua en el canal, dren o arroyo es mayor que la elevación de la rasante del obstáculo, se puede utilizar como estructura de cruce un Puente Canal o un Sifón.

#### III.2.2.1.- Puente Canal.

El Puente Canal se usará cuando la diferencia de elevaciones de la rasante del canal o dren y la rasante del obstáculo permita un espacio libre suficiente para lograr el paso de vehículos en el caso de caminos y ferrocarriles o el tránsito del agua en el caso de canales, drenes, arroyos y ríos.

#### III.2.2.2.- Sifón.

El Sifón se utilizará si la elevación de la superficie libre del agua en el canal o dren es mayor que la elevación de la rasante del obstáculo y no tenemos el espacio libre suficiente -- para lograr el paso de vehículos o el tránsito del agua.

Para un mismo cruce se puede utilizar cualquiera de las dos estructuras por lo que sería conveniente se hicieran anteproyectos y se escogiera la más funcional y económica.

### III.3.- SIFONES.

Las secciones más usuales en la S.A.R.H. son la rectangular y la circular, aunque en algunos casos especiales se utiliza la --- sección en herradura.

#### III.3.1.- Conductos Rectangulares.

Por especificación de la S.A.R.H., la sección de los conductos rectangulares deberán cumplir con la siguiente relación:

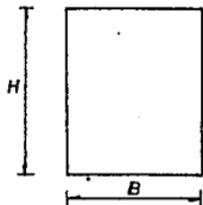
$$\frac{H}{B} \approx 1.25$$

B= Ancho de la plantilla interior del conducto.

H= Altura interior del conducto.

La sección mínima aceptada en conductos rectangulares es B= 0.80 m. y H= 1.00 m.

La dimensión mínima de los *chofflans* en las esquinas del conducto será de 0.10 m.



#### III.3.2.- Conductos Circulares.

Por especificación de la S.A.R.H. el diámetro mínimo aceptado en secciones circulares será de 30" (76.2 cm.) para tubos prefabricados y de 1.25 m. para tubos colados en sitio.

### III.4.- NORMAS GENERALES DE PROYECTO.

#### III.4.1.- Sifones en cruce con carreteras.

Por disposición de la Dirección General de Conservación de la S.O.P., cuando se va a cruzar un canal a través de un camino federal hay que cumplir con ciertos requisitos.

III.4.1.1.- El espesor del colchón de tierra que debe dejarse del punto más bajo del terreno natural dentro del derecho de vía del camino a la parte superior de la estructura debe ser por lo menos de 1.50 m.

III.4.1.2.- La longitud del conducto en proyección horizontal deberá ser como mínimo la longitud del derecho de vía más un metro a cada lado a los muros de cabeza de las transiciones.

III.4.2.- Sifones en cruce con ferrocarril.

III.4.2.1.- El espesor mínimo del relleno, del patín del riel a la parte superior de la estructura no debe de ser menor de 0.90 m.

III.4.2.2.- La longitud mínima de los conductos en proyección horizontal, deberá ser aquella que no impida el drenaje longitudinal del ferrocarril.

III.4.3.- Sifones en cruce con canal o dren.

III.4.3.1.- El espesor mínimo del relleno no deberá ser menor de 1.50 m., medidos desde la rasante del canal o dren a la parte superior del conducto.

III.4.3.2.- La longitud de los conductos no deberá ser menor a la sección del canal o dren, considerando sus bermas y bordos.

III.4.4.- Sifones en cruce con ríos, barrancas o arroyos.

III.4.4.1.- El espesor del relleno entre el terreno natural y la parte superior de la estructura en la zona del cauce, no deberá ser menor a la profundidad de socavación en la zona del cruce. En las laderas el relleno no debe ser menor de 1.00 m.

III.4.4.2.- La longitud de la estructura estará en función de la topografía del cruce cuidando que las transiciones del canal al conducto queden alojadas en el terreno natural, fuera de las laderas.

III.4.4.3.- La velocidad del agua en el conducto deberá de quedar comprendida entre 2.50 a 3.50 m/seg. para evitar el depósito de azolves en el fondo del conducto y no produzca erosión en el material de que está hecho el mismo.

### III.5.- CALCULO HIDRAULICO DE LAS TRANSICIONES Y DEL SIFON " LAS PARTIDAS ".

En el Distrito de Riego del Rfo Tomatlán, Jal. el Canal Principal "San Rafael" en su Km. 3+600.00 cruzará un arroyo.

Se proyectará como estructura de cruce un Sifón de un conducto de sección rectangular que permita pasar un gasto de  $11.05 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL PRINCIPAL " SAN RAFAEL ".

$Q = 11.05 \text{ m}^3/\text{seg.}$	$A = 11.445 \text{ m}^2.$	$BLC = 0.30 \text{ m.}$
$V = 0.965 \text{ m/seg.}$	$r = 1.159 \text{ m.}$	$BLT = 0.35 \text{ m.}$
$b = 2.30 \text{ m.}$	$s = 0.00015$	$n = 0.014$
$d = 2.10 \text{ m.}$	$t = 1.5 : 1$	$e = 0.10 \text{ m.}$

#### COMPROBACION DE DATOS HIDRAULICOS.

$$A = bd + td^2 = 2.30 \times 2.10 + 1.5 \times 2.10^2 = 11.445 \text{ m}^2.$$

$$P_m = b + 2d\sqrt{1+t^2} = 2.30 + 2 \times 2.10 \sqrt{1+(1.5)^2} = 9.871 \text{ m.}$$

$$r = A/P = 11.445/9.871 = 1.159 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = (1.159)^{2/3} = 1.103$$

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} = \frac{1}{0.014} (1.103)(0.00015)^{1/2} = 0.965 \text{ m/seg.}$$

$$V = Q/A = 11.05/11.445 = 0.965 \text{ m/seg.}$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{(0.965)^2}{2 \times 9.81} = 0.047 \text{ m.}$$

#### DISEÑO DE LA SECCION DEL CONDUCTO.

Proponiendo una sección rectangular, ésta debe de cumplir la siguiente relación:

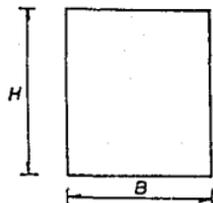
$$\frac{H'}{B} = 1.25$$

$H$  = Altura interior del conducto.

$B$  = Ancho de la plantilla del conducto.

$$H = 1.25 B \dots\dots(1)$$

$$A = BH \dots\dots\dots(2)$$



Sustituyendo (1) en (2)

$$A = 1.25 B^2$$

Despejando B

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

DATOS PARA EL DISEÑO.

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

Velocidad supuesta:

$$V = 2.60 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 11.05 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q = AV \quad \therefore A = Q/V$$

$$A = 11.05/2.60 = 4.25 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{4.25}{1.25}} = 1.843 \text{ m}$$

$$H = 1.25 B \quad \therefore H = 1.25 \times 1.843 = 2.303 \text{ m.}$$

Se adoptará:

$$B = 1.85 \text{ m y } H = 2.30 \text{ m}$$

Se colocarán carteles de 30 X 30 cm.

Area hídrica efectiva:

$$A = BH - A_c \quad A_c = \text{Area de los carteles.}$$

$$A = 1.85 \times 2.30 - \left( \frac{0.30 \times 0.30}{2} \right) 4 = 4.075 \text{ m}^2.$$

Velocidad en el conducto:

$$V = Q/A \quad \therefore V = 11.05/4.075 = 2.7116 \text{ m/seg.}$$

Perímetro mojado:

$$P_m = 2(1.85-0.60) + 2(2.30-0.60) + 4\sqrt{(0.30)^2 + (0.30)^2} = 7.597 \text{ m}$$

Radio Hidráulico:

$$R = A/P_m \quad \therefore 4.075/7.597 = 0.5368 \text{ m.}$$

$$R^{2/3} = 0.6605$$

## CALCULO DE PERDIDAS DE CARGA APROXIMADAS:

## 1. Transición de entrada:

$$h_{te} = Kt \left( \frac{V_s^2 - V_c^2}{2g} \right)$$

$V_s$  = Velocidad en el Sifón.

$V_c$  = Velocidad en el Canal.

$Kt$  = Coeficiente que depende del tipo de transición.

$g$  = Aceleración de la gravedad ( $9.81 \text{ m/seg}^2$ ).

Valores de  $Kt$ :

Transiciones alabeadas.....0.10

Transiciones aristas vivas.....0.25

$$h_{te} = 0.1 \left( \frac{2.7116^2 - 0.965^2}{2 \times 9.81} \right) = 0.0327 \text{ m.}$$

## 2. Entrada al conducto:

$$h_e = K_e \left( \frac{V_s^2}{2g} \right)$$

$K_e$  = Coeficiente que depende de la forma de entrada.

VALORES DE  $K_e$

Para entrada con arista en ángulo recto . . . . . 0.500

Para entrada con arista ligeramente redondeada . . . 0.230

Para entrada con arista completamente redondeada . . 0.100

$R = 0.15D$

Para entrada abocinada circular . . . . . 0.034

$$h_e = 0.1 \left( \frac{2.7116^2}{2 \times 9.81} \right) = 0.0374 \text{ m.}$$

## 3. Fricción en el conducto:

Empleando Manning:

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

$$hf = SL = \left( \frac{V_s X n}{r^{2/3}} \right)^2 L$$

$n$  = coeficiente de rugosidad.

S = pérdida por fricción.

$V_s$  = velocidad del agua en el sifón.

r = radio hidráulico.

L = longitud total del sifón. ( Ver lámina N°8).

$$h_f = \left( \frac{2.7116 \times 0.014}{0.5305} \right)^2 592.65 = 1.958 \text{ m.}$$

4. Salida del conducto:

Hacemos la siguiente consideración:

$$h_s = 2h_e \quad \therefore h_s = 2 \times 0.0374 = 0.0748 \text{ m.}$$

5. Transición de salida:

Hacemos la siguiente consideración:

$$h_{ts} = 2h_{te} \quad \therefore h_{ts} = 2 \times 0.0327 = 0.0654 \text{ m.}$$

RESUMEN DE PERDIDAS DE CARGA APROXIMADAS:

1. Transición de entrada . . . . .	0.0327 m.
2. Entrada al conducto . . . . .	0.0374 m.
3. Fricción en el conducto . . . . .	1.9580 m.
4. Salida del conducto . . . . .	0.0748 m.
5. Transición de salida . . . . .	<u>0.0654 m.</u>
CARGA POR PERDER = 2.1683 m.	

En este resumen de pérdidas de carga no se considerarán las pérdidas por cambio de dirección o codos, ya que en esta etapa aún no se cuenta con el trazo geométrico definitivo del conducto, procediéndose a calcular las pérdidas antes descritas con las fórmulas ya establecidas y calculando las faltantes cuando apliquemos Bernoulli más adelante.

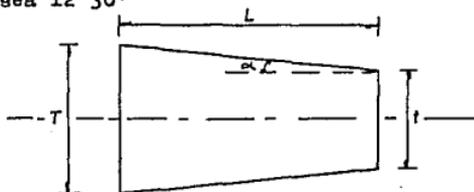
DATOS HIDRAULICOS DEL CONDUCTO

Q = 11.05 m <sup>3</sup> /seg.	B = 1.85 m.	Pm = 7.597 m.
A = 4.075 m <sup>2</sup> .	H = 2.30 m.	n = 0.014
V = 2.711 m/seg.	R = 0.5368 m.	hvc = 0.374 m.

### CALCULO DE LA LONGITUD DE LAS TRANSICIONES.

Las transiciones tienen su justificación, cuando el Canal en su localización tenga que intercalársele una estructura que nos obliga a cambiar de sección, ya que este cambio no debe de hacer se bruscamente, sino por medio de transiciones con la finalidad de reducir al mínimo las perdidas de carga y obtener por ende, la mayor eficiencia hidráulica posible.

La longitud de la transición se determina de acuerdo con el criterio de Julian Hinds, que consiste en considerar que el ángulo que deba formar la intersección de la superficie del agua y 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.

$$\cot \alpha = \frac{L}{\left(\frac{T-t}{2}\right)}$$

$$\text{despejando } L \quad \therefore L = \left(\frac{T-t}{2}\right) \cot \alpha \quad \alpha = 12^{\circ}30'$$

Según experiencias de la extinta Comisión Nacional de Irrigación, el ángulo puede ser aumentado hasta  $22^{\circ}30'$  sin que el cambio de secciones de la transición sea brusco y con el cual se reduce ligeramente el costo de los mismos.

Por lo tanto nuestra longitud queda dada por la fórmula:

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

Si al resolver la expresión anterior se encuentra un valor fraccionario, es recomendable redondearlo.

$$T = b + 2td = 2.30 + 2(1.5)(2.10) = 8.60 \text{ m.}$$

$$t = 1.85 \text{ m.}$$

$$L = \left( -\frac{8.60-1.85}{2} \right) 2.414 = 8.14 \text{ m.}$$

se adopta  $L = 8.50 \text{ m.}$

#### PUNCIÓNAMIENTO HIDRAULICO DEL SIFON.

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

Se dejó un relleno de 2.00 m. 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.

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

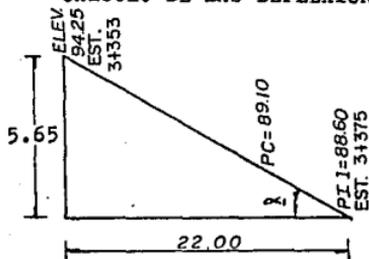
El desnivel entre los gradientes de energía de entrada y de salida de la estructura tendrá que ser igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presentan en el sifón.

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

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

Antes de pasar a aplicar la Ecuación de Bernoulli para determinar las pérdidas de carga en el conducto, procedemos a calcular las deflexiones y las curvas verticales del mismo.

### CALCULO DE LAS DEFLEXIONES.



$$\tan \alpha_1 = \frac{5.65}{22.00} = 0.2568$$

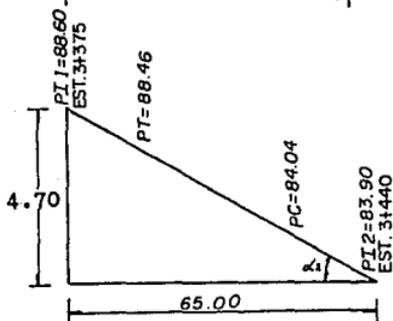
$$\alpha_1 = \tan^{-1} 0.2568 = 14.4033^\circ$$

$$\text{Sen } \alpha_1 = \frac{y}{2.00} \therefore y = 2 \text{Sen } \alpha_1$$

$$y = 2 \text{Sen} 14.4033^\circ = 0.50 \text{ m.}$$

$$PC = PI1 + y$$

$$= 88.60 + 0.50 = 89.10 \text{ m.}$$



$$\tan \alpha_2 = \frac{4.70}{65.00} = 0.0723$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1} 0.0723 = 4.1357^\circ$$

$$\text{Sen } \alpha_2 = \frac{y}{2.00} \therefore y = 2 \text{Sen } \alpha_2$$

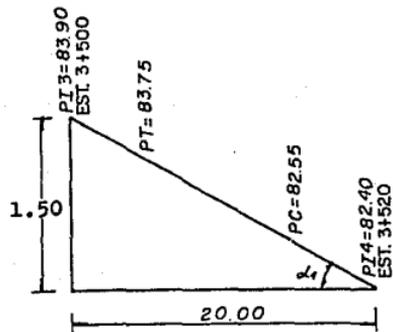
$$y = 2 \text{Sen} 4.1357^\circ = 0.14 \text{ m.}$$

$$PT = PI1 - y$$

$$= 88.60 - 0.14 = 88.46 \text{ m.}$$

$$PC = PI2 + y$$

$$= 83.90 + 0.14 = 84.04 \text{ m.}$$



$$\tan \alpha_4 = \frac{1.50}{20.00} = 0.075$$

$$\alpha_4 = \tan^{-1} 0.075 = 4.2891^\circ$$

$$\text{Sen } \alpha_4 = \frac{y}{2.00} \therefore y = 2 \text{Sen } \alpha_4$$

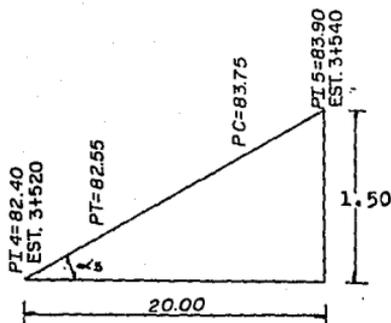
$$y = 2 \text{Sen} 4.2891^\circ = 0.15 \text{ m.}$$

$$PT = PI3 - y$$

$$= 83.90 - 0.15 = 83.75 \text{ m.}$$

$$PC = PI4 + y$$

$$= 82.40 + 0.15 = 82.55 \text{ m.}$$



$$\tan \alpha_5 = \frac{1.50}{20.00} = 0.075$$

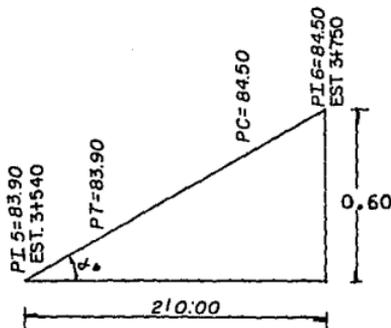
$$\alpha_5 = \tan^{-1} 0.075 = 4.2891^\circ$$

$$\text{Sen} \alpha_5 = \frac{y}{20.00} \therefore y = 20 \text{Sen} \alpha_5$$

$$y = 20 \text{Sen} 4.2891^\circ = 0.15 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{PT} &= \text{PI 4} + y \\ &= 82.40 + 0.15 = 82.55 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{PC} &= \text{PI 5} - y \\ &= 83.90 - 0.15 = 83.75 \text{ m.} \end{aligned}$$



$$\tan \alpha_6 = \frac{0.60}{210.00} = 0.0028$$

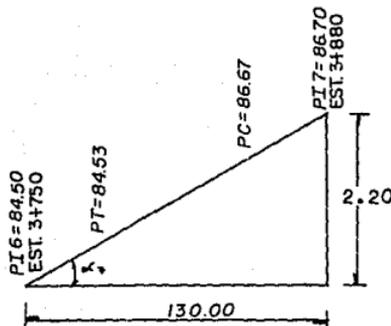
$$\alpha_6 = \tan^{-1} 0.0028 = 0.1637^\circ$$

$$\text{Sen} \alpha_6 = \frac{y}{210.00} \therefore y = 210 \text{Sen} \alpha_6$$

$$y = 210 \text{Sen} 0.1637^\circ = 0.005 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{PT} &= \text{PI 5} + y \\ &= 83.90 + 0.00 = 83.90 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{PC} &= \text{PI 6} - y \\ &= 84.50 - 0.00 = 84.50 \text{ m.} \end{aligned}$$



$$\tan \alpha_7 = \frac{2.20}{130.00} = 0.0169$$

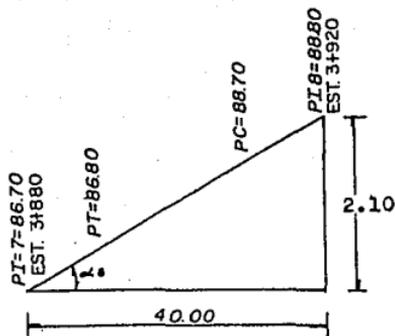
$$\alpha_7 = \tan^{-1} 0.0169 = 0.9695^\circ$$

$$\text{Sen} \alpha_7 = \frac{y}{130.00} \therefore y = 130 \text{Sen} \alpha_7$$

$$y = 130 \text{Sen} 0.9695^\circ = 0.03 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{PT} &= \text{PI 6} + y \\ &= 84.50 + 0.03 = 84.53 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{PC} &= \text{PI 7} - y \\ &= 86.70 - 0.03 = 86.67 \text{ m.} \end{aligned}$$



$$\text{Tan} \alpha_8 = \frac{2.10}{40.00} = 0.0525$$

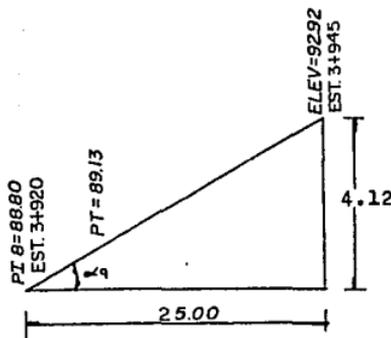
$$\alpha_8 = \text{Tan}^{-1} 0.0525 = 3.0052^\circ$$

$$\text{Sen} \alpha_8 = \frac{y}{2.00} \therefore y = 2 \text{Sen} \alpha_8$$

$$y = 2 \text{Sen} 3.0052^\circ = 0.10 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{PT} &= \text{PI} 7 + y \\ &= 86.70 + 0.10 = 86.80 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{PC} &= \text{PI} 8 - y \\ &= 88.80 - 0.10 = 88.70 \text{ m.} \end{aligned}$$



$$\text{Tan} \alpha_9 = \frac{4.12}{25.00} = 0.1648$$

$$\alpha_9 = \text{Tan}^{-1} 0.1648 = 9.3582^\circ$$

$$\text{Sen} \alpha_9 = \frac{y}{2.00} \therefore y = 2 \text{Sen} \alpha_9$$

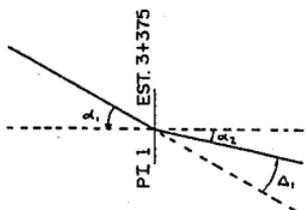
$$y = 2 \text{Sen} 9.3582^\circ = 0.33 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{PT} &= \text{PI} 8 + y \\ &= 88.80 + 0.33 = 89.13 \text{ m.} \end{aligned}$$

## CALCULO DE CURVAS VERTICALES.

CURVA N<sup>o</sup> 1

CONSIDERANDO UNA ST = 2.00 m.



$$\Delta_1 = \alpha_1 - \alpha_2$$

$$\Delta_1 = 14.403 - 4.135 = 10.268^\circ$$

$$\Delta_1 = 10^\circ 16' 04''$$

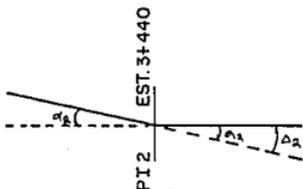
$$R = \frac{ST}{\operatorname{tg} \frac{\Delta}{2}} = \frac{2.00}{\operatorname{tg} \frac{10.268^\circ}{2}} = 22.26 \text{ m.}$$

$$LC = \frac{\pi R \Delta}{180} = \frac{3.1416 \times 22.26 \times 10.268}{180}$$

$$LC = 3.989 \text{ m.}$$

CURVA N<sup>o</sup> 2

CONSIDERANDO UNA ST = 2.00 m.



$$\Delta_2 = \alpha_2$$

$$\Delta_2 = 4.135^\circ$$

$$\Delta_2 = 4^\circ 08' 08''$$

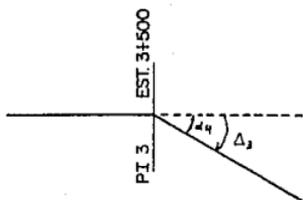
$$R = \frac{ST}{\operatorname{tg} \frac{\Delta}{2}} = \frac{2.00}{\operatorname{tg} \frac{4.135^\circ}{2}} = 55.40 \text{ m.}$$

$$LC = \frac{\pi R \Delta}{180} = \frac{3.1416 \times 55.40 \times 4.135}{180}$$

$$LC = 3.998 \text{ m.}$$

CURVA N<sup>o</sup> 3

CONSIDERANDO UNA ST = 2.00 m.



$$\Delta_3 = \alpha_4$$

$$\Delta_3 = 4.289^\circ$$

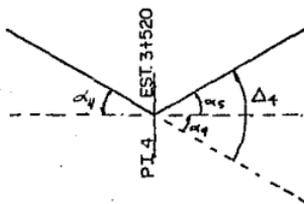
$$\Delta_3 = 4^\circ 17' 20''$$

$$R = \frac{ST}{\operatorname{tg} \frac{\Delta}{2}} = \frac{2.00}{\operatorname{tg} \frac{4.289^\circ}{2}} = 53.41 \text{ m.}$$

$$LC = \frac{\pi R \Delta}{180} = \frac{3.1416 \times 53.41 \times 4.289}{180}$$

$$LC = 3.998 \text{ m.}$$

CURVA N° 4



CONSIDERANDO UNA ST = 2.00 m.

$$\Delta_4 = \alpha_4 + \alpha_5$$

$$\Delta_4 = 4.289 + 4.289 = 8.578^\circ$$

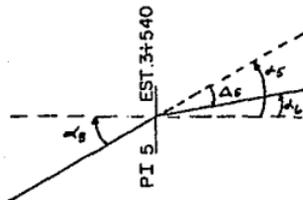
$$\Delta_4 = 8^\circ 34' 41''$$

$$R = \frac{ST}{\text{tg} \frac{\Delta}{2}} = \frac{2.00}{\text{tg} \frac{8.578^\circ}{2}} = 26.66 \text{ m.}$$

$$LC = \frac{\pi R \Delta}{180} = \frac{3.1416 \times 26.66 \times 8.578}{180}$$

$$LC = 3.992 \text{ m.}$$

CURVA N° 5



CONSIDERANDO UNA ST = 2.00 m.

$$\Delta_5 = \alpha_5 - \alpha_6$$

$$\Delta_5 = 4.289 - 0.163 = 4.125^\circ$$

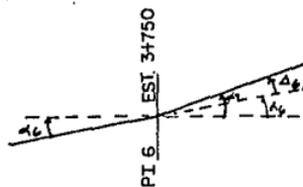
$$\Delta_5 = 4^\circ 07' 31''$$

$$R = \frac{ST}{\text{tg} \frac{\Delta}{2}} = \frac{2.00}{\text{tg} \frac{4.125^\circ}{2}} = 55.53 \text{ m.}$$

$$LC = \frac{\pi R \Delta}{180} = \frac{3.1416 \times 55.53 \times 4.125}{180}$$

$$LC = 3.998 \text{ m.}$$

CURVA N° 6



CONSIDERANDO UNA ST = 2.00 m.

$$\Delta_6 = \alpha_7 - \alpha_6$$

$$\Delta_6 = 0.969 - 0.163 = 0.806^\circ$$

$$\Delta_6 = 0^\circ 48' 20''$$

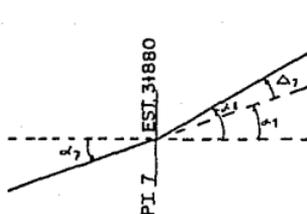
$$R = \frac{ST}{\text{tg} \frac{\Delta}{2}} = \frac{2.00}{\text{tg} \frac{0.806^\circ}{2}} = 284.41 \text{ m}$$

$$LC = \frac{\pi R \Delta}{180} = \frac{3.1416 \times 284.41 \times 0.806}{180}$$

$$LC = 3.999 \text{ m.}$$

CURVA N<sup>o</sup> 7

CONSIDERANDO UNA ST = 2.00 m.



$$\Delta_7 = \alpha_8 - \alpha_7$$

$$\Delta_7 = 3.0052 - 0.9695 = 2.0357^\circ$$

$$\Delta_7 = 2^\circ 02' 08''$$

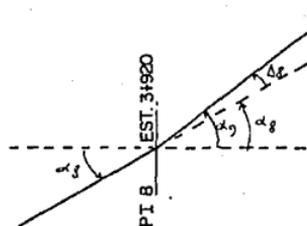
$$R = \frac{ST}{\text{tg} \frac{\Delta}{2}} = \frac{2.00}{\text{tg} \frac{2.0357^\circ}{2}} = 112.57 \text{ m}$$

$$LC = \frac{\pi R \Delta}{180} = \frac{3.1416 \times 112.57 \times 2.0357}{180}$$

$$LC = 3.999 \text{ m.}$$

CURVA N<sup>o</sup> 8

CONSIDERANDO UNA ST = 2.00 m.



$$\Delta_8 = \alpha_9 - \alpha_8$$

$$\Delta_8 = 9.3582 - 3.0052 = 6.353^\circ$$

$$\Delta_8 = 6^\circ 21' 10''$$

$$R = \frac{ST}{\text{tg} \frac{\Delta}{2}} = \frac{2.00}{\text{tg} \frac{6.353^\circ}{2}} = 36.04 \text{ m.}$$

$$LC = \frac{\pi R \Delta}{180} = \frac{3.1416 \times 36.04 \times 6.353}{180}$$

$$LC = 3.995 \text{ m.}$$

## RASANTES EN LAS CURVAS

$$E = ST \tan \frac{\Delta}{4}$$

CURVA N<sup>o</sup> 1

$$E = 2.00 \left( \tan \frac{10.2680}{4} \right) = 0.0896 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{RAS} &= \text{PI} + E \\ \text{RAS} &= 88.60 + 0.09 \\ \text{RAS} &= 88.69 \end{aligned}$$

CURVA N<sup>o</sup> 2

$$E = 2.00 \left( \tan \frac{4.1350}{4} \right) = 0.0360 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{RAS} &= \text{PI} + E \\ \text{RAS} &= 83.90 + 0.04 \\ \text{RAS} &= 83.94 \end{aligned}$$

CURVA N<sup>o</sup> 3

$$E = 2.00 \left( \tan \frac{4.2891}{4} \right) = 0.0374 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{RAS} &= \text{PI} - E \\ \text{RAS} &= 83.90 - 0.04 \\ \text{RAS} &= 83.86 \end{aligned}$$

CURVA N<sup>o</sup> 4

$$E = 2.00 \left( \tan \frac{8.5783}{4} \right) = 0.0748 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{RAS} &= \text{PI} + E \\ \text{RAS} &= 82.40 + 0.07 \\ \text{RAS} &= 82.47 \end{aligned}$$

CURVA N<sup>o</sup> 5

$$E = 2.00 \left( \tan \frac{4.1254}{4} \right) = 0.0360 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{RAS} &= \text{PI} - E \\ \text{RAS} &= 83.90 - 0.04 \\ \text{RAS} &= 83.86 \end{aligned}$$

CURVA N<sup>o</sup> 6

$$E = 2.00 \left( \tan \frac{0.8058}{4} \right) = 0.0070 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{RAS} &= \text{PI} + E \\ \text{RAS} &= 84.50 + 0.00 \\ \text{RAS} &= 84.50 \end{aligned}$$

CURVA N<sup>o</sup> 7

$$E = 2.00 \left( \tan \frac{2.0357}{4} \right) = 0.0177 \text{ m}$$

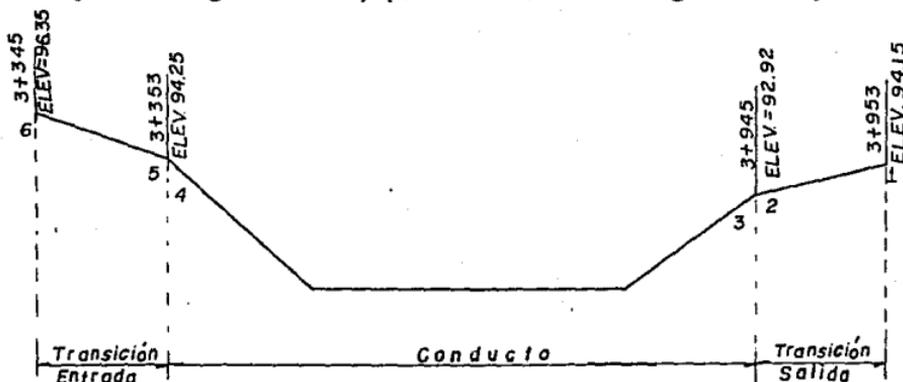
$$\begin{aligned} \text{RAS} &= \text{PI} + E \\ \text{RAS} &= 86.70 + 0.02 \\ \text{RAS} &= 86.72 \end{aligned}$$

CURVA N<sup>o</sup> 8

$$E = 2.00 \left( \tan \frac{6.3530}{4} \right) = 0.0554 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{RAS} &= \text{PI} + E \\ \text{RAS} &= 88.80 + 0.06 \\ \text{RAS} &= 88.86 \end{aligned}$$

Una vez calculadas las deflexiones y las curvas verticales del Sifón, procedemos a aplicar el Teorema de Bernoulli de aguas abajo hacia aguas arriba, por tratarse de un regimen tranquilo.



BERNOULLI ENTRE 1 y 2

$$d_2 + hv_2 = Z_1 + hv_1 + hts + d_1$$

$Z_1$  = 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.

$hts$  = Pérdida de carga por transición exterior de salida.

$$hts = 0.2\Delta hv$$

$\Delta hv$  = Diferencia de cargas de velocidad entre los puntos 1 y 2

$$Z_1 = 94.15 - 92.92 = 1.23 \text{ m.}$$

$$d_1 = 2.10 \text{ m.}$$

$$hv_1 = 0.047 \text{ m.}$$

$$d_2 + hv_2 - hts = 1.23 + 2.10 + 0.047$$

$$d_2 + hv_2 - hts = 3.377 \text{ m.} \dots \dots \dots (I)$$

Por tanteos obtuvimos el valor de  $d_2 = 3.225 \text{ m.}$

$$A_2 = 1.85 \text{ m} \times 3.225 \text{ m} = 5.966 \text{ m}^2.$$

$$V_2 = Q/A_2 = 11.05/5.966 = 1.852 \text{ m/seg}$$

$$h_{v_2} = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{(1.852)^2}{2 \times 9.81} = 0.174 \text{ m}.$$

$$h_{ts} = 0.2(h_{v_2} - h_{v_1}) = 0.2(0.174 - 0.047) = 0.025 \text{ m}.$$

$$h_{ts} = 0.025 \text{ m}.$$

Sustituyendo en (I)

$$3.225 + 0.174 - 0.025 = 3.377$$

$$3.374 = 3.377$$

BERNOULLI ENTRE 2 y 3

$$d_3 + h_{v_3} + \frac{P_3}{W} = d_2 + h_{v_2} + h_s \dots \dots \dots (II)$$

$$h_s = \text{Pérdidas de carga por salida} = 0.2 \Delta h_{v_3}$$

$$d_3 = \text{Altura interior del conducto.}$$

$$h_{v_3} = \text{Carga de velocidad en el conducto.}$$

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

$$d_3 = 2.30 \text{ m} \quad d_2 = 3.225 \text{ m}$$

$$h_{v_3} = 0.374 \text{ m} \quad h_{v_2} = 0.174 \text{ m}$$

$$h_s = 0.2(h_{v_3} - h_{v_2}) = 0.2(0.374 - 0.174) = 0.040 \text{ m}.$$

$$h_s = 0.040 \text{ m}.$$

Sustituyendo en II

$$2.30 + 0.374 + \frac{P_3}{W} = 3.225 + 0.174 + 0.040$$

$$\frac{P_3}{W} = 0.765 \text{ m}.$$

## BERNOULLI ENTRE 3 y 4

$$Z_4 + d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{W} = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{W} + hf + hc$$

$Z_4$  = Desnivel entre los puntos 3 y 4

$$Z_4 = 94.25 - 92.92 = 1.33 \text{ m.}$$

$$d_4 = d_3$$

$$hv_4 = hv_3$$

$$\frac{P_4}{W} = \frac{P_3}{W} + hf + hc - Z_4 \dots \dots \dots \text{(III)}$$

hf = Pérdidas de carga por fricción en el interior del conducto

$$hf = 1.958 \text{ m.}$$

hc = Pérdida de carga por cambio de dirección del conducto

$$hc = C \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} hvc$$

C = Coeficiente que está en función de la deflexión cuyo valor comunmente se adopta de 0.25 (Según Hinde)

$\Delta$  = Angulo de la deflexión.

hvc = Carga de velocidad en el conducto = 0.374 m.

$$hc_1 = 0.25 \sqrt{\frac{10.268}{90}} (0.374) = \dots \dots \dots 0.03157 \text{ m.}$$

$$hc_2 = 0.25 \sqrt{\frac{4.135}{90}} (0.374) = \dots \dots \dots 0.02003 \text{ m.}$$

$$hc_3 = 0.25 \sqrt{\frac{4.289}{90}} (0.374) = \dots \dots \dots 0.02040 \text{ m.}$$

$$hc_4 = 0.25 \sqrt{\frac{8.578}{90}} (0.374) = \dots \dots \dots 0.02885 \text{ m.}$$

$$hc_5 = 0.25 \sqrt{\frac{4.123}{90}} (0.374) = \dots \dots \dots 0.02000 \text{ m.}$$

$$hc_6 = 0.25 \sqrt{\frac{0.806}{90}} (0.374) = \dots \dots \dots 0.00884 \text{ m.}$$

$$hc_7 = 0.25 \sqrt{\frac{2.036}{90}} (0.374) = \dots \dots \dots 0.01406 \text{ m.}$$

$$hc_8 = 0.25 \sqrt{\frac{6.353}{90}} (0.374) = \dots \dots \dots \frac{0.02484 \text{ m.}}{\text{TOTAL} = 0.16859 \text{ m.}}$$

$$hc = 0.16859 \text{ m.}$$

$$\frac{P_3}{W} = 0.765 \text{ m.}$$

Sustituyendo en III

$$\frac{P_4}{W} = 0.765 + 1.958 + 0.169 - 1.330$$

$$\frac{P_4}{W} = 1.562 \text{ m.}$$

BERNOULLI ENTRE 4 y 5

$$d_5 + hv_5 = d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{W} + h_e$$

$d_5$  = Tirante a la entrada del conducto.

$hv_5$  = Carga de velocidad a la entrada del conducto.

$h_e$  = Pérdidas de carga por entrada =  $0.1\Delta hv$

$$d_4 = 2.30 \text{ m.}$$

$$hv_4 = 0.374 \text{ m.}$$

$$\frac{P_4}{W} = 1.562 \text{ m.}$$

$$d_5 + hv_5 - h_e = 2.30 + 0.374 + 1.562$$

$$d_5 + hv_5 - h_e = 4.236 \text{ m.} \dots \dots \dots \text{(IV)}$$

Por tanteos obtuvimos el valor de  $d_5 = 4.157 \text{ m.}$

$$A_5 = 1.85 \text{ m} \times 4.157 \text{ m} = 7.690 \text{ m}^2.$$

$$V_5 = Q/A_5 = 11.05/7.690 = 1.437 \text{ m/seg}$$

$$hv_5 = \frac{v_5^2}{2g} = \frac{(1.437)^2}{2 \times 9.81} = 0.105 \text{ m.}$$

$$h_e = 0.1(hv_4 - hv_5) = 0.1(0.374 - 0.105) = 0.027 \text{ m.}$$

Sustituyendo en IV

$$4.157 + 0.105 - 0.027 = 4.236$$

$$4.235 = 4.236$$

BERNOULLI ENTRE 5 y 6

$$Z_6 + d_6 + hv_6 = d_5 + hv_5 + h_{te}$$

$d_6$  = Tirante en el canal.

$hv_6$  = Carga de velocidad en el canal.

$Z_6$  = Desnivel entre los puntos 5 y 6

$$Z_6 = 96.35 - 94.25 = 2.10 \text{ m.}$$

$$Z_6 = 2.10 \text{ m.}$$

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

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

$$d_5 = 4.157 \text{ m.}$$

$$hv_5 = 0.105 \text{ m.}$$

$$d_6 + hv_6 - h_{te} = 4.157 + 0.105 - 2.10$$

$$d_6 + hv_6 - h_{te} = 2.162 \text{ m.} \quad \dots \quad (V)$$

Por tanteos obtuvimos el valor de  $d_6 = 2.123 \text{ m.}$

$$A_6 = d_6 [b + t(d_6)] = 2.123 [2.30 + 1.5(2.123)] = 11.643 \text{ m}^2.$$

$$A_6 = 11.643 \text{ m}^2.$$

$$V_6 = Q/A_6 = 11.05/11.643 = 0.949 \text{ m/seg}$$

$$hv_6 = \frac{v^2}{2g} = \frac{(0.949)^2}{2 \times 9.81} = 0.046 \text{ m.}$$

$$h_{te} = 0.1(hv_5 - hv_6) = 0.1(0.105 - 0.046) = 0.006 \text{ m.}$$

Sustituyendo en V

$$2.123 + 0.046 - 0.006 = 2.162$$

$$2.163 = 2.162$$

RESUMEN DE PERDIDAS.

$$h_t = \dots \dots \dots 0.006 \text{ m.}$$

$$h_e = \dots \dots \dots 0.027 \text{ m.}$$

$$h_f = \dots \dots \dots 1.958 \text{ m.}$$

$$h_c = \dots \dots \dots 0.169 \text{ m.}$$

$$h_s = \dots \dots \dots 0.040 \text{ m.}$$

$$h_{ts} = \dots \dots \dots \underline{0.025 \text{ m.}}$$

$$\text{CARGA POR PERDER} = 2.225 \text{ m.}$$

APLICANDO BERNOULLI DE 1 a 6 PARA COMPROBACION.

$$Z + d_6 + h_{v_6} = d_1 + h_{v_1} + \sum h$$

Z = Desnivel entre los puntos 1 y 6

$$Z = 96.35 - 94.15 = 2.20 \text{ m.}$$

$$d_6 = 2.123 \text{ m.} \quad d_1 = 2.10 \text{ m.} \quad \sum h = 2.225 \text{ m.}$$

$$h_{v_6} = 0.046 \text{ m.} \quad h_{v_1} = 0.047 \text{ m.}$$

$$2.20 + 2.123 + 0.046 = 2.10 + 0.047 + 2.225$$

$$4.369 = 4.372 \quad \therefore \text{correcto.}$$

### CALCULO DE LOS PORCENTAJES DE AHOGAMIENTO.

Para que el conducto trabaje en condiciones óptimas y que no exista entrada de aire al mismo, que pudieran causarnos una posible reducción en su capacidad, es necesario que el conducto tanto en la entrada como en la salida quede ahogado.

El porcentaje de ahogamiento debe de ser mayor del 10% según recomendaciones de la extinta Comisión Nacional de Irrigación.

#### AHOGAMIENTO A LA ENTRADA.

$$\alpha = \alpha_1 \text{ (Del cálculo de las deflexiones)}$$

$$\alpha = 14.403^\circ$$

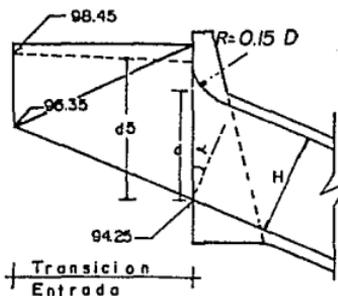
$$H = 2.30 \text{ m.}$$

$$\cos \alpha = \frac{H}{d} \therefore d = \frac{H}{\cos \alpha}$$

$$d = \frac{2.30}{\cos 14.403} = 2.374 \text{ m.}$$

$$\% = \frac{d_5 - d}{d} = \frac{4.157 - 2.374}{2.374} = 0.74$$

$$\text{Ahogamiento} = 74\% > 10\% \text{ correcto.}$$



#### AHOGAMIENTO A LA SALIDA.

$$\alpha = \alpha_9 \text{ (del cálculo de las deflexiones)}$$

$$\alpha = 9.358^\circ$$

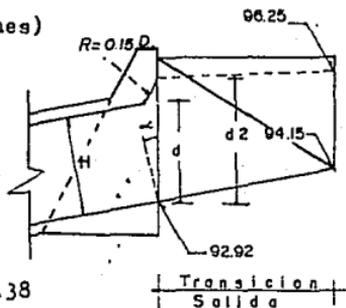
$$H = 2.30 \text{ m.}$$

$$\cos \alpha = \frac{H}{d} \therefore d = \frac{H}{\cos \alpha}$$

$$d = \frac{2.30}{\cos 9.358} = 2.331 \text{ m.}$$

$$\% = \frac{d_2 - d}{d} = \frac{3.225 - 2.331}{2.331} = 0.38$$

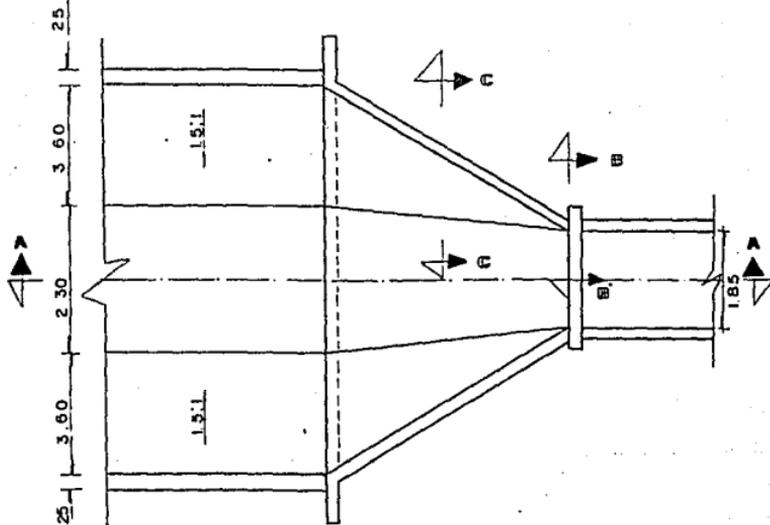
$$\text{Ahogamiento} = 38\% > 10\% \therefore \text{correcto.}$$



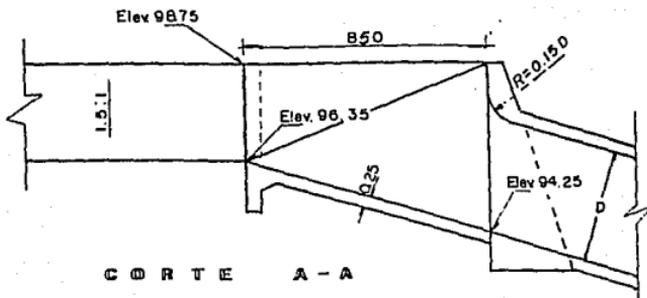
## CAPITULO IV

## CALCULO ESTRUCTURAL Y DISEÑO DE:

a) Transiciones de entrada y salida.



PLANTA



CORTE A-A

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

El valor del empuje activo cuando se considera sobrecarga por carga viva está dado por la fórmula siguiente:

$$E = \frac{K_0}{2} \gamma h^2$$

Siendo:

E = empuje total.

$\gamma$  = peso volumétrico del material.

h = altura del muro.

El valor del coeficiente  $K_0$  depende de la inclinación del paramento del muro en contacto con el terreno y el ángulo de reposo de éste.

Cuando el paramento citado es vertical el valor de  $K_0$  para el empuje activo está dado por la fórmula siguiente:

$$K_0 = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi}$$

siendo  $\phi$  el ángulo de fricción interna del material que forma el relleno.

Cuando el paramento en contacto con el terreno está inclinado hacia éste, entonces el valor de  $K_0$  está dado por la fórmula siguiente:

$$K_0 = \frac{\text{Cos}^2 (\phi + \theta)}{\text{Cos}^3 \theta \left( 1 + \frac{\text{Sen } \phi}{\text{Cos } \theta} \right)^2}$$

$\phi$  = ángulo de reposo del material.

$\theta$  = ángulo de inclinación del paramento del muro de contacto con el terreno, con respecto a la vertical.

Cálculo de la sección y acero de refuerzo según corte B-B

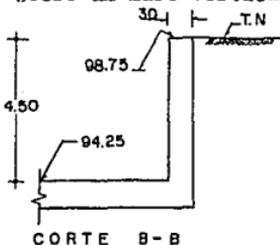
Supondremos que nuestro muro vertical trabaja como un cantiliver.

Para calcular el valor del empuje que actúa sobre el muro, -- el Laboratorio de la S.A.R.H nos proporcionó los siguientes valores de acuerdo con el tipo de material que estará en contacto con los muros:

$$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3.$$

$$\phi = 33^{\circ}41'20''$$

Con el valor de  $\phi$  calculamos el coeficiente activo de Rankine sobre un muro vertical de pared lisa.



$$K_o = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = \frac{1 - \text{Sen } 33.688^{\circ}}{1 + \text{Sen } 33.688^{\circ}}$$

$$= \frac{0.445}{1.554} = 0.286$$

$$K_o = 0.286$$

Peso volumetrico del material =  $1800 \text{ Kg/m}^3$ .

El empuje valdrá entonces:

$$E = \frac{0.286}{2} (1800)(4.50)^2 = 5212 \text{ Kg/m.}$$

Momento actuante:

$$M = E y$$

$y = h/3$  Punto donde se encuentra aplicado el empuje.

$$y = 4.50/3 = 1.50 \text{ m.}$$

$$M = 5212 \times 1.50 = 7818 \text{ Kg - m}$$

## DISEÑO:

Constantes de cálculo:

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fc = 0.45 f'c = 94.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fs = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 10$$

$$k = 0.322$$

$$j = 0.893$$

$$K = 13.65$$

$$Vp = 0.292 \sqrt{f'c} = 4.23 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del peralte por momento.

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{781800}{13.65 \times 100}} = 23.9 \text{ cm.}$$

Se adopta  $d = 25 \text{ cm.}$ 

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

$$h = 30 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante:

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{5212}{100 \times 25} = 2.08 \text{ Kg/cm}^2 < 4.23 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del refuerzo.

$$As = \frac{M}{fsjd} = \frac{781800}{2000 \times 0.893 \times 25} = 17.50 \text{ cm}^2.$$

Usando vars.  $\phi$  5/8"  $A_v = 1.99 \text{ cm}^2$  tenemos:

$$S = \frac{A_{vb}}{As} = \frac{1.99 \times 100}{17.50} = 11.37 \text{ cm.}$$

Se colocarán Vars. 5/8"  $\phi$  @ 11 cm.

Revisión por adherencia.

$$u_p = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} < 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u_p = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.6} = 20.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u = \frac{V}{\sum o_j d} = \frac{5212}{45.4 \times 0.893 \times 25} = 5.14 \text{ Kg/cm}^2 < 20.83 \text{ Kg/cm}^2$$

Sección económica donde conviene cortar la mitad del acero -- principal del refuerzo.

Momento resistente para el 50% As.

$$MR = 50\% A_s f_s j d$$

$$MR = 0.50 \times 17.50 \times 2000 \times 0.893 \times 25 = 3907 \text{ Kg - m}$$

Se procede por tanteos suponiendo "h".

$$h = 3.57 \text{ m.}$$

$$E = \frac{0.286}{2} (1800)(3.57)^2 = 3281 \text{ Kg}$$

$$y = 3.57/3 = 1.19 \text{ m.}$$

$$M = 3281 \times 1.19 = 3904 \text{ Kg - m. } 3907 \text{ Kg - m}$$

por lo tanto podemos recortar las varillas a una distancia de 3.57 m. a partir de la parte superior del muro.

Acero por temperatura.

$$A_{st} = 0.0025bd = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

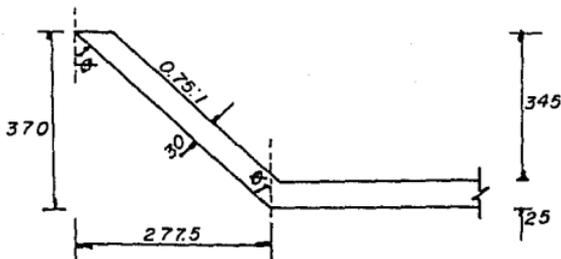
Usando Vars. 1/2"  $\phi$   $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$  tenemos:

$$S = \frac{A_v b}{A_s} = \frac{1.27 \times 100}{6.25} = 20.32 \text{ cm.}$$

Se colocarán Vars. 1/2"  $\phi$  @ 20 cm.

Cálculo del refuerzo en la sección media de la transición, (corte C-C).

A partir del corte A-A se determinan las dimensiones de la sección.



## CORTE C-C

Con estos datos se procede a valuar el empuje de tierra sobre el muro. El coeficiente activo estará dado por la fórmula:

$$K_0 = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^3 \theta \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \theta}\right)^2}$$

$$\phi = 33^{\circ}41'20'' = 33.688^{\circ}$$

Del corte C - C

$$\tan \theta = \frac{2.775}{3.700} = 0.75$$

$$\theta = \tan^{-1} 0.75 = 36.869^{\circ}$$

$$(\phi + \theta) = (33.688 + 36.869) = 70.558^{\circ}$$

$$\cos(\phi + \theta) = 0.332$$

$$\cos^2(\phi + \theta) = 0.110$$

$$\cos \theta = 0.800$$

$$\cos^3 \theta = 0.512$$

$$\frac{\sin \phi}{\cos \theta} = \frac{\sin 33.688^{\circ}}{\cos 36.869^{\circ}} = \frac{0.554}{0.800} = 0.693$$

$$\left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \theta}\right)^2 = (1 + 0.693)^2 = 2.867$$

$$K_0 = \frac{0.110}{0.512 \times 2.867} = 0.075$$

Ya valuado el valor de  $K_0$ , se determinará el valor del empuje.

$$E = \frac{0.075}{2} (1800)(3.70)^2 = 930 \text{ Kg.}$$

$$y = 3.70/3 = 1.233 \text{ m.}$$

$$M = 930 \times 1.233 = 1147 \text{ Kg-m}$$

$$d = \frac{114700}{13.65 \times 100} = 9.16 \text{ cm.}$$

se adopta  $d = 20 \text{ cm.}$

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

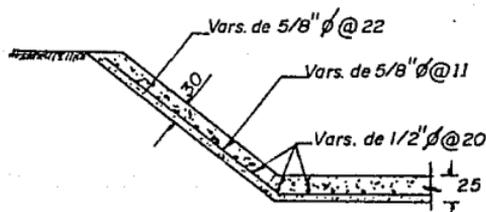
$$h = 25 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{114700}{2000 \times 0.893 \times 20} = 3.21 \text{ cm}^2$$

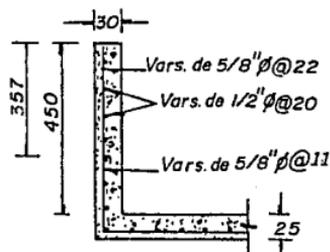
Se reforzará por temperatura con Vars.  $1/2'' \phi @ 20 \text{ cm.}$

Para facilidad de construcción, se dejarán los muros con espesor constante de 30 cm. y la losa de la plantilla con un espesor de 25 cm. obtenido del cálculo en la sección media (corte C-C) como se muestra en el croquis del Armado final.

### ARMADO FINAL



### CORTE C-C



### CORTE B-B

b) Del conducto o barril lleno aplicando el método de HARDY-CROSS.

Esta primera condición implica que el Sifón está trabajando con el gasto normal pero sin relleno de tierra.

Análisis:

Recordemos que la sección del Sifón es rectangular de: 1.85 x 2.30 m. Supondremos para el cálculo un espesor para las paredes de 0.35 m. y chaffanes de 0.30 x 0.30 m. (ver FIG. 1).

Se revisará la sección central del Sifón ya que ésta se considera que es la más crítica.

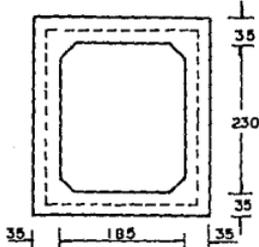


FIG. 1

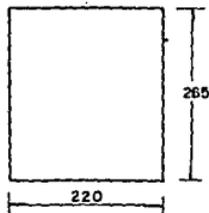


FIG. 2

El claro teórico que se considera es la distancia entre los ejes de la sección (ver FIG. 2).

#### Cargas sobre la losa superior.

La resultante de las cargas verticales es igual a la presión hidrostática menos el peso propio de la losa.

Como caso más desfavorable supondremos que el tirante a la entrada del conducto invade el bordo libre.

#### Presión hidrostática.

Elev. del agua a la entrada del conducto = 98.75 m.

Elev. del lecho inferior de la losa sup. = 84.70 m.

Carga hidrostática = 14.05 m.

$$W_{ph} = 14.05 \times 1000 = 14050 \text{ Kg/m}^2$$

Peso propio losa superior

$$W_{pp} = 0.35 \times 2400 = 840 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_1 = 14050 - 840 = 13210 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_1 = 13210 \text{ Kg/m}^2$$

#### Carga sobre la losa inferior.

La resultante de las cargas es:

La diferencia entre la reacción del terreno y las cargas verticales de arriba hacia abajo.

#### Presión hidrostática.

Elev. del agua a la entrada del conducto = 98.75 m

Elev. del lecho superior de la losa inf. = 82.40 m

Carga hidrostática = 16.35 m

$$W_{ph} = 16.35 \times 1000 = 16350 \text{ Kg/m}^2$$

Peso propio del agua

Area hidráulica del conducto = 4.075 m<sup>2</sup>

$$W_w = 4.075 \times 1000 = 4075 \text{ Kg/m}^2$$

Peso propio del conducto.

$$W_{pc} = (3.00 \times 2.55 - 4.075) 2400 = 8580 \text{ Kg/m}^2$$

Peso propio losa inferior.

$$W_{pp} = 2400 \times 0.35 = 840 \text{ Kg/m}^2$$

#### Reacción del terreno.

$$R_t = \frac{\text{Peso del conducto} + \text{Peso del agua}}{\text{ancho del conducto}}$$

$$R_t = \frac{8580 + 4075}{2.55} = 4963 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_2 = 4963 - 16350 - 840 = 12227 \text{ Kg/m}^2 \downarrow$$

### Carga sobre las paredes laterales.

Es la misma sobre las dos piezas y constituye un diagrama trapezoidal, cuyas bases son los valores extremos de la carga hidrostática; designaremos estos valores como  $W_3$  y  $W_5$ . Sus valores son:

$$W_3 = 14050 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_5 = 16350 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = 16350 - 14050 = 2300 \text{ Kg/m}^2$$

Por lo expuesto el diagrama de cargas sobre el marco rígido es el siguiente (fig. 3).

$$W_1 = 13210 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_2 = 12227 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_3 = 14050 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = 2300 \text{ Kg/m}^2$$

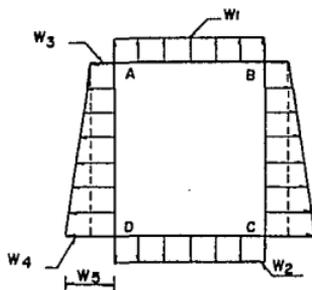


Fig. 3

Por claridad del diagrama se dibujaron las cargas por el lado de afuera del barril pero son cargas interiores.

### Momentos iniciales de empotramiento.

BARRA A-B

$$M_{AB} = M_{BA} = -\frac{W_1 l^2}{12} = -\frac{13210(2.2)^2}{12} = 5328 \text{ Kg-m}$$

BARRA C-D

$$M_{CD} = M_{DC} = -\frac{W_2 l^2}{12} = -\frac{12227(2.2)^2}{12} = 4932 \text{ Kg-m}$$

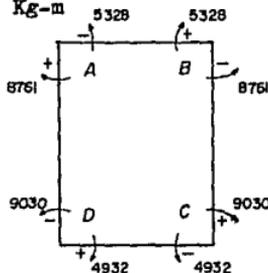
BARRAS (A-D) y (B-C)

$$M_{AD} = M_{BC} = -\frac{w_3 l^2}{12} + \frac{w_4 l^2}{30} = -\frac{14050(2.65)^2}{12} + \frac{2300(2.65)^2}{30}$$

$$M_{AD} = M_{BC} = 8761 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DA} = M_{CB} = -\frac{w_3 l^2}{12} + \frac{w_4 l^2}{20} = -\frac{14050(2.65)^2}{12} + \frac{2300(2.65)^2}{20}$$

$$M_{DA} = M_{CB} = 9030 \text{ Kg-m}$$

MOMENTOS  
INICIALES

APLICACION DEL METODO DE HARDY-CROSS AL CALCULO DEL MARCO RIGIDO

Rigideces:  $K = \frac{4 EI}{L}$

$$K_{AB} = \frac{4 EI}{2 \cdot 20} = 1.818$$

$$K_{AD} = \frac{4 EI}{2 \cdot 65} = 1.509$$

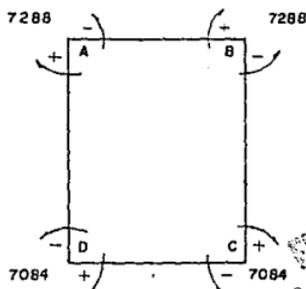
$$\sum K = 3.327$$

FACTOR DE DISTRIBUCION  $FD = \frac{K}{\sum K}$

$$FD_{AB} = \frac{1.818}{3.327} = 0.546 \text{ (Barras Horizontales)}$$

$$FD_{AD} = \frac{1.509}{3.327} = 0.454 \text{ (Barras Verticales)}$$

NUDO	A		B		C		D	
BARRA	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
FD	0.454	0.546	0.546	0.454	0.454	0.546	0.546	0.454
MOM. INIC.	+8761	-5328	+5328	-8761	+9030	-4932	+4932	-9030
	-1559	-1874	+1874	+1559	-1860	-2238	+2238	+1860
	+ 930	+ 937	- 937	- 930	+ 780	+1119	-1119	- 780
	- 848	-1019	+1019	+ 848	- 862	-1037	+1037	+ 862
	+ 431	+ 510	- 510	- 431	+ 424	+ 519	- 519	- 424
	- 427	- 514	+ 514	+ 427	- 428	- 515	+ 515	+ 428
	+ 214	+ 257	- 257	- 214	+ 214	+ 258	- 258	- 214
	- 214	- 257	+ 257	+ 214	- 214	- 258	+ 258	+ 214
MOM. FINAL	+7288	-7288	+7288	-7288	+7084	-7084	+7084	-7084



MOMENTOS  
FINALES

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Cálculo de los cortantes a los ejes y al chaflán, así como los momentos a los paños y momentos positivos.

BARRA A-B

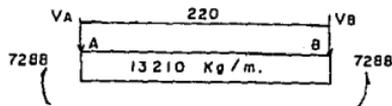
Cortante Isostático.

$$V_i = \frac{13210 \times 2.20}{2} = 14531 \text{ Kg.}$$

Cortante hiperestático.

$$V_h = 0$$

$$V_A = 14531 \text{ Kg.} \quad V_B = 14531 \text{ Kg.}$$



Cortante al chaflán.

$$V_{Ac} = V_{Bc} = 14531 - 13210 \times 0.475 = 8256 \text{ Kg.}$$

Momento a los paños.

$$M_{Ap} = M_{Bp} = 14531 \times 0.175 - 13210 \times \frac{(0.175)^2}{2} - 7288 = -4947 \text{ Kg-m}$$

Momento positivo.

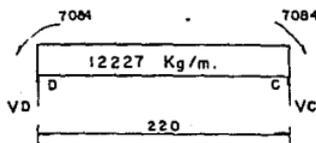
$$X = \frac{V}{W} = \frac{14531}{13210} = 1.10 \text{ m}$$

$$M+ = 14531 \times 1.10 - 13210 \times \frac{(1.10)^2}{2} - 7288 = + 704 \text{ Kg-m}$$

BARRA C-D

Cortante Isostático.

$$V_i = \frac{12227 \times 2.20}{2} = 13450 \text{ Kg.}$$



Cortante hiperestático.

$$V_h = 0$$

$$V_C = 13450 \text{ Kg.} \quad V_D = 13450 \text{ Kg.}$$

Cortante al chaflán.

$$V_{Cc} = V_{Dc} = 13450 - 12227 \times 0.475 = 7642 \text{ Kg.}$$

Momentos al paño.

$$M_{Cp} = M_{Dp} = 13450 \times 0.175 - 12227 \times \frac{(0.175)^2}{2} - 7084 = - 4917 \text{ Kg-m}$$

Momento positivo.

$$X = \frac{V}{W} = \frac{13450}{12227} = 1.10 \text{ m}$$

$$M+ = 13450 \times 1.10 - 12227 \times \frac{(1.10)^2}{2} - 7084 = + 314 \text{ Kg - m}$$

## BARRA A-D

$$W_3 = 14050 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = 2300 \text{ Kg/m}^2$$

Cortante Isostático.

$$V_{Ai} = -\frac{W_3 l^2}{2} + \frac{W_4 l^2}{6}$$

$$V_{Ai} = -\frac{14050 \times 2.65}{2} + \frac{2300 \times 2.65}{6} = 19632 \text{ Kg.}$$

$$V_{Di} = -\frac{W_3 l^2}{2} + \frac{W_4 l^2}{3}$$

$$V_{Di} = -\frac{14050 \times 2.65}{2} + \frac{2300 \times 2.65}{3} = 20648 \text{ Kg.}$$

Cortante hiperestático.

$$V_h = \frac{7288 - 7084}{2.65} = 77 \text{ Kg}$$

$$V_A = 19632 + 77 = 19709 \text{ Kg}$$

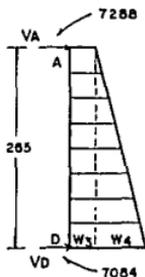
$$V_D = 20648 - 77 = 20571 \text{ Kg}$$

Cortante al chaflán.

$$V = V_A - W_3 X - \frac{W_4 X^2}{2L}$$

$$V_{Ac} = 19709 - 14050 \times 0.475 - \frac{2300(0.475)^2}{2 \times 2.65} = 12937 \text{ Kg}$$

$$V_{Dc} = 19709 - 14050 \times 2.175 - \frac{2300(2.175)^2}{2 \times 2.65} = 12903 \text{ Kg}$$



Momentos a los paños.

$$M = (V_A)X - \frac{W_3 X^2}{2} - \frac{W_4 X^3}{6L} + M_A$$

$$M_{Ap} = 19709 \times 0.175 - \frac{14050(0.175)^2}{2} - \frac{2300(0.175)^3}{6 \times 2.65} - 7288$$

$$M_{Ap} = -4055 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{Dp} = 19709 \times 2.475 - \frac{14050(2.475)^2}{2} - \frac{2300(2.475)^3}{6 \times 2.65} - 7288$$

$$M_{Dp} = -3734 \text{ Kg} - \text{m}$$

Momento positivo.

$$X_A = \frac{-W_3 \pm \sqrt{W_3^2 + \frac{2 V_A W_4}{L}}}{\frac{W_4}{L}}$$

$$X_A = \frac{-14050 \pm \sqrt{(14050)^2 + \frac{2 \times 19709 \times 2300}{2.65}}}{\frac{2300}{2.65}} = 1.347 \text{ m}$$

$$X_A = 1.347 \text{ m.}$$

$$M+ = 19709 \times 1.347 - \frac{14050(1.347)^2}{2} - \frac{2300(1.347)^3}{6 \times 2.65} - 7288$$

$$M+ = 6160 \text{ Kg} - \text{m}$$

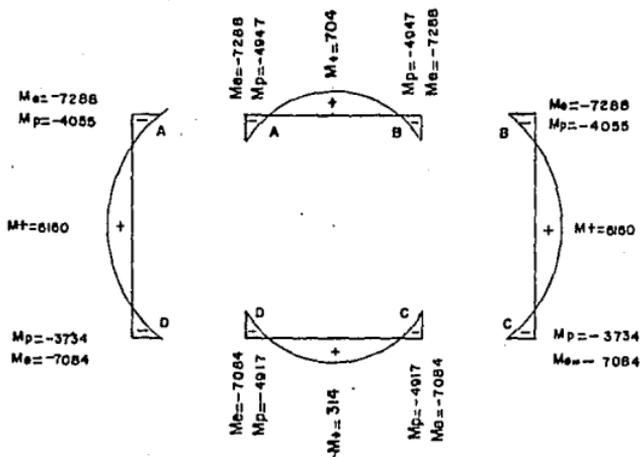


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

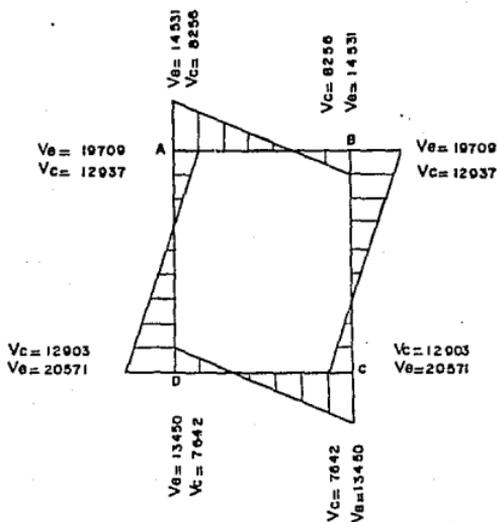


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES

Diseño:

Constantes de cálculo

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'c = 94.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 10$$

$$k = 0.322$$

$$j = 0.893$$

$$K = 13.65$$

$$V_p = 0.292 \sqrt{f'c} = 4.23 \text{ Kg/cm}^2$$

El peralte se calculará con el valor del momento máximo positivo o al paño, o con el valor del cortante al chaflán.

$$M_- = 4947 \text{ Kg - m}$$

$$M_+ = 6160 \text{ Kg - m}$$

$$V_{\text{máx}} = 12937 \text{ Kg}$$

Peralte por momento.

$$d_M = \sqrt{\frac{M}{Kb}} \quad d_M = \sqrt{\frac{616000}{13.65 \times 100}} = 21.28 \text{ cm.}$$

$$\text{Se adopta } d = 25 \text{ cm}$$

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

$$h = 30 \text{ cm}$$

Revisión por cortante.

$$\bar{v} = \frac{V_{\text{máx}}}{db} = \frac{12937}{25 \times 100} = 5.17 > 4.23$$

Peralte por cortante.

$$d = \frac{V}{bv} = \frac{12937}{100 \times 4.23} = 30.58 \text{ cm.}$$

$$\text{Se adopta } d = 30 \text{ cm}$$

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

$$h = 35 \text{ cm}$$

Acero de refuerzo negativo (Parrilla interior).

El área de acero se calculará con el valor del momento máximo al paño o por adherencia con el valor del cortante máximo al chaflán.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{494700}{2030 \times 0.893 \times 30} = 9.23 \text{ cm}^2$$

Usando Vars. 5/8"  $\phi$   $A_v = 1.99 \text{ cm}^2$  tenemos:

$$S = \frac{A_{vb}}{A_s} = \frac{1.99 \times 100}{9.23} = 21.56 \text{ cm}$$

Se colocarán Vars. 5/8"  $\phi$  @ 21 cm.

Revisión por adherencia.

$$u_p = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D} \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u_p = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.6} = 20.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u = \frac{V}{\sum o_j d} = \frac{12937}{23.8 \times 0.893 \times 30} = 20.29 < 20.83 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero positivo (Parrilla exterior).

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{616000}{2030 \times 0.893 \times 30} = 11.49 \text{ cm}^2$$

Usando Vars. 5/8"  $\phi$   $A_v = 1.99 \text{ cm}^2$  tenemos:

$$S = \frac{A_{vb}}{A_s} = \frac{1.99 \times 100}{11.49} = 17.31 \text{ cm}$$

Se colocarán Vars. 5/8"  $\phi$  @ 17 cm.

Revisión por adherencia.

$$u = \frac{V}{\sum o_j d} = \frac{12937}{29.4 \times 0.893 \times 30} = 16.42 < 20.83 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero por temperatura.

$$A_{st} = 0.00125bh = 0.00125 \times 100 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$$

Usando Vars. 1/2"  $\phi$   $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$  tenemos:

$$S = \frac{A_{vb}}{A_s} = \frac{1.27 \times 100}{4.375} = 29.02 \text{ cm}$$

Se colocarán Vars. 1/2"  $\phi$  @ 29 cm. en dos direcciones y en cada cara.

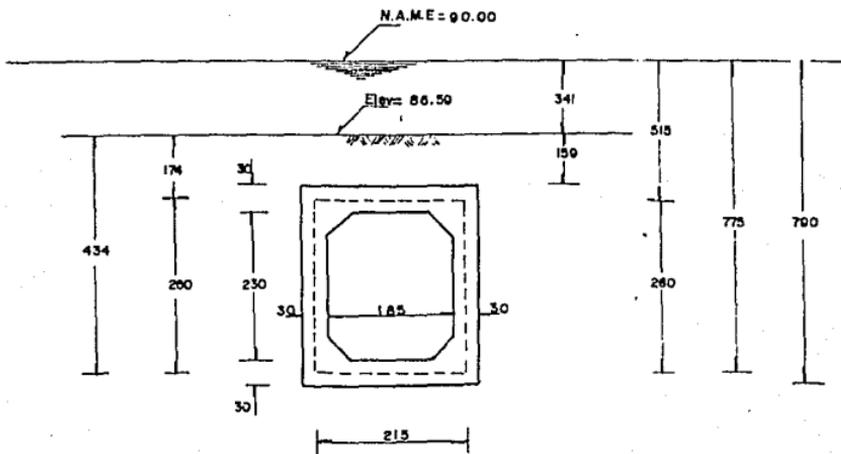
c) Del conducto o barril vacío aplicando el método de HARDY-CROSS.

Esta segunda condición implica que el Sifón está vacío y sujeto a cargas exteriores.

Datos del proyecto:

Elev. máxima del agua en el arroyo	=	90.00 m
Elev. de la rasante del arroyo	=	86.59 m
Elev. del lechó superior del conducto	=	85.00 m
Elev. plantilla del conducto	=	82.40 m
Espesor supuesto de los elementos	=	0.30 m
Peso volumétrico del material	=	1660 Kg/m <sup>3</sup>
Peso volumétrico sumergido del material	=	1200 Kg/m <sup>3</sup>
Coefficiente de empuje activo del material	=	0.286
Peso volumétrico del agua	=	1000 Kg/m <sup>3</sup>

Chaflanes de 0.15 x 0.15 m



Carga sobre la losa superior.

$$\begin{aligned}
 P_w &= \text{peso del agua} = 5.00 \times 1000 = 5000 \text{ Kg/m}^2 \\
 P_t &= \text{peso de la tierra} = 1.59 \times 1200 = 1908 \text{ Kg/m}^2 \\
 P_{pls} &= \text{peso propio de la losa superior} = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ Kg/m}^2 \\
 W_1 &= 5000 + 1908 + 720 = 7628 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Carga sobre la losa inferior.

$$\begin{aligned}
 P_{pc} &= \text{peso propio del conducto} \\
 &= (2.90 \times 2.45 - 4.21) \frac{2400}{2.45} = 2836 \text{ Kg/m}^2 \\
 S_p &= \text{subpresión} = 1000 \times 7.90 = 7900 \text{ Kg/m}^2 \\
 R.T &= \text{reacción del terreno} = P_w + P_t + P_{pc} - S_p \\
 R.T &= 5000 + 1908 + 2836 - 7900 = 1844 \text{ Kg/m}^2 \\
 P_{pli} &= \text{peso propio de la losa inferior} = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ Kg/m}^2 \\
 W_2 &= \text{carga sobre la losa inferior} = R_t + S_p - P_{pli} \\
 W_2 &= 1844 + 7900 - 720 = 9024 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Cargas sobre las paredes laterales.

Presión hidrostática.

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 5.15 \times 1000 = 5150 \text{ Kg/m}^2 \\
 P_2 &= 7.75 \times 1000 = 7750 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Presión de la tierra

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 0.286 \times 1200 \times 1.74 = 597 \text{ Kg/m}^2 \\
 P_2 &= 0.286 \times 1200 \times 4.34 = 1490 \text{ Kg/m}^2 \\
 W_3 &= 5150 + 597 = 5747 \text{ Kg/m}^2 \\
 W_5 &= 7750 + 1490 = 9240 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$W_4 = 9240 - 5747 = 3493 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_1 = 7628 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_2 = 9024 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_3 = 5747 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_4 = 3493 \text{ Kg/m}^2$$

Momentos iniciales de empotramiento.

BARRA A-B

$$M_A = M_B = -\frac{W_1 l^2}{12} = -\frac{7628(2.15)^2}{12} = 2938 \text{ Kg - m}$$

BARRA C-D

$$M_C = M_D = -\frac{W_2 l^2}{12} = -\frac{9024(2.15)^2}{12} = 3476 \text{ Kg - m}$$

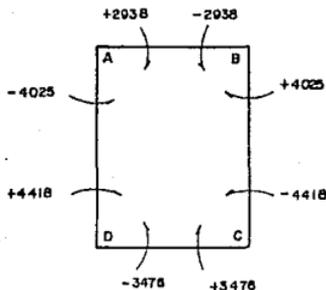
BARRAS (A-D) y (B-C)

$$M_{AD} = M_{BC} = -\frac{W_3 l^2}{12} + \frac{W_4 l^2}{30} = -\frac{5747(2.60)^2}{12} + \frac{3493(2.60)^2}{30}$$

$$M_{AD} = M_{BC} = 4025 \text{ Kg - m}$$

$$M_{DA} = M_{CB} = -\frac{W_3 l^2}{12} + \frac{W_4 l^2}{20} = -\frac{5747(2.60)^2}{12} + \frac{3493(2.60)^2}{20}$$

$$M_{DA} = M_{CB} = 4418 \text{ Kg - m}$$



MOMENTOS  
INICIALES

APLICACION DEL METODO DE HARDY-CROSS AL CALCULO DEL MARCO RIGIDO

Rigideces:  $K = \frac{4 EI}{L}$

$$K_{AB} = \frac{4 EI}{2.15} = 1.860$$

$$K_{AD} = \frac{4 EI}{2.60} = 1.538$$

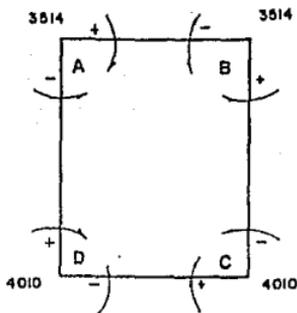
$$\Sigma K = 3.398$$

FACTOR DE DISTRIBUCION  $FD = \frac{K}{\Sigma K}$

$$FD_{AB} = \frac{1.860}{3.398} = 0.547 \quad (\text{Barras Horizontales})$$

$$FD_{AD} = \frac{1.538}{3.398} = 0.453 \quad (\text{Barras Verticales})$$

NUDO	A		B		C		D	
BARRA	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
FD	0.453	0.547	0.547	0.453	0.453	0.547	0.547	0.453
MOM. INIC.	-4025	+2938	-2938	+4025	-4418	+3476	-3476	+4418
	+ 492	+ 595	- 595	- 492	+ 427	+ 515	- 515	- 427
	- 214	- 298	+ 298	+ 214	- 246	- 258	+ 258	+ 246
	+ 232	+ 280	- 280	- 232	+ 228	+ 276	- 276	- 228
	- 114	- 140	+ 140	+ 114	- 116	- 138	+ 138	+ 116
	+ 115	+ 139	- 139	- 115	+ 115	+ 139	- 139	- 115
	- 58	- 70	+ 70	+ 58	- 58	- 70	+ 70	+ 58
	+ 58	+ 70	- 70	- 58	+ 58	+ 70	- 70	- 58
MOM. FINAL	-3514	+3514	-3514	+3514	-4010	+4010	-4010	+4010



MOMENTOS  
FINALES

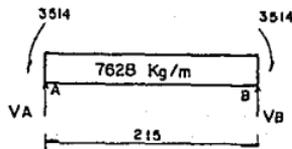
Cálculo de los cortantes a los ejes y al chaflán así como los momentos a los paños y momentos positivos.

BARRA A-B

Cortantes a los ejes.

Cortante isostático.

$$V_i = \frac{7628 \times 2.15}{2} = 8200 \text{ Kg.}$$



Cortante hiperestático.

$$V_h = 0$$

$$V_A = 8200 \text{ Kg}$$

$$V_B = 8200 \text{ Kg}$$

Cortante al chaflán.

$$V_{Ac} = V_{Bc} = 8200 - 7628 \times 0.30 = 5912 \text{ Kg}$$

Momentos a los paños.

$$M_{Ap} = M_{Bp} = 8200 \times 0.15 - \frac{7628(0.15)^2}{2} - 3514 = -2370 \text{ Kg - m}$$

Momento positivo.

$$X = \frac{V_A}{W} = \frac{8200}{7628} = 1.048 \text{ m}$$

$$M_+ = 8200 \times 1.048 - \frac{7628(1.048)^2}{2} - 3514 = + 891 \text{ Kg} - \text{m}$$

BARRA C-D

Cortantes a los ejes.

Cortante isostático.

$$V_i = \frac{9024 \times 2.15}{2} = 9701 \text{ Kg}$$

Cortante hiperestático.

$$V_h = 0$$

$$V_C = 9701 \text{ Kg}$$

$$V_D = 9701 \text{ Kg}$$

Cortante al chafalán.

$$V_{Cc} = V_{Dc} = 9701 - 9024 \times 0.30 = 6994 \text{ Kg}$$

Momentos a los paños.

$$M_{Cp} = M_{Dp} = 9701 \times 0.15 - \frac{9024(0.15)^2}{2} - 4010 = - 2656 \text{ Kg} - \text{m}$$

Momento positivo.

$$X = \frac{V}{W} = \frac{9701}{9024} = 1.075 \text{ m.}$$

$$M_+ = 9701 \times 1.075 - \frac{9024(1.075)^2}{2} - 4010 = + 1204 \text{ Kg} - \text{m.}$$

BARRAS (A-D) y (B-C)

$$W_3 = 5747 \text{ Kg/m}^2$$

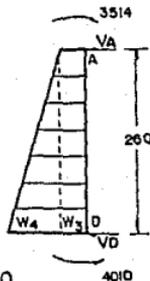
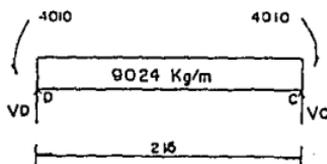
$$W_4 = 3493 \text{ Kg/m}^2$$

Cortantes a los ejes.

Cortante isostático.

$$V_{Ai} = \frac{W_3 \cdot 2}{2} + \frac{W_4 \cdot 2}{6} = \frac{5747 \times 2.60}{2} + \frac{3493 \times 2.60}{6}$$

$$V_{Ai} = 8985 \text{ Kg}$$



$$V_{Di} = \frac{W_3^1 \cdot 2}{2} + \frac{W_4^1 \cdot 2}{3} = \frac{5747 \times 2.60}{2} + \frac{3493 \times 2.60}{3}$$

$$V_{Di} = 10498 \text{ kg}$$

Cortante hiperestático.

$$V_h = \frac{4010 - 3514}{2.60} = 191 \text{ Kg}$$

$$V_A = 8985 - 191 = 8794 \text{ Kg}$$

$$V_D = 10498 + 191 = 10689 \text{ Kg}$$

Cortantes al chaflán.

$$V_c = V_A - W_3 X - \frac{W_4 X}{2L}$$

$$V_{Ac} = 8794 - 5747 \times 0.30 - \frac{3493 \times 0.30}{2 \times 2.60} = 6868 \text{ Kg}$$

$$V_{Dc} = 8794 - 5747 \times 2.30 - \frac{3493 \times 2.30}{2 \times 2.60} = 5969 \text{ Kg}$$

Momentos a los paños.

$$M_p = V_A X - \frac{W_3 X^2}{2} - \frac{W_4 X^3}{6L} + M_A$$

$$M_{Ap} = 8794 \times 0.15 - \frac{5747(0.15)^2}{2} - \frac{3493(0.15)^3}{6 \times 2.60} - 3514 = -2260 \text{ Kg-m}$$

$$M_{Dp} = 8794 \times 2.45 - \frac{5747(2.45)^2}{2} - \frac{3493(2.45)^3}{6 \times 2.60} - 3514 = -2510 \text{ Kg-m}$$

Momentos positivos.

$$X_A = \frac{-W_3 \pm \sqrt{W_3^2 + \frac{2 V_A W_4}{L}}}{-\frac{W_4}{L}}$$

$$X_A = \frac{-5747 \pm \sqrt{(5747)^2 + \frac{2 \times 8794 \times 3493}{2.60}}}{-\frac{3493}{2.60}} = 1.325$$

$$M+ = 8794 \times 1.325 - \frac{5747(1.325)^2}{2} - \frac{3493(1.325)^3}{6 \times 2.60} - 3514 = +2572 \text{ Kg-m}$$

$$M+ = 2572 \text{ Kg - m}$$

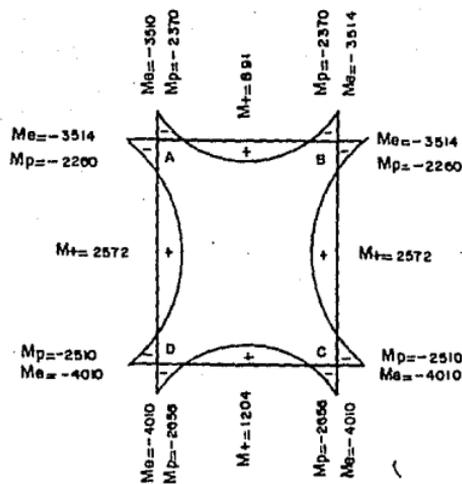


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

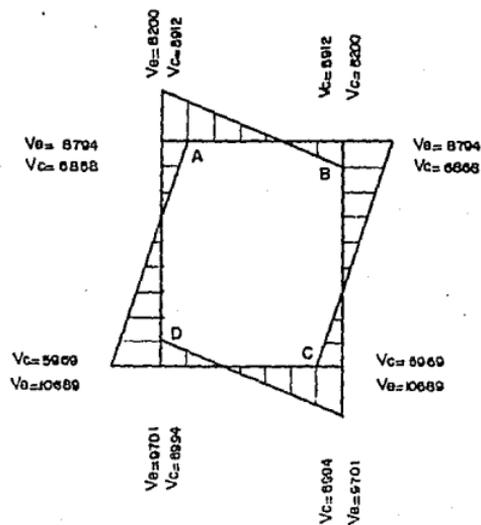


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES

Diseño:

Constantes de cálculo

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'c = 94.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 10$$

$$k = 0.322$$

$$j = 0.893$$

$$K = 13.65$$

$$V_p = 0.292 \sqrt{f'c} = 4.23 \text{ Kg/cm}^2$$

El peralte se calculará con el valor del momento máximo positivo o momento al paño, o con el valor del cortante al chaflán.

$$M^- = 2656 \text{ Kg - m}$$

$$M^+ = 2572 \text{ Kg - m}$$

$$V = 6994 \text{ Kg}$$

Peralte por momento.

$$d_M = \sqrt{\frac{M}{Kb}} \quad d_M = \sqrt{\frac{265600}{13.65 \times 100}} = 13.94$$

Se adopta  $d = 25 \text{ cm}$

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

$$h = 30 \text{ cm}$$

Revisión por cortante.

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{6994}{100 \times 25} = 2.79 \text{ Kg/cm}^2 < 4.23 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo negativo (Parrilla superior).

El área de acero se calculará con el valor del momento máximo al paño o por adherencia con el valor del cortante máximo al chaflán.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{265600}{2000 \times 0.893 \times 25} = 5.94 \text{ cm}^2$$

Usando Vars.  $5/8" \phi$   $A_v = 1.99 \text{ cm}^2$  tenemos:

$$S = \frac{Avb}{As} = \frac{1.99 \times 100}{5.94} = 33.50 \text{ cm.}$$

Se colocarán Vars. de 5/8"  $\phi$  @ 33 cm.

Revisión por adherencia.

$$u_p = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u_p = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.6} = 20.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u = \frac{V}{\sum o_j d} = \frac{6994}{15.15 \times 0.893 \times 25} = 20.67 < 20.83 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo positivo (Parrilla inferior).

$$As = \frac{M}{f_s j d} = \frac{257200}{2000 \times 0.893 \times 25} = 5.76 \text{ cm}^2$$

Usando Vars. 5/8"  $\phi$   $Av = 1.99 \text{ cm}^2$  tenemos:

$$S = \frac{Avb}{As} = \frac{1.99 \times 100}{5.76} = 34.54 \text{ cm.}$$

Se colocarán Vars. de 5/8"  $\phi$  @ 34 cm.

Revisión por adherencia.

$$u = \frac{V}{\sum o_j d} = \frac{6994}{14.70 \times 0.893 \times 25} = 21.31 > 20.83 \text{ Kg/cm}^2$$

Se colocarán Vars. de 5/8"  $\phi$  @ 33 cm.

Acero por temperatura.

$$Ast = 0.00125bh = 0.00125 \times 100 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Usando Vars. de 1/2"  $\phi$   $Av = 1.27 \text{ cm}^2$  tenemos:

$$S = \frac{Avb}{As} = \frac{1.27 \times 100}{3.75} = 38.86 \text{ cm.}$$

Se colocarán Vars. de 1/2"  $\phi$  @ 38 cm en cada cara.

Resumen:

1.- Cargas interiores.

Parrilla exterior = Vars. 5/8"  $\phi$  @ 17 cm.

Parrilla interior = Vars. 5/8"  $\phi$  @ 21 cm.

Acero por temperatura = Vars. 1/2"  $\phi$  @ 29 cm.

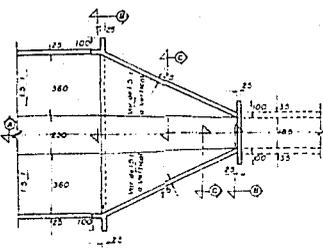
2.- Cargas exteriores..

Parrilla exterior = Vars. 5/8"  $\phi$  @ 33 cm.

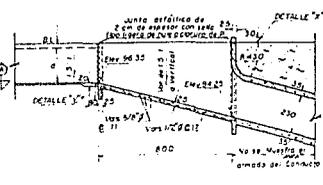
Parrilla interior = Vars. 5/8"  $\phi$  @ 33 cm.

Acero por temperatura = Vars. 1/2"  $\phi$  @ 38 cm.

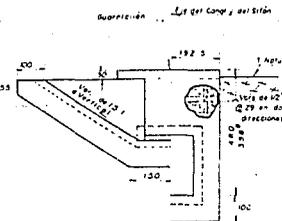




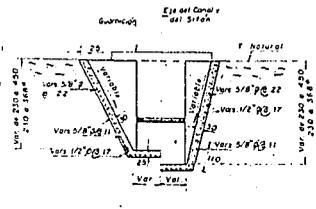
TRANSICION DEL SIFON



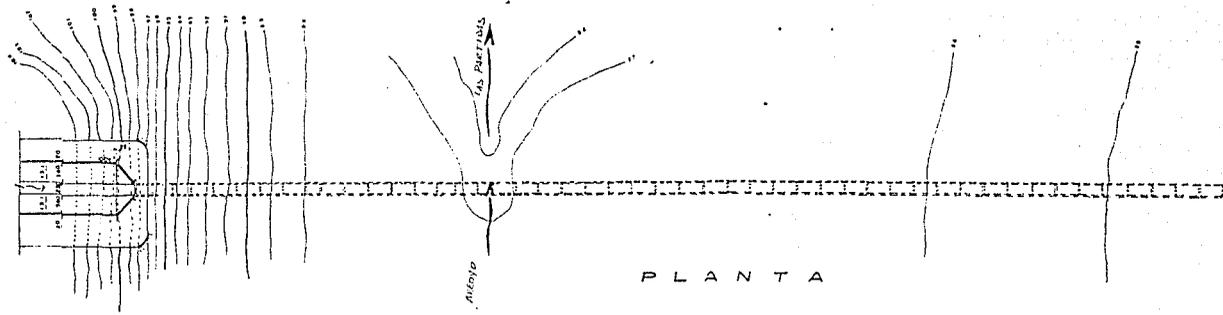
CORTE A-A



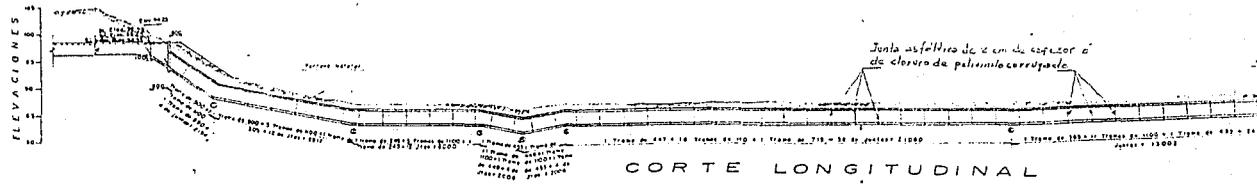
CORTE B-B



CORTE C-C



PLANTA



CORTE LONGITUDINAL

CORTE	3+00	3+10	3+20	3+30	3+40	3+50	3+60	3+70	3+80	3+90	3+00	3+10	3+20	3+30	3+40	3+50	3+60	3+70	3+80	3+90	3+00	3+10	3+20	3+30	3+40	3+50	3+60	3+70	3+80	3+90
SUB-RASANTE	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
RASANTE	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
T. NATURAL	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
ESTACION	3+00	3+10	3+20	3+30	3+40	3+50	3+60	3+70	3+80	3+90	3+00	3+10	3+20	3+30	3+40	3+50	3+60	3+70	3+80	3+90	3+00	3+10	3+20	3+30	3+40	3+50	3+60	3+70	3+80	3+90



## C A P I T U L O V

## PROGRAMA DE OBRA

## V.1.- INTRODUCCION AL METODO DE LA RUTA CRITICA.

El método de la ruta crítica es una técnica eficaz en la planeación y administración de todo tipo de proyectos. Es la representación del plan de un proyecto en un diagrama o red, que describe la secuencia e interrelación de todas las componentes del proyecto, así como el análisis lógico y la manipulación de esta red, para la completa determinación del mejor programa de operación.

Este método permite la evaluación y comparación rápida de distintos programas de trabajo, métodos de construcción, tipos de equipo, indicándonos claramente las operaciones que controlan la ejecución fluida de los trabajos.

Durante la construcción de una obra, el diagrama obtenido en base al Método de la ruta Crítica nos provee de una información precisa de los efectos de cada variación o retraso en el plan adoptado, permitiéndonos así identificar las operaciones que requieran cambios.

## V.2.- PROCEDIMIENTOS Y TERMINOLOGIA.

El método de la ruta crítica se aplica a la elaboración de presupuestos o a el control de diversos procesos, para ello deberá seguirse una serie de procedimientos lógicos, los cuales pueden ser agrupados convenientemente en Planeación y Programación, que podríamos definir de la siguiente manera:

## V.2.1.- Planeación.

Es el proceso de seleccionar un método y orden, dentro de todas las posibilidades y secuencias en que podría efectuarse un proyecto, señalando su forma de realización. La secuencia de los pasos requeridos para lograr el resultado óptimo, es propiamente el plan de acción y puede mostrarse esquemáticamente en el dia-

grama de flechas.

### V.2.2.- Programación.

Es la determinación de los tiempos de realización de las distintas actividades que comprenden el proyecto, y la coordinación junto de éstas a fin de poder calcular la duración total. La programación solamente se puede iniciar después de que el proyecto particular en cuestión se haya representado mediante el diagrama de flechas.

### V.3.- ANALISIS DEL PROYECTO.

El primer paso en la planeación de un trabajo, es el de desglosar en las operaciones o procesos que son necesarios para su terminación. Cada una de estas operaciones o procesos se llama ACTIVIDAD y la terminación de una actividad se llama EVENTO. Las actividades consumen tiempo, los eventos no; éstos se encuentran separados unos de otros por actividades.

Después que se ha preparado una lista de todas las actividades que constituyen el proyecto, se procede a determinar las relaciones esenciales entre todas ellas. Aunque muchas de las actividades se pueden realizar simultáneamente, algunas deben ordenarse de acuerdo con una secuencia necesaria, llamada CADENA. Para obtener la mejor secuencia de actividades o cadena es necesario sujetar a cada una de las actividades de trabajo a las siguientes preguntas:

1. ¿ Cuáles son las actividades precedentes a éstas ?
2. ¿ Que actividades deben proseguir a ésta ?
3. ¿ Que actividades pueden realizarse simultáneamente con ésta ?

En esta forma se examina cada actividad determinándose la secuencia necesaria de actividades. Cada actividad tiene, definido un evento que le señala su posible iniciación; este evento puede ser el inicio de todo el trabajo, o la terminación de una actividad precedente.

Es importante aclarar que la terminación de una actividad señala el inicio de una actividad que depende de aquella. En consecuencia no se permite traslapar actividades. Si esto ocurriera, deben descomponerse las actividades en dos o más, representando las componentes de esta operación las actividades parciales que deben completarse, antes que las siguientes componentes sean iniciadas.

#### V.4.- DIAGRAMA DE FLECHAS.

Un diagrama de flechas es la representación de un programa o plan para un proyecto determinado, en el que se muestra la secuencia correcta, así como las interrelaciones de actividades y eventos para alcanzar los objetivos finales.

En un diagrama de flechas, cada línea o flecha, representa una actividad, y la relación entre éstas está representada por la disposición de unas flechas con otras.

Cada círculo o nodo representa un evento. Estos diagramas se muestran en la figura V.1, la longitud de la flecha no tiene significado; simplemente representa el avance del tiempo en el sentido de la flecha.

Cada actividad particular se representa por una línea especial o flecha y el inicio de todas las actividades que parte de un nodo, no podrá hacerse, sino hasta que se hayan terminado todas las actividades que llegan a dicho nodo.

El diagrama de actividades en la figura V.1, ilustra algunos de los procedimientos lógicos adoptados por el método de la ruta crítica.

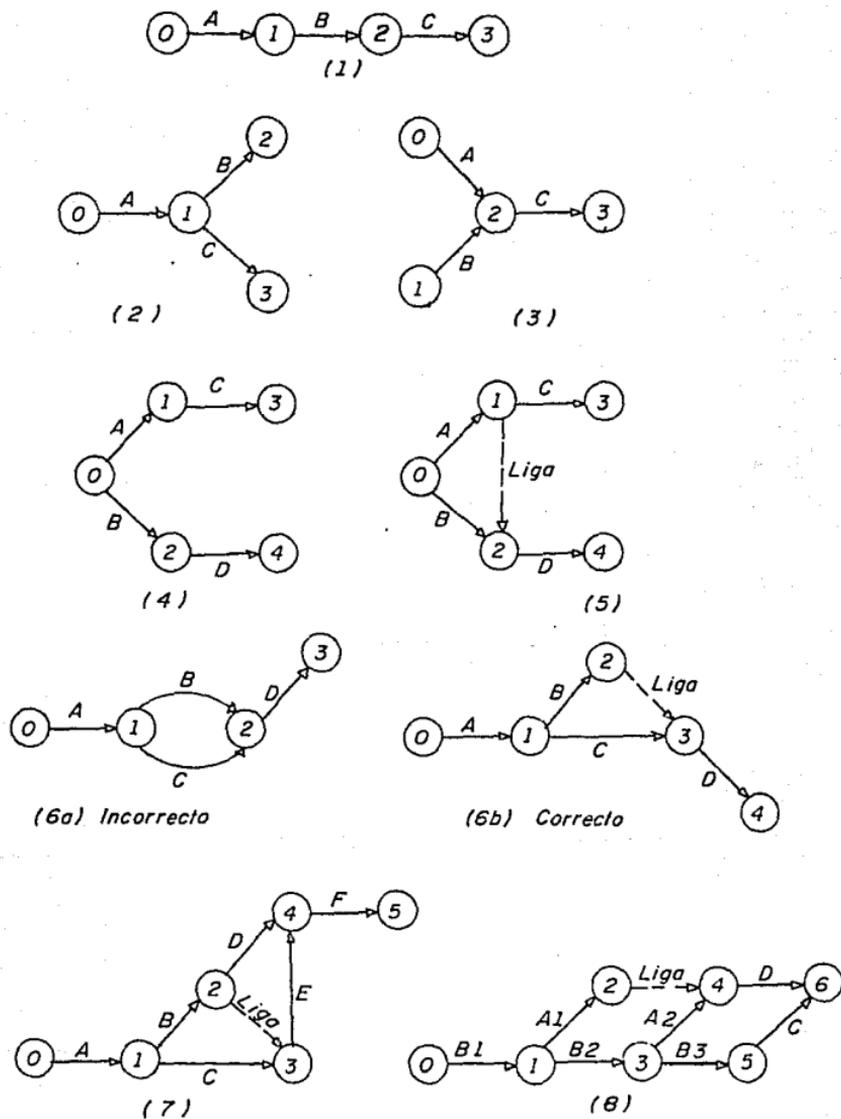


FIG. V.1 Elementos de un diagrama de actividades.

En (1) es obvio que A debe preceder a B, y B debe preceder a C.

En (2), A debe preceder tanto a B como a C.

En (3), A y B deben preceder a C.

En (4), A debe preceder a C y B debe preceder a D.

En (5), A debe preceder a C y a D, y B debe preceder a D; esto requiere el uso de una flecha de conexión llamada "actividad ficticia" o "de liga", para mantener la secuencia lógica de eventos entre A y D.

Las actividades ficticias tienen costo cero y duración cero y se representan por flechas punteadas. Las actividades ficticias se requieren también para establecer la identificación específica de varias actividades que salen de un evento y llegan todas a otro evento común, como puede apreciarse en (6), donde A debe preceder a B y a C, y B y C deben preceder a D.

Otros ejemplos en el uso de actividades ficticias se ven en (7) y (8); en el ejemplo (8) también se nota como la operación B puede descomponerse en tres actividades para satisfacer restricciones. En (7), A debe preceder a B y a C; B debe preceder a D y E; C debe preceder a E, así como D y E deben preceder a F.

En (8), B debe preceder a C, y parte de B debe preceder a A, y D no puede iniciarse hasta que A se haya terminado.

Los eventos y actividades se numeran para identificación en la red. El orden de numeración debe ser tal, que el número en la punta de la flecha sea siempre mayor que el número que aparece en su inicio. El proyecto, entonces, se comienza con el primer evento, y prosigue, evento por evento, hasta la terminación del trabajo.

En el trazo de un diagrama de flechas siempre deberá verificarse:

1. Que cada nodo represente correctamente la relación completa que existe entre todas las actividades que concurren a él, y parten de él.

2. Que todas las actividades que salgan de un nodo tengan idéntico índice inicial, y todas aquellas que llegan a uno, tengan idéntico índice final.

3. Que cada actividad tenga un solo par de índices que la representen con el número del evento de la punta mayor que el número del inicio.

El método de la ruta crítica está relacionado no sólo con la secuencia e interrelaciones de actividades sino también con el tiempo y costo necesarios para terminar las operaciones. El primer trazo de una red muestra sólo la secuencia y las relaciones entre las diversas operaciones que componen un proyecto; para completar el diagrama es necesario agregar el tiempo requerido para terminar cada actividad.

Para cada actividad existe un costo asociado que, generalmente, depende de su tiempo específico de terminación. Si el tiempo varía, se esperará que también varíe el costo. En consecuencia, será necesario saber el efecto de un cambio de tiempo sobre el costo, para llegar al análisis final de una red. Los datos que muestran este efecto llamados datos de costo-tiempo, serán también indicados en una red, para cualquier actividad. Una vez que se da esta información, la representación esquemática del proyecto se denominará un modelo de red.

#### V.5.- DATOS Y CURVAS COSTO-TIEMPO.

Los datos de costo-tiempo son una información detallada del costo y tiempo de las actividades obtenidas de los presupuestos para cada una de las que intervienen en el proyecto. Esta técnica de curvas costo-tiempo es necesario aplicarla cuando se tienen obras de grandes dimensiones, en las cuales el número de actividades es tan extenso, que su no aplicación podría traernos consecuencias graves en la planeación y programación de la obra.

En el caso de la obra objeto del presente trabajo, por considerarse una obra chica en cuanto al número de actividades, no analizaré las curvas de costos-tiempo para cada actividad, por lo que para fijar el tiempo ejecución de cada actividad del diagrama, lo haré en función de los volúmenes de obra totales de cada actividad y de sus rendimientos respectivos.

#### V.6.- DETERMINACION DE LA RUTA CRITICA.

Hasta ahora se han expuesto los siguientes pasos:

1. El proyecto ha sido desglosado en las actividades elementales posibles.
2. Todas estas actividades han sido ordenadas y puestas en una lista.
3. Se ha trazado el diagrama de flechas y se han numerado todos los eventos.

El siguiente paso es asignar un tiempo a cada actividad en la red anotandolo a lo largo de cada flecha llamando a este tiempo DURACION de una actividad. Una liga o actividad ficticia tiene duración cero.

A continuación siguiendo los eventos en orden numérico desde el principio, una simple adición nos dará el tiempo más próximo posible al que todas las actividades que llegan a cada evento, pueden terminarse; esto es, el TIEMPO DE TERMINACION MAS PROXIMA (TMP) para el evento. La TMP para cada evento se registra en el lado izquierdo del " óvalo " adyacente al círculo que representa a ese evento. Después de seguir en esta forma a través de la red, se obtiene la TMP del último evento; ésta es la TERMINACION MAS PROXIMA del proyecto, y es la suma de las duraciones de las actividades a través de la ruta que conduce a la duración más larga del proyecto, de principio a fin. Aceptando esto como la duración del proyecto que no debe ser prolongada, el siguiente paso es ir hacia atrás desde el último evento, restando la dura-

ción de cada actividad para encontrar el TIEMPO DE TERMINACION MAS TARDIA (TMT) permisible para cada evento, considerando que el proyecto debe ser terminado al TMP del evento final. El tiempo de terminación más tardía está controlado por todas las actividades que salen del evento en cuestión. Si el evento no es terminado para su TMT, el proyecto se atrasará. El valor del TMT se escribe en el lado derecho del "óvalo" adyacente al círculo que representa a cada evento.

La diferencia entre los dos números de cada óvalo que dan el TMP y el TMT para cada evento, es el margen del retraso, y se llama TIEMPO FLOTANTE (HOLGURA). En algunos eventos aparece la misma cifra en ambos lados del óvalo, indicando el mismo tiempo de terminación más próxima y de terminación más tardía, en estos casos no hay tiempo flotante. Estos son los eventos críticos que deben ser terminados dentro del programa si se quiere terminar el proyecto en el mínimo tiempo total. La ruta que une estos eventos críticos es, por lo tanto, la ruta crítica de la red, bajo las condiciones para las que fue trazada. Esta ruta se marcará con línea más gruesa en la red. Las actividades a lo largo de esta ruta crítica se llaman ACTIVIDADES CRITICAS.

#### V.7.- TIEMPOS FLOTANTES U HOLGURAS.

El concepto de tiempo flotante puede ser dividido en varios tipos:

La suma total del tiempo en el que una actividad puede ser retrasada sin aumentar la duración del proyecto, se llama TIEMPO FLOTANTE TOTAL (FT); tal retraso puede causar demoras en algunas de las actividades subsecuentes a la considerada; pero, no en la terminación del proyecto. Una actividad crítica tiene un tiempo flotante igual a cero.

El TIEMPO FLOTANTE LIBRE (FL) de una actividad es la suma del tiempo en el que el inicio de una actividad puede ser retrasado sin interferir con el inicio de ninguna otra actividad que le si

ga. De ahí que el flotante libre no puede ser mayor que el tiempo flotante total.

Es importante considerar otros dos conceptos en los tiempos de un diagrama de flechas:

EL TIEMPO DE INICIACION MAS PROXIMA (IMP) de una actividad el momento al que una actividad del proyecto puede empézarse, y el TIEMPO DE INICIACION MAS TARDIA (IMT) es aquel al que se puede comenzar, si se desea conservar la duración mínima del proyecto total.

La diferencia entre estos dos tiempos de iniciación, es igual a la diferencia entre los tiempos de terminación más próxima y más remota de una actividad; ambas diferencias son iguales al tiempo flotante total disponible para una actividad.

Las relaciones entre los tiempos de las actividades y los flotantes de las mismas, tal como se definieron antes, se pueden expresar en esta etapa como simples ecuaciones. Así, para cualquier actividad:

$$IMP = TMP - \text{Duración.}$$

$$IMT = TMT - \text{Duración.}$$

$$FT = TMT - TMP$$

$$= IMT - IMP$$

$$FL = IMP \text{ de la siguiente actividad} - TMP \text{ de la actividad en cuestión.}$$

$$FI = FT - FL.$$

V.8.- LISTA DE ACTIVIDADES PARA LA ELABORACION DEL  
PROGRAMA DE OBRA.

1. Movilización del equipo a la obra.
2. Desmante.
3. Obtención de agregados.
4. Excavación.
5. Fabricación y Colocación de concreto conducto.
6. Llenado y Prueba del conducto.
7. Sellado de fugas del conducto.
8. Relleno simple.

V.9.- RENDIMIENTOS.

Considerando un equipo de trabajo y una cuadrilla, en base a la experiencia adquirida a través de observar diferentes equipos y cuadrillas de trabajo, se asignarán para las diferentes actividades, los rendimientos siguientes:

Desmante.....	0.26 Ha/hr.
Excavación.....	95.00 m <sup>3</sup> /hr.
Obtención de grava.....	14.85 m <sup>3</sup> /hr.
Obtención de arena.....	14.85 m <sup>3</sup> /hr.
Habilitado del Fierro.....	35.00 Kg/hr.
Cimbrado.....	7.00 m <sup>2</sup> /hr.
Colocación del Fierro.....	22.50 Kg/hr.
Fabricación y Colocación del concreto....	1.75 m <sup>3</sup> /hr.
Descimbrado.....	14.00 m <sup>2</sup> /hr.
Sello de Fugas.....	3.00 Lt/hr.
Relleno Simple.....	150.00 m <sup>3</sup> /hr.

V.10.- DURACION DE ACTIVIDADES.

Una vez teniendo los rendimientos y volúmenes de obra para las diferentes actividades, procederé a calcular el tiempo requerido para cada una de ellas.

## 1. DESMONTE

RENDIMIENTO = 0.26 HA/HR.

VOLUMEN DE PROYECTO = 1.2 HA.

TIEMPO =  $\frac{1.2 \text{ HA.}}{0.26 \text{ HA/HR.}} = 4.61 \text{ HORAS.}$

JORNADA DE 8.0 HORAS.

DIAS =  $\frac{4.61 \text{ HR.}}{8.0 \text{ HR.}} = 0.57 \text{ DIAS..... 1.0 DIAS}$

EQUIPO: TRACTOR KOMATSU 155 D ..... 1.0 PZA.

## 2. EXCAVACION

RENDIMIENTO = 95.0 M3/HR.

VOLUMEN DE PROYECTO = 12,400.0 M3

TIEMPO =  $\frac{12,400.0 \text{ M3}}{95.0 \text{ M3/HR}} = 130.52 \text{ HORAS}$

JORNADA DE 8.0 HORAS

DIAS =  $\frac{130.52 \text{ HR}}{8.0 \text{ HR}} = 16.31 \text{ DIAS..... 17.0 DIAS}$

EQUIPO: RETROEXCAVADORA POCLAIN 160 K..... 1.0 PZA.

## 3. OBTENCION DE GRAVA

RENDIMIENTO = 14.85 M3/HR

VOLUMEN DE PROYECTO = 1,430.0 M3

TIEMPO =  $\frac{1,430.0 \text{ M3}}{14.85 \text{ M3/HR}} = 96.29 \text{ HORAS}$

JORNADA DE 8.0 HORAS

DIAS =  $\frac{96.29 \text{ HR}}{8.0 \text{ HR}} = 12.03 \text{ DIAS.....12.0 DIAS}$

EQUIPO: CAMION DE VOLTEO FAMSА 7.0 M3..... 1.0 PZA.

## 4. OBTENCION DE ARENA

RENDIMIENTO = 14.85 M<sup>3</sup>/HRVOLUMEN DE PROYECTO = 1,222.0 M<sup>3</sup>TIEMPO =  $\frac{1,222.0 \text{ M}^3}{14.85 \text{ M}^3/\text{HR}}$  = 82.28 HORAS

JORNADA DE 8.0 HORAS

DIAS =  $\frac{82.28 \text{ HR}}{8.0 \text{ HR}}$  = 10.28 DIAS..... 11.0 DIASEQUIPO: CAMION DE VOLTEO FAMSA 7.0 M<sup>3</sup>..... 1.0 PZA.

## 5. FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO

RENDIMIENTO = 1.75 M<sup>3</sup>/HRVOLUMEN DE PROYECTO = 2,210.0 M<sup>3</sup>TIEMPO =  $\frac{2,210.0 \text{ M}^3}{1.75 \text{ M}^3/\text{HR}}$  = 1,262.85 HORAS

JORNADA DE 8.0 HORAS

DIAS =  $\frac{1,262.85 \text{ HR}}{8.0 \text{ HR}}$  = 157.85 DIAS..... 158.0 DIAS

EQUIPO: REVOLVEDORA 1 SACO MIPSAS..... 1.0 PZA.

REVOLVEDORA 1 SACO MIPSAS (RESERVA). 1.0 PZA.

VIBRADOR JAULA JOPER..... 1.0 PZA.

VIBRADOR JAULA JOPER. (RESERVA)..... 1.0 PZA.

CAMION PIPA FAMSA 9,000.0 LT..... 1.0 PZA.

BOMBA CENTRIFUGA 4" DIAM. (12 HP). 1.0 PZA.

MANO DE OBRA: CABO. . . . . 2.0

ALBAÑIL . . . . . 1.0

PEON . . . . . 12.0

## 6. HABILITADO DEL FIERRO DE REFUERZO

RENDIMIENTO = 35.0 KG/HR

VOLUMEN DE PROYECTO = 170,000.0 KG

TIEMPO =  $\frac{170,000.0 \text{ KG}}{35.0 \text{ KG/HR}} = 4,857.14 \text{ HORAS}$ 

JORNADA DE 8.0 HORAS

DIAS =  $\frac{4,857.14 \text{ HR}}{8.0 \text{ HR}} = 607.14 \text{ DIAS}$ 

ESTA ACTIVIDAD VA A LA PAR CON LA ACTIVIDAD DE FABRICACION  
Y COLOCACION DE CONCRETO, MOTIVO POR EL CUAL LA AJUSTAREMOS  
A 158.0 DIAS.

DIAS = . . . . . 158.0 DIAS

HORAS = 158.0 X 8.0 = 1,264.0 HORAS

RENDIMIENTO =  $\frac{170,000.0 \text{ KG}}{1,264.0 \text{ HR}} = 134.5 \text{ KG/HR}$ 

RENDIMIENTO 1 CUADRILLA = 35.0 KG/HR

CUADRILLAS REQUERIDAS =  $\frac{134.5 \text{ KG/HR}}{35.0 \text{ KG/HR}} = 3.8 = 4.0$ 

MANO DE OBRA: CABO . . . . . 1.0

FIERRERO . . . . . 4.0

AYUDANTE . . . . . 8.0

## 7. COLOCACION DEL FIERRO DE REFUERZO

RENDIMIENTO = 22.5 KG/HR

VOLUMEN DE PROYECTO = 170,000.0 KG

TIEMPO =  $\frac{170,000.0 \text{ KG}}{22.5 \text{ KG/HR}} = 7,555.55 \text{ HORAS}$ 

JORNADA DE 8.0 HORAS

$$\text{DIAS} = \frac{7,555.55 \text{ HR}}{8.0 \text{ HR}} = 944.44 \text{ DIAS}$$

ESTA ACTIVIDAD VA A LA PAR CON LA ACTIVIDAD DE FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO, MOTIVO POR EL CUAL LA AJUSTAREMOS A 158.0 DIAS.

$$\text{DIAS} = \dots \dots \dots 158.0 \text{ DIAS}$$

$$\text{HORAS} = 158.0 \times 8.0 = 1,264.0 \text{ HORAS}$$

$$\text{RENDIMIENTO} = \frac{170,000.0 \text{ KG}}{1,264.0 \text{ HR}} = 134.5 \text{ KG/HR}$$

$$\text{RENDIMIENTO 1 CUADRILLA} = 22.5 \text{ KG/HR}$$

$$\text{CUADRILLAS REQUERIDAS} = \frac{134.5 \text{ KG/HR}}{22.5 \text{ KG/HR}} = 5.97 = 6.0$$

$$\text{MANO DE OBRA: CABO} \dots \dots \dots 2.0$$

$$\text{FIERRERO} \dots \dots \dots 6.0$$

$$\text{AYUDANTE} \dots \dots \dots 12.0$$

## 8. CIMBRADO

$$\text{RENDIMIENTO} = 7.0 \text{ M}^2/\text{HR}$$

$$\text{VOLUMEN DE PROYECTO} = 552.5 \text{ M}^2$$

$$\text{TIEMPO} = \frac{552.5 \text{ M}^2}{7.0 \text{ M}^2/\text{HR}} = 78.92 \text{ HORAS}$$

$$\text{JORNADA DE 8.0 HORAS}$$

$$\text{DIAS} = \frac{78.92 \text{ HR}}{8.0 \text{ HR}} = 9.86 \text{ DIAS} \dots \dots \dots 10.0 \text{ DIAS}$$

$$\text{MANO DE OBRA: CABO} \dots \dots \dots 0.5$$

$$\text{CARPINTERO} \dots \dots \dots 2.0$$

$$\text{AYUDANTE} \dots \dots \dots 3.0$$

## 9. DESCIMBRADO

RENDIMIENTO = 14.0 M<sup>2</sup>/HRVOLUMEN DE PROYECTO = 552.5 M<sup>2</sup>

$$\text{TIEMPO} = \frac{552.5 \text{ M}^2}{14.0 \text{ M}^2/\text{HR}} = 39.46 \text{ HORAS}$$

JORNADA DE 8.0 HORAS

$$\text{DIAS} = \frac{39.46 \text{ HR}}{8.0 \text{ HR}} = 4.93 \text{ DIAS} \dots \dots \dots 5.0 \text{ DIAS}$$

MANO DE OBRA: CABO . . . . . 0.5

CARPINTERO . . . . . 2.0

AYUDANTE . . . . . 3.0

## 10. SELLO DE FUGAS EN EL CONDUCTO

RENDIMIENTO = 3.0 LT/HR

VOLUMEN DE PROYECTO = 19.0 LT

$$\text{TIEMPO} = \frac{19.0 \text{ LT}}{3.0 \text{ LT}/\text{HR}} = 6.33 \text{ HORAS}$$

JORNADA DE 8.0 HORAS

$$\text{DIAS} = \frac{6.33 \text{ HR}}{8.0 \text{ HR}} = 0.79 \text{ DIAS} \dots \dots \dots 1.0 \text{ DIAS}$$

MANO DE OBRA: PEON . . . . . 2.0

## 11. RELLENO SIMPLE

RENDIMIENTO = 150.0 M<sup>3</sup>/HRVOLUMEN DE PROYECTO = 7,520.0 M<sup>3</sup>

$$\text{TIEMPO} = \frac{7,520.0 \text{ M}^3}{150.0 \text{ M}^3/\text{HR}} = 50.13 \text{ HORAS}$$

JORNADA DE 8.0 HORAS

$$\text{DIAS} = \frac{50.13 \text{ HR}}{8.0 \text{ HR}} = 6.26 \text{ DIAS} \dots \dots \dots 7.0 \text{ DIAS}$$

EQUIPO: TRACTOR KOMATSU 155 D . . . . . 1.0 PZA.

#### V. 11.- RESUMEN DE EQUIPO Y MANO DE OBRA.

EQUIPO: TRACTOR KOMATSU 155 D . . . . . 1.0 PZA.  
 RETROEXCAVADORA POCLAIN 160 K . . . . . 1.0 PZA.  
 CAMION DE VOLTEO 7.0 M3 FAMSA . . . . . 2.0 PZA.  
 CAMION PIPA FAMSA 9,000.0 LT . . . . . 1.0 PZA.  
 REVOLVEDORA MIPSAS 1 SACO . . . . . 2.0 PZA.  
 VIBRADOR JOPER JAULA . . . . . 2.0 PZA.  
 BOMBA CENTRIFUGA 4" DIAM. (12HP) . . . . . 1.0 PZA.

MANO DE OBRA:

MANO DE OBRA: CABO . . . . . 6.0  
 CARPINTERO . . . . . 4.0  
 AYUDANTE CARPINTERO . . . . . 6.0  
 ALBAÑIL . . . . . 1.0  
 FERRERO . . . . . 10.0  
 AYUDANTE FERRERO . . . . . 20.0  
 PEON . . . . . 14.0

#### V. 12.- PROGRAMACION.

Una vez obtenida toda la información anteriormente descrita, procedemos a obtener la Ruta Crítica mediante la elaboración -- de el diagrama de flechas y apoyados en esta, a la elaboración -- del Diagrama de Barras que se muestra en la lámina siguiente:



## CAPITULO VI

## METODOS DE CONSTRUCCION

En toda obra de construcción es necesario con anticipación fijar los Procedimientos o Métodos de Construcción más adecuados a emplearse, ya que de no estar bien definidos podríamos como consecuencia tener atrasos en el avance de la obra, que vendrían a verse reflejado estos en la economía del Proyecto, motivo por el cual a continuación expondré los Métodos de Construcción de las actividades más importantes de que se compone mi Proyecto.

Primeramente se hará una limpia de monte del terreno natural a todo lo largo del eje de la Estructura y en una franja de 20 m de ancho para facilitar la actividad de excavación en el terreno natural para alojar la Estructura. Se utilizará un Tractor KOMAT SU D155 que es el que me desarrollará otras actividades dentro de la misma obra.

Simultaneamente con la actividad de Desmonte se puede iniciar el Suministro de agregados, los cuales se obtendrán de el Banco denominado "El Tule" fijado por el personal especializado del Laboratorio de la S.A.R.H. y ubicado éste como se aprecia en la Laminas N<sup>o</sup> 10 a una distancia de 1.000 Km. del poblado "El Tule" y a 7 Km. de el sitio de la Estructura. Se le fijó ese Banco debido a que en él ya se encuentra instalada una Planta de cribado propiedad de una Empresa ya establecida en la zona y a que el volumen de cada uno de los materiales a obtener (grava y arena) es pequeño y no amerita la adquisición de una planta de cribado -- por parte de la Cía. que construirá la Estructura. El acarreo se efectuará con 2 (dos) Camiones de Volteo FAMSA de 7 m<sup>3</sup> cada uno.

Posterior a la actividad del Desmonte se iniciará la actividad de Excavación en el terreno natural para alojar la Estructura la cual se ejecutará con una Retroexcavadora POCLAIN 160K que por sus características particulares no tendrá ningún problema -

para efectuar dicha excavación, aunado a esto que el tipo de material a excavar lo permite. La Retroexcavadora iniciará a excavar primeramente sobre el eje de la Estructura, depositando el material producto de la misma a ambos lados, preferentemente del lado de aguas arriba y sobre todo en la parte donde es el cauce normal del arroyo, con la finalidad de proteger la construcción de la Estructura en caso de que se presente una eventual lluvia, ya que esta actividad se programó para iniciarse y terminarse en época de estiaje, en la cual no existe escurrimiento alguno. Después de excavar una cierta longitud, la Retroexcavadora se pasará alternadamente a ambos lados de la excavación ya ejecutada para excavar los taludes de la misma y dejar la sección finalmente -- terminada a líneas de proyecto. La excavación por cuestiones de seguridad se iniciará en el sitio por donde normalmente escurre el agua ya que es el punto más crítico y ser a la vez el sitio donde se iniciaran los colados.

Ya excavada una cierta longitud a líneas de proyecto, se procederá a colocar el fierro de refuerzo el cual deberá de estar limpio y exento de partículas oxidantes en la losa inferior hasta una altura de los muros como se especifica en los planos, para colocar primeramente lo que llamamos losa inferior y arranque en los muros, quedandome una junta de construcción a la altura indicada, dejando las varillas del armado principal cortadas a una cierta longitud para posteriormente hacer los traslapes necesarios y colocar el fierro de refuerzo para el segundo colado. Una vez colocado el fierro de refuerzo hasta los arranques de los muros se procederá a cimbrar el paño exterior y el interior para dar paso a la siguiente actividad que es el Colado.

Una vez que se obtuvieron los agregado y se pusieron en el sitio de utilización y se efectuaron las actividades anteriormente señaladas, se procederá a la Fabricación y colocación del Concreto del primer colado.

La longitud de los Barriles se eligió de 11.00 m ya que es la longitud comercial de la varilla que se consigue en el mercado local. La longitud de los barriles en las curvas verticales es menor debido a las características topográficas del terreno.

La fabricación del concreto se hará con una Revolvedora MIPSA de 1 (un) SACO de capacidad.

Previo a la colocación del concreto se debe de colocar el se llo de hule de 3 bulbos o de cloruro de polivinilo corrugado que se indica en la Lámina N<sup>o</sup> 8.

Para hacer llegar el concreto del primer colado hasta la losa inferior, es necesario construir unos canalones por donde se des lizará el mismo y poderlo colocar en su sitio. Después de coloca da cada revoltura, se vibrará el concreto con un Vibrador de ja ula Marca JOPER de 4 H.P. con la finalidad de que todos los huecos o burbujas de aire que queden dentro de la masa del mismo se rellenen y a la vez que los materiales que componen al mismo que den bien distribuidos y llegen a los sitios más difíciles de pe netrar.

Una vez transcurridas 24 hrs. del primer colado y de consul tar con personal de Laboratorio de la S.A.R.H., se podrán descim brar los arranques de los muros y proceder a colocar el fierro de refuerzo para el segundo colado en muros y losa superior, y a la vez cimbrar las partes de la Estructura que comprenden di cho colado.

Ya colocado el fierro de refuerzo y cimbra, la superficie de contacto que queda entre el primer colado y el segundo, deberá de picarse para remover las partes mal adheridas, enseguida se limpia y se lava con agua para después colocar un aditivo adheren te para que haya una mejor unión entre concreto ya colado y el que se va a colar, procediendo inmediatamente a ejecutar el se gundo colado. Así sucesivamente se irán colando cada uno de los barriles de acuerdo al programa de colados hasta completar la lon

gitud total del conducto.

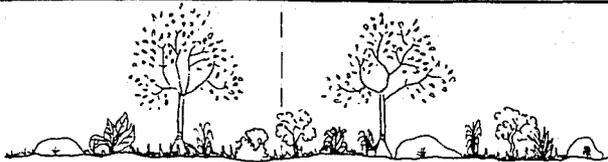
Una vez colados los últimos barriles, que de acuerdo al programa de colados deberan de ser los de las laderas hasta ligar con las tansiciones, esperamos 28 días para proceder a probar el conducto y detectar las posibles fugas. Este tiempo de 28 días se fijó en base a los resultados que se obtuvieron de los diseños y pruebas que efectuó el personal del Laboratorio de la S.A.R.H. a los concretos de  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ , determinando que a los 28 días el concreto adquiere el 90% de su resistencia de diseño.

Una vez probado el conducto y si existen fugas, se procede a sellarlas con un producto de los existentes en el mercado y que sea autorizado por el Laboratorio de la S.A.R.H., éste producto debe de reunir las caracterizticas de poderse utilizar en presencia de agua.

Ya que se han sellado las fugas detectadas se procede de nuevo a probar el conducto y checar si quedarón bien selladas dichas fugas.

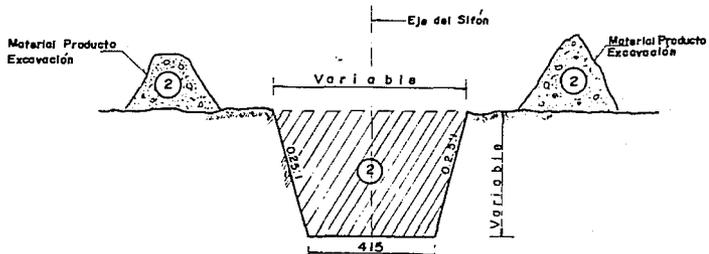
Enseguida de la prueba final se procede a efectuar la actividad del relleno de la excavación hasta las líneas de proyecto, éste relleno se ejecuta con el Tractor KOMATSU D155 utilizando el material producto de la excavación que esta colocado a ambos lados del eje de la Estructura.

La representación grafica de éstos procedimientos de Construcción se muestran en la Lámina N<sup>o</sup> 10.



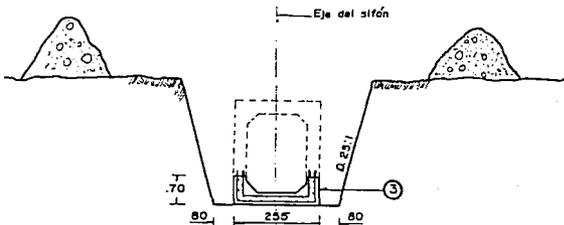
ETAPA N° 1  
DESMONTE

Desmonte, desazolve, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción. El material producto del desmonte se retirará fuera de la franja de construcción a los sitios que señale el ingeniero.



ETAPA N° 2  
EXCAVACION

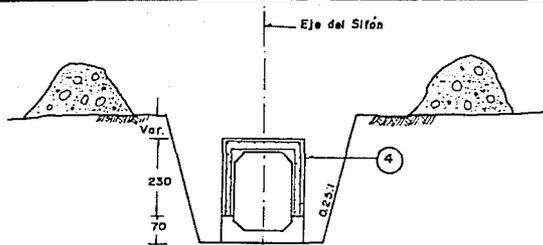
Excavación en cualquier material, excepto roca para alojar el sifón. El material producto de la excavación se depositará a ambos lados del eje de la excavación.



ETAPA N° 3

COLOCACION DEL FIERRO DE REFUERZO Y CONCRETO 1er COLADO

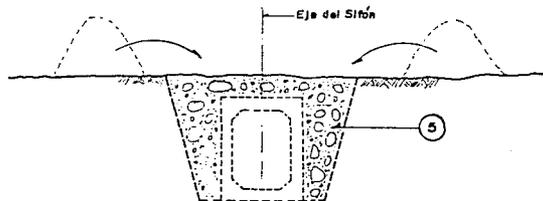
Colocación del Fierro de refuerzo, Fabricación y colocación de concreto común  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  en la losa inferior y arranque de las muros del conducto.



ETAPA N° 4

COLOCACION DEL FIERRO DE REFUERZO Y CONCRETO 2º COLADO

Colocación del Fierro de Refuerzo, Fabricación y colocación de concreto común  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  en las muros y losa superior del conducto.



ETAPA N° 5  
RELLENO

Relleño sin compactar de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.

<b>UAG</b>	UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE GUADALAJARA
	ESCUELA DE INGENIERIA
	TESIS PROFESIONAL
ETAPAS DE CONSTRUCCION DEL SIFON "LAS PARTIDAS"	
GERBERTO RODRIGUEZ PADILLA	LAMINA N° 10 GUADALAJARA, GJL

## C A P I T U L O VII

## PRESUPUESTO

## VII.1.- INTRODUCCION.

Para la elaboración del presupuesto de la obra objeto de la presente, es necesario contar con las cantidades o volúmenes de obra, los cuales están calculados de acuerdo a los planos y secciones que integran el proyecto del Sifón "Las Partidas".

No presento el cálculo de los volúmenes de obra, esto, por resultar innecesario, ya que es conocida por toda persona que se dedica a la construcción, la metodología para obtenerlos.

## VII.2.- CATALOGO DE CONCEPTOS.

En la formas que presento al final del capítulo podemos apreciar 7 (siete) columnas, las cuales describiré a continuación en el orden de izquierda a derecha:

La primer columna la llamamos CLASIFICACION. En ella se anota una clave numérica asignada a cada uno de los conceptos para poderlos identificar rápidamente.

Esta clave la tomaré de la utilizada por la S.A.R.H. y que viene descrita en la publicación intitulada "Conceptos Principales de Trabajo" Tomo I Catálogo, editada por la misma S.A.R.H.

La segunda columna la llamamos ENUNCIADO. En ella anotamos la descripción completa de cada uno de los Conceptos Principales de Trabajo.

La tercer columna la llamamos UNIDAD. En ella anotamos la forma de medición de pago de cada uno de los Conceptos Principales de Trabajo.

La cuarta columna la llamamos CANTIDAD. En ella se anota el volumen total obtenido para cada uno de los Conceptos Principales de Trabajo.

La quinta columna la llamamos PRECIO UNITARIO (con letra). En

ella se anota el precio unitario con letra, obtenido para cada uno de los Conceptos Principales de Trabajo.

La sexta columna la llamamos PRECIO UNITARIO (\$). En ella se anota el precio unitario con número, obtenido para cada uno de los Conceptos Principales de Trabajo.

La séptima columna la llamamos IMPORTE (\$). En ella se anota con número, el resultado de multiplicar la CANTIDAD por el PRECIO UNITARIO de cada uno de los Conceptos Principales de Trabajo.

### VII.3.- ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

Para analizar el Precio Unitario de un concepto, es necesario primeramente determinar los siguientes puntos:

#### VII.3.1.- DETERMINACION DEL FACTOR DE COSTO INDIRECTO.

El analista de Precios Unitarios de la S.A.R.H. no determina en forma concienzuda este factor, debido a que este más bien lo presentan las Compañías Constructoras interesadas en la ejecución de la obra, por lo que a continuación presentaré la determinación del Factor de Costo Indirecto con Anticipo presentado por la Compañía Constructora encargada de ejecutar la obra a -- que me refiero.

## DETERMINACION DEL FACTOR DE COSTO INDIRECTO CON ANTICIPO

## 1.- INDIRECTO DE LA OBRA:

Instalaciones provisionales	1.30 %
Personal administrativo de la obra.	3.00
Transportación de personal.	2.30
Asesoría Legal.	0.50
Supervisión y Vigilancia.	1.50
Imprevistos.	2.00
Seguros, Fianzas y Financiamiento.	3.00
	<u>13.60 %</u>

## 2.- INDIRECTOS DE ADMINISTRACION CENTRAL:

Sueldos y cargos patronales.	3.30 %
Renta oficina y Bodega Centrales.	1.20
Conservación de locales.	0.60
Agua, Luz, Teléfono, Correo y varios.	0.40
Depreciación y Mantenimiento a Vehículos.	1.00
Depreciación Equipo de Oficina y Computo.	0.50
Impuestos.	8.00
	<u>15.00 %</u>

## RESUMEN DEL COSTO INDIRECTO:

INDIRECTOS DE LA OBRA.	13.60 %
INDIRECTOS DE ADMINISTRACION CENTRAL.	15.00
UTILIDAD DESPUES DEL IMPUESTO.	<u>10.00</u>
TOTAL DEL COSTO INDIRECTO:	<u><u>38.60 %</u></u>

## VII.3.2.- ANALISIS DEL COSTO DIRECTO.

Para el análisis del Costo Directo necesitamos primeramente:

VII.3.2.1.- DETERMINACION DEL FACTOR SOBRE SALARIO BASE  
PARA OBTENER SALARIOS REALES.

## I.- DIAS NO LABORABLES:

52 Domingos.  
06 Días de vacaciones.  
07 Días festivos por ley.  
04 Días festivos por costumbre.  
03 Días no trabajados por enfermedad.  
20 Días por lluvia.  
02 Días por contratación.  
94 Días no trabajados.

## II.- DIAS TRABAJADOS AL AÑO:

365 - 94 = 271 Días trabajados.

## III.- DIAS PAGADOS AL AÑO:

365.0 Días al año.  
15.0 Días aguinaldo.  
1.5 Días prima vacacional.  
381.5 Días pagados al año.

## IV.- FACTOR DE SALARIOS:

$$f = \frac{\text{días pagados}}{\text{días trabajados}} = \frac{381.5}{271} = 1.407749$$

## V.- FACTOR SEGURO SOCIAL (I.M.S.S.):

I.M.S.S.	0.196875
FACTOR SALARIO.	<u>1.407749</u>
FACTOR REAL.	<u><u>1.604624</u></u>

VII.3.2.2.- DETERMINACION DEL COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA  
A UTILIZAR EN LA OBRA.

Este Costo lo presento en los formatos anexos al presente.

TABLA DE SALARIOS REALES

CATEGORIA	SALARIO BASE	FACTOR	SALARIO REAL
CABO PARA CONCRETO	\$ 19,100.00	1.604624	\$ 30,648.31
OP. BULLDOZER	\$ 12,900.00	1.604624	\$ 20,699.65
OP. RETROEXCAVADORA	\$ 12,900.00	1.604624	\$ 20,699.65
CHOFER CAMION	\$ 12,560.00	1.604624	\$ 20,154.07
OP. MAQUINARIA MENOR	\$ 12,500.00	1.604624	\$ 20,057.80
OFICIAL ALBAÑIL	\$ 12,275.00	1.604624	\$ 19,696.76
OFICIAL PIERRERO	\$ 11,815.00	1.604624	\$ 18,958.63
OFICIAL CARPINTERO	\$ 11,420.00	1.604624	\$ 18,324.81
AYUDANTE GENERAL	\$ 9,550.00	1.604624	\$ 15,324.15
PEON	\$ 8,405.00	1.604624	\$ 13,486.86

## RELACION DEL COSTO DE MATERIALES

MATERIALES	UNIDAD	PRECIO
CEMENTO	TON.	\$ 205,000.00
FIERRO DE REFURZO	KG.	\$ 1,377.00
ALAMBRO DE 1/4"	KG.	\$ 1,656.00
ALAMBRE RECOCIDO	KG.	\$ 2,093.00
CLAVOS 2 1/2"	KG.	\$ 2,484.00
MADERA PARA CIMBRA	PIE/TABLON.	\$ 2,515.00
HOJA DE CIMBRAPLAY 1.22X2.44 M.		\$ 93,000.00
CURACRETO	LT.	\$ 1,918.67
DIESEL	LT.	\$ 470.00
GASOLINA	LT.	\$ 525.00
ACEITE DIESEL	LT.	\$ 3,113.00
ACEITE GASOLINA	LT.	\$ 3,113.00
JUNTA ASFALTICA	M2.	\$ 27,000.00
JUNTA PVC 3 BULBOS	M.	\$ 24,300.00
SELLO PARA FUGAS	LT.	\$ 7,500.00
GRAVA	M3.	\$ 23,000.00
ARENA	M3.	\$ 17,500.00

## RELACION DE COSTOS DIRECTOS HORA-MAQUINA

MAQUINA	COSTO HORA-MAQUINA
TRACTOR KOMATSU 155 D	\$ 291,258.54
RETROEXCAVADORA POCLAIN 160 K	\$ 192,778.72
CAMION VOLTEO FAMSA 7.0 M3	\$ 39,193.54
CAMION PIPA FAMSA 9,000.0 LT.	\$ 41,530.46
REVOLVEDORA 1 SAGO MIPSA	\$ 5,512.59
VIBRADOR DE JAULA JOPER	\$ 3,077.29
BOMBA CENTRIFUGA 4" DIAM. (12 H.P) BARNES	\$ 6,715.72

FORMATO PARA EL ANALISIS DEL COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA 124

Empresa S.A.R.H. Cálculo GILBERTO RODRIGUEZ P.  
 Maquina TRACTOR KOMATSU 155 D Revisó GILBERTO RODRIGUEZ P.  
 Obra CONSTRUCCION SIFON "LAS PARTIDAS" Fecha ENERO 1990

Precio Adquisición	\$ 952'338,000.00	Fecha Cotización	ENERO 1990
		Vida Económica	5 AÑOS (Va)
		Horas por Año	2,000 (Ha)
Valor Inicial (Va)	\$ 952'338,000.00	Motor	DIESEL de 320 HP
Valor Rescata (Vr)	\$ 95'233,800.00 (10%)	Factor de Operación	0.80
Tasa Interés (I)	38.5%	Potencia Operación	256 HP
Primas Seguros (S)	2.0%	Coefficiente de Almacenaje	(K)
		Factor Mantenimiento	0.80 (a)

I. CARGOS FIJOS.

a)- Depreciación:	$D = \frac{Va - Vr}{Va} = \frac{952'338,000 - 95'233,800}{1000000}$	= \$ 85,710.42
b)- Inversión	$I = \frac{Va + Vr}{2Ha} \cdot I = \frac{952'338,000 + 95'233,800}{2 \times 2000} (0.385)$	100,828.78
c)- Seguros:	$S = \frac{Va + Vr}{2Ha} \cdot S = \frac{952'338,000 + 95'233,800}{2 \times 2000} (0.02)$	5,237.86
d)- Almacenaje:	A = KD = _____	= \$ _____
e)- Mantenimiento:	M = QD = 0.80 X 85,710.42	= \$ 68,568.34
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA.....		\$ 260,345.40

II. CONSUMOS.

a)- Combustibles: E = fPc		
Diesel f= 0.20 e = _____	E = 0.20 X 256 HP op X \$ 470.00	\$ 24,064.00
Gasolina f= 0.24 e = _____	E = 0.24 X _____ HP op X \$ _____	\$ _____
b)- Otras Fuentes de Energía _____		
c)- Lubricantes: L = aPe		
Capacidad Carter: C = $\frac{71}{100035}$ Litros		
Cambios Aceite T = $\frac{150}{100030}$ Horas		
L = $C/t + \frac{0.0035}{100030} \times 256$ HP op = 1.369 lit/hora		
L = 1.369 lit/hr X \$ 3,113.00 lit		\$ 4,261.69
d)- Llantas: Valor Llantas _____		\$ _____
Vida Económica en horas. _____		\$ _____
SUMA CONSUMO POR HORA.....		\$ 28,325.69

III. OPERACION

Salario: S		
Operador	\$ 20,699.65	
Ayudante	\$ _____	
Sal - Turno Promedio	\$ _____	
Horas Turno Promedio	8.0 (H)	
Operación: $Q = \frac{S}{H}$	20,699.65/8.0	\$ 2,587.45
SUMA OPERACION POR HORA.....		\$ 2,587.45

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA (HMD)..... \$ 291,258.54

FORMATO PARA EL ANALISIS DEL COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA 125

Empresa S.A.R.H. Cálculo GILBERTO RODRIGUEZ P.  
 Maquina RETROEXCAVADORA POGRAIN 160 K Revisó GILBERTO RODRIGUEZ P.  
 Obra CONSTRUCCION SIFON "LAS PARTIDAS" Fecha ENERO 1990

Precio Adquisición \$ 633'967,400.00 Fecha Cotización ENERO 1990  
 Vida Económica 5 AÑOS (Va)  
 Horas por Año 2,000 (Ha)  
 Valor Inicial (Val) \$ 633'967,400.00 Motor : DIESSEL de 195 HP  
 Valor Rescate (Vr) \$ 63'396,740.00 (10%) Factor de Operación 0.80  
 Tasa Interés (I) 38.5 % Potencia Operación 156 HP  
 Primas Seguros(S) 2.0 % Coeficiente de Almacenaje \_\_\_\_\_ (K)  
 Factor Mantenimiento 0.80 (G)

I. CARGOS FIJOS.

a.- Depreciación:  $D = \frac{Va - Vr}{Va} = \frac{633'967,400 - 63'396,740}{10,000} = \$ 57,057.06$   
 b.- Inversión:  $I = \frac{Va + Vr}{2Ha} = \frac{633'967,400 + 63'396,740}{2 \times 2000 (0.385)} = 67,121.29$   
 c.- Seguros:  $S = \frac{Va + Vr}{2Ha} = \frac{633'967,400 + 63'396,740}{2 \times 2000 (0.02)} = 3,486.82$   
 d.- Almacenaje:  $A = KD = _____ = \$ _____$   
 e.- Mantenimiento:  $M = GD = 0.80 \times 57,057.06 = \$ 45,645.65$   
 SUMA CARGOS FIJOS POR HORA..... \$ 173,310.82

II. CONSUMOS.

a.- Combustibles:  $E = fPc$   
 Diesel  $f = 0.20$  e = \_\_\_\_\_  $E = 0.20 \times 156 \text{ HP op} \times \$ 470.00 = \$ 14,664.00$   
 Gasolina  $f = 0.24$  e = \_\_\_\_\_  $E = 0.24 \times _____ \text{ HP op} \times \$ _____ = \$ _____$   
 b.- Otras Fuentes de Energía \_\_\_\_\_  
 c.- Lubrificantes:  $L = aPa$   
 Capacidad Carter:  $C = 25$  Litros  
 Cambios Aceite  $T = 150$  Horas  
 $L = \frac{C}{t} + \left\{ \begin{matrix} 0.0035 \\ 0.0030 \end{matrix} \right\} \times 156 \text{ HP op} = 0.712 \text{ lit/hora}$   
 $L = 0.712 \text{ lit/hr.} \times \$ 3,113.00 \text{ H} = \$ 2,216.45$   
 d.- Llantas: Valor Llantas \_\_\_\_\_  
 Vida Económica en horas. \_\_\_\_\_  
 SUMA CONSUMO POR HORA..... \$ 16,880.45

III. OPERACION

Salario: \$  
 Operador \$ 20,699.65  
 Ayudante \$ \_\_\_\_\_  
 Sal - Turno Promedio \$ \_\_\_\_\_  
 Horas Turno Promedio 8.0 (H)  
 Operación:  $O = \frac{S}{H} = \frac{20,699.65}{8.0} = \$ 2,587.45$   
 SUMA OPERACION POR HORA..... \$ 2,587.45

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA (HMD)..... \$ 192,778.72

FORMATO PARA EL ANALISIS DEL COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA 126

Empresa S.A.R.H. Cálculo GILBERTO RODRIGUEZ P.  
 Maquina CAMION VOLTEO FAMSА 7.0 M3 Revisó GILBERTO RODRIGUEZ P.  
 Obra CONSTRUCCION SIPON "LAS PARTIDAS" Fecha ENERO 1990

Precio Adquisición	\$ 93'000,000.00	Fecha Cotización	ENERO 1990
Llantas	\$ 3'800,000.00	Vida Económica	5 AÑOS (Ve)
Valoridad (Va)	\$ 89'200,000.00	Horas por Año	2,000 (Ha)
Valor Rescate (Vr)	\$ 17'840,000.00 (20%)	Motor	DIESEL de 170 HP
Tasa Interés (I)	38.5%	Factor de Operación	0.80
Primas Seguros (S)	2.0%	Potencia Operación	136 HP
		Coefficiente de Almacenaje	(K)
		Factor Mantenimiento	0.80 (Q)

I. CARGOS FIJOS.

a)- Depreciación:	$D = \frac{Va - Vr}{Ve} = \frac{89'200,000 - 17'840,000}{10,000}$	= \$ 7,136.00
b)- Inversión	$I = \frac{Va + Vr}{2Ha} = \frac{89'200,000 + 17'840,000}{2 \times 2000 (0.375)}$	= \$ 10,035.00
c)- Seguros:	$S = \frac{Va + Vr}{2Ha} = \frac{89'200,000 + 17'840,000}{2 \times 2000 (0.02)}$	= \$ 535.20
d)- Almacenaje:	A = KD	= \$
e)- Mantenimiento:	M = QD	= \$ 5,708.80
	$0.80 \times 7,136.00$	= \$ 5,708.80
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA.....		\$ 23,415.00

II. CONSUMOS.

a)- Combustibles: E = fPc		
Diesel f = 0.15 e =	$E = 0.15 \times 136$ HP op x \$ 470.00	= \$ 9,588.00
Gasolina f = 0.24 e =	$E = 0.24 \times$ HP op x \$	= \$
b)- Otras Fuentes de Energía		
c)- Lubricantes: L = aPc		
Capacidad Carter: C = 14 Litros		
Cambios Aceite: T = 150 Horas		
$L = \frac{C}{t} + \left\{ \frac{0.0035}{0.0030} \times 136 \right\}$ HP op = 0.569 lit/hora		
$L = 0.569$ lit/hr. X \$ 3,113.00/H		= \$ 1,771.29
d)- Llantas: Valor Llantas	$= \frac{3'800,000}{2,000}$	= \$ 1,900.00
Vida Económica en horas.		
SUMA CONSUMO POR HORA.....		\$ 13,259.29

III. OPERACION

Salario: S		
Operador	\$ 20,154.07	
Ayudante	\$	
Sal - Turno Promedio	\$	
Horas Turno Promedio	8.0 (H)	
Operación: $O = \frac{S}{H}$	\$ 20,154.07/8.0	= \$ 2,519.25
SUMA OPERACION POR HORA.....		\$ 2,519.25

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA(HMD)..... \$ 39,193.54

FORMATO PARA EL ANALISIS DEL COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA 127

Empresa S.A.R.H. Cálculo GILBERTO RODRIGUEZ P.  
 Maquina CAMION PIPA FAMSA 9,000.0 LT Revisa GILBERTO RODRIGUEZ P.  
 Obra CONSTRUCCION SIFON "LAS PARTIDAS" Fecha ENERO 1990

Precio Adquisición	\$ 98'000,000.00	Fecha Cotización	ENERO 1990
Llantas	\$ 3'800,000.00	Vida Económica	5 AÑOS (Ve)
		Horas por Año	2,000 (Ho)
Valor Inicial (Va)	\$ 94'200,000.00	Motor	DIESEL de 170 HP
Valor Rescate (Vr)	\$ 9'420,000.00 (10%)	Factor de Operación	0.80
Tasa Interés (I)	38.5 %	Potencia Operación	136 HP
Primas Seguros(S)	2.0 %	Coefficiente de Almacenaje	(K)
		Factor Mantenimiento	0.80 (a)

I. CARGOS FIJOS.

a.- Depreciación:  $D = \frac{Va - Vr}{V_a} = \frac{94'200,000 - 9'420,000}{10,000} = \$ 8,478.00$

b.- Inversión:  $I = \frac{Va + Vr}{2Ho} = \frac{94'200,000 + 9'420,000}{2 \times 2000 (0.385)} = \$ 9,973.42$

c.- Seguros:  $S = \frac{Va + Vr}{2Ho} = \frac{94'200,000 + 9'420,000}{2 \times 2000 (0.02)} = \$ 518.10$

d.- Almacenaje:  $A = KD = \underline{\hspace{2cm}} = \$ \underline{\hspace{2cm}}$

e.- Mantenimiento:  $M = QD = 0.80 \times 8,478.00 = \$ 6,782.40$

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA..... \$ 25,751.92

II. CONSUMOS.

a.- Combustibles:  $E = fPc$

Diesel  $f = 0.15$  e =  $\underline{\hspace{2cm}}$   $E = 0.15 \times 136 \text{ HP op} \times \$ 470.00 = \$ 9,588.00$

Gasolina  $f = 0.24$  e =  $\underline{\hspace{2cm}}$   $E = 0.24 \times \underline{\hspace{2cm}} \text{ HP op} \times \$ \underline{\hspace{2cm}} = \$ \underline{\hspace{2cm}}$

b.- Otras Fuentes de Energía:  $\underline{\hspace{2cm}}$

c.- Lubricantes:  $L = aPc$

Capacidad Carter:  $C = \frac{14}{150}$  Litros

Cambios Aceite  $T = 150$  Horas

$L = C/t + \left\{ \begin{matrix} 0.0035 \\ 0.0030 \end{matrix} \right\} \times 136 \text{ HP op} = 0.569 \text{ lit/hora}$

$L = 0.569 \text{ lit/hora} \times \$ 3,113.00 \text{ lit} = \$ 1,771.29$

d.- Llantas:  $\frac{\text{Valor Llantas}}{\text{Vida Económica en horas}} = \frac{\$ 3'800,000.00}{2,000} = \$ 1,900.00$

SUMA CONSUMO POR HORA..... \$ 13,259.29

III. OPERACION

Salario: \$

Operador \$ 20,154.07

Ayudante \$                     

Sal Turno Promedio \$                     

Horas Turno Promedio 8.0 (H)

Operación:  $O = \frac{S}{H} = \frac{\$ 20,154.07}{8.0} = \$ 2,519.25$

SUMA OPERACION POR HORA..... \$ 2,519.25

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA (HMD)..... \$ 41,530.46

FORMATO PARA EL ANALISIS DEL COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA 128

Empresa S.A.R.H. Cálculo GILBERTO RODRIGUEZ P.  
 Maquina REVOLVEDORA 1 SAGO MIPS Revisó GILBERTO RODRIGUEZ P.  
 Obra CONSTRUCCION SIFON "LAS PARTIDAS" Fecha ENERO 1990

Precio Adquisición \$ 8'970,000.00 Fecha Cotización ENERO 1990  
 Vida Económica 5 AÑOS (Va)  
 Horas por Año 2,000 (Ha)  
 Valor Inicial (Va) \$ 8'970,000.00 Motor: GASOLINA de 12 HP  
 Valor Rescate (Vr) \$ 897,000.00 (10%) Factor de Operación 0.80  
 Tasa Interés (I) 38.5 % Potencia Operación 9.6 HP  
 Primas Seguros (S) 2.0 % Coeficiente de Almacenaje \_\_\_\_\_ (K)  
 Factor Mantenimiento 0.80 (Q)

I. CARGOS FIJOS.

a)- Depreciación:  $D = \frac{Va - Vr}{Va} = \frac{8'970,000 - 897,000}{10,000} = \$ 807.30$   
 b)- Inversión:  $I = \frac{Va + Vr}{2Ha} = \frac{8'970,000 + 897,000}{2 \times 2000 (0.385)} = \$ 949.69$   
 c)- Seguros:  $S = \frac{Va + Vr}{2Ha} = \frac{8'970,000 + 897,000}{2 \times 2000 (0.02)} = \$ 49.33$   
 d)- Almacenaje:  $A = KD = \_\_\_\_\_\_ = \$ \_\_\_\_\_\_$   
 e)- Mantenimiento:  $M = QD = 0.80 \times 807.30 = \$ 645.84$   
 SUMA CARGOS FIJOS POR HORA..... \$ 2,452.16

II. CONSUMOS.

a)- Combustibles:  $E = fPc$   
 Diesel  $f = 0.20$   $e = \_\_\_\_\_\_$   $E = 0.20 \times \_\_\_\_\_\_ \text{ HP op} \times \$ \_\_\_\_\_\_ = \$ \_\_\_\_\_\_$   
 Gasolina  $f = 0.24$   $e = \_\_\_\_\_\_$   $E = 0.24 \times 9.6 \text{ HP op} \times \$ 525.00 = \$ 1,209.60$   
 b)- Otras Fuentes de Energía \_\_\_\_\_  
 c)- Lubricantes:  $L = aPc$   
 Capacidad Carter:  $C = \frac{2.0}{100} \text{ Litros}$   
 Cambios Aceite  $T = \frac{100}{100030} \text{ Horas}$   
 $L = \frac{C}{t} + \frac{0.0035}{100030} \times 9.6 \text{ HP op} = 0.053 \text{ lit/hora}$   
 $L = 0.053 \text{ lit/hr} \times \$ 3,113.00 = \$ 164.98$   
 d)- Llantas: Valor Llantas \_\_\_\_\_ \$ \_\_\_\_\_  
 Vida Económica en horas. \_\_\_\_\_ \$ \_\_\_\_\_  
 SUMA CONSUMO POR HORA..... \$ 1,374.58

III. OPERACION

Salario: \$  
 Operador \$ 13,486.86  
 Ayudante \$ \_\_\_\_\_  
 Sal - Turno Promedio \$ \_\_\_\_\_  
 Horas Turno Promedio 8.0 (H)  
 Operación:  $O = \frac{S}{H} = \frac{13,486.86}{8.0} = \$ 1,685.85$   
 SUMA OPERACION POR HORA..... \$ 1,685.85

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA (HMD)..... \$ 5,512.59

FORMATO PARA EL ANALISIS DEL COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA 129

Empresa S.A.R.H. Cálculo GILBERTO RODRIGUEZ P.  
 Maquina VIBRADOR DE JAULA JOPER Revisó GILBERTO RODRIGUEZ P.  
 Obra CONSTRUCCION SIFON "LAS PARTIDAS" Fecha ENERO 1990

Precio Adquisición	\$ 3*262,000.00	Fecha Cotización	ENERO 1990
		Vida Económica	5 AÑOS (Va)
		Horas por Año	2,000 (Ha)
Valor Inicial (Va)	\$ 3*262,000.00	Motor	GASOLINA de 4.0 HP
Valor Rescate (Vr)	\$ 326,200.00 (10%)	Factor de Operación	0.80
Tasa Interés (I)	38.5 %	Potencia Operación	3.2 HP
Primas Seguros(S)		Coefficiente de Almacenaje	(K)
		Factor Mantenimiento	0.80 (Q)

I. CARGOS FIJOS.

a)- Depreciación:	$D = \frac{Va - Vr}{Va}$	$= \frac{3*262,000 - 326,200}{10,000}$	= \$ 293.58
b)- Inversión	$I = \frac{Va + Vr}{2Ha}$	$= \frac{3*262,000 + 326,200}{2 \times 2000 (0.385)}$	= \$ 345.36
c)- Seguros:	$S = \frac{Va + Vr}{2Ha}$	$= \frac{3*262,000 + 326,200}{2 \times 2000 (0.02)}$	= \$ 17.94
d)- Almacenaje:	A = KD		= \$
e)- Mantenimiento:	M = QD	$= 0.80 \times 293.58$	= \$ 234.86
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA.....			\$ 891.74

II CONSUMOS.

a)- Combustibles: E = fPc			
Diesel f = 0.20	e =	E = 0.20 X	HP op X \$ \$
Gasolina f = 0.24	e =	E = 0.24 X	3.2 HP op X \$ 525.00 \$ 403.20
b)- Otras Fuentes de Energía			
c)- Lubricantes: L = aPe			
Capacidad Carter: C =	2.0	Litros	
Combios Aceite T =	100	Horas	
L = $\frac{C}{1 + \frac{0.0035}{0.0030}}$	$\times 3.2$	HP op =	0.031 lit/hora
L = 0.031	lit/hr	X	\$ 3,113.00 \$ 96.50
d)- Llantas: Valor Llantas			\$
Vida Económica en horas.			\$
SUMA CONSUMO POR HORA.....			\$ 499.70

III. OPERACION

Salario: \$			
Operador	\$ 13,486.86		
Ayudante	\$		
Sal - Turno Promedio	\$		
Horas Turno Promedio	8.0	(H)	
Operación: O = $\frac{S}{H}$		\$ 13,486.86/8.0	\$ 1,685.85
SUMA OPERACION POR HORA.....			\$ 1,685.85

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA(HMO)..... \$ 3,077.29

FORMATO PARA EL ANALISIS DEL COSTO DIRECTO HORA-MAQUINA 130

Empresa S.A.R.H. Cálculo GILBERTO RODRIGUEZ P.  
 Maquina BOMBA CENTRIFUGA 4" DIAM. BARNES Revisó: GILBERTO RODRIGUEZ P.  
 Obra CONSTRUCCION SIPON "LAS PARTIDAS" Fecha ENERO 1990

Precio Adquisición	\$ 3'611,500.00	Fecha Cotización	ENERO 1990
		Vida Económica	2 AÑOS (Ve)
		Horas por Año	1,000 (Ha)
Valor Inicial (Val)	\$ 3'611,500.00	Motor	GASOLINA de 12 HP
Valor Rescate (Vr)	\$ 361,150.00 (10%)	Factor de Operación	0.80
Tasa Interés (I)	37.5%	Potencia Operación	9.6 HP
Primos Seguros (S)		Coefficiente de Almacenaje	(K)
		Factor Mantenimiento	0.80 (Q)

I. CARGOS FIJOS.

a.- Depreciación:  $D = \frac{Va - Vr}{Ve} = \frac{3'611,500 - 361,150}{2,000} = \$ 1,625.17$

b.- Inversión:  $I = \frac{Va + Vr}{2Ha} = \frac{3'611,500 + 361,150}{2 \times 1000} (0.375) = \$ 744.87$

c.- Seguros:  $S = \frac{Va + Vr}{2Ha} = \$$

d.- Almacenaje:  $A = KD = \$$

e.- Mantenimiento:  $M = QD = 0.80 \times 1,625.17 = \$ 1,300.13$

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA..... \$ 3,670.17

II CONSUMOS.

a.- Combustibles:  $E = fPc$

Diesel  $f = 0.20$  e = \_\_\_\_\_  $E = 0.20 \times$  \_\_\_\_\_ HP op X \$ \_\_\_\_\_ \$

Gasolina  $f = 0.24$  e = \_\_\_\_\_  $E = 0.24 \times$  9.6 HP op X \$ 525.00 \$ 1,209.60

b.- Otras Fuentes de Energía \_\_\_\_\_

c.- Lubricantes:  $L = aPc$

Capacidad Carter:  $C = 2.0$  Litros

Cambios Aceite  $T = 100$  Horas

$L = C/T + \int_{0.0035}^{0.0030} X 9.6$  HP op = 0.048 lit/hora

$L = 0.048$  lit/hc X \$ 3,113.00 lit \_\_\_\_\_ \$ 149.42

d.- Llantas: Valor Llantas \_\_\_\_\_ \$

Vida Económica en horas. \_\_\_\_\_ \$

SUMA CONSUMO POR HORA ----- \$ 1,359.02

III. OPERACION

Salario: \$

Operador \$ 13,486.86

Ayudante \$ \_\_\_\_\_

Sal Turno Promedio \$ \_\_\_\_\_

Horas Turno Promedio 8.0 (H)

Operación:  $O = \frac{S}{H} = \frac{13,486.86}{8.0} = \$ 1,685.85$

SUMA OPERACION POR HORA ----- \$ 1,685.85

COSTO DIRECTO HORA MAQUINA (HMD)..... \$ 6,715.04

2.4.1.1. DESMONTE, DESENRAICE, DESYERBE Y LIMPIA DEL TERRENO  
PARA PROPOSITOS DE CONSTRUCCION.

1. EQUIPO:

TRACTOR KOMATSU 155 D \$ 291,258.54/HR

RENDIMIENTO = 0.26 HA/HR

CARGO =  $\frac{\$ 291,258.54/HR}{0.26 HA/HR} =$  \$1'120,225.15/HA

COSTO DIRECTO \$1'120,225.15

INDIRECTO Y UTILIDAD 38.6% \$ 432,406.90

PRECIO UNITARIO \$1'552,632.05/HA

2.4.1.2.a. EXCAVACION EN CUALQUIER MATERIAL, EXCEPTO ROCA PARA ALOJAR LOS SIFONES Y LOS CONDUCTOS CUBIERTOS.

1. EQUIPO:

RETROEXCAVADORA POCLAIN 160 K \$192,778.72/HR

RENDIMIENTO = 95 M<sup>3</sup>/HR

$$\text{CARGO} = \frac{\$192,778.72/\text{HR}}{95.0 \text{ M}^3/\text{HR}} = \underline{\underline{\$2,029.24/\text{M}^3}}$$

COSTO DIRECTO \$2,029.24

IND. Y UTIL. 38.6% \$ 783.28

PRECIO UNITARIO \$2,812.52/M<sup>3</sup>

2.4.1.3. RELLENO SIN COMPACTAR, DE CUALQUIER MATERIAL EXCEPTO  
ROCA, PROVENIENTE DE EXCAVACIONES PREVIAS.

1. EQUIPO:

TRACTOR KOMATSU 155 D \$291,258.54/HR

RENDIMIENTO = 150.0 M3/HR

CARGO =	$\frac{\$291,258.54/HR}{150.0 M3/HR}$	=	<u>\$1,941.72/M3</u>
		COSTO DIRECTO	\$1,941.72
		IND. Y UTIL. 38.6%	<u>\$ 749.50</u>
		PRECIO UNITARIO	\$2,691.22/M3

## 2.4.2.3.a

FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO COMUN CON F'C=210 KG/CM2  
INCLUYENDO SUMINISTRO DEL CEMENTO.

## 1. OPERACIONES:

- A) OBTENCION DE AGREGADOS.
- B) SUMINISTRO Y MANEJO DE CEMENTO.
- C) ELABORACION DE CONCRETO.
- D) COLOCACION DE CONCRETO.

## A) OBTENCION DE AGREGADOS:

GRAVA: SERA COMPRADA A RAZON DE  
\$23,000.00/M3.

COEFICIENTE DE VOLUMEN = 0.64

CARGO = \$23,000.00/M3 X 0.64 = \$ 14,720.00/M3

ARENA: SERA COMPRADA A RAZON DE  
\$17,500.00/M3.

COEFICIENTE DE VOLUMEN = 0.55

CARGO = \$17,500.00/M3 X 0.55 = \$ 9,625.00/M3

## B) SUMINISTRO Y MANEJO DE CEMENTO:

COSTO ADQUISICION \$205,000.00/TON.

FLETE A OBRA \$ 3,000.00/TON.

MANEJO EN OBRA \$ 10,000.00/TON.

\$218,000.00/TON.

CONSUMO = 260 KG/M3.

DESPERDICIO 3%

CARGO = 0.260 TON/M3(1.03)(\$218,000.00/TON)=\$ 58,380.40/M3

## C) ELABORACION DE CONCRETO:

## C.1) EQUIPO:

REVOLVEDORA MIPSA DE 1 SACO. \$5,512.59/HR

RENDIMIENTO = 1.75 M3/HR.

CARGO =  $\frac{\$5,512.59/HR}{1.75 M3/HR}$  = \$ 3,150.05/M3

## G.2) AGUA:

## G.2.1) EQUIPO:

CAMION PIPA FAMSA 9,000 LT. \$41,530.46/HR

BOMBA CENT. BARNES 4" DIAM. \$ 6,715.04/HR

## G.2.2) CARGA DEL AGUA:

LA BOMBA DE 4" DIAM. DA UN GASTO DE

30 LT/SEG.

$$\text{TIEMPO} = \frac{9,000.0 \text{ LT}}{30 \text{ LT/SEG}} = 300 \text{ SEG.} = 5 \text{ MIN.}$$

$$\text{COSTO BOMBA} = \frac{\$6,715.04/\text{HR} \times 5 \text{ MIN}}{9.0 \text{ M}^3 \times 60 \text{ MIN}} = \$62.17/\text{M}^3$$

$$\text{COSTO PIPA} = \frac{\$41,530.46/\text{HR} \times 5 \text{ MIN}}{9.0 \text{ M}^3 \times 60 \text{ MIN}} = \$384.54/\text{M}^3$$

## G.2.3) ACARREO A 1 KM.

TIEMPO DE IDA:

VEL. PROM. 18 KM/HR

$$\frac{3600}{18000} = \frac{T}{1000} \quad T = 200 \text{ SEG.}$$

TIEMPO DE REGRESO:

VEL. PROM. 30 KM/HR

$$\frac{3600}{30000} = \frac{T}{1000} \quad T = 120 \text{ SEG.}$$

TIEMPO DE ACARREO = 320 SEG. = 5.33 MIN.

$$\text{COSTO} = \frac{\$41,530.46/\text{HR} \times 5.33 \text{ MIN}}{9.0 \text{ M}^3 \times 60 \text{ MIN}} = \$409.92/\text{M}^3$$

## G.2.4) DESCARGA DEL AGUA:

CONSIDERAMOS TIEMPO DE DESCARGA T = 10 MIN.

$$\text{COSTO} = \frac{\$41,530.46/\text{HR} \times 10 \text{ MIN}}{9.0 \text{ M}^3 \times 60 \text{ MIN}} = \$769.08/\text{M}^3$$

COSTO TOTAL = \$1,625.71/M<sup>3</sup>

$$\text{CONSUMO} = \frac{0.75 \times 260}{1000} = 0.195 \text{ M}^3/\text{M}^3$$

CARGO = 0.195 M<sup>3</sup>/M<sup>3</sup> X \$1,625.71/M<sup>3</sup> = \$ 317.01/M<sup>3</sup>

## G.3) MANO DE OBRA:

1 CABO X \$30,648.31 = \$30,648.31

6 PEONES X \$13,486.86 = \$80,921.16  
\$111,569.47/JOR.

RENDIMIENTO = 14 M3/JOR.

CARGO =  $\frac{\$111,569.47/\text{JOR}}{14 \text{ M3/JOR}} =$  \$ 7,969.24/M3

## D) COLOCACION DE CONCRETO:

## D.1) EQUIPO:

VIVRADOR DE JAULA JOPER \$3,077.29/HR

RENDIMIENTO = 1.75 M3/HR.

CARGO =  $\frac{\$3,077.29/\text{HR}}{1.75 \text{ M3/HR}} =$  \$ 1,758.45/M3

## D.2) MANO DE OBRA:

1 CABO X \$30,648.31 = \$ 30,648.31

6 PEONES X \$13,486.86 = \$ 80,921.16  
\$111,569.47/JOR.

RENDIMIENTO = 14 M3/JOR.

CARGO =  $\frac{\$111,569.47/\text{JOR}}{14 \text{ M3/JOR}} =$  \$ 7,969.24/M3

## ACABADO DEL CONCRETO:

1 ALBAÑIL \$19,696.76

1 PEON \$13,486.86  
\$33,183.62/JOR.

RENDIMIENTO = 24 M3/JOR.

CARGO =  $\frac{\$33,183.62/\text{JOR}}{24 \text{ M3/JOR}} =$  \$ 1,382.65/M3

## D.3) HERREMIENTA:

5 % DE LA MANO DE OBRA.

CARGO = \$17,321.13/M3 X 0.05 = \$ 866.05/M3

## D.4) CURADO:

CURACRETO = 0.20 LT/M2

SE CONSIDERA 5 M2/M3

COSTO POR LITRO = \$1,918.67

$$\text{CARGO} = 0.20 \times 5 \times \$1,918.67/\text{LT} = \$ 1,918.67/\text{M}^3$$

APLICACION 10% DEL MATERIAL

$$\text{CARGO} = \$1,918.67/\text{M}^3 \times 0.10 = \$ 191.86/\text{M}^3$$

D.5) CIMBRADO Y DESCIMBRADO:

D.5.1) MADERA:

OCUPO 4M<sup>2</sup>/M<sup>3</sup> EN PROMEDIO DE CIMBRAPLAY.

COSTO DE HOJA DE CIMBRAPLAY DE 1.22X2.44M.

ES DE \$93,000.00

$$\begin{aligned} \text{COSTO} &= \frac{\$93,000.00}{1.22\text{M} \times 2.44\text{M} \times 5\text{USOS}} \times 4 \text{ M}^2/\text{M}^3 \\ &= \$24,993.28/\text{M}^3 \end{aligned}$$

SE OCUPAN 11.0 M. DE BARROTE DE 2"X4" POR

CADA M<sup>3</sup> DE CONCRETO PARA MADRINAS:

$$2 \times 4 \times \frac{11.0}{0.30} \times \frac{1}{12} \times \$1,800.00 = \$44,000.00$$

NUMERO DE USOS = 10

$$\text{CARGO} = \frac{\$44,000.00}{10 \text{ USOS}} = \$4,000.00/\text{M}^3$$

SE OCUPAN 3.0 M. DE BARROTE DE 3"X4" POR

CADA M<sup>3</sup> DE CONCRETO PARA AMARRES:

$$3 \times 4 \times \frac{3.0}{0.30} \times \frac{1}{12} \times \$1,800.00 = \$18,000.00$$

NUMERO DE USOS = 10

$$\text{COSTO} = \frac{\$18,000.00}{10 \text{ USOS}} = \$1,800.00/\text{M}^3$$

$$\text{CARGO POR MADERA} = \$ 31,193.28/\text{M}^3$$

D.5.2) CLAVOS:

SE OCUPA 1 KG/M<sup>3</sup>

$$\text{CARGO} = 1 \text{ KG}/\text{M}^3 \times \$2,484.00/\text{KG} = \$ 2,484.00/\text{M}^3$$

D.5.3) ALAMBRON:

SE OCUPA 1 KG/M<sup>3</sup>

$$\text{CARGO} = 1 \text{ KG}/\text{M}^3 \times \$1,656.00/\text{KG} = \$ 1,656.00/\text{M}^3$$

## D.5.4) MANO DE OBRA CIMBRADO:

1/2 CABO \$30,648.47 - \$15,324.23  
 2 CARPINTEROS \$18,324.81 - \$36,649.62  
 3 AYUDANTES \$13,324.24 - \$39,972.72  
 \$91,946.57/JOR

RENDIMIENTO = 56 M2/JOR.

CARGO =  $\frac{\$91,946.57/JOR}{56 \text{ M}^2/JOR} \times 4 \text{ M}^2/\text{M}^3 =$  \$ 6,567.61/M3

## D.5.5) MANO DE OBRA DESCIMBRADO:

MISMA QUE EL CIMBRADO \$91,946.57/JOR.

RENDIMIENTO = 112 M2/JOR.

CARGO =  $\frac{\$91,946.57/JOR}{112 \text{ M}^2/JOR} \times 4 \text{ M}^2/\text{M}^3 =$  \$ 3,283.80/M3

## D.5.6) HERRAMIENTA:

5 % DE LA MANO DE OBRA:

CARGO = \$9,851.41/M3 X 0.05 = \$ 492.57/M3  
 COSTO DIRECTO \$153,925.88/M3  
 IND. Y UTIL. 38.6% \$ 59,415.38/M3  
 PRECIO UNITARIO \$213,341.26/M3

2.4.2.3.a.1.1.

ACARREO EN EL PRIMER KILOMETRO DE LA GRAVA PARA EL CONCRETO:

2.4.2.3.a.

1. EQUIPO:

CAMION DE VOLTEO PAMSA 7.0 M3 \$39,193.54/HR

TIEMPO DE CARGA T= 2.0 MIN

TIEMPO DE IDA 1<sup>er</sup> KM. VEL. PROM. 18KPH T= 3.3 MIN

TIEMPO DE DESCARGA Y MANIOBRAS T= 3.0 MIN

TIEMPO DE REGRESO VACIO VEL. PROM. 30KPH T= 2.0 MIN

TOTAL T=10.3 MIN

RENDIMIENTO DEL CAMION:

$$\frac{7.0 \text{ M3}}{10.3 \text{ MIN}} \times 60 \text{ MIN} = 40.77 \text{ M3/HR.}$$

$$\text{CARGO} = \frac{\$39,193.54/\text{HR}}{40.77 \text{ M3/HR}} =$$

\$ 961.33/M3

COSTO DIRECTO \$ 961.33/M3

IND. Y UTIL. 38.6% \$ 371.07/M3

PRECIO UNITARIO \$ 1,332.40/M3

2.4.2.3.a.1.2.

ACARREO EN EL PRIMER KILOMETRO DE LA ARENA PARA EL CONCEPTO:

2.4.2.3.a.

1. EQUIPO:

CAMION DE VOLTEO FAMSA 7.0 M3 \$39,193.54/HR

TIEMPO DE CARGA. T= 2.0 MIN

TIEMPO DE IDA 1<sup>er</sup> KM. VEL. PROM. 18KPH T= 3.3 MIN

TIEMPO DE DESCARGA Y MANIOBRAS T= 3.0 MIN

TIEMPO DE REGRESO VACIO VEL. PROM. 30KPH T= 2.0 MIN

TOTAL T=10.3 MIN

RENDIMIENTO DEL CAMION:

$$\frac{7.0 \text{ M3}}{10.3 \text{ MIN}} \times 60 \text{ MIN} = 40.77 \text{ M3/HR.}$$

$$\text{CARGO} = \frac{\$39,193.54/\text{HR}}{40.77 \text{ M3/HR}} =$$

	\$	<u>961.33/M3</u>
COSTO DIRECTO	\$	961.33/M3
IND. Y UTIL. 38.6%	\$	<u>371.07/M3</u>
PRECIO UNITARIO	\$	1,332.40/M3

## 2.4.2.3.a.2.1.

ACARREO DE LA GRAVA DEL CONCEPTO 2.4.2.3.a.1.1. EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO.

PARA EL ANALISIS SE CONSIDERARA UNA DISTANCIA DE ACARREO HASTA DE 20 KM. EN CAMINO DE TERRACERIA YA QUE LAS TARIPAS QUE AUTORIZA S.C.T. A LOS FLETEROS LAS ELABORA HACIENDO ESTA CONSIDERACION.

## 1. EQUIPO:

CAMION DE VOLTEO FAMSA DE 7.0 M3 \$39,193.54/HR

TIEMPO DE IDA VEL. PROM. 20 KM/HR.

$$\frac{3600}{20 \text{ KM/HR}} = \frac{T}{19 \text{ KM/HR}} \quad T = 3,420 \text{ SEG.} = 57 \text{ MIN.}$$

TIEMPO DE REGRESO VEL. PROM. 35 KM/HR.

$$\frac{3600}{35 \text{ KM/HR}} = \frac{T}{19 \text{ KM/HR}} \quad T = 1,954.2 \text{ SEG.} = 89.5 \text{ MIN.}$$

TIEMPO TOTAL = 89.5 MIN.

RENDIMIENTO DEL CAMION

$$\frac{7 \text{ M3}}{89.5 \text{ MIN}} \times 60 \text{ MIN.} = 4.69 \text{ M3/HR}$$

CARGO =	$\frac{\$39,193.54/\text{HR}}{4.69 \text{ M3/HR} \times 19 \text{ KM}}$	=	$\frac{\$439.83 \text{ M3-KM}}{4.69 \text{ M3/HR} \times 19 \text{ KM}}$
			COSTO DIRECTO \$439.83 M3-KM
			IND. Y UTIL. 38.6% \$169.77 M3-KM
			PRECIO UNITARIO \$609.60 M3-KM

## 2.4.2.3.a.2.2.

ACARREO DE LA ARENA DEL CONCEPTO 2.4.2.3.a.1.2. EN LOS KILOMETROS SUBSECUENTES AL PRIMERO.

PARA EL ANALISIS SE CONSIDERARA UNA DISTANCIA DE ACARREO HASTA DE 20 KM. EN CAMINO DE TERRACERIA YA QUE LAS TARIFAS QUE AUTORIZA S.C.T. A LOS FLETEROS LAS ELABORA HACIENDO HESTA CONSIDERACION.

## 1. EQUIPO:

CAMION DE VOLTEO PAMSA DE 7.0 M3 \$39,193.54/HR

TIEMPO DE IDA VEL. PROM. 20 KM/HR.

$$\frac{3600}{20 \text{ KM/HR}} = \frac{T}{19 \text{ KM/HR}} \quad T = 3,420.0 \text{ SEG.} = 57 \text{ MIN.}$$

TIEMPO DE REGRESO VEL. PROM. 35 KM/HR.

$$\frac{3600}{35 \text{ KM/HR}} = \frac{T}{19 \text{ KM/HR}} \quad T = 1,954.2 \text{ SEG.} = 32.5 \text{ MIN.}$$

TIEMPO TOTAL = 89.5 MIN.

RENDIMIENTO DEL CAMION

$$\frac{7 \text{ M3}}{89.5 \text{ MIN}} \times 60 \text{ MIN.} = 4.69 \text{ M3/HR}$$

CARGO =	$\frac{\$39,193.54/\text{HR}}{4.69 \text{ M3/HR} \times 19 \text{ KM}}$	=	$\$ 439.83 \text{ M3-KM}$
			COSTO DIRECTO \$ 439.83 M3-KM
			IND. Y UTIL. 38.6% \$ 169.77 M3-KM
			PRECIO UNITARIO \$ 609.60 M3-KM

## 2.4.2.5.a.

## SUMINISTRO Y COLOCACION DE FIERRO DE REFUERZO PARA CONCRETO.

## 1. MANO DE OBRA HABILITADO:

1/3 CABO	X \$30,648.31	= \$10,216.10
1 FIERRERO	X \$18,958.63	= \$18,958.63
2 AYUDANTES	X \$15,324.15	= <u>\$30,648.30</u>
		\$59,823.03/JOR.

RENDIMIENTO = 280.0 KG/JOR

$$\text{CARGO} = \frac{\$59,823.03/\text{JOR}}{280.0 \text{ KG/JOR}} = \text{\$ } 213.65/\text{KG}$$

## COLOCACION:

1/3 CABO	X \$30,648.31	= \$10,216.10
1 FIERRERO	X \$18,958.63	= \$18,958.63
2 AYUDANTES	X \$15,324.15	= <u>\$30,648.30</u>
		\$59,823.03/JOR.

RENDIMIENTO = 180.0 KG/JOR

$$\text{CARGO} = \frac{\$59,823.03/\text{JOR}}{180.0 \text{ KG/JOR}} = \text{\$ } 332.35/\text{KG}$$

## 2. HERRAMIENTA:

5% DE LA MANO DE OBRA:

$$\text{CARGO} = 0.05 \times \$546.00/\text{KG} = \text{\$ } 27.30/\text{KG}$$

## 3. MATERIALES:

ADQUISICION DE FIERRO	= \$1'350,000.00/TON
FLETE A OBRA	= \$ 3,000.00/TON
MANIOBRA (CARGA Y DESCARGA)	= <u>\$ 20,000.00/TON</u>
	\$1'373,000.00/TON

CONSIDERAMOS 3% SILLETAS, SEPARADORES, ETC.

$$\text{CARGO} = \frac{\$1'373,000.00/\text{TON} \times 1.03}{1000 \text{ KG}} = \text{\$ } 1,414.19/\text{KG}$$

COSTO DIRECTO	\$1,987.49/KG
IND. Y UTIL. 38.6%	<u>\$ 767.17/KG</u>
PRECIO UNITARIO	\$2,754.66/KG

## 2.4.4.1.

SUMINISTRO Y COLOCACION DE JUNTA ASFALTICA DE 2 (DOS) CENTIMETROS DE ESPESOR.

## 1. MANO DE OBRA:

2 PEONES X \$13,486.86 = \$26,973.72/JOR

RENDIMIENTO = 32.0 M2/JOR

CARGO =  $\frac{\$26,973.72/\text{JOR}}{32.0 \text{ M2/JOR}} =$  \$ 842.92/M2

## 2. HERRAMIENTA:

5 % DE LA MANO DE OBRA:

CARGO = 0.05 X \$ 842.92/M2 = \$ 42.14/M2

## 3. MATERIALES:

ADQUISICION DE JUNTA ASFALTICA = \$27,000.00/M2

2% DE FLETES, MANIOBRA, CARGA. = \$ 540.00/M2  
\$27,540.00/M2

CARGO = \$ 27,540.00/M2

COSTO DIRECTO \$ 28,425.06/M2

IND. Y UTIL. 38.6% \$ 10,972.07/M2

PRECIO UNITARIO \$ 39,397.13/M2

## 2.4.4.2.

SUMINISTRO Y COLOCACION DE SELLO DE HULE DE 3 (TRES) BULBOS O DE CLORURO DE POLIVINILO CORRUGADO.

## 1. MANO DE OBRA:

2 PEONES X \$13,486.86 = \$ 26,973.72/JOR.

RENDIMIENTO = 80.0 M/JOR.

CARGO =  $\frac{\$26,973.72/\text{JOR}}{80.0 \text{ M/JOR}} =$  \$ 337.17/M

## 2. HERRAMIENTA:

5 % DE LA MANO DE OBRA:

CARGO = 0.05 X \$ 337.17/M = \$ 16.85/M

## 3. MATERIALES:

ADQUISICION DE SELLO DE HULE = \$ 24,300.00/M

2 % MANIOBRAS, CARGA, ETC. = \$ 486.00/M  
\$ 24,786.00/M

CARGO = \$ 24,786.00/M  
GOSTO DIRECTO \$ 25,140.02/M  
IND. Y UTIL. 38.6% \$ 9,704.04/M  
PRECIO UNITARIO \$ 34,844.06/M

## 2.4.4.3.

SUMINISTRO Y COLOCACION DE SELLO PARA FUGAS DE AGUA EN EL SIFON.

## 1. MANO DE OBRA:

2 PEONES X \$13,486.86 = \$ 26,973.72/JOR.

RENDIMIENTO = 24.0 L/JOR.

$$\text{CARGO} = \frac{\$26,973.72/\text{JOR}}{24.0 \text{ L/JOR}} = \$ 1,123.90/\text{L}$$

## 2. HERRAMIENTA:

5 % DE LA MANO DE OBRA:

$$\text{CARGO} = 0.05 \times \$ 1,123.90/\text{L} = \$ 56.19/\text{L}$$

## 3. MATERIALES:

ADQUISICION DE SELLADOR = \$ 7,500.00/L

$$2\% \text{ PLETES, MANIOBRAS, ETC.} = \$ 150.00/\text{L}$$

$$\$ 7,650.00/\text{L}$$

CARGO =	<u>\$ 7,650.00/L</u>
COSTO DIRECTO	\$ 8,830.09/L
IND. Y UTIL. 38.6%	<u>\$ 3,408.41/L</u>
PRECIO UNITARIO	\$ 12,238.50/L

**U. A. G.**

**CONCEPTOS Y CANTIDADES DE OBRA**  
**SIFON "LAS PARTIDAS"**  
**ZONA DE RIEGO RIO TOMATLAN, JAL.**

FORMO: GILBERTO RODRIGUEZ P.

REVISO: GILBERTO RODRIGUEZ P.

C O N C E P T O		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (Con Letra)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
CLASIFIC	E N U N C I A D O					
2.4	SIFONES Y CONDUCTOS CUBIERTOS					
2.4.1	TERRACERIAS PARA SIFONES Y CONDUCTOS CUBIERTOS					
2.4.1.1	Desmante, desanraice, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	Ha.	1.2		1'552,632.00	1'863,158.40
2.4.1.2.a	Excavaciones en cualquier material, excepto roca para alojar los sifones y los conductos cubiertos.	m3.	12,400.00		2,813.00	34'881,200.00
2.4.1.3	Relleno sin compactar de cualquier material excepto roca, proveniente de excavaciones previas.	m3.	7,520.0		2,691.00	20'236,320.00
2.4.2	FABRICACIÓN Y COLOCACIÓN DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA SIFONES Y CONDUCTOS CUBIERTOS					
2.4.2.3.a	Fabricación y colocación de concreto común con f'c=210 kg/cm2 incluyendo suministro del cemento.	m3.	2,210.0		213,341.00	471'483,610.00
2.4.2.3.a.1	ACARREO DE AGREGADOS					
2.4.2.3.a.1.1	Acarreo en el primer kilómetro de la grava para el concepto: 2.4.2.3.a	m3.	1,428.0		1,332.00	1'902,096.00
2.4.2.3.a.1.2	Acarreo en el primer kilómetro de la arena para el concepto: 2.4.2.3.a	m3.	1,222.0		1,332.00	1'627,704.00
2.4.2.3.a.2	SOBRE ACARREO DE AGREGADOS					
2.4.2.3.a.2.1	Acarreo de la grava del concepto 2.4.2.3.a.1.1 en los kilómetros subsecuentes al primero	m3-km.	(6) 8,568.0		610.00	5'226,480.00
2.4.2.3.a.2.2	Acarreo de la arena del concepto 2.4.2.3.a.1.2 en los kilómetros subsecuentes al primero	m3-km.	(6) 7,332.0		610.00	4'472,520.00
2.4.2.5.a	Suministro y colocación de fierro de refuerzo para concreto.	kg.	170,300.0		2,755.00	468'350,300.00

**U. A. G.**

**CONCEPTOS Y CANTIDADES DE OBRA**  
**SIFON "LAS PARTIDAS"**  
**ZONA DE RIEGO RIO TOMATLAN, JAL.**

FORMA: GILBERTO RODRIGUEZ P.

REVISO: GILBERTO RODRIGUEZ P.

C O N C E P T O		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (Con Letra)	PRECIO UNITARIO (\$)	IMPORTE (\$)
CLASIFIC	E N U N C I A D O					
2.4.4	CONCEPTOS DIVERSOS					
2.4.4.1	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) centímetros de espesor	m2.	198.0		39,397.00	7'800,606.00
2.4.4.2	Suministro y colocación de sello de hule de 3 bulbos o de cloruro de polivinilo corrugado	m.	576.0		34,844.00	20'070,144.00
2.4.4.3	Suministro y colocación de sello para fugas de agua en el sifón	1.	19.0		12,239.00	232,541.00
						1,038'146,379.00

## C A P I T U L O VIII

## CONCLUSIONES

En toda Obra de Ingeniería Civil, es necesario apegarnos a -- las necesidades del Proyecto y las condiciones propias del lugar donde se trabajará, debiendo tener conocimiento del tipo de personal disponible, del tipo de costumbres de los habitantes de la zona, de las condiciones climatológicas, de la existencia de materiales en el mercado de la zona y de cuantos detalles nos sean necesarios para lograr nuestro objetivo.

El objetivo principal de ésta Tesis es el de hacerle ver al - Proyectista de cualquier tipo de Obra Civil, la importancia de - contar con la mayoría de datos posibles de la zona donde se ejecutará el Proyecto, para así obtener el Diseño ideal en cuanto a economía, funcionamiento y que requiera de el menor costo de mantenimiento.

Es de suma importancia hacer mención de la necesidad de con-- tar con una Planeación y Programa de Obra bien elaborados de cual quier tipo de Proyecto de Ingeniería Civil, ya que éste es el que nos va servir de guía señalandonos las actividades donde se está atrazando nuestra Obra, y las posibles soluciones a los mismos.

## B I B L I O G R A F I A

- 1.- PROYECTO DE ZONAS DE RIEGO  
Dirección de Proyectos de Zonas de Riego.  
Dpto. de Canales, S.A.R.H.
- 2.- METODO DE LA RUTA CRITICA  
James M. Antill.  
Ronald W. Woodhead.
- 3.- MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES  
Ing. Carlos Crespo Villalaz.
- 4.- METODOS, PLANEAMIENTO Y EQUIPOS DE CONSTRUCCION  
R. L. Peurifoy.
- 5.- DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONCRETO REFORZADO  
Harry Parker.
- 6.- HIDRAULICA  
Ing. Samuel Trueba Coronel.
- 7.- METODO DE CROSS  
C. Prenslow.
- 8.- NORMAS TECNICAS HIDROLOGICAS PARA DETERMINAR EL GASTO MAXIMO  
ORDINARIO DE UNA CORRIENTE SUPERFICIAL  
Dirección General de Administración y Control de Sistemas  
Hidrológicos. S.A.R.H.
- 9.- MANUAL DE HIDRAULICA  
H. W. King.
- 10.- MANUAL DEL INGENIERO CONSTRUCTOR  
Dr. F. Scheicher.
- 11.- APUNTES DE LA CLASE DE PUENTES  
Ing. Vicente Guerrero y Gama.

ESTA TESIS SE IMPRIMO  
EN



1990

GUADALAJARA

MATRIZ  
CHAPULTEPEC SUR 54  
TEL. 16-81-21 30-25-26 16-05-85

MINERVA  
AV. VALLARTA 2783  
TEL. 16-60-58

CONDOMINIO  
16 DE SEPTIEMBRE 790 CASETA 1-A  
TEL. 16-86-96

MULBAR  
AV. CORONA 181-187  
TEL. 13-61-99

TEPEYAC  
LOCAL 15 ZONA D

TOLSA  
AV. TOLSA 349  
TEL. 26-05-62

COUNTRY  
CIRC. PROVIDENCIA 1077  
TEL. 41-52-48

PLAZA DEL SOL  
LOCAL 9 ZONA B  
TEL. 21-00 61

PLAZA DEL ANGEL  
LOCAL 18 ZONA B

PLAZA COLON  
LOCAL 14 ZONA E

PLAZA SAN PEDRO  
TEL. 39-22-21

PLAZA PATRIA  
LOCAL 8 ZONA J  
TEL. 41-50-88

ABASTOS  
CALZ. LAZARO CARDENAS 2516-D

PARROQUIA  
AV. JUAREZ 540-A  
TEL. 14-83-42

CHAPULTEPEC  
AV. CHAPULTEPEC SUR 449  
TEL. 26-08-14

PALACIO FEDERAL  
INT. PALACIO FED. HOSPITAL Y ALCALDE

ALAMO  
TEXTILES 3200 ALAMO IND.  
TEL. 35-91-60

PROCURADURIA  
CALZ. INDEPENDENCIA 509  
TEL. 41-10-87