



Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

PROYECTO DE LINEA DE CONDUCCION BOMBANA

II - CHICOASEN

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

Martín Manuel Glender Díaz

México, D. F.

1982



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

4 1

PROYECTO DE LINEA DE CONDUCCION BOMBANA II - CHICOASEN

I - INTRODUCCION

II - COMPLEJO INTEGRAL DEL RIO GRIJALVA

- 2.1 Proyecto Hidroeléctrico "La Angostura"
- 2.2 Proyecto Hidroeléctrico Chicoasén
- 2.3 Proyecto Hidroeléctrico Coprinatalá (en proyecto)
- 2.4 Proyecto Hidroeléctrico Malpaso
- 2.5 Proyecto Hidroeléctrico Peñitas

III - GENERALIDADES DEL PROYECTO

- 3.1 Características
- 3.2 Situación geográficas y vías de comunicación
- 3.3 Fisiografía
- 3.4 Geología de la boquilla
- 3.5 Geología del emalse.

IV - REVISION HIDROLOGICA

- 4.1 Antecedentes
- 4.2 Determinación del gasto en diseño del vertedor
 - 4.2.1 Determinación de los gastos máximos en Zochipac
 - 4.2.2 Métodos estadísticos
 - 4.2.2.1 Aplicando el sistema de Gumbel
 - 4.2.2.2 Aplicando el sistema de Nash
 - 4.2.2.3 Aplicando el sistema de Ledeviev
- 4.3 Obra de diseño
- 4.4 Determinación de la altura total de la presa
 - 4.4.1 Funcionamiento de la presa (regulada)
 - 4.4.2 Datos necesarios
 - 4.4.2.1 Gastos de crecida E_1
 - 4.4.2.2 Gasto demarcado D_1
 - 4.4.2.3 Altura de la cresta rodeadora H
 - 4.4.2.4 Cálculo de las constantes m, K, P, q
 - 4.4.2.5 Constante general en el vertedor
 - 4.4.2.6 Período de tiempo analizado

4.4.2.7. Periodo de funcionamiento del vertedor

5

4.4.2.8. Evaporación neta

4.4.3. Resultados

4.4.4. Conclusiones

V - REVISION DE LA CONDUCCION

5.1 Determinación de las secciones transversales

5.2 Determinación de escalones

5.3 Determinación de pendientes

5.3.1. Determinación de la pendiente en el túnel 3

5.3.2. Determinación de la pendiente en el túnel 4

5.3.3. Resumen

5.4 Determinación de transiciones

5.4.1. Túnel 1 a canal

5.4.1.1. Longitud de la transición

5.4.1.2. Determinación del perfil despreciando la fricción

5.4.2. Túnel 2 a canal

5.4.3. Túnel 3 a canal

5.4.3.1. Longitud de la transición

5.4.3.2. Determinación del perfil despreciando la fricción

5.4.4. Canal a túnel. Túnel 2

5.4.4.1. Longitud de la transición

5.4.4.2. Determinación del perfil despreciando la fricción

5.4.5. Canal a túnel. Túnel 3

5.4.5.1. Longitud de la transición

5.4.5.2. Determinación del perfil despreciando la fricción

5.4.6. Canal a túnel. Túnel 4

5.4.6.1. Longitud de la transición

5.4.6.2. Determinación del perfil despreciando la fricción

5.5. Determinación del nivel necesario en el embalse para la conducción

5.5.1. Cálculo de las pérdidas de energía total

5.5.2. Esquema de la conducción

5.6. Cargas del conducto de la gruta

5.6.1. Determinación del perfil cargado

5.7 Diseño del desagüe

VI - DISEÑO DEL VERTEDEDOR

- 6.1 Perfil creager en la cortina
 - 6.1.1 Curva de cargas-gastos
 - 6.1.2 Cálculo del perfil creager
- 6.2 Cálculo del perfil en la rápida del vertedor
- 6.3 Revisión del diseño del vertedor para $H_0 = 2.5$ mts
 - 6.3.1 Perfil creager en la cortina
 - 6.3.2 Curva de cargas-gastos
 - 6.3.3 Cálculo del perfil creager
 - 6.3.4 Cálculo del perfil en la rápida del vertedor
 - 6.3.5 Cálculo del bordo libre en la rápida del vertedor
- 6.4 Diseño de la cubeta deflectora
 - 6.4.1 Determinación del radio de la cubeta deflectora
- 6.5 Geometría definitiva de la cortina

VII - ESTABILIDAD DE LA CORTINA

- 7.1 Introducción
- 7.2 Factores que afectan contra la estabilidad de una presa de gravedad.
 - 7.2.1 El vuelco
 - 7.2.2 El deslizamiento
 - 7.2.3 Esfuerzos excesivos
- 7.3 Cargas en una presa de gravedad.
 - 7.3.1 Peso propio
 - 7.3.2 Empuje hidrostático
 - 7.3.3 Empuje de aguas
 - 7.3.4 Empuje por hielo
 - 7.3.5 Sismo
 - 7.3.6 Subpresión
- 7.4 Combinaciones de carga.
 - 7.4.1 Condiciones normales
 - 7.4.2 Condiciones extraordinarias
 - 7.4.3 Condiciones extremas
 - 7.4.4 Condición especial
- 7.5 Condiciones de seguridad

- 7.5.1. Esfuerzos permisibles
- 7.5.2. Esfuerzos mínimos
- 7.5.3. Resistencia al deslizamiento

7.6 Método para el cálculo de esfuerzos

- 7.6.1. Esfuerzos normales en un plano horizontal, σ_z
- 7.6.2. Esfuerzos cortantes en un plano horizontal o vertical, $S_{yz} = S_{zy}$
- 7.6.3. Esfuerzos normales en un plano vertical, σ_y
- 7.6.4. Magnitud de esfuerzos principales σ_1, σ_2
- 7.6.5. Dirección de esfuerzos principales ϕ_A

7.7 Análisis numérico

7.7.1 Notación para la sección no vertedera máxima

7.7.2 Condición extrema

7.7.2.1 Evaluación de cargas

7.7.2.2 Revisión al vuelco y deslizamiento

7.7.2.3 Evaluación de esfuerzos

7.7.2.3.1 Sin considerar la subpresión

7.7.2.3.2 Considerando la subpresión

7.7.2.3.3 Si se suprime el talud de aguas arriba (Drenes operando).

7.7.2.3.4 Si se suprime el talud de aguas arriba (Drenes no operando)

7.7.2.3.5 Resumen

7.7.3 Condición extraordinaria

7.7.3.1 Evaluación de cargas

7.7.3.2 Revisión al vuelco y deslizamiento

7.7.3.3 Evaluación de esfuerzos

7.7.3.3.1 Sin considerar la subpresión

7.7.3.3.2 Considerando la subpresión

7.7.3.3.3 Si se suprime el talud de aguas arriba (Drenes operando)

7.7.3.3.4 Si se suprime el talud de aguas arriba (Drenes no operando)

7.7.3.3.5 Resumen

7.7.4 Condición especial

7.7.4.1 Evaluación de cargas

7.7.4.2 Revisión al vuelco y deslizamiento

7.7.4.3 Evaluación de esfuerzos

- 7.7.4.3.1 Sin considerar subpresión
- 7.7.4.3.2 Considerando la subpresión
- 7.7.4.4. Resumen
- 7.7.5. Sección vertedora máxima
- 7.7.6. Condición extrema
 - 7.7.6.1. Valuación de cargas
 - 7.7.6.2. Revisión al vuelco y deslizamiento
 - 7.7.6.3. Valuación de esfuerzos
 - 7.7.6.3.1 Sin considerar la subpresión
 - 7.7.6.3.2 Considerando la subpresión
- 7.7.7. Sección vertedora máxima considerando cubeta deflectora
 - 7.7.7.1. Revisión al vuelco y deslizamiento
 - 7.7.7.2. Valuación de esfuerzos
 - 7.7.7.2.1. Considerando la subpresión
 - 7.7.7.3. Resumen
- 7.7.8. Condición extraordinaria
 - 7.7.8.1. Valuación de cargas
 - 7.7.8.2. Revisión al vuelco y deslizamiento
 - 7.7.8.3. Valuación de esfuerzos
 - 7.7.8.3.1 Sin considerar la subpresión
 - 7.7.8.3.2 Considerando la subpresión
 - 7.7.8.4. Resumen
- 7.7.9. Condición especial
 - 7.7.9.1. Revisión al vuelco y deslizamiento
 - 7.7.9.2. Valuación de esfuerzos
 - 7.7.9.2.1 Sin considerar la subpresión
 - 7.7.9.2.2 Considerando la subpresión
 - 7.7.9.3. Resumen
- 7.7.10. Conclusiones

VIII. CONCLUSIONES

IX. BIBLIOGRAFIA GENERAL

ANEXOS

- Anexo I - Obtención de la ecuación para gastos de entrada I_e .
- Anexo II - Gasto demandado D_i en la estación Zochipac.
- Anexo III - Información hidrológica.
- Anexo IV A, B, C, D, y E - Obtención de las curvas parabólicas invertidas anti-simétricas para el perfil de flujo teórico en las diferentes transiciones.
- Anexo V - Obtención de C_m , α y β' .
- Anexo VI - Fotografías.
- Anexo VII - Planos.

I. INTRODUCCION:

Las múltiples instalaciones y obras construídas con el fin de generar energía eléctrica constituyen los cimientos y el motor que ha permitido el desenvolvimiento industrial, social y cultural de nuestro país y una de las principales plantas que cumplirán éste cometido por su potencial eléctrico será el Proyecto Hidroeléctrico de Chicoasén y su Proyecto Secundario La Línea de conducción Bombaná II-Chicoasén.

En México al final de la década de los sesentas, los precios reducidos de los combustibles y los costos relativamente bajos de construcción de Plantas Termoelectricas, hicieron atractiva la construcción de dichas plantas como el recurso más adecuado para satisfacer las demandas de energía eléctrica del país. Sin embargo la crisis de energéticos y el creciente y desorbitado aumento en el costo de los combustibles, cambiaron radicalmente el panorama. Así pues, el desarrollo de los grandes proyectos Hidroeléctricos, renació hacia fines de 1973.

Nuestro país en el Sureste, dispone de una importante reserva hidroeléctrica, además sabemos que de todas las formas de energía producidas por el hombre es la menos contaminante. La Comisión Federal de Electricidad, instala y opera en Chiapas sobre el Río Uspulután, las plantas de la Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas, entre éstas destaca el Proyecto Hidroeléctrico de Chicoasén y a su vez el Proyecto Bombaná II-Chicoasén, que conducirá un caudal de $5 \text{ m}^3/\text{seg}$ hasta el vaso del PH Chicoasén; ambos proyectos situados aguas abajo de la Planta de la Angostura, y a la salida del Cañón del Sumidero.

Con el fin de hacer una evaluación correcta de la magnitud de esta obra citaré datos históricos y estadísticos que nos planteen el panorama del desarrollo de la producción de energía eléctrica en nuestro país desde su inicio.

Fue en la segunda mitad del siglo XIX, cuando las minas y las minas empezaron a beneficiarse con energía eléctrica proveniente de pequeñas plantas generadoras instaladas por ellas mismas y ahí tuvo origen el hecho de que la energía eléctrica empezó a venderse a consumidores comerciales y particulares por lo que se estableció un servicio mixto.

Como ejemplo de esta situación pueden citarse el caso de la Compañía Boleo, que proveía de energía eléctrica a Santa Rosalita, Baja California Sur; la Manning and Milling Co., que hacia 1903 instaló su planta hidráulica y suministró energía a Guanajuato, Gto., la compañía San Ildefonso que en 1895 suministraba energía a la Cd. de México, también la compañía Mexicana de Gas y Luz Eléctrica y la Compañía Mexicana de Electricidad, dotaban a la capital de energía para servicios públicos. En Monterrey se puede citar a la Monterrey Electric Railway Company, en Querétaro a la compañía Hidráulica Queretana, etc.

Muy pronto la naciente industria rebasó sus incipientes y estrechos límites, pues al iniciarse el siglo XX, se experimentó con rápida y creciente intensidad la imperiosa necesidad de contar con instalaciones generadoras cuya capacidad pudiera satisfacer la demanda del fluido eléctrico cada día más activa y exigente.

Para cubrir esos requerimientos se decidió aprovechar recursos hidráulicos más potentes.

En 1900 la Société du Necaxa obtuvo la concesión de utilizar la fuerza hidráulica del río Necaxa y fue The Mexican Light and Power Co. Ltd., en su calidad de concesionaria de la Société du Necaxa que el 24 de marzo de 1903 firmó con el gobierno mexicano el contrato de concesión para el aprovechamiento de las aguas de los ríos Tenango, Necaxa, y Cuatrecorras, con el fin de generar energía motriz que sería utilizada en la Cd. de México. En 1905 entró en servicio la primera unidad de 5000 Kw. y en diciembre de ese mismo año la planta de Necaxa enviaba fluido eléctrico a la capital a través de las líneas de transmisión en una tensión de 60,000 v y que se elevó a 85,000 v en 1910.

Entre las obras emprendidas a principios del presente siglo, destaca la Presa La Begoña, sobre el río Guachichil en el estado de Chihuahua, terminada en 1916.

A la Comisión Federal de Electricidad, fundada en el año de 1937, por decreto presidencial se le encargó la función de establecer

y el aprovechamiento de los recursos disponibles para la generación de energía eléctrica. Durante el periodo 1937-1944, año en que fue puesto en servicio la primera unidad de Ixtapantongo con capacidad de 27.9 MW, esta institución había llevado a cabo instalaciones que en conjunto sólo alcanzaban la capacidad de 3315 MW.

Para el año de 1946, con una población de 19.7 millones de habitantes en el país, la Comisión contaba con una capacidad instalada de 45.594 MW, la cual cubría el 5.11% del total de las demandas.

En 1964 el 61.5% de la potencia de energía instalada pertenecía a la Comisión y el Sector Eléctrico de propiedad privada había sido nacionalizado en 1960, año en que nuestro país tenía una capacidad total instalada de 2500 MW, con una generación de 10,711 millones de KWH. En tanto que al finalizar 1975 la capacidad total instalada en México ascendía a la cifra de 9500 MW, con generación de 41 000 millones de KWH. Este sorprendente aumento es producido por las múltiples instalaciones hidráulicas y termoeléctricas entre las cuales sobresalen la del Valle de México, Monterrey, Tijuana, ^{Yula} en la actualidad están por terminarse las termoeléctricas de Tampico, Toluca y Campeche cuya capacidad en conjunto asciende a 2600 MW. Se encuentran también en proceso de construcción, la Planta Rio Escondido (1200 MW) que utilizará carbón como combustible y la de Laguna Verde que utilizará energía nuclear (1308 MW).

Entre las plantas hidroeléctricas más importantes destacan: El Infiernillo (1008 MW), con su central de 148.5 mts de altura y un volumen de 56 millones de m³. Malpaso (1080 MW), La Villita (300 MW), El Nevillo (135 MW), La Venta y Angostura (966 MW), Chicomilco (2400 MW). Actualmente se encuentran en construcción las siguientes plantas hi-

Hidroeléctricas, Peñitas (420 MW), Itzantún (5.10 MW), Temascal (360 MW) y
Copainalá (200 MW).

13

El Proyecto Bombaná II - Chicoasén en el Estado de Chiapas, sobre el Río Bombaná afluente del Río Grande o Grijalva, actualmente en construcción incrementará la generación de energía eléctrica de 5580 a 5598-6797 millones de KWH anuales del PH Chicoasén y disminuirá considerablemente la cantidad de azúcares del Proyecto Hidroeléctrico Copainalá.

II Complejo Integral del Río Grijalva

El río Grijalva o Grande nace en la República de Guatemala y desemboca en el Golfo de México en el Puerto de Frontera. El área total de su cuenca es de 52000 km².

El Grijalva es uno de los cursos acuáticos más impetuosos del país. Tiene un escurrimiento medio de 19,400 millones de m³ al año, aunque ha habido épocas en que llega a 35 000 millones de m³.

No poco fue el sudor denominado en las abruptas márgenes del Grijalva por miles de trabajadores que excavaron la tierra selvática y construyeron las cortinas de los embalses. Así nacieron aguas que doblan el volumen del lago de Chapala, más para ello hubo que desplazarlas ^{de} vertientes a varios miles de leguas, que recibían tierras y viviendas en otras partes de los estados de Chiapas y Tabasco.

Varios cursos acuáticos que nacen en las vertientes septentrionales de Huehuetpec, al entrar en Tabasco forman el Río Grijalva, que recibe el caudal de aguas como el Blanco, el Tecapala, el Toapa y el Tuzá. Anche ~~el~~ caudaloso y navegable a lo largo de más de un centenar de kilómetros, el Grijalva deposita sus aguas en la bahía de Frontera, aguas ya tranquilas que han pasado por los lagos artificiales, y de éstos a las turbinas generadoras de electricidad.

El Complejo Grijalva - actualmente constituye la fuente de energía hidroeléctrica más importante del país ya que representa el 20% de la capacidad total instalada en nuestro país en 1981, lo que estimó en 23 937.5 MW, de los cuales 14 912.5 MW, son producto de plantas hidroeléctricas.

De las otras principales en nuestro país en lo que a generación de energía eléctrica se refiere, merecen a su vez atención aquellas plantas hidroeléctricas, termoeléctricas y de carbón, entre otras, cuya capacidad instalada es digna de tomarse en cuenta.

PLANTA	UBICACION	PERIODO CONSTR	CAPACIDAD
PH. El Infiernillo	Rio Balsas Gro/Mich	1961-1975 (2.07)	1008 MW
PH. La Villita	" " " "	1973 nueva oper	500 MW
PH. El Novillo	Rio Yagui, Son.	1977 " "	135 MW
PH. El Humaya	Rio Humaya, Sin.	1976 " "	90 MW
PH. Colimilla	Rio Santiago, Jal	1949-1950	51.2 MW
PH. Oviachic	Rio Yagui, Son	1947-1952	19.2 MW
PH. Ambrosio Figueroa	Rio Papagayo, Gro.	1958-1969	30 MW
PH. 27 de Septiembre	Rio Fuerte, Sin	1952-1956	57.4 MW
SH. Miguel Alemán	Rio Saltillo, Tlaxtepec, Mex	1976 nueva oper	380 MW
PH. Manuel M. Dieguez	Rio Santiago, Jal	1956-1964	60 MW
PT Tula	Tula Hgo	La const 28.07	1200 MW
PT Salamada	Salamadica, Gro	1979 01.07 (2)	930 MW
PT. Altamira	Tampico, Tamis.	1979 01.07 (2)	916 MW
PT. Valle de México	Sta Ma Chiconautla	1976 op	750 MW
PT. Mazatlán	La Sierrita, Sin	1970 operacion	610 MW
PT Guaymas	Guaymas, Son	1978 en op 3.07	984 MW
PT Dos Bocas (cc)	Veracruz, Ver	1976 en op	480 MW
PT. Monterrey	Monterrey, NL	1972 01.07 (2)	150 MW
PT. Gómez Palacio	Gómez Palacio, Dgo	1976 en operacion	210 MW
PT. Lerma	Lerma, Guanajuato	1977 01.07 (2)	150 MW
PT. Nahuatlacoan II (cc)	Mérida, Yuc	1976 en operacion	146.7 MW
P&T. Cerro Prieto	Mexicali, BC	1978	150 MW
PT Rio Laredo	Progreso, Coahuila	La construcción	1200 MW
PH. Laguna Sanito	Laguna Verde, Ver	" "	1308 MW

Total 24131.5 MW

- PH. Planta Tehuacan
- PT. Planta Tancitará
- SH. Sistema Huasteco
- PH. Planta Cuernavaca
- PH. Planta Chetumal

Según datos tomados de los archivos de la CFE, la gráfica siguiente (Fig. 21), muestra el desarrollo que ha tenido la generación de energía eléctrica en nuestro país, a través del tiempo, de acuerdo a la capacidad total instalada en sus diferentes plantas.

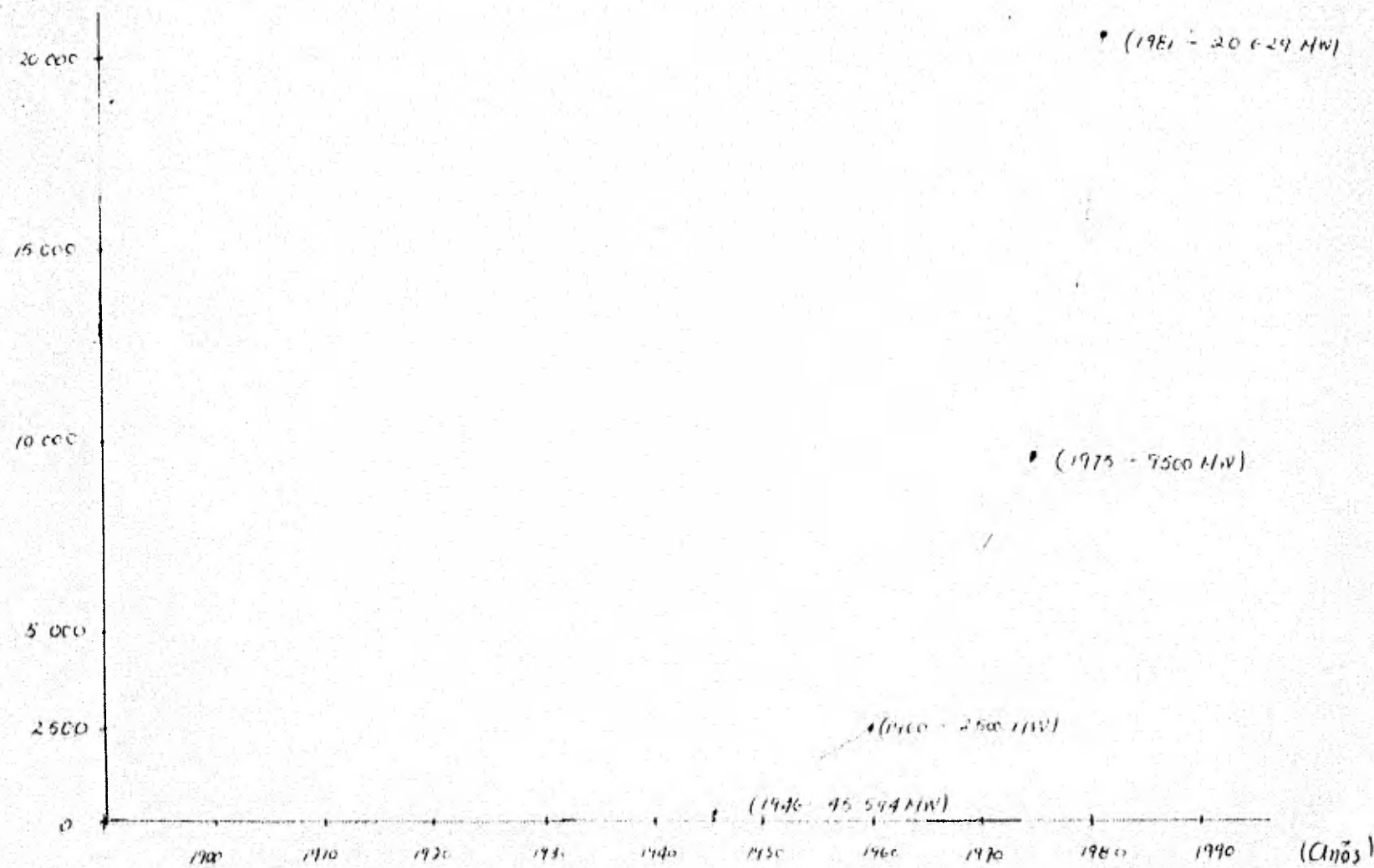
El sistema hidroeléctrico del Río Guajalva, está constituido por 5 presas y sus correspondientes Plantas Hidroeléctricas. Estas presas son partiendo de aguas arriba.: Fig (2.2)

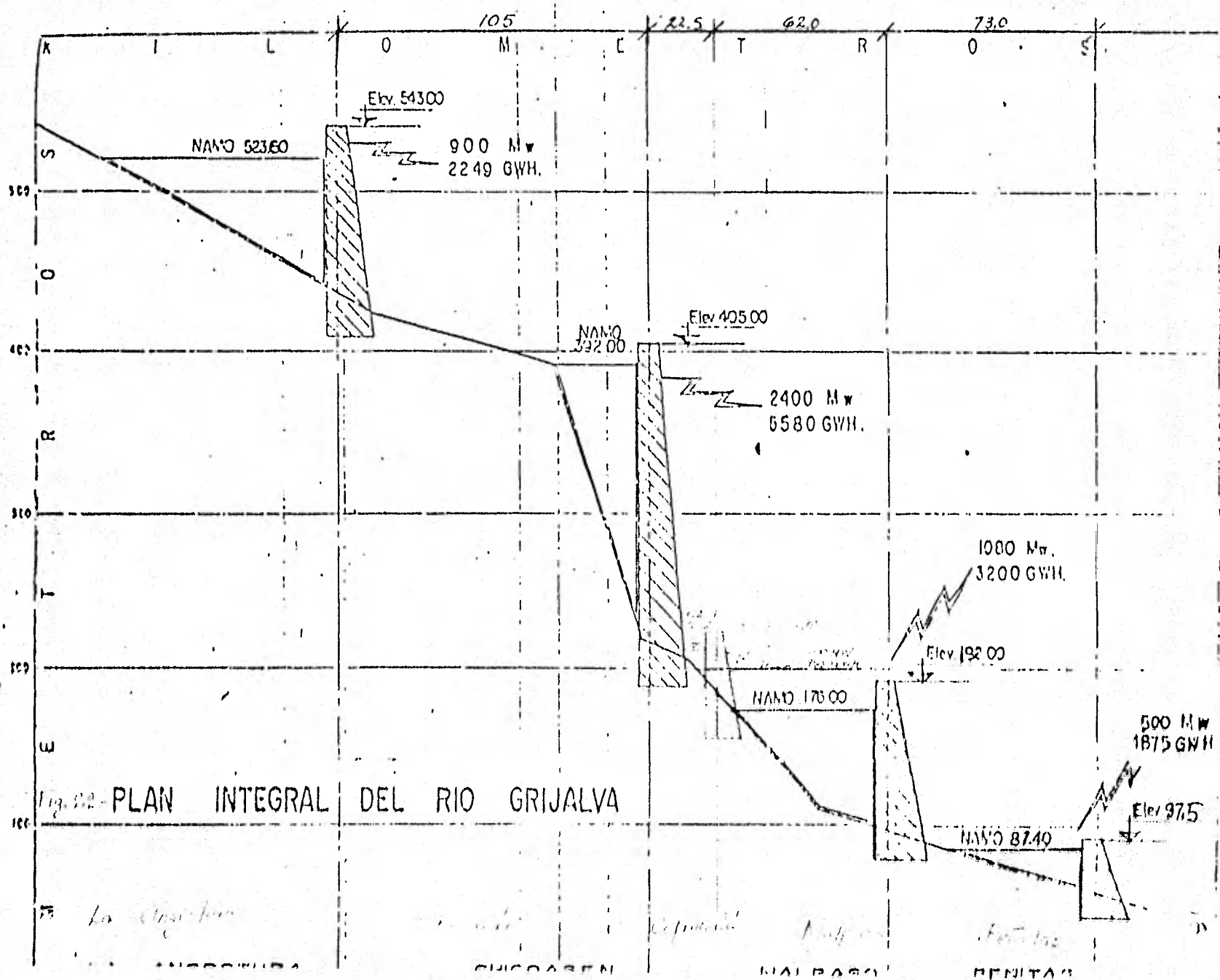
PLANTA	PERIODO CONST.	CAP. INSTALADA	ÉEN. MEDIA ANUAL
ANGOSTURA	1969-1977 (2 etapas)	900 MW.	2299 GWH.
CHICOASEN	1975-1981 (2 etapas)	2400 MW	5580 GWH
COPAINALA	1981 - (en construcción)	300 MW	1950 GWH
MALPASO	1964-1977 (2 etapas)	1080 MW	3200 GWH
PENITAS	En construcción	500 MW	1875 GWH.
		<u>5180 MW</u>	<u>13854 GWH.</u>

A continuación dare una breve explicación de cada una de estas plantas con el fin de ubicarlas en nuestro Proyecto de la Línea de Conducción Bombada II - Chicoasen.

Fig. 2.1: Desarrollo Histórico de las Capacidades Instaladas en México para la Producción de Energía Eléctrica (MW Años)

Capacidad Instalada (MW)





2.1 Proyecto Hidroeléctrico "La Cingostura".

La cortina de la Cingostura llamada "Belisario Domínguez", se ubica a 55 kms. al sureste de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez y su gran almacenamiento de 18 500 millones de m^3 (dos veces y media el volumen del lago de Chapala), han hecho posible la construcción del Proyecto Hidroeléctrico Chicoasén situado a 105 kms. aguas abajo a la salida del espectacular Cañón del Sumidero y aguas arriba de Malpaso. Se estima que el escurrimiento medio anual en la Angostura es de 10 750 millones de m^3 , lo que hace sumamente favorable la generación de energía en la planta hidroeléctrica.

La construcción de este proyecto se efectuó de 1969 a 1977 realizándose el cierre de la cortina el 8 de mayo de 1974, el embalse está retenido por una cortina de 147 m. de altura sobre el punto más bajo de su cimentación, construida con enrocamientos obtenidos de las excavaciones para los canales vertederos y otras excavaciones de la obra; los gravas y arenas se obtuvieron de los caudales del propio río. El núcleo central impermeable está formado por arcilla compactada, el volumen total de la cortina es de 4.2 millones de m^3 .

Las instalaciones para la generación de energía eléctrica se encuentran alojadas en dos casas de máquinas subterráneas excavadas en dos etapas diferentes en la margen derecha del cañón, ambas miden 19 mts. de ancho y 46 mts. de altura, en la primera cuya longitud es de 114 m se alojan tres unidades de 104 000 KW. cada una, habiendo iniciado a generar la primera en octubre de 1975, la segunda casa de máquinas que mide 90 m de longitud, aloja 2 unidades de la misma capacidad, las turbinas son del tipo Francis con una carga de diseño de 91.5 m para trabajar a una velocidad máxima de 128.57 r.p.m. la capacidad total instalada es de 920 MW y se espera una generación media anual de 2, 249.4 GWH.

Obra de Toma - Cada unidad dispone de una estructura de rejillas de 12 x 27 m donde se capta el agua del embalse y se conduce hacia la zona de compuertas por medio de un túnel circular de 8.70 m. de diámetro y 320 m. de longitud promedio. El flujo de agua en cada túnel se controla por una compuerta rodante de acero cuyo cierre puede ser rápido en caso necesario. Aguas abajo de las compuertas se inicia la tubería de presión de 6.3 m. de diámetro cuyo revestimiento de concreto tiene una camisa de acero de espesor variable entre 39 y 44 mm. Cada tubería de presión alimenta una turbina hidráulica de una potencia de 250 000 c.v. la cual está acoplada por una flecha vertical al generador eléctrico de 191 000 KW. El consumo promedio por unidad es de 218 m^3/s .

Subestación.- Los conductores de cada generador están conectados a un transformador trifásico alojados en un extremo de casa de máquinas, el cual eleva la tensión de 13 800 a 400 000 volts, desde los transformadores la energía es conducida a la subestación por cables aislados que se alojan en una lumbrera vertical de 125 m. La subestación se encuentra al aire libre localizada arriba de la casa de máquinas y en ella se originan cuatro líneas de transmisión, dos principales de 400 000 volts y 150 kms de longitud cada una se une al sistema interconectado nacional a través de la subestación Malpaso y dos líneas de tensión de 115 000 volts las cuales alimentaron las zonas de Tuxtla Gutiérrez y Tapachula.

Vertedor de Domasías - La obra cuenta con dos vertedores en la margen izquierda consistente en dos canales abiertos con estructura de control a base de seis compuertas radiadas que hacen un total de 50 m. de longitud de cresta vertedera con una capacidad máxima de descarga de $6900 \text{ m}^3/\text{s}$ en cada vertedor, cuya longitud promedio es de 1160 m. revestidos de concreto reforzado hasta el punto donde el charco de agua se descarga con una velocidad de $37 \text{ m}/\text{seg.} (1)$

2.2 Proyecto Hidroeléctrico Chicoasén -

En el desnivel existente entre el desfogue de la Cingsturn (elev. 410. 60 msnm.) y el embalse de la presa Malpaso (N.M.E. a 188 msnm.) se consideró la posibilidad de aprovechar la gran carga hidráulica para la instalación de una hidroeléctrica intermedia tomando en cuenta tres factores fundamentales que son:

a) La regulación de los caudales del río en el caso de la Cingsturn, situada a 106 kms aguas arriba de la ubicación final de la presa Chicoasén.

b) La fisiografía del lugar caracterizada por estrechos cañones cuyos alturas alcanzan más de los mil metros como el Cañón del Sumidero.

c) Con una área de 7490 kms^2 en su cuenca propia y una precipitación promedio anual de 957 mm. además de una aportación de la Cingsturn de $654 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (Carga máxima turbada por 3 unidades) se estima que en Chicoasén se construirá con una capacidad útil de 280 millones de m^3 con una gran carga hidráulica de 190 m que permitirán una considerable generación de energía eléctrica.

La cortina tiene una altura máxima de 262 m, a partir del punto más bajo de su cimentación, para lo cual fueron eliminados los depósitos del río en un espacio aproximado de 40 m los taludes exteriores fueron $2:1$ aguas abajo y $2:1:1$ aguas arriba. Dentro del cuerpo de la cortina quedaron integrados los ataguajes que se construyeron para el desvío del río. La de aguas arriba tiene 61 m de altura y 26 mts la de aguas abajo. El volumen total de la cortina es de 15 millones de m^3 la corona tiene una longitud total de 504 m, de los cuales, 300 corresponden al ancho del cañón y el resto a una elevación topográfica muy irregular de la margen derecha.

Obra de Desvío: El desvío se realizó en condiciones muy favorables, ya que los trabajos se iniciaron después de haberse casi interrumpido el flujo en el río Grijalva, al cerrarse el embalse de la Angostura el 6 de mayo de 1974. Esta circunstancia originó que los caudales del río, en el sitio Chicoasén fueran en los primeros meses 1975, inferiores a 20 m³/s. Dado el reducido caudal del río después del cierre de la Angostura, fue posible desviarlo para librar la zona de construcción de la atayoría de aguas arriba, mediante la excavación de un túnel auxiliar de 343 m de longitud, de sección parcial sin revestir, de 7 m. de ancho y 6 m. de altura, excavado en la margen izquierda y terminado el 19 de febrero de 1975, lo que permitió iniciar los trabajos de construcción de las atayorías con 10 meses de anticipación.

Obra de Excedencias: El acceso del agua a los vertederos se efectúa a través de un canal excavado a cielo abierto, de ancho variable, con un mínimo de 140 m. en la zona cercana a la estructura de control; tiene 350 m. de longitud por su eje y un ancho promedio de 170 m. El volumen total excavado fue de 2 millones de m³ aproximadamente. En cada uno de los vertederos se instalaron 3 compuertas radiales de 8.40 m de claro por 19 m. de altura; los empujes hidrostáticos sobre éstas serán transmitidos directamente a la roca. La cresta del cimacio, tipo Creeger, se fijó a una elevación de 373 m y permite evacuar un gasto de 15 000 m³/s (5000 m³/s por túnel), bajo una carga máxima de 22 m.

La central hidroeléctrica localizada bajo la margen derecha del río consta de obra de toma, conducción a presión, casa de máquinas subterránea, galería de transformadores, galería de oscilación, túneles de desfogue y subestación eléctrica.

Obra de Toma: La obra de toma se encuentra ubicada a 182 m aguas arriba de la casa de máquinas y a 112 m del eje de la cortina. Consiste en un canal de acceso y 8 tomas independientes. El canal de acceso está diseñado para una velocidad máxima de 0.9 m/s y su planilla tiene una elev. de 354.35 m. Hay ocho estructuras de toma, cinco para la primera etapa de la obra y tres para una segunda, una para cada grupo generador, provistas de rejillas, de una compuerta automática de cierre automático hidráulico rápido de 6.7 x 6.7 m y de ranuras para lograr una compuerta de emergencia, en caso de inundaciones. También se construyeron para un gasto de 189 m³/s cada una.

Conducción a Presión: Cada una de las ocho conducciones corresponde a una misma diseño y está integrada por dos partes principales: la primera corresponde a una sección de transición de 14.83 m de longitud, que se inicia en una sección de 6.7 x 6.7 m. y termina en una sección circular de 6.2 m de diámetro; la segunda está constituida por una tubería de acero, el cual se inicia

con 6.2 m. de diámetro interior y termina con 4.78 m. a la entrada del caracol de la turbina. El tubo de acero se instaló en un túnel excavado de mayor diámetro para dar lugar a que se confine con inyecciones de concreto. El peso total de las ocho tuberías es de 8,730.0 Ton.

Casa de Máquinas Subterránea. - Tiene la clave de su bóveda a una profundidad de 181 m, abajo del nivel del terreno natural. El eje de los grupos generadores está localizado paralelamente a 70 m aguas abajo del eje de la cortina. La caverna tiene 199 m de longitud, 20.5 m de ancho y 43 m de altura. Para su construcción se excavaron aproximadamente 160 000 m³ de roca y se utilizaron 60 000 m³ de concreto armado. La obra electromecánica se construyó en 2 etapas; en la primera etapa se instalaron cinco grupos, formados por una turbina tipo Francis, eje vertical, 416 000 CV con 173.0 m de carga y hasta 445 000 CV con 185 m de carga. La turbina está acoplada a un generador de 445 000 KVA a 80°C. Se dispone de un sistema completo de ventilación y acondicionamiento de aire en la sala de tableros. Para su acceso se cuenta con un túnel de 800 m de longitud aproximadamente, de sección portal de 8.45 x 9.40 m.

Galería de Transformadores. - Se localiza paralela a la casa de máquinas, con su eje a 40 mts. aguas abajo del de las unidades. La galería de sección portal tiene 202 m de longitud, 11.50 m de ancho y 13.90 m de altura. Se excavaron cerca de 32 000 m³ de roca y se colocaron 6000 m³ de concreto armado. En esta galería se alojan 5 bancos de transformadores de 350 000 KVA cada uno, 20 900 KV conectados a los alternadores a través de 5 túneles de 20 m de longitud, por medio de barras aisladas a 170 KV (barra de fase aislada); la conexión con la subestación se hace por medio de cables aislados a 400 KV, en aceite que salen por cinco lumbreras de 180 m de diámetro y 180 m de altura. En la segunda etapa se instalarán 3 bancos adicionales, similares a los descritos.

Galerías de Oscilación. - Se construyeron dos galerías de oscilación una para cinco turbinas y otra para tres. La primera galería es de orificio restringido de 16.5 m de ancho por 108 m de longitud con un orificio equivalente a 360 m². La segunda es de 16.5 m de ancho por 64 m de longitud, con un orificio equivalente a 200 m². Para su construcción se excavaron 169 000 m³ de roca y se colocaron 24 000 m³ de concreto. A partir de las galerías de oscilación se construyeron tres túneles de desfogue, los dos primeros para la primera galería de oscilación que regula 5 unidades (primera etapa), y el tercero (para la segunda), que regula tres. Por los túneles de desfogue 1 y 2 se aprovecharon parcialmente los túneles de desub.

Subestación. - El esquema es de interruptor y medio. Recibe los cables, en aceite, a 400 KV, de los transformadores de cada unidad y se interconectan al Sistema Eléctrico Nacional a través de 8 circuitos a 400 KV.

2 a. Malpaso

2 a. Belisario Domínguez

2 a. Iturbide (futuras)

y 2 a. Antel/Tomás de Tlácala, éstos últimos de 800 kms de longitud (2)

2.3 Proyecto Hidroeléctrico Copainalá. - (en proyecto)

El proyecto consiste en una planta hidroeléctrica de baja caída, lo que se logra con una cortina de concreto tipo gravedad, esto se debe al reducido volumen de material por la poca altura máxima desde el desplante a la corona (70 m); a pie de presa se construirá la casa de máquinas, dotada de 3 unidades generadoras con sus respectivas turbinas, tipo Kaplan, con carga de diseño de 30 m, velocidad de rotación de 100 r.p.m., potencia de turbina de 139 000 CV, acoplada a generadores de 105 000 KVA y factor de potencia de 0.95.

La obra de excedencias consiste en un vertedor de servicio y dos de emergencia, situados a ambos lados de la cortina, controlados mediante un total de siete compuertas tipo radial de dimensiones parecidas a las de Chicouén capaces de descargar un gasto de 13 500 m³/s; además la planta dispondrá de un vertedor de cresta libre, que descarga al túnel de desvío un gasto menor a 1000 m³/s, por este vertedor se evacuarán automáticamente las crecientes menores cuyo caudal no pueda turbinarse.

Inmediata al vertedor de cresta libre se construirá una descarga de fondo, provista de dos compuertas de vagón y dos de emergencia, que descarga también al túnel de desvío un gasto aproximado de 500 m³/s, y que se usará para desaguar el vaso; esta descarga también puede funcionar como vertedor en circunstancias verdaderamente excepcionales. Conforme a lo anterior, se dispone de vertedores de demasías que en conjunto pueden descargar más de 15 000 m³/s.

Sobre el techo de la casa de máquinas se localizarán tres transformadores trifásicos, de 20/400 KV, así como la subestación eléctrica, la que tendrá dos buses de alta tensión, uno directamente arriba del otro, se dispondrá de dos circuitos de salida, uno se conectará a la subestación de Chicouén, distante solamente 16 kms. en línea recta, el otro circuito se integrará al sistema.

Sobre la corona de la presa se colocará una grúa pórtico de 100 ton. de capacidad para el movimiento de todos los equipos de la planta, esta misma grúa podrá accionar las compuertas radiales de los vertedores de emergencia, las compuertas exteriores de las tomas, y las compuertas de los vertedores de servicio en caso de averías en los motores y mecanismos propios de ellos.

En el interior de la casa de máquinas se dispondrá de una grúa viajera de 300 ton. de capacidad para el servicio general, la que se usará para ensamblar y desensamblar, montar y desmontar, todos los equipos dentro de la casa, para instalar la tercera unidad se construirá una sala de montaje móvil, a medio nivel de la casa de máquinas, dominada por la grúa viajera, en la cual se harán los trabajos de ensamble de la tercera unidad, posteriormente a la instalación de la tercera unidad,

cuando se requiera desmontar las unidades para reposición o mantenimiento, se usará esta sala móvil de montaje. Cada unidad generadora tendrá su propia toma formada por un tubo ahogado en el cuerpo de la cornisa, el que llevará, en su extremo superior, las rejillas, las compuertas de servicio y las de emergencia, el extremo inferior desembocará en el caracol de las turbinas, el que será blindado y tendrá secciones circulares. El eje del caracol y del distribuidor estará a la cota 168 m. que es la más baja posible sin que requiera excavaciones especiales. Esta disposición permitió la máxima sumergencia compatible con el sitio, reduciendo las cavitaciones, y lográndose una velocidad de rotación de las unidades con la que se obtiene una alta eficiencia mecánica y eléctrica de los equipos.

Inmediatamente aguas abajo del desfogue de los tubos de aspiración se construirá una cresta vertebral de concreto que garantice un nivel mínimo de agua en ese desfogue. De no construirse este dispositivo, podrán presentarse problemas de cavitación en las turbinas cuando el embalse de Malpaso esté abajo de la cota 170 m, muy especialmente, si llega a secarse el material granular del cauce aguas abajo de la planta, porque incluso puede llegarse al extremo de que quede casi al descubierto la roca maciza del fondo.

2.4 Proyecto Hidroeléctrico Malpaso =

Es el proyecto que inició el aprovechamiento integral del Río Grijalva, se ubica en la boquilla de Raudales de Malpaso a 185 kms. de la Presa Belisario Domínguez de la Angostura. La cornisa de este proyecto se conoce por el nombre de Netzahuatlcoyotl y fue construida por la Comisión del Río Grijalva, dependencia de la otrora Secretaría de Recursos Hidráulicos, esta planta aprovecha los escurrimientos del alto Grijalva los cuales ascienden a un promedio anual de 19 000 millones de m^3 , captados por una cuenca de 27 240 km^2 . En la estación de aforo localizada en el lugar se han registrado gastos de 100 y 7 200 m^3/s en la mínima y máxima avenidas.

La presa Netzahuatlcoyotl se construyó teniendo como finalidad los objetivos siguientes:

- a) Control de avenidas evitando con esto las continuas inundaciones de poblados y cultivos de cultivo.
- b) Drenar la zona de la Chantulpa, para incorporar a la agricultura y ganadería, 350 000 Has. de tierra fértil.
- c) Saneamiento de la región y formación de nuevos centros de población campesina.
- d) Generación de energía eléctrica.

Los objetivos anteriores están beneficiando una extensa región del sureste de México que abarca el estado de Tabasco, parte de Campeche y Chiapas; la capacidad total instalada en la planta Hidroeléctrica es de 1080 MW. habiéndose construido en dos etapas, la primera en la que se instalaron 4 unidades con turbinas tipo Francis de eje vertical fue terminada en 1969 y la segunda etapa terminó en 1977 para completar 6 unidades, todas diseñadas para una carga hidráulica de 85 m con un gasto de 240 m³/s. La potencia en cada turbina es de 250 000 CV con un factor de 0.95 con lo que la generación media anual se estima en 3 200 GWh.

El embalse está retenido por una cortina del tipo enrocamiento de 134 m de altura, 485 m de longitud máxima, el ancho y la longitud de la corona son de 10 y 478 m respectivamente, su elevación es la 192 sobre el nivel del mar y el volumen total de la cortina ascendió a 5 077 280 m³. El área del embalse al nivel máximo (N.M.E. = 188 msnm), es de 29 400 Has y la capacidad del vaso es de $12 960 \times 10^6$ m³.

Obra de Control y de Excedencias - Los niveles de operación de la planta hidroeléctrica son:

NAME - Elev. 188 msnm ($12 960 \times 10^6$ m³)

NAMO - Elev. 176 msnm ($8 300 \times 10^6$ m³)

NAMHO - Elev. 141 msnm ($5 660 \times 10^6$ m³)

La obra de control consiste en tres compuertas radiales de 15 x 15 m. cada una colocada sobre una cresta vertedera cuya elevación es la 163.64 msnm. el gasto máximo de diseño es de 11 100 m³/s y la capacidad de control de acúmulos se estima en 3800 millones de m³.

La obra de excedencia se diseñó para un gasto máximo de 10 650 m³/s. y consiste en cuatro compuertas radiales de 15 x 4.5 m cada una sobre una cresta vertedera cuya elevación es la 167.64 msnm tanto la obra de control como la de excedencias conducen el agua hacia el cauce natural del río aguas abajo de la cortina por medio de canales rápidos revestido con concreto reforzado, del tipo "Salto de Esquí" (3).

2.5 Proyecto Hidroeléctrico "Peñitas"

Se localiza a 73 kms aguas abajo de la planta de Matlapo y es el último aprovechamiento hidroeléctrico factible sobre el Río Grijalva. Sus objetivos consisten finalidades múltiples, en lo que se refiere a la generación de energía eléctrica se estima que las 4 turbinas de 105 MW cada una, tipo Kaplan que se instalarán generen 1 615 GWh anuales. Esta energía alimentará al Sistema Interconectado Nacional.

El proyecto hidroeléctrico Peñitas presentará especiales pro-
blemas en el control hidráulico del río, se estima que se tendrá un gasto
medio total de 735.8 m³/s de los cuales 114.4 m³/s corresponden al
gasto por caudal propio.

(3) ANÁLISIS DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA DE CONTROL Y DE EXCEDENCIAS DE LA PLANTA HIDROELÉCTRICA "PEÑITAS" - 1974

La cortina tiene una altura aproximada de 47 mts. Tanto la ataguía aguas arriba como la de aguas abajo quedan integradas al cuerpo de la cortina, la primera de ellas tiene forma de una L acostada debido a las condiciones topográficas del sitio y se le denomina pieataguía. El volumen de material de la cortina se estima es 4 500 000 m³.

La casa de máquinas se encuentra en la margen izquierda y será a cielo abierto. Las turbinas tendrán una carga neta de 30 mts, y en conjunto podrán turbinar 1902 m³/s.

La obra de desvío y vertedores se localizan en la margen derecha. De acuerdo a los datos estadísticos, en el período de construcción de la obra se tendrá un gasto máximo de 5650 m³/s que podrán ser desviados por un canal vertedor que ha sido diseñado para 6600 m³/s. El sistema de vertedores permitirá desalojar 18 800 m³/s.

III - GENERALIDADES DEL PROYECTO

31 Características

Dentro del Compleje Integral Rio Grijalva destaca el PH Chicocasin cuya capacidad total instalada superará a cualquier otra planta construida en nuestro pais, sus 2400 MW representan el 10% del total instalado en México, y su generación de fluido eléctrico de 5500 millones de kWh anuales se vera incrementada a 5598 EE debido al Proyecto Línea de Conducción Bomboná

II - Chicocasin

Este proyecto tiene como finalidad aprovechar el caudal del Rio Bomboná mediante la construcción de una represa de concreto tipo gravedad de 17 mts de altura y 45 mts de longitud la que derivaría las aguas de dicho rio ($50 m^3/s$), las cuales serian conducidas ^{por gravedad,} y por un sistema de túneles, canales y un sifón, con una longitud aproximada de 11 kms hasta el embalse de la C.H. Manuel Moreno Torres ^{(Chicocasin),} a 11 kms.

Asimismo junto con el Rio Chicocasin ayudarán a disminuir considerablemente la cantidad de aguas del PH. Coparmela (en construcción) ubicado a 11 kms aguas abajo del PH. Chicocasin (Fig. 1.1.1). Este proyecto de línea de conducción de agua, que tiene una longitud de 11 kms, se construye en un terreno de tipo III, con una pendiente de 1:100, lo que permite la construcción de un tipo de estructura de tipo III, con una longitud de 11 kms.

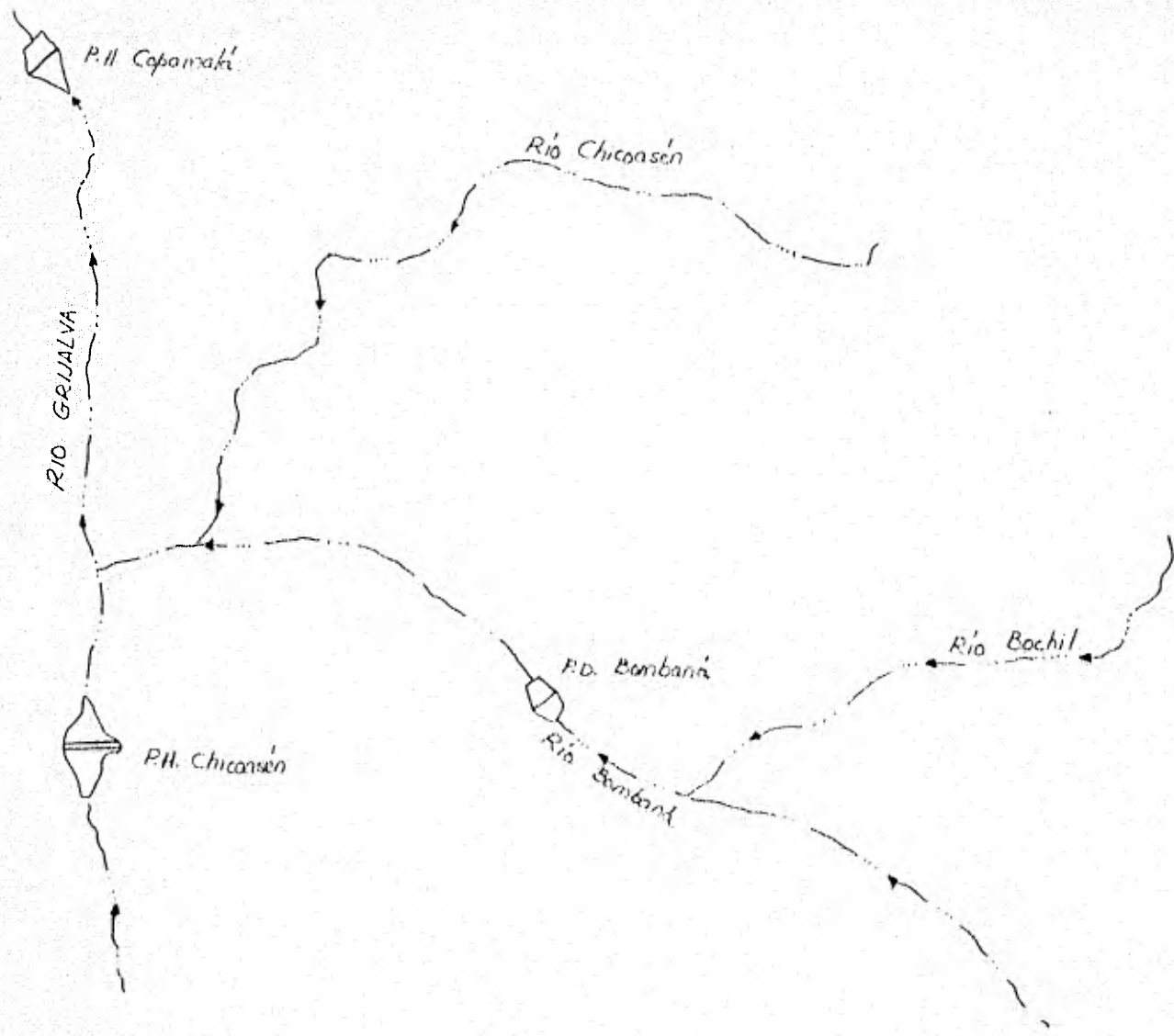


Fig. 3.1 Croquis hidrografico de la zona.

3.2 Situación geográfica y vías de comunicación

El sitio se localiza a 6.650 Kms en línea recta al NE de la C.H. Chicoasén (Fig. 3.2) (V. Planos 1 al 10)

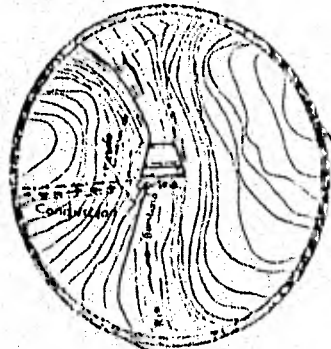
Las coordenadas geográficas aproximadas son las siguientes:

Latitud Norte $16^{\circ} 56' 31''$

Longitud al Oeste del
Meridiano de Greenwich $73^{\circ} 02' 52''$

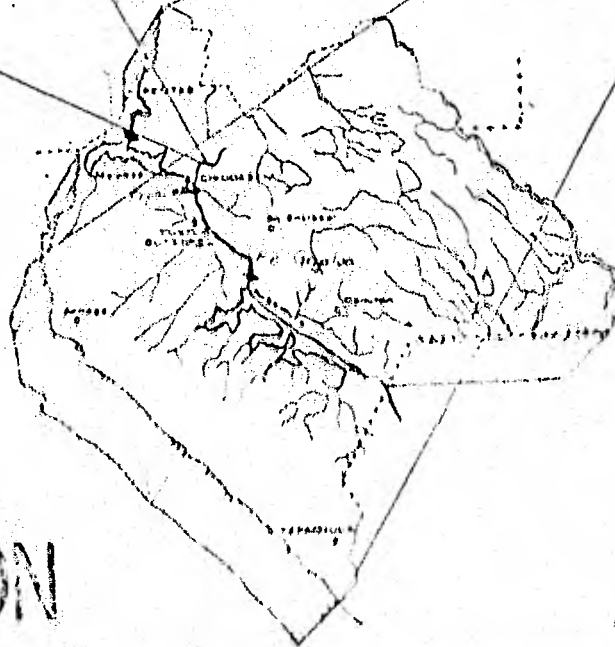
Al sitio se llega por un camino de terracería que parte al sitio de la C.H. El Moreno Terres, el cual se encuentra en buenas condiciones, teniendo un desarrollo de 15.5 Km aproximadamente, hasta el proyecto.

PROYECTO



BOMBANA

ESTADO DE CHIAPAS



México

Fig. 3.2 -

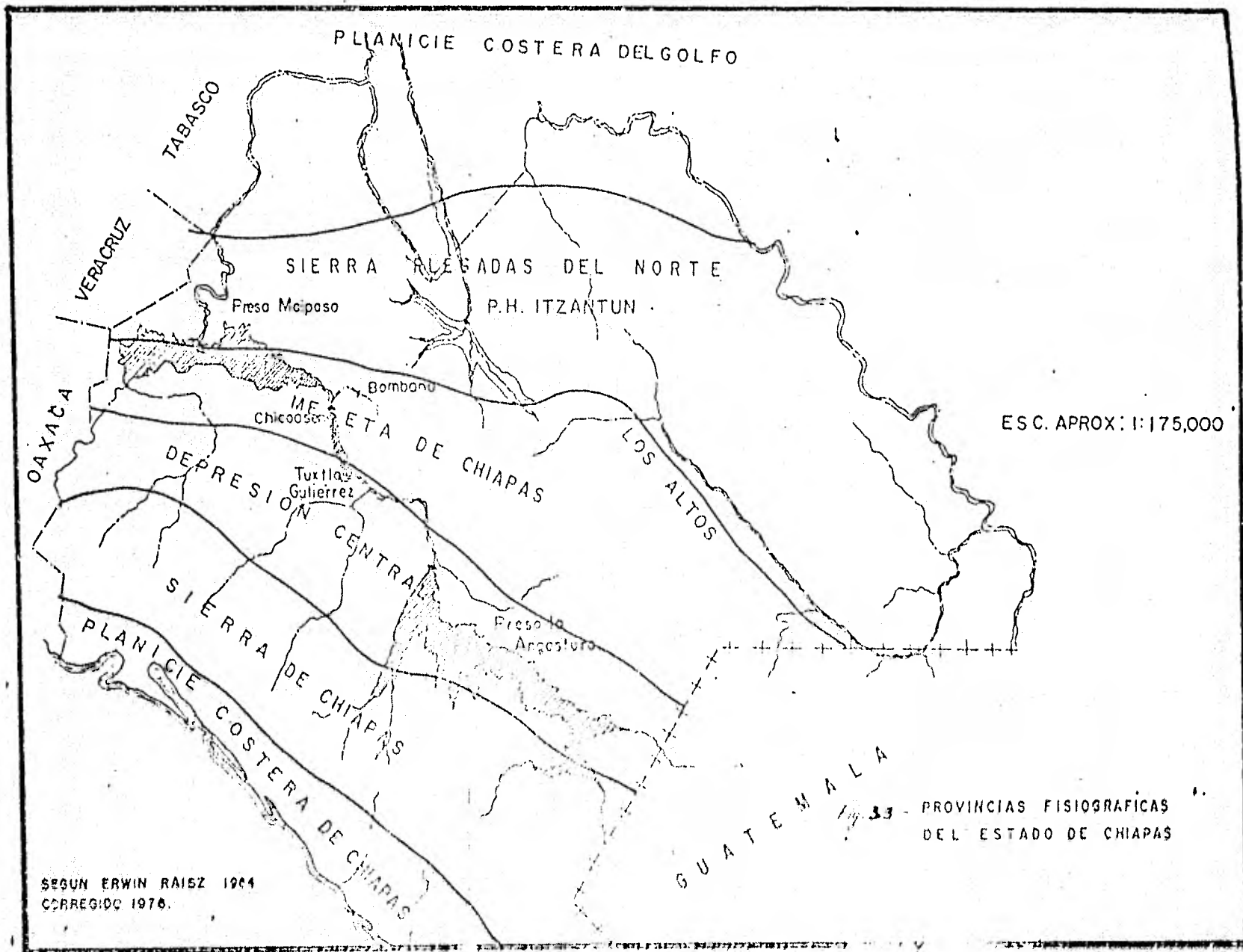
LOCALIZACION

3.3 Fisiografía.

El proyecto se encuentra comprendido dentro de la provincia fisiográfica denominada Tierras Altas de Chiapas y en la Subprovincia denominada Mesetas Centrales de Chiapas (Erwin Raiz 1959 modificado 1976), las cuales presentan una dirección Noroeste (río Mezcalapa) a Sureste (Guatemala), estas mesetas son muy elevadas con una altura media de 2000 m las cuales se levantan bruscamente al Norte de la Depresión Central. (Fig 3.3)

Las Mesetas generalmente se encuentran constituidas por rocas sedimentarias calizas de edad Cretácico Medio y Superior pertenecientes a la formación Ocozocoautla, Angostura y Sierra Madre y por lutitas, areniscas y conglomerados de edad Terciaria.

Estas formaciones se encuentran poco plegadas estando cortadas por grandes fallas con un rumbo general WNW-ESE, las cuales se localizan al Sur del sitio en estudio, siendo las más importantes la Chicoasén-Malpaso y la Falla Muñoz. El drenaje del área es del tipo dendrítico en las partes cubiertas por sedimentos pelíticos y de tipo rectangular en las calizas, presentando un estado juvenil dentro del ciclo geomorfológico, lo que da origen a una topografía abrupta. La principal corriente que existe en el área es el río Bombaná el cual tiene como afluentes principales el río Bochil y el río Chicoasén; teniendo además un gran aporte fluvial de los arroyos que en forma intermitente algunos y permanente otros descargan sus aguas en este río, el cual a su vez va a ser afluente del río Grijulva.



SEGUN ERWIN RAISZ 1964
 CORREGIDO 1976.

5.4 Geología de la Boquilla :-

Topográficamente la boquilla es asimétrica presentando la margen derecha una pendiente pronunciada con paredes casi verticales y la margen izquierda tiene una pendiente aproximada del 100%

Geológicamente la boquilla está constituida por calizas pertenecientes a la Formación Angostura, la que localmente se ha subdividido en dos unidades informales; la U-1 se ha descrito como una caliza de color gris claro que interperiza a crema, presenta estratificación potente de 1.0 a 3.0 m de espesor, apreciándose en la base ligeras intercalaciones de lútilos de color gris verdoso, con espesores de 1.00 a 2.0 mm, hacia la parte media se observa la caliza ligeramente brechoide y hacia la cima se presenta masiva y fracturada. La U-1 en la zona de la boquilla presenta un rumbo general de $N 65^{\circ} W$ con un echado promedio de $20^{\circ} SW$.

En la zona del cauce se encuentra subyaciendo a la U-1, un paquete de acarreo formado por cantos rotados de caliza de 0.02 a 0.15 m. de espesor, por caídas de la parte alta de ambas márgenes con un espesor de 0.50 m. a 1.0 m y por material arcilloso.

Aproximadamente 60 m aguas abajo del sitio de la boquilla, aflora la U-2, la cual se ha descrito como una caliza arcillosa de color gris claro, que interperiza a color crema, presentando una estratificación delgada (0.05 a 0.20 m) con interestratificación de lútilos en alternancias cíclicas y rítmicas, las que tienen un espesor de 0.03 a 0.05 m. El rumbo general que presentan los capas es de $N 80^{\circ} E$ con un echado de $22^{\circ} SE$. El contacto de esta unidad con la U-1 es por la falla de tipo normal, la cual atraviesa perpendicularmente al río aguas abajo del sitio, con un rumbo de $N 60^{\circ} E$ y un echado de $50^{\circ} SE$. Esta U-2 está constituyendo un horst, el cual hacia el norte se delimita por otra falla normal con un rumbo $N 84^{\circ} E$ y un echado de $65^{\circ} NW$.

En la zona de la boquilla se presentan dos sistemas principales de fallas y fracturas, a las que se les ha denominado α y β siendo el β el más numeroso, estos sistemas presentan los rangos siguientes

- RUHBO
- α $N 15^{\circ} E$ a $N 45^{\circ} E$
 - β $N 55^{\circ} E$ a $N 85^{\circ} E$

Estas fracturas y fallas se encuentran en algunas zonas superficialmente carbonatadas y con relleno arcilloso, presentándose en la zona del túnel de desvío una falla carbonatada con una separación entre bloques de aproximadamente 0.80 m. (ver Plano 1)

8.5 Geología del Embalse.

El vaso de almacenamiento está constituido por calizas de la U-1, estando cubierto en la margen derecha, arriba de la cota de máximo embalse, por lutitas pertenecientes a la Formación Soyabó.

La zona del embalse, la U-1 se encuentra afectada por los mismos sistemas de fracturamientos α y β que se presentan en la boquilla, disminuyendo en número e importancia hacia el final del embalse, aunque en esta zona las laderas en ambos márgenes se encuentran cubiertas por suelo y vegetación, no permitiendo observar detalladamente las condiciones de fracturamiento (Ver Plano 1)

IV REVISION HIDROLOGICA

4.1 Antecedentes-

El Río Bombaná es afluente del Río Grijalva e incorpora su caudal a este último, 1 Km. aguas arriba de la Planta Hidroeléctrica de Chicocastán. En la implementación de esta obra se realizó un estudio Hidrológico con el objeto de estudiar la afluencia de la Cuenca de Bombaná al Vaso de Chicocastán.

La Cuenca del Bombaná tiene una superficie aproximada de 1200 Km² de los cuales 800 corresponden a la de Chicocastán, 360 a la de Bochil y 120 a la de Bombaná.

Las estaciones hidrométricas (Fig. 4.1) en esta zona son las siguientes:

Estación Grijalva - Se encuentra localizada 1 Km. aguas abajo de la confluencia de los Ríos Grijalva y Bombaná, fue instalada por la S.A.R.H.

Estación Chicocastán - A 2 Km. aproximadamente aguas arriba de la confluencia en el Río Bombaná, la instaló la Comisión Federal de Electricidad, para medir el régimen hidrológico de esta corriente y los registros sirven de base para el Proyecto Hidroeléctrico Chicocastán.

Estación Bombaná - Se encuentra localizada sobre el Río del mismo nombre, se instaló en 1946 y sirvió de base para los estudios de la Planta Hidroeléctrica Bombaná (en operación).

Ciudad Xochimilco - Fue instalada por la C.F.E. en Junio de 1971 y aferró trazo durante el 1973, sobre el Río Bombaná.

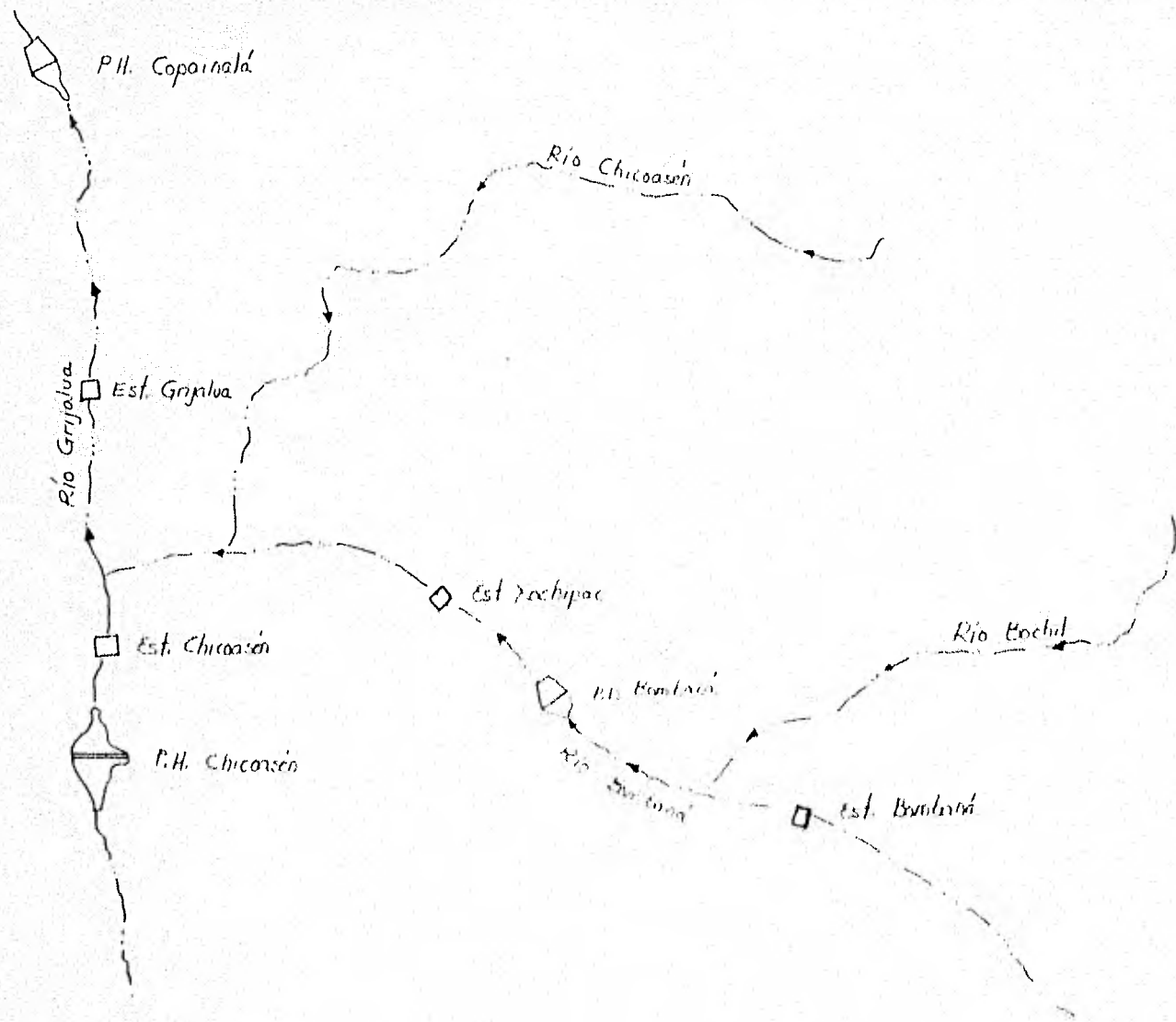


Fig. 41 - localización de la especie *Labidochromis*.

4.2 Determinación del gasto de diseño del vertedor -

4.2.1 Determinación de los gastos máximos en Zochipac -

Se hizo una correlación entre las estaciones Bombaná y Zochipac para gastos máximos para así, determinar el gasto del vertedor.

Para los años que se tienen registros en ambas estaciones se encontró que la correlación obtenida en principio es útil para gastos medios diarios, pero para gastos máximos se disparan los valores, por lo que es necesario encontrar una correlación para los gastos máximos siguientes.

Gastos Máximas	1971		1972		1973	
	Bombaná	Zochipac	Bombaná	Zochipac	Bombaná	Zochipac
Enero	4.77	3.5	2.71	3.75	2.44	2.87
Febrero	4.46	7.0	3.01	5.71	2.30	3.15
Marzo	2.45	2.7	2.50	2.50	1.17	1.93
Abril	2.31	4.0	1.40	2.62	1.08	2.74
Mayo	6.04	9.5	2.71	20.7	2.70	4.75
Junio	11.1	2.8	11.7	25.7	54.0	13.7
Julio	6.59	11.8	12.7	26	12.7	29.0
Agosto	14.7	22.1	5.35	19.2	43.2	87.7
Septiembre	16.1	132.0	8.46	11.5	13.3	38.2
Octubre	7.87	18.7	22.4	25.1	13.7	41.0
Noviembre	3.89	7.0	2.22	2.60	2.77	22.5
Diciembre	3.22	4.57	3.26	5.2	2.97	11.9

Para una regresión lineal (4)

$$r^2 = \frac{\left[\sum xy - \frac{\sum x \sum y}{n} \right]^2}{\left[\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n} \right] \left[\sum y^2 - \frac{(\sum y)^2}{n} \right]} = 0.66046 \quad \begin{array}{l} a_0 = 4.321 \\ a_1 = 3.394 \\ r = 0.813 \end{array}$$

$$y = a_1 x + a_0$$

$$a_1 = \frac{\sum xy - \frac{\sum x \sum y}{n}}{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n}} \quad r = \frac{\sum xy - \frac{\sum x \sum y}{n}}{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n}}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum y}{n}$$

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n}$$

(4) H. H. Wood, "Hydrology", McGraw-Hill, 1956, p. 100. "Open's Handbook", Calif. U.S.A., 1975, pp. 42-46

Para una curva exponencial

$$y = ae^{bx} \quad (5)$$

$$b = \frac{\sum X_i \ln Y_i - \frac{1}{n} (\sum X_i) (\sum \ln Y_i)}{\sum X_i^2 - \frac{1}{n} (\sum X_i)^2}$$

$$b = 0.118$$

$$a = 1.481$$

$$r^2 = 0.679$$

$$r = 0.824$$

$$a = \exp \left[\frac{\sum \ln Y_i}{n} - b \frac{\sum X_i}{n} \right]$$

$$r^2 = \frac{\left[\sum X_i \ln Y_i - \frac{1}{n} \sum X_i \sum \ln Y_i \right]^2}{\left[\sum X_i^2 - \frac{(\sum X_i)^2}{n} \right] \left[\sum (\ln Y_i)^2 - \frac{(\sum \ln Y_i)^2}{n} \right]}$$

Para una curva logarítmica

$$y = a + b \ln x \quad (6)$$

$$b = \frac{\sum Y_i \ln X_i - \frac{1}{n} \sum \ln X_i \sum Y_i}{\sum (\ln X_i)^2 - \frac{1}{n} (\sum \ln X_i)^2}$$

$$b = 00.27$$

$$a = 42.58$$

$$r^2 = 0.909$$

$$r = 0.953$$

$$a = \frac{1}{n} (\sum Y_i - b \sum \ln X_i)$$

$$r^2 = \frac{\left[\sum Y_i \ln X_i - \frac{1}{n} \sum \ln X_i \sum Y_i \right]^2}{\left[\sum (\ln X_i)^2 - \frac{1}{n} (\sum \ln X_i)^2 \right] \left[\sum Y_i^2 - \frac{1}{n} (\sum Y_i)^2 \right]}$$

Para una curva tipo potencial (7)

$$y = ax^b$$

$$b = \frac{\sum (\ln X_i)(\ln Y_i) - \frac{(\sum \ln X_i)(\sum \ln Y_i)}{n}}{\sum (\ln X_i)^2 - \frac{(\sum \ln X_i)^2}{n}}$$

$$b = 1.147$$

$$a = 1.574$$

$$r^2 = 0.906$$

$$r = 0.952$$

$$a = \exp \left[\frac{\sum \ln Y_i}{n} - b \frac{\sum \ln X_i}{n} \right]$$

$$r^2 = \frac{\left[\sum (\ln X_i)(\ln Y_i) - \frac{(\sum \ln X_i)(\sum \ln Y_i)}{n} \right]^2}{\left[\sum (\ln X_i)^2 - \frac{(\sum \ln X_i)^2}{n} \right] \left[\sum (\ln Y_i)^2 - \frac{(\sum \ln Y_i)^2}{n} \right]}$$

(5) Ibid., p. 36

(6) Ibid., p. 36

(7) Ibid., p. 36

Se puede aceptar que el modelo de correlación para gastos máximos se ajusta a una curva tipo potencial:

$$y = 1.574 x^{1.147}$$

con la cual se generaron los siguientes años de registros para Zochipac

Tabla 4.1. Ordenamiento de cálculos para la obtención de \bar{y} (mediana) y S_y (desv. estándar de la muestra).

Estación Año	Bombaná (m³/s)	Zochipac (m³/s)	$y_i - \bar{y}$	$(y_i - \bar{y})^2$
1946	8.92	18.127	-77.56	6015.16
47	22.85	50.97	-28.71	1498.81
48	25.72	65.83	-27.85	871.29
49	27.78	71.28	-29.40	864.58
50				
51				
52	28.16	51.69	-37.99	1443.58
53	21.47	53.04	-42.64	1818.55
54	25.6	64.96	-30.78	947.68
55	19.75	48.84	-46.54	2165.40
56	40.16	98.78	15.10	228.01
57	15.05	32.29	-60.39	3647.49
58	32.18	84.37	-11.31	128.02
59				
60				
61	14.9	24.89	-60.79	3695.97
62	43.5	119.22	23.24	539.92
63	83.5	251.87	56.19	24373.72
64	31.7	52.42	-17.75	315.06
65	29.7	21.209	-176.36	31111.78
66	1.57	45.19	-80.69	6510.91
67	7.8	146.26	47.98	2297.55
68	20.1	58.25	12.72	161.81
69	40.8	12.3	-43.4	1883.95
70	34.2	189.12	193.55	37459.88
71	7.7	18.6	-47.62	2267.49
72	7.9	43.56	12.62	159.12
73	47.2	118.18	45.2	2043.84
		$\Sigma = 2296.43$		$\Sigma = 127813.49$

$\bar{y} = 24$ años
 $\Sigma Q = 2296.43$

$\bar{y} = 24.8 \text{ m}^3/\text{s}$; $S_y = \sqrt{\frac{\Sigma (y_i - \bar{y})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{127813.49}{23}} = 74.55$

(B) Ibid. p. 101

4.2.2 Métodos Estadísticos-

Con los datos de los gastos máximos anuales de la estación Zochipac ^{tabla 4.1} es posible determinar el gasto de diseño del vertedor, en función de su vida útil y del período de retorno considerado.

Es importante tener en cuenta la relación que existe entre el período de retorno, vida útil y riesgo, ya que en función de los dos últimos parámetros puede determinarse el período de retorno T_r de diseño. Esta relación se deduce a continuación:

Sea $P(Q > q) = \frac{1}{T_r}$, la probabilidad de que el gasto Q exceda un cierto valor q ; entonces, $P(Q \leq q) = 1 - \frac{1}{T_r}$, es la probabilidad de que no se presente una avenida mayor que q ; así, si se considera que los eventos son independientes, $(P(Q \leq q))^n$ es la probabilidad de que en n años de vida útil de la obra, el gasto Q de una avenida no exceda a q ; por lo tanto,

$R = 1 - (P(Q = q))^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n$ --- ec. 4.1, será la probabilidad o riesgo de que si se presenta una avenida, por lo menos una vez que exceda a q en los años de vida útil.

De la ec 4.1 se tiene que

$$R = \frac{1}{1 - (1 - R)^{1/n}} \quad \text{ec. 4.2}$$

Con esta última ecuación se determina el período de retorno de diseño una vez que se ha definido la vida útil de la obra y el riesgo que se acepta como el que se presente un gasto tan grande o mayor que el diseñado o sea período de retorno durante dicha vida útil.

Puesto que el diseño de una obra hidráulica está relacionada con eventos futuros cuyo tiempo de ocurrencia o su magnitud no se pueden prever, debemos recurrir a las distribuciones de probabilidad basadas en métodos estadísticos.⁽⁹⁾

Los métodos estadísticos más comúnmente usados son:

Distribución Normal, Log Normal, Pearson tipo III, Log-Pearson tipo III, Gumbel, log-Gumbel, Levediev y Nash.

Todos los métodos estadísticos, incluyendo los que no se han mencionado aquí, son en su mayor parte empíricos, aun cuando involucran una distribución teórica, ya que no es posible explicar a los factores hidrológicos básicos que originan las inundaciones, derivar la distribución probabilística de los picos.

En efecto, para que una distribución de probabilidades se considere correcta, basta con que se ajuste su la concordancia con los datos, lo cual viene a ser el procedimiento empírico para obtener una expresión de la distribución de probabilidades de las inundaciones.

La aplicación de todos los métodos estadísticos quedan fuera del alcance de este trabajo, se expusieron a Gumbel y Nash por ser los que con mayor frecuencia las distribuciones de probabilidades se ajustan mejor a los datos, se cree asimismo, que también la imperiosa necesidad de utilizar alguno de los otros métodos para encontrar el mejor

(9) MARY CHAVEZ, Hidrología, segunda edición, 1964, Editorial de la Universidad de Chile, Profesores, Facultad de Ingeniería, 25400, México, D.F., pp. 177-178.

4.2.2.1 Aplicando el criterio de Gumbel -

Para 24 años de registros se tiene que $\bar{Y}_N = 0.5296$ y $\sigma_N = 1.0864$ ⁽¹⁰⁾ ⁽¹¹⁾
 A partir de la información anterior, deducimos el gasto máximo que se puede presentar en la Estación Hidrométrica Zochipac, considerando diferentes períodos de retorno.

Según la ecuación de Gumbel ⁽¹²⁾ establece la igualdad de:

$$y = \bar{y} - \frac{S_y}{\sigma_N} \left[\bar{Y}_N + \log_e \log_e \frac{T_r}{T_r - 1} \right] = f(\text{serie de máximos anuales}) \quad \text{--- ec. 4.3}$$

donde $y = Q_{\text{máx.}}$ esperado para un cierto período de retorno T_r

Para validar las incógnitas de la ecuación anterior, considerando una serie de máximos anuales, en la tabla 4.1 se muestra el ordenamiento de cálculo. Así, la media de los gastos, $\bar{y} = 95.68 \text{ m}^3/\text{s}$. Su desviación estándar, $S_y = 74.55$. Para $N = 24$ años se obtienen los parámetros \bar{Y}_N y σ_N , siendo éstos: $\bar{Y}_N = 0.5296$, $\sigma_N = 1.0864$.

Sustituyendo los valores anteriores en la ec. 4.3 resulta:

$$y = 95.68 - \frac{74.55}{1.0864} \left[0.5296 + \log_e \log_e \frac{T_r}{T_r - 1} \right] \quad \text{--- ec. 4.4}$$

Finalmente, para diferentes T_r sustituidos en la ec. 4.4 se deduce que el gasto máximo será:

T_r (años)	$Q_{\text{máx.}}$ (m^3/s)
5	162.27
15	242.81
25	278.65
50	312.09
100	372.79

Para calcular el coeficiente de concentración K , para $N = 24$ años se tiene que $F(N) = 1.025$ ⁽¹³⁾

Sustituyendo en $S_y = S_y F(N)$ se deduce:
 $S_y = 74.55 (1.025) = 76.413 \text{ m}^3/\text{s} = Q$

De esta manera, el gasto se obtiene resultaría:

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{máx}} + Q$$

Por último, el gasto máximo de diseño más probable para diferentes T_r , teniendo a consideración una distribución sería:

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{máx}} + Q$$

(10) SPRINGALL, E. "Análisis de series de máximos anuales en series hidrológicas".
 Capítulo 4. Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1972. Tercer ed. p. 117

(11) Loc. cit.

a la p. 117

T_r (años)	$Q_{máx}$ (m^3/s)	Q (m^3/s)	Q_d (m^3/s)
5	162.27	76.418	238.38
10	202.97	76.418	317.22
25	276.35	76.418	355.24
50	327.09	76.418	403.50
100	378.29	76.418	451.6

Tabla 4.2. Datos mínimos de diseño según Gumbel.

4.2.2.4 Aplicando el criterio de Nash.

La curva de distribución de probabilidades utilizada por Nash⁽¹⁴⁾ es la misma que la de Gumbel, pero ajustada por mínimos cuadrados en vez de por momentos, pudiendo llegar a la siguiente expresión

$$y = -a + c \log_e \log_e \frac{Tr}{Tr-1} = c + fx \text{ ----- ec. 4.5}$$

$$y = Q_{m\acute{o}d.}$$

$$c = -a + f(Q_{m\acute{o}d.}, Tr)$$

$$f = c + f''(Q_{m\acute{o}d.}, Tr)$$

$$x = \log_e \log_e \frac{Tr}{Tr-1}$$

por lo que sólo se necesita calcular el valor de los parámetros c y f (a y c), para ser minimizado en los puntos de la muestra, a la meta de momento⁽¹⁵⁾, ----- ec. 4.6. Lo ocurrendo a las ecuaciones 4.7 y 4.8

$$e_i = y_i - (a + b \cdot x_i) \text{ ----- ec. 4.6}$$

$$b = \frac{\sum x_i y_i}{\sum x_i^2} \text{ ----- ec. 4.7}$$

$$a = \bar{y} - b \bar{x} \text{ ----- ec. 4.8}$$

resulta que $f = \frac{\sum x_i y_i}{\sum x_i^2} \quad a = \bar{y} - b \bar{x}$

En la tabla 4.3 se muestra el resultado de los cálculos.

Así, de la ec. 4.9

$$\sum_{i=1}^n x_i^2 = \sum_{i=1}^n y_i^2 \text{ ----- ec. 4.9}$$

$$\sum_{i=1}^n x_i y_i = 20 (15.26) - (2.26)^2 = 894.02 - 5.10 = 888.92$$

$$\sum_{i=1}^n y_i = 24 (14.8) + 4.6 = (2208.00) + 4.6 = 2212.60$$

$$\sum_{i=1}^n x_i = 24 (1.3) = 31.2$$

y de la ec. 4.10 $\sum_{i=1}^n x_i y_i = \frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{\sum_{i=1}^n x_i} = \frac{888.92}{31.2} = 28.475 \text{ ----- ec. 4.10}$

$$\sum_{i=1}^n y_i^2 = 24 (14.8)^2 + (4.6)^2 = 5116.80 + 21.16 = 5137.96$$

(14) Ibid, página 817

(15) Ibid, página 82

* Tabla. 4.3. Ordenamiento de valores para el cálculo de los parámetros de la recta de regresión y coeficiente de correlación.

Número de Orden (m)	Año de Observación	Q máx. anual Y_i (m ³ /s)	T_r (años)	$\frac{T_r}{T_r-1}$	$X_i = \log_e \log_e \frac{T_r}{T_r-1}$	$(X_i)^2$	$(Y_i)^2$	$(X_i)(Y_i)$
1	70	209.23	25	1.04	-3.198	10.23	83653.9	-924.96
2	65	272.04	12.5	1.087	-2.484	6.171	74005.7	-675.747
3	63	251.87	8.33	1.136	-2.056	4.23	63458.5	-517.844
4	67	195.66	6.25	1.19	-1.749	3.06	21216.8	-254.76
5	62	119.22	5.0	1.25	-1.5	2.25	14213.4	-178.83
6	73	118.28	4.167	1.315	-1.3	1.69	13990.1	-153.76
7	56	108.78	3.57	1.39	-1.11	1.23	11833.0	-120.74
8	68	108.60	3.125	1.47	-0.954	0.91	11793.9	-103.6
9	58	84.37	2.78	1.56	-0.81	0.656	7118.3	-68.34
10	64	82.93	2.5	1.67	-0.667	0.44	6877.4	-55.31
11	49	71.28	2.27	1.78	-0.55	0.302	5080.8	-39.20
12	48	65.83	2.08	1.925	-0.423	0.179	4333.6	-27.84
13	66	65.19	1.92	2.087	-0.301	0.094	4249.7	-20.0
14	54	64.90	1.786	2.272	-0.197	0.039	4212.01	-12.78
15	47	56.97	1.67	2.472	-0.071	0.0083	3245.58	-5.18
16	53	53.04	1.56	2.785	0.024	0.00057	2813.24	1.27
17	69	52.28	1.47	3.127	0.131	0.017	2783.2	6.84
18	52	51.69	1.38	3.631	0.254	0.064	2671.8	13.13
19	55	48.84	1.316	4.164	0.355	0.126	2385.34	17.34
20	71	48.06	1.25	5.0	0.476	0.226	2309.76	22.87
21	12	43.06	1.19	6.26	0.606	0.367	1854.14	26.09
22	57	35.29	1.134	8.353	0.752	0.565	1245.38	26.54
23	61	34.89	1.08	13.5	0.956	0.914	1217.31	33.35
24	46	18.17	1.04	26.0	1.181	1.4	328.58	21.47
$n=24$		2296.43	SUMA		-2.641	35.168	346821.44	-2990.06

* Tabla 4.3

(16) *Ibid.*, Inciso 8.4.3 "PERIODOS DE RETORNO DE LOS DATOS" "Para el análisis de datos hidrológicos en relación con sus periodos de retorno, se requiere por una parte conocer la probabilidad de recurrencia de la distribución observada y por otra, la probabilidad de recurrencia correspondiente al evento que se desee obtener, ligado a la distribución teórica de mejor ajuste.

La obtención de los periodos de retorno ligados a los datos, se pueden variar a partir de diversos criterios, pocos de los cuales tienen una explicación teórica. A continuación se analiza la obtención de las expresiones más usuales para calcular el periodo de retorno, refiriéndose éstas a series de máximos y excedentes anuales. Sea que se disponga de n observaciones extraídas de una cierta distribución de eventos. Estos n valores se pueden arreglar en orden de magnitudes diferentes asignando a cada uno un número de orden m en el cual $m=1$ para el más grande es igual a uno, para el segundo es dos, etc. Puede también usarse la media \bar{x} del número de veces que el m -ésimo valor más grande puede ser igualado o excedido en el futuro, entonces es

$$\bar{x} = n \frac{P_m}{n-1}$$

Para series máximas anuales, la media típica para el tiempo de años para el futuro, entonces de que el m -ésimo valor más grande de los n años anteriores pueda ser igualado o excedido una vez en promedio en adelante implica que $T_p = \bar{x}$ cuando $P_m = 1/n$. Sustituyendo a los valores en la ecuación anterior se tiene que

$$T_p = \frac{n}{m}$$

Esto indica que el periodo de retorno de un valor máximo anual es igual al número de años en que dicho valor excede el máximo de cada

Substituyendo se deduce que

$$f = \frac{-42686.34}{683.73} = -62.431$$

y como

$$\bar{x} = \frac{-12.661}{24.0} = -0.527 \quad ; \quad \bar{y} = \frac{2296.43}{18} = 127.58$$

se determina

$$e = 127.58 - (-62.431)(-0.527) = 127.58 - 32.90 = 94.68$$

Con esta información la ec. de la recta de regresión resultante es

$$y' = e + fx$$

$$y' = 94.68 - 62.431x$$

y como $c = -a \quad ; \quad a = -94.68$

$$f = c \quad ; \quad c = -62.431$$

la ec. buscada se expresa

$$y' = 94.68 - 62.431 \log_e \log_e \frac{T_r}{T_r - 1}$$

con lo cual

$$Q_{m\acute{a}x} = 94.68 - 62.431 \log_e \log_e \frac{T_r}{T_r - 1}$$

Finalmente, para diferentes T_r substituidos en la ec. anterior, resulta que el valor máximo sera:

T_r (años)	$Q_{m\acute{a}x}$ (m ³ /s)
5	188.5
10	160.32
20	124.57
50	82.28
100	58.87

El coeficiente de correlación asociado a los puntos dato y recta de regresión, resulta, según la ec. 4.11.

$$r_{xy} = \frac{S_{xy}}{(S_{xx} S_{yy})^{1/2}} \quad \dots \text{ec. 4.11}$$

$$r = \frac{-12686.34}{(683.73 \times 3050.243)^{1/2}} = -0.935$$

y el intervalo de confianza asociado, se lo exige un nivel de significancia de 0% $\alpha = 0.05$ $\frac{\alpha}{2} = 0.025$ y grados de libertad $\nu = n - 2 = 24 - 2 = 22$, el $t_{\frac{\alpha}{2}}$ más tabulante para la distribución t^* (17)

$$\frac{\alpha}{2} = 0.025$$

$$t_{\frac{\alpha}{2}} = t_{0.025} = 2.0739$$

$$\nu = 22$$

y la variancia de error, ec. 4.12

$$S_e^2 = \frac{S_{yy}}{n(n-2)} \left[1 - \frac{(S_{xy})^2}{S_{xx} S_{yy}} \right] = S_y^2 [1 - r_{xy}^2] \quad \dots \text{ec. 4.12}$$

$$= \frac{3050.243}{24(24-2)} \left[1 - \frac{(-12686.34)^2}{683.73(3050.243)} \right] = 729.45$$

$$S_e = \sqrt{S_e^2} = 27.0$$

su intervalo es, ec. 4.13

$$\hat{c} \pm t_{\frac{\alpha}{2}} S_e \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{(X - \bar{X})^2}{S_{xx}}} \quad \dots \text{ec. 4.13}$$

$$= 5.20124(27.0) \sqrt{\frac{1}{24} + \frac{(-4.0 - (-0.011))^2}{683.73}}$$

(17) HOEL G. 1961, FUNDAMENTOS DE ESTADÍSTICA INFERENCIAL, Segunda Edición, Editorial Cinter, S.A., México, L.F. 72, p. 43

En la ecuación anterior, para diferentes T_r , el error estándar es:

T_r	X	ϵ
5	-1.5	± 58.05
15	-2.47	± 61.41
25	-3.19	± 63.61
50	-3.90	± 67.22
100	-4.60	± 71.36

y finalmente el gasto máximo de diseño más probable para diferentes T_r , tomando la condición más favorable sería:

$$Q_{\text{máx}} + \epsilon = Q_D$$

T_r (años)	$Q_{\text{máx}}$ (m ³ /s)	ϵ (m ³ /s)	Q_D (m ³ /s)
5	186.5	58.05	244.57
15	261.60	61.41	323.01
25	299.86	63.61	363.47
50	328.5	67.22	395.72
100	381.87	71.36	453.23

Tabla 4.4. Valores máximos de diseño según Nash.

En la figura 4.4 se muestra el resultado de la aplicación de la fórmula de diseño de Nash para diferentes valores de T_r . Se puede observar que el gasto máximo de diseño más probable aumenta con el tiempo de retorno de diseño. Esto se debe a que el tiempo de retorno de diseño es un factor determinante en el cálculo del gasto máximo de diseño más probable. Por lo tanto, para un mismo tiempo de retorno de diseño, el gasto máximo de diseño más probable será mayor que para un tiempo de retorno de diseño menor.

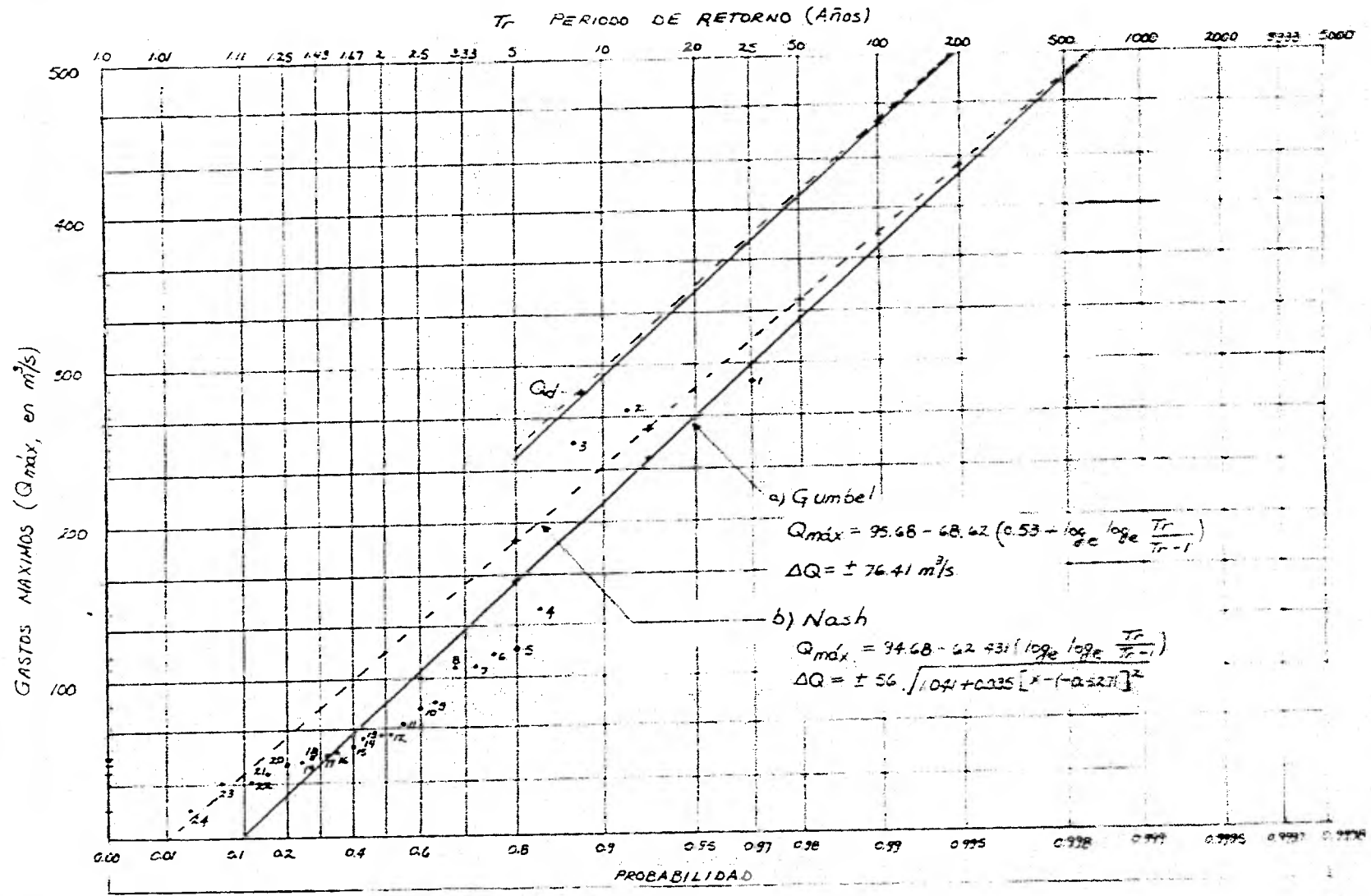


Fig. 4.2 - Regras de ajuste utilizando las distribuciones a) Gumbel b) Nash

4.2.2.3. Aplicando el criterio de Levediev -

El gasto máximo de diseño se obtiene a partir de la fórmula

$$Q_d = Q_{\max} + \Delta Q \quad \text{--- ec. 4.14}$$

donde:

$$Q_{\max} = Q_m (K C_u + 1) \quad \text{--- ec. 4.15}$$

y

$$\Delta Q = \pm \frac{A E_f Q_{\max}}{\sqrt{n}} \quad \text{--- ec. 4.16}$$

Los términos que aparecen en las ecuaciones 4.15 y 4.16 tienen el siguiente significado:

A = Coeficiente que varia de 0.7 a 1.5, dependiendo del número de años de registro. Cuanto más años de registro haya, menor será el valor del coeficiente. Si N es mayor de 40 años se toma el valor de 0.7 Para $N=24$, $A=1.3$

C_s = Coeficiente de asimetría se calcula de:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{N C_u^3} \quad \text{--- ec. 4.17}$$

Por otra parte, Levediev recomienda tomar los valores siguientes:

$C_s = 2 C_u$ para series de precipitación por estación

$C_s = 3 C_u$ para series de precipitación por tormentas

$C_s = 5 C_u$ para series de precipitación de tormentas en cuencas cíclicas

Para estos valores y el que se obtiene de la ec. 4.17 se define el coeficiente

C_u = coeficiente de variación que se obtiene de la ec. 4.18

$$C_u = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{N}} \quad \text{--- ec. 4.18}$$

$E_r^{(18)}$ = Coeficiente que depende del valor de C_u y de la probabilidad P . Se encuentra en forma gráfica en la fig. 4.3

K = Coeficiente que depende de la probabilidad P y del coeficiente de asimetría C_s , tabla 4.5

N = años de observación

ΔQ = intervalo de confianza

Q_d = Gasto máximo de diseño

Q_i = Gastos máximos anuales observados

Q_m = Gasto medio

$Q_{m\acute{o}x}$ = Gasto máximo probable obtenido para un periodo de retorno determinado

* Tabla 4.6. Ordenamiento de cálculos para la obtención G.M.P. según Levediev

Año	Gasto Máximo Anual (m^3/s)	$\frac{Q_i}{Q_m}$	$\frac{Q_i}{Q_m} - 1$	$\left[\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right]^K$	$\left[\frac{Q_i}{Q_m} - 1\right]^3$
1946	18.127	0.189	-0.810	0.657	-0.532
47	56.97	0.593	-0.404	0.163	-0.065
48	65.83	0.688	-0.312	0.097	-0.030
49	71.28	0.745	-0.255	0.065	-0.016
52	51.69	0.54	-0.46	0.211	-0.097
53	63.04	0.554	-0.445	0.198	-0.088
54	64.90	0.678	-0.322	0.103	-0.033
55	48.84	0.51	-0.49	0.24	-0.117
56	108.78	1.137	0.137	0.018	0.002
57	75.79	0.368	-0.631	0.298	-0.251
58	84.37	0.881	-0.119	0.014	-0.0017
62	34.89	0.364	-0.636	0.403	-0.256
63	119.27	1.246	0.246	0.060	0.014
64	82.73	2.632	1.632	2.664	4.34
65	272.04	0.867	-0.133	0.017	-0.002
66	45.19	2.843	1.843	3.397	6.26
67	145.66	0.681	-0.319	0.101	-0.032
68	106.60	1.522	0.522	0.278	0.142
69	12.28	1.135	0.135	0.018	0.002
70	289.23	1.830	0.830	0.689	0.571
71	48.06	3.023	2.023	4.09	8.274
72	48.06	0.502	-0.498	0.241	-0.123
73	115.28	0.45	-0.55	0.302	-0.166
		1.236	0.236	0.055	0.013
$N=24$	$\bar{Q} = 27.96.43$ $Q_m = 95.68$		1.22	15.353	17.808

n = 1000

C ₅	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	C ₆
3.35	7.69	3.27	4.22	3.18	2.66	1.93	1.03	0.48	0.077	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.35
3.6	7.79	3.30	4.24	3.17	2.66	1.93	1.03	0.48	0.077	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.6
3.65	7.79	3.32	4.25	3.17	2.66	1.92	1.02	0.47	0.076	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.65
3.7	7.86	3.33	4.26	3.18	2.66	1.91	1.01	0.46	0.076	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.7
3.75	7.91	3.37	4.27	3.18	2.66	1.90	1.00	0.45	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.75
3.8	7.97	3.40	4.29	3.18	2.65	1.90	1.00	0.44	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.8
3.85	8.07	3.41	4.31	3.19	2.65	1.90	0.99	0.43	0.076	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.85
3.9	8.08	3.45	4.32	3.20	2.65	1.90	0.99	0.43	0.076	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.9
3.95	8.17	3.47	4.33	3.20	2.65	1.90	0.97	0.42	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.95
4.0	8.17	3.50	4.34	3.20	2.65	1.90	0.96	0.41	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.0
4.05	8.23	3.52	4.35	3.21	2.65	1.89	0.95	0.40	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.05
4.1	8.29	3.55	4.36	3.22	2.65	1.89	0.95	0.40	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.1
4.15	8.33	3.57	4.37	3.23	2.65	1.88	0.94	0.39	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.15
4.2	8.38	3.60	4.39	3.24	2.64	1.88	0.93	0.39	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.2
4.25	8.43	3.62	4.39	3.24	2.64	1.87	0.92	0.38	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.25
4.3	8.49	3.65	4.40	3.24	2.64	1.87	0.92	0.37	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.3
4.35	8.54	3.67	4.41	3.24	2.64	1.86	0.91	0.36	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.35
4.4	8.60	3.69	4.42	3.25	2.63	1.86	0.91	0.35	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.4
4.45	8.64	3.71	4.43	3.25	2.63	1.85	0.90	0.34	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.45
4.5	8.69	3.74	4.44	3.26	2.63	1.85	0.89	0.34	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.5
4.55	8.74	3.76	4.45	3.26	2.62	1.84	0.88	0.33	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.55
4.6	8.79	3.79	4.46	3.27	2.62	1.84	0.87	0.33	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.6
4.65	8.84	3.81	4.47	3.27	2.61	1.83	0.86	0.32	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.65
4.7	8.89	3.84	4.49	3.28	2.61	1.83	0.85	0.31	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.7
4.75	8.92	3.86	4.49	3.28	2.61	1.82	0.84	0.30	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.75
4.8	8.96	3.89	4.50	3.29	2.60	1.81	0.82	0.29	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.8
4.85	9.00	3.89	4.50	3.29	2.60	1.80	0.81	0.28	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.85
4.9	9.04	3.90	4.51	3.30	2.60	1.80	0.80	0.28	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.9
4.95	9.08	3.92	4.52	3.31	2.60	1.79	0.79	0.27	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4.95
5.0	9.13	3.94	4.54	3.32	2.60	1.78	0.78	0.26	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5.0
5.05	9.16	3.96	4.55	3.32	2.60	1.77	0.77	0.25	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5.05
5.1	9.20	3.98	4.57	3.33	2.60	1.76	0.76	0.25	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5.1
5.15	9.23	4.00	4.58	3.33	2.60	1.75	0.74	0.24	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5.15
5.2	9.27	4.02	4.59	3.33	2.60	1.74	0.73	0.23	0.075	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5.2

Tabla 4.5 Continuación

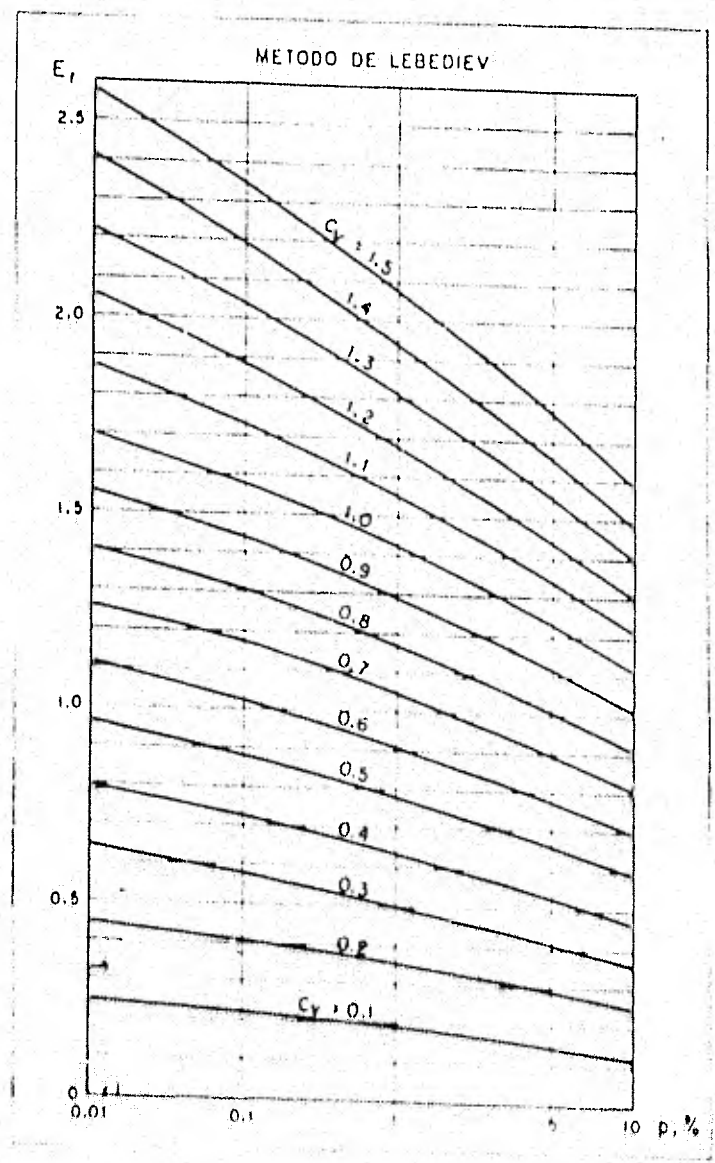


Fig. 4. Valores de E_1 en función de C_{11} y P_1 en porcentaje

$$C_u = \sqrt{\frac{15.353}{24}} = 0.80$$

$$C_s = \frac{(17.808)}{2.4 \times 0.80^3} = 1.45$$

$$C_s = 3 C_u = 3 \times 0.80 = 2.4 > 1.45$$

por lo tanto, se acepta $C_s = 2.4$

Con los diferentes T_r y $C_s = 2.4$ se obtiene de la Tabla 4.5, los valores de K

T_r	$P = 1/T_r$	K	E_r
5	0.2	0.52	0.8
15	0.066	1.83	0.97
25	0.04	2.4	1.06
50	0.02	3.02	1.13
100	0.01	3.78	1.17

Seleccionando los valores de K , E_r en las ecuaciones 4.15 y 4.16 resulta la tabla 4.7

T_r (años)	$Q_{m\acute{a}x}$ (m^3/s)	ΔQ (m^3/s)	Q_d (m^3/s)
5	135	35.82	170.82
15	236.0	62.61	298.61
25	279.4	74.13	353.53
50	327.0	86.76	413.76
100	380.0	102.15	487.15

Tabla 4.7 Caudales máximos de diseño según Lewediel

En la fig. 4.4 se muestra la relación existente entre la información disponible y el ajuste utilizando la distribución de Lewediel. Este ajuste es bastante aceptable por lo cual la distribución de Lewediel nos servirá para la determinación del gasto de diseño del vertedor.

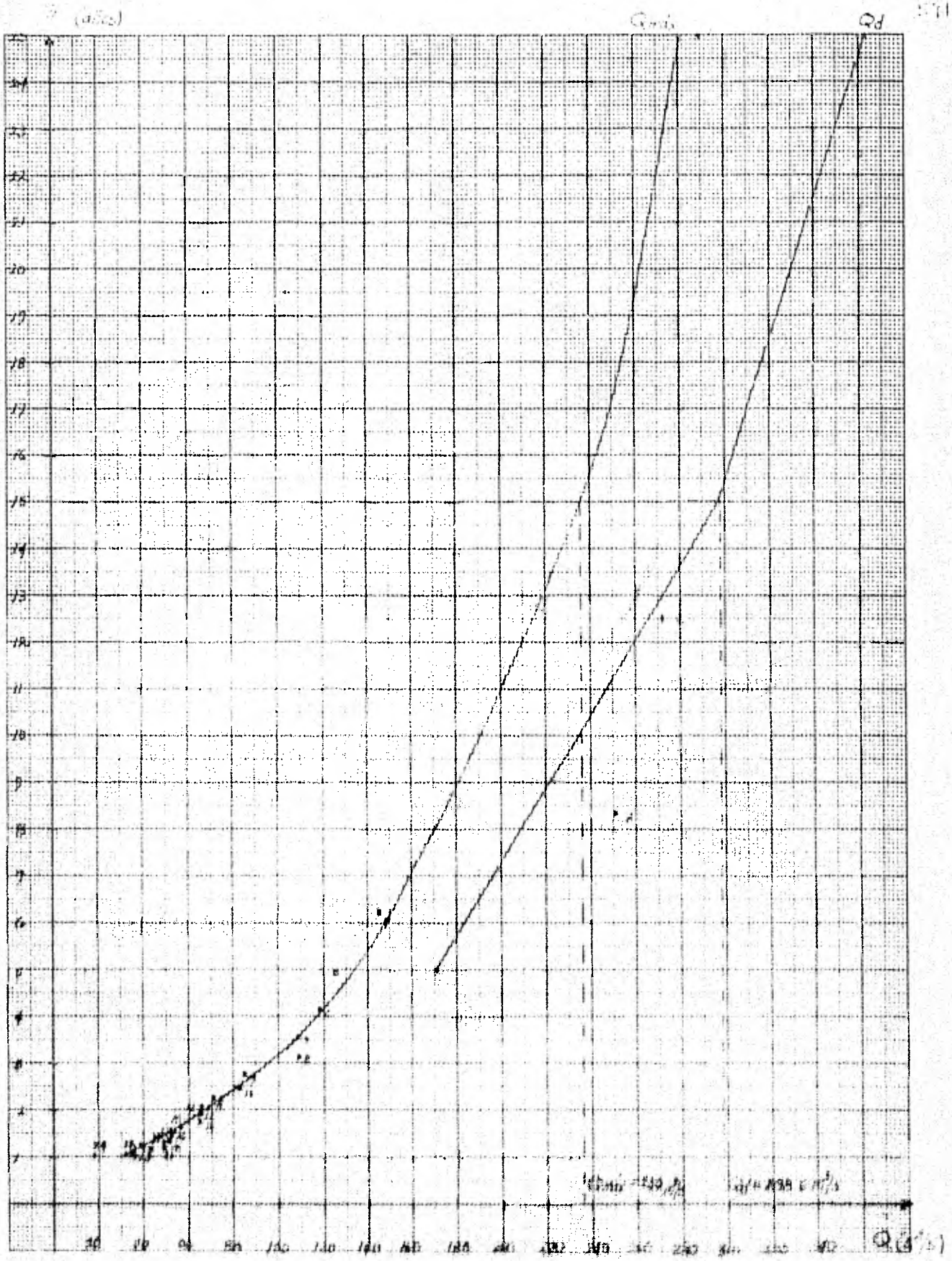


Fig. 4.4 - ...

El gasto de diseño del vertedor $Q_d = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ para un $T_r = 15$ años se ⁵⁸
determinó en base a la fig. 4.4 y tomando en cuenta los siguientes
factores para determinar la probabilidad de ocurrencia del evento que
es función inversa del periodo de retorno: costo de la obra, daños
que se pueden tener al presentarse una falla, costo de mantenimiento, incon-
venientes y perjuicios en caso de que falle la obra y riesgo de vidas
humanas.

4.3 Obra de Desvío -

Según este mismo análisis y por la magnitud de la obra, se recomienda que el desvío se haga durante la época de estiaje, o más tarde a mediados de mayo ya que la época de lluvias en esta zona empieza en dicho mes. Se analizará para el desvío un gasto variable en base a la Fig. 4.5

Se cuenta con la siguiente información. (Ver Plano #1)

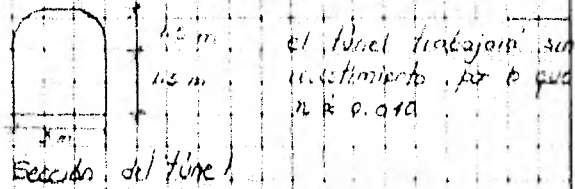
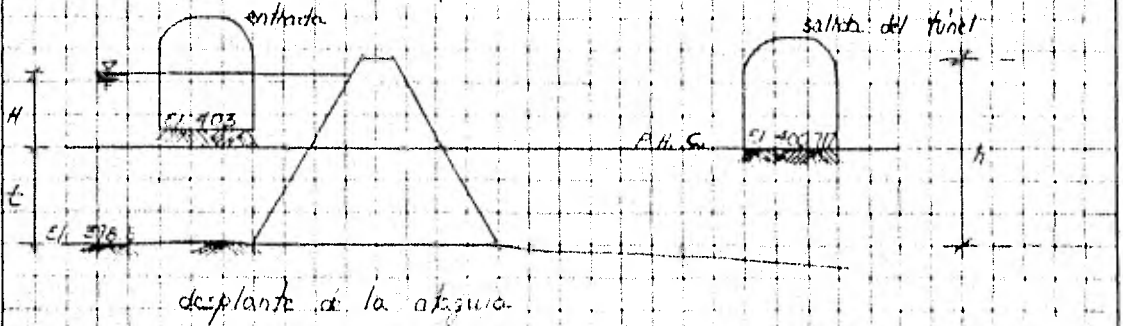


Fig. 4.5 Obra de desvío mostrando desplante de ataguía, sección y desarrollo del túnel.



desarrollo del túnel

$$L = 65.51 \text{ mts.}$$

$$\theta = 41^{\circ} 18' 9.65$$

la pendiente del túnel será $= \frac{(51.7 - 51.40377) \text{ m}}{85.01 \text{ mts.}} = 0.0345$

El túnel de desvío trabajará libre a la salida, es decir, sin que el frente del río espere a descargar.

La altura de nuestra pirámide, para el mismo ángulo, es igual a
 b.l. = borde libre

$$h = H + t + b.l. = H + (100,717 \cdot 0,005) + 1,5$$

$$h = H + 2,217 \text{ mts.}$$

Cálculo de H

Tomada como plano horizontal de comparación la cota del nivel y planteando el teorema de Pitágoras entre los catetos y el hipotenusa resulta:

$$L^2 = Z_1^2 + Z_2^2 + Z_3^2 = \frac{1}{4} \Delta h$$

grados

$Z_1 =$ inclinación

$Z_2 =$ inclinación en el borde

$Z_3 =$ altura del nivel

$Z_4 =$ 100,717 (m.s.n.m.)

$\frac{\Delta h}{4} =$ c. (responsable de la verticalidad del nivel)

$Z_1^2 =$ suma de los cuadrados de la inclinación

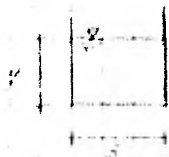
$Z_3^2 =$ catetos

$$H = \sqrt{L^2 - (Z_1^2 + Z_2^2) - Z_3^2} = \sqrt{\frac{1}{4} \Delta h - Z_1^2 - Z_2^2 - Z_3^2}$$

$$\frac{1}{4} \Delta h = 400 \cdot 100,717 = 20143,4$$

$$H = \sqrt{20143,4 - 0 - 0 - 0} = 141,887 \text{ mts}$$

Para determinar la altura de la pirámide se construyó una curva que representa la verticalidad a la salida del nivel (Fig. 4.8) considerando el trabajo de este nivel.



$$H = \sqrt{20143,4 - 0 - 0 - 0} = 141,887 \text{ mts}$$

y_2 (m)	Q (m ³ /s)	A (m ²)	V (m/s)	V_h
0.1	0.29	0.2	0.07	1
0.2	0.58	0.4	0.15	2
0.3	1.17	0.9	0.30	3
0.4	2.60	1.20	0.17	4
0.5	5.65	1.5	0.38	5
0.6	9.77	1.8	0.54	6
0.7	15.7	2.1	0.75	7
0.8	23.7	2.4	0.99	8
0.9	34.1	2.7	1.26	9
1.0	47.8	3.0	1.59	10
1.2	72.5	3.60	2.01	12
1.4	108.4	4.2	2.58	14
1.5	145.7	4.5	3.24	15

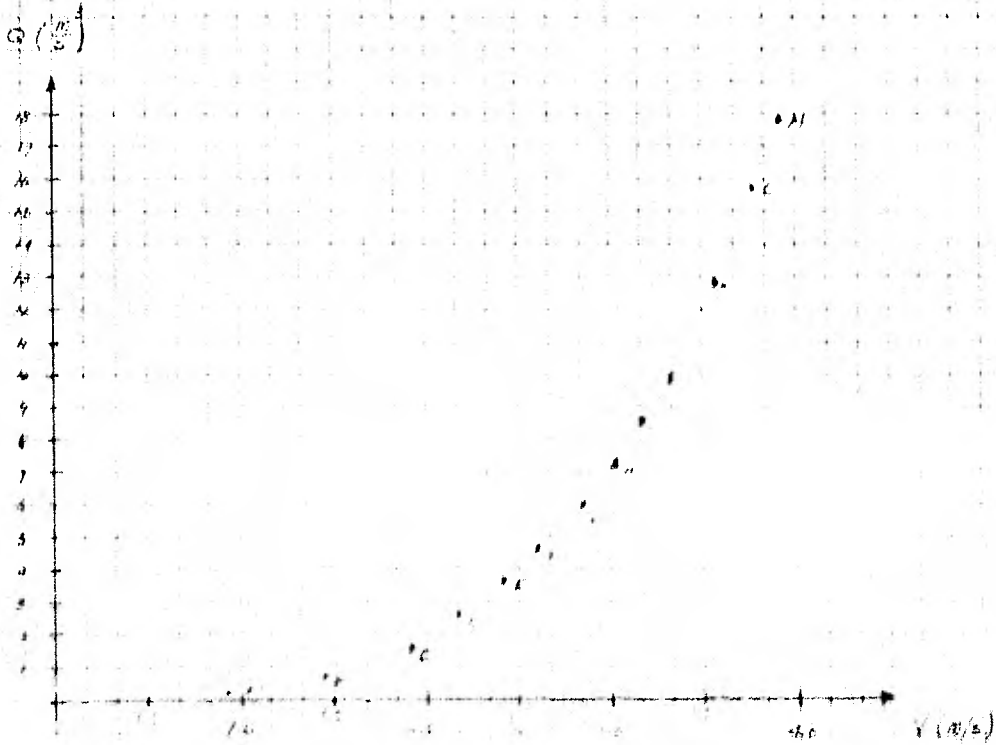


Fig. 1.6 Curva gph - unsteady

Para diversas partes de salida, el funcionamiento hidráulico será de la ecuación de Bernoulli.

$$H = 8.1 + 2.203 = \frac{V_2^2}{2g} + \sum \Delta h$$

El término $\frac{V_2^2}{2g}$ a la salida varía de acuerdo al gasto analizado.

Pérdidas:

- entrada $\Delta h = 0.5 \frac{V^2}{2g}$

- cambio de dirección $\Delta h = K \frac{V^2}{2g}$

$K = 0.73 CDE$ fórmula de Abrabach (19)

si $\alpha = 15^\circ$	$C = 44.38$	$C_1 = 0.63$
"	$\frac{D}{d} = \frac{36.8}{30} = 1.23$	$C_2 = 0.95$
"	$\frac{E}{d} = \frac{15}{30} = 0.5$	$C_3 = 1.1$

se sustituye este valor en la fórmula de Abrabach

$$K = 0.73 CDE \quad \Delta h = 0.6077 \frac{V^2}{2g}$$

Este valor vale para el ángulo de 15° el valor de α no varía mucho, por lo tanto se puede usar el valor $K = 0.60$ como bueno.

- pérdidas $\Delta h = \frac{2.0^2}{2g} + \frac{0.60^2 (V^2)}{2g}$

se sustituye en la ecuación $\alpha = 0.40 \quad \frac{V^2}{2g}$

$$\Delta h = \frac{0.60^2 (V^2)}{2g} + \frac{2.0^2}{2g} = \frac{0.60^2 (V^2)}{2g} + \frac{2.0^2}{2g}$$

Para diferentes gastos la ocupación de terreno queda.

$$H = 3 + 2.45 = \sqrt{2.1} \sqrt{2} \left[0.5 + 1.0 + 0.5 + 1.1 + \frac{2.06}{\left[\frac{2.4}{3.125} \right]^{1/2}} \right]$$

Q (m ³ /s)	$\sqrt{2}$ (m)	A (m ²)	F (m)	$\frac{Q}{A}$	$\sqrt{2}$ (m)	$\frac{Q}{\sqrt{2}}$ (m)	H (m)	$\frac{H}{1.2283}$
3.45	0.5	1	4	0.87	0.5	0.30	3.255	0.972
6.0	0.7	2.1	4.0	0.87	0.80	0.42	3.491	1.908
→ 7.74	1.0	4	4	0.81	1.0	0.57	3.2061	1.721
15.81	1.7	12.25	4	0.81	1.7	0.82	3.8	2.517

Analizando los gastos máximos de la estación Pachyac para los años 74, 72 y 73 en época de estiaje, concluimos que lo mínimo de nuestro estudio para la obra de desvío de las vías de Embu y república, se debe hacer a mediados de Mayo.

$$H = 3 + 2.45 = 2.1 + 4 = 7 \text{ mts} = 7.94 \text{ mts}$$

$$\therefore h = 8 \text{ mts}$$

4.4 Determinación de la altura total de la presa.-

Es necesario saber, previamente, la altura total de la presa que se va a construir, para poder determinar, con precisión, el perfil de la presa, de modo que se cumplan los requisitos mencionados.

4.4.1 Funcionamiento de una presa (Algoritmo):-

Para hacer un funcionamiento de una presa se tiene que cumplir la ecuación de continuidad en base a la fig. 9.7

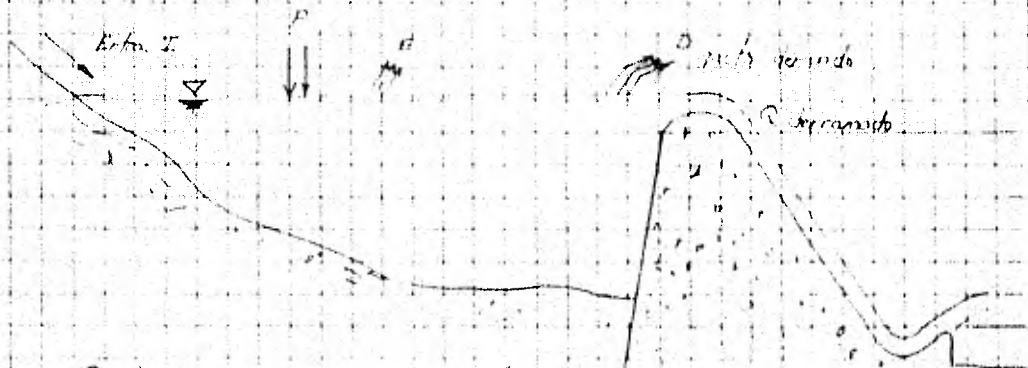


Fig. 9.7 Condiciones para el funcionamiento de una presa

Se debe verificar la ecuación de continuidad
 Entrada = Variación en el almacenamiento + Salida

$$\Delta I_t = I_{ent} - I_{sal} + \Delta S_t \quad \text{--- ec. 4.19}$$

- I_{ent} = Sumatoria de los caudales de entrada a (durante Δt)
- I_{sal} = Sumatoria de los caudales de salida a (durante Δt)
- ΔS_t = Variación en el almacenamiento a (durante Δt)
- I_{ent} = Ingreso de agua al embalse a (durante Δt)
- I_{sal} = Salida de agua del embalse a (durante Δt)
- ΔS_t = Incremento o disminución del almacenamiento a (durante Δt)

La ecuación 4.19 se puede escribir

$$\Delta I_t = I_{ent} - I_{sal} + \Delta S_t \quad \text{--- ec. 4.20}$$

Se puede aceptar que las diferencias de tiempo para los tramos de un río son diferentes.

$$\Delta V = V_{i+1} - V_i = \frac{dV}{dt}$$

Si las curvas elevaciones - áreas y relaciones capacidades - función de justificación a una curva histerética.

$$V = K_1 h^{n_1} \quad \text{y} \quad A = K_2 h^{n_2} \quad \text{donde } K_1, n_1 \text{ y } K_2 \text{ son constantes}$$

$$dV = n_1 K_1 h^{n_1-1} dh = K_1 n_1 h^{n_1-1} (h_{i+1} - h_i) \quad \text{--- ec. 4.21}$$

El que se sabe para el elemento Δt se puede formar como un promedio

$$h_i \Delta t = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t$$

Por diferencias

$$\Delta Q = Q_{i+1} - Q_i = Q_{i+1} - Q_i + Q_i - Q_i = Q_{i+1} - Q_i + Q_i - Q_i = 2Q_i$$

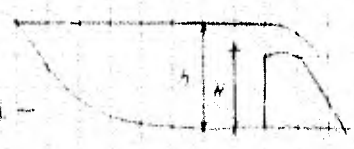
$$\Rightarrow \Delta Q + F \Delta Q = Q_{i+1} - Q_i + Q_i - Q_i = \frac{\Delta Q + F \Delta Q}{2} = \frac{\Delta Q}{2} + Q_i \quad \text{--- ec. 4.22}$$

para $\Delta Q = 2Q_i$ y $F = 1$ se obtiene $Q_i = \frac{\Delta Q}{2} + Q_i$

$$Q_i = \frac{Q_{i+1} - Q_i}{2} + Q_i = \frac{Q_{i+1} - Q_i}{2} + Q_i$$

donde

h_i = nivel del embalse
 h = altura de la cresta - vertedera



$$\Rightarrow dh = \frac{Q_{i+1} - Q_i}{2} + Q_i = \frac{Q_{i+1} - Q_i}{2} + Q_i$$

de la ec. 4.22

$$Q_{i+1} - Q_i = \frac{2}{n_1} K_1 h_i^{n_1-1} (h_{i+1} - h_i) + Q_i \quad \text{--- ec. 4.23}$$

El promedio de Q_i y Q_{i+1} es $\frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}$

$$\Delta A = A_{i+1} - A_i = A_{i+1} - A_i + A_i - A_i = A_{i+1} - A_i = 2A_i$$

$$h_i = \frac{A_i}{K_2^{1/n_2}}$$

$$\frac{dV}{dt} = \frac{d}{dt} \left[\frac{\pi}{4} D^2 h \right] = \dots \text{cc. 4.24}$$

$$dV = dA \cdot dh = \pi D h^{2/3} dh = \pi D h^{2/3} (h_2 - h_1) \dots \text{cc. 4.25}$$

En la ecuación 4.24

$$\frac{dV}{dt} = \frac{\pi D h^{2/3} (h_2 - h_1)}{2} + \pi D h^{2/3} \dots \text{cc. 4.26}$$

De la ec. 4.20

$$h_2 - h_1 = \frac{V_2 - V_1}{A} + \frac{dV}{dt} \left[\frac{D h^{2/3}}{2} + \frac{D h^{2/3}}{2} \right] \frac{h_2}{h_1} \dots \text{cc. 4.27}$$

De la ec. 4.21

$$\frac{V_2 - V_1}{A} = \frac{dV}{dt} = \frac{\pi D h^{2/3} (h_2 - h_1)}{2} \dots \text{cc. 4.28}$$

De la ec. 4.28

$$\frac{V_2 - V_1}{A} = \frac{\pi D h^{2/3} (h_2 - h_1)}{2} \dots \text{cc. 4.29}$$

De la ec. 4.29

$$\frac{V_2 - V_1}{A} = \frac{\pi D h^{2/3} (h_2 - h_1)}{2} + \dots \text{cc. 4.30}$$

que se sustituye en la ec. 4.27

$$h_2 - h_1 = \frac{\pi D h^{2/3} (h_2 - h_1)}{2} + \frac{dV}{dt} \left[\frac{D h^{2/3}}{2} (h_2 - h_1) + \frac{D h^{2/3}}{2} (h_2 - h_1) \right] \dots \text{cc. 4.31}$$

que se simplifica

$$h_2 - h_1 = \frac{\pi D h^{2/3} (h_2 - h_1)}{2} + \frac{dV}{dt} \left[\frac{D h^{2/3}}{2} (h_2 - h_1) + \frac{D h^{2/3}}{2} (h_2 - h_1) \right] \dots \text{cc. 4.32}$$

Costo promedio A_{11} = ...

$$A_{11} = \frac{\frac{K_r}{A_r} h^n + \frac{K_v}{V} \left[\frac{H}{2} (A_1 + A_2) \right] + \frac{K_f}{A_f} \left[\frac{H}{2} (A_1 + A_2) \right]}{\left[\frac{K_r}{A_r} h^n + \frac{K_v}{V} \left[\frac{H}{2} (A_1 + A_2) \right] \right] + \left[\frac{K_f}{A_f} \left[\frac{H}{2} (A_1 + A_2) \right] \right]}$$

ec. 4.33

4.4.2... Datos necesarios...

4.4.2.1 Gastos de entrada F_1

Se determinará con la ec. 4.34⁽²⁰⁾, tomándose los gastos medios mensuales de los primeros 6 meses, tabla 4.8

$$F_1 = \frac{F_1 + F_2 + \dots + F_6}{6} \quad \text{ec. 4.34}$$

Fecha	Descripción	Cantidad	Costo Unitario	Total
E				
F				
M				
A				
M				
J				
J				
A				
S				
O				
N				
D				
E				
F				
M				
A				
M				
J				
J				
A				
S				
O				
N				
D				
E				
F				

Tabla 4.8 Datos para el cálculo de los gastos de entrada (Paso 4.4.2.1)

4.4.2.2 Gastos de salida F_2

Se determinará con la ec. 4.35⁽²¹⁾ tomando los gastos medios mensuales de los primeros 6 meses en la estación de salida

4.4.2.3 Altura h de la columna

Se calcula con la ec. 4.36⁽²²⁾ donde $41100 =$ peso de la carga Q y $41100 =$ altura de la columna

4.4.2.4 Cálculo de los gastos de salida F_2

Se calcula con la ec. 4.37⁽²³⁾ donde $h =$ altura de la columna y $Q =$ peso de la carga

(20) Anexo I
(21) Anexo II

Elevación	Área (m ²)	Área Horizontal (m ²)	Volumen (m ³)	Volumen Normalizado (m ³)
725-900	320	320	1080	1080
720-750	400	400	1200	1200
715-720	500	500	1500	1500
710-715	600	600	1800	1800
705-710	700	700	2100	2100

Tabla 1.9. Valores de elevaciones - áreas y elevaciones - capacidades

La correlación entre el tipo de terreno y el volumen de sedimentos que se produce, muestra una relación directa, es decir, a mayor elevación, mayor es el volumen de sedimentos.

Por lo tanto, la correlación es buena.

4.4.25. $r = 0.8$

$$r^2 = 0.64 \quad 2 \times 30 = 60.0$$

4.4.26. $r = 0.8$

4.4.27. $r = 0.8$

El análisis de la correlación entre el tipo de terreno y el volumen de sedimentos que se produce, muestra una relación directa, es decir, a mayor elevación, mayor es el volumen de sedimentos.

Mes	SE	SE'
1985	100	100
1986	150	150
1987	200	200
1988	250	250
1989	300	300
1990	350	350
1991	400	400
1992	450	450
1993	500	500
1994	550	550
1995	600	600
1996	650	650
1997	700	700
1998	750	750
1999	800	800
2000	850	850
2001	900	900
2002	950	950
2003	1000	1000
2004	1050	1050
2005	1100	1100
2006	1150	1150
2007	1200	1200
2008	1250	1250
2009	1300	1300
2010	1350	1350
2011	1400	1400
2012	1450	1450
2013	1500	1500
2014	1550	1550
2015	1600	1600
2016	1650	1650
2017	1700	1700
2018	1750	1750
2019	1800	1800
2020	1850	1850
2021	1900	1900
2022	1950	1950
2023	2000	2000
2024	2050	2050
2025	2100	2100
2026	2150	2150
2027	2200	2200
2028	2250	2250
2029	2300	2300
2030	2350	2350

(2) A.H. Pizaro de Arce, "Estudio de las Pizarras de Arce, México", en: "Estudios de Geología y Geología Económica", vol. 1, No. 1, México, 1968, p. 242.

"El estudio muestra que el tipo de terreno y el volumen de sedimentos que se produce, muestra una relación directa, es decir, a mayor elevación, mayor es el volumen de sedimentos."

Tabla 1.9. Datos Normalizados para el estudio de la correlación entre el tipo de terreno y el volumen de sedimentos.

4.4.2.8. - Evaporación neta

En las ecuaciones se tiene:

$$E_n = E_p - P$$

Donde:

E_p = Evaporación bruta

P = Precipitación

E_n = Evaporación neta (valor que se calcula en la columna 3)

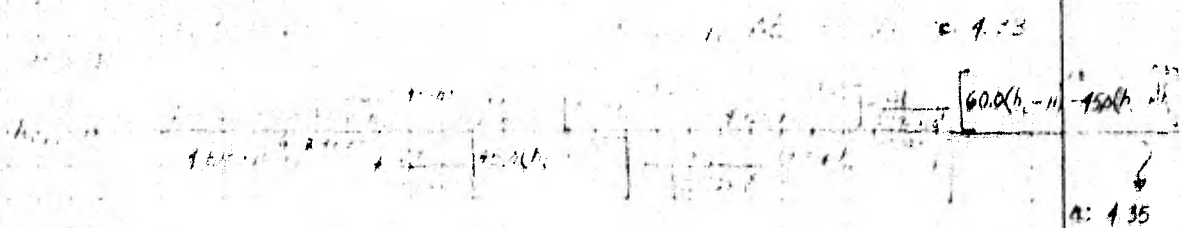
$$E_n = E_p - P$$

Para los meses del período 1960-77, la tabla 4.11 muestra la evaporación media bruta⁽²⁸⁾ y la precipitación media⁽²⁹⁾ en las columnas 1 y 2 y la evaporación neta media en la columna 3.

Mes	Evaporación bruta (mm) Col. 1	Precipitación (mm) Col. 2	Evaporación neta Col. 3
Ene	11.5	1.5	10.0
Feb	11.5	1.5	10.0
Mar	11.5	1.5	10.0
Abr	11.5	1.5	10.0
May	11.5	1.5	10.0
Jun	11.5	1.5	10.0
Jul	11.5	1.5	10.0
Ago	11.5	1.5	10.0
Sep	11.5	1.5	10.0
Oct	11.5	1.5	10.0
Nov	11.5	1.5	10.0
Dic	11.5	1.5	10.0

Tabla 4.11 Evaporación neta media del período 1960-77

4.4.3. Resultados



(28) Anexo III
(29) *ibid.*

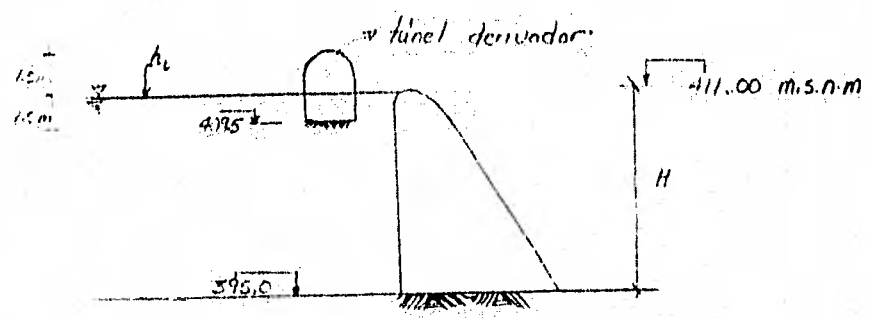


Fig. 4.8 Corte transversal de la cortina derivadora.

De acuerdo a la figura 4.8 y al funcionamiento de vaso se tienen las siguientes restricciones:

- si $h_i > 411$ la ec. 4.35 se puede aplicar correctamente
- si $409.5 < h_i \leq 411$ el término algebraico $(h_i - H)$ de la ec. 4.35 vale cero
- si $h_i \leq 409.5$ Los valores de $(h_i - H)$ y I_1 de la ec. 4.35 valen cero.

Sustituyendo los valores I_1, D_1, H, H, h_i y C_n en la ec. 4.35 y teniendo en cuenta las restricciones anteriores obtenemos la simulación del funcionamiento del vaso para los siguientes años. Tabla 4.12.

Descripción de la tabla 4.12.

- Columna 1.- Año
- Columna 2.- Mes
- Columna 3.- Entradas I_1 (m^3/s).
- Columna 4.- Demandas D_1 (m^3/s)
- Columna 5.- Nivel final del embalse h_{i+1} (m). Para la primera iteración $h_{i+1} = h_i = H = 16$ mts.
- Columna 6.- Gasto derramado Q_1 (m^3/s) & excedencias.
- Columna 7.- En esta columna se \dots para la simulación, representa la segunda alternativa \uparrow es decir, la altura de la cresta cortinera $H = 17$ mts y para la primera iteración $h_{i+1} = h_i = 17$ mts, esto se hace con el objeto de disminuir el gasto constante \uparrow en cada caso que haya.

Año	Mes	Entradas Q_e (m ³ /s) (3)	Demandas D_d (m ³ /s) (4)	Nivel del embalse h_{emb} (m) (5)	Gasto derivado Q_d (m ³ /s) (6)	Observaciones h_{emb} (m) D_d (m ³ /s) (7)
(1)	(2)					
1946	E	4.56	4.56	15.54	0	16.94 4.56
	F	3.77	3.77	15.10	0	16.86 3.77
	M	2.75	2.75	15.78	0	16.69 2.70
	A	1.95	1.95	15.55	0	16.54 1.90
	M	1.91	1.91	15.12	0	16.49 1.90
	J	2.86	2.86	5.22	0	16.70 2.80
	J	3.15	3.15	5.03	0	16.86 3.10
	A	3.70	3.70	16.0	0	17.00 3.70
	S	7.31	7.31	16.0	2.31	17.03 5.10
	O	5.01	5.01	16.0	0.01	17.00 5.0
	N	2.51	2.51	15.04	0	16.96 2.5
	D	4.39	4.39	15.73	0	16.86 4.3
1947	E	1.88	1.88	15.67	0	16.32 1.8
	F	2.32	2.32	15.21	0	16.74 2.3
	M	1.88	1.88	15.20	0	16.58 1.83
	A	2.17	2.165	5.96	0	16.41 2.17
	M	3.60	3.60	15.27	0	16.36 3.61
	J	5.17	5.0	16.0	0.17	16.57 5.10
	J	6.16	5.0	16.0	1.16	16.74 6.16
	A	10.80	5.0	16.0	5.80	17.0 5.0
	S	7.75	5.0	16.0	2.75	17.0 5.0
	O	7.06	5.0	16.0	2.06	17.0 5.0
	N	4.76	4.96	15.60	0	16.46 4.46
	D	6.09	5.0	15.0	1.09	17.0 5.0
1948	E	6.48	5.0	16.0	1.48	17.0 5.0
	F	5.58	5.0	16.0	0.58	17.0 5.0
	M	2.64	2.64	15.84	0	16.74 5.0
	A	1.94	1.94	15.35	0	16.61 5.0
	M	2.06	2.06	15.64	0	16.58 5.0
	J	6.60	5.0	16.0	1.6	16.83 5.0
	J	10.49	5.0	16.0	5.49	17.0 5.0
	A	6.81	5.0	16.0	1.81	17.0 5.0
	S	9.48	5.0	16.0	4.48	17.0 5.0
	O	6.92	5.0	16.0	1.92	17.0 5.0
	N	2.77	5.0	16.0	5.44	17.0 5.0
	D	6.14	5.0	16.0	1.14	17.0 5.0
1949	E	5.92	5.0	16.0	0.92	17.0 5.0
	F	2.40	5.0	16.0	2.40	17.0 5.0
	M	2.75	5.0	16.0	2.25	17.0 5.0
	A	2.01	5.0	16.0	3.01	17.0 5.0
	M	2.60	5.0	16.0	2.40	17.0 5.0
	J	1.42	5.0	16.0	3.58	17.0 5.0
	J	1.36	5.0	16.0	3.64	17.0 5.0
	A	2.15	5.0	16.0	2.85	17.0 5.0
	S	2.04	5.0	16.0	3.96	17.0 5.0
	O	1.92	5.0	16.0	3.08	17.0 5.0
	N	1.27	5.0	16.0	3.73	17.0 5.0
	D	2.25	5.0	16.0	2.75	17.0 5.0

Tabla 112 - muestro de las aguas de la zona

Año	Mes	Entradas I_i (m^3/s) (3)	Demandas D_i (m^3/s) (4)	Nivel del embalse h_{i+1} (m) (5)	Gasto derramado Q_i (m^3/s) (6)	Observaciones h_{i+1} (m) D_i (m^3/s) (7)
(1)	(2)					
1951	E	3.1	3.1	15.94	0	16.94 3.1
	F	4.39	4.39	15.87	0	16.86 4.39
	M	3.59	3.59	15.71	0	16.70 3.59
	A	5.60	3.60	15.55	0	16.69 3.60
	M	4.07	4.07	15.50	0	16.69 4.07
	J	8.05	5.0	16.0	3.05	17.0 7.0
	J	10.01	5.0	16.0	5.01	17.0 5.0
	A	8.70	5.0	16.0	3.70	17.0 5.0
	S	14.05	5.0	16.0	9.05	17.0 5.0
	O	12.49	5.0	16.0	7.49	17.0 5.0
	N	14.89	5.0	16.0	9.89	17.0 5.0
	D	7.23	5.0	16.0	2.23	17.0 5.0
1952	E	5.11	5.0	16.0	0.11	17.0 5.0
	F	4.51	4.51	15.92	0	16.92 4.51
	M	4.67	4.67	15.76	0	16.75 4.67
	A	2.28	2.28	15.61	0	16.60 2.28
	M	3.70	3.70	15.46	0	16.54 3.70
	J	11.75	5.0	16.0	6.75	17.0 7.0
	J	7.77	5.0	16.0	2.77	17.0 5.0
	A	6.96	5.0	16.0	1.96	17.0 5.0
	S	12.99	5.0	16.0	7.99	17.0 5.0
	O	14.15	5.0	16.0	11.15	17.0 5.0
	N	3.80	3.80	15.95	0	16.95 3.80
	D	4.42	4.42	15.89	0	16.89 4.42
1953	E	2.49	2.49	15.83	0	16.83 2.49
	F	2.06	2.06	15.75	0	16.75 2.06
	M	4.89	4.89	15.69	0	16.68 4.89
	A	4.95	4.95	15.64	0	16.62 4.95
	M	4.59	4.59	15.59	0	16.57 4.59
	J	3.24	3.24	15.54	0	16.52 3.24
	J	6.45	5.0	16.0	1.45	16.75 6.45
	A	3.27	3.27	16.0	0.27	16.72 3.27
	S	6.66	5.0	16.0	1.66	17.0 6.66
	O	9.50	5.0	16.0	4.50	17.0 5.0
	N	5.78	5.0	16.0	0.78	17.0 5.0
	D	4.00	4.0	15.92	0.0	16.92 4.0
1954	E	2.49	2.49	15.87	0	16.86 2.49
	F	2.08	2.08	15.79	0	16.79 2.08
	M	2.06	2.06	15.72	0	16.62 2.06
	A	2.26	2.26	15.67	0	16.46 2.26
	M	2.18	2.18	15.62	0	16.41 2.18
	J	7.72	5.0	16.0	2.72	17.0 7.0
	J	7.36	5.0	16.0	2.36	17.0 5.0
	A	6.01	5.0	16.0	1.01	17.0 5.0
	S	12.78	5.0	16.0	7.78	17.0 5.0
	O	12.21	5.0	16.0	7.21	17.0 5.0
	N	4.85	4.85	15.96	0	16.96 4.85
	D	4.67	4.67	15.89	0	16.89 4.67

Tabla 4.12 Simulación del funcionamiento del vaso

Año	Mes	Entradas I_i (m ³ /s)	Demandas D_i (m ³ /s)	Nivel del embalse h_{emb} (m)	Gasto demandado Q_i (m ³ /s)	Observaciones h_{emb} (m) D_i (m ³ /s)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1955	E	2.03	2.03	15.85	0	16.83 3.03
	F	2.26	3.36	15.75	0	16.75 3.36
	H	2.64	2.64	15.55	0	16.58 2.64
	A	2.48	2.48	15.44	0	16.42 2.48
	M	2.43	2.43	16.39	0	16.36 2.43
	J	2.64	2.64	16.60	0	16.58 2.64
	J	11.79	5.0	16.0	6.79	17.0 7.0
	A	9.74	5.0	16.0	4.74	17.0 5.0
	S	12.48	5.0	16.0	8.68	17.0 5.0
	O	17.20	5.0	16.0	12.20	17.0 5.0
	N	11.07	5.0	16.0	6.07	17.0 5.0
	D	5.19	5.0	16.0	0.19	17.0 5.0
1956	E	4.07	4.07	15.94	0	16.94 4.07
	F	3.16	2.16	15.27	0	16.86 3.16
	M	2.13	2.13	15.71	0	16.70 2.13
	A	2.48	2.48	15.55	0	16.54 2.48
	M	2.94	2.94	15.50	0	16.49 2.94
	A	11.24	5.0	16.0	6.24	17.0 5.0
	S	5.94	5.0	16.0	0.94	17.0 5.0
	O	4.24	2.24	16.0	0.19	17.0 4.34
	N	11.31	5.0	16.0	6.31	17.0 5.0
	D	9.86	5.0	16.0	4.86	17.0 5.0
	E	5.23	5.0	16.0	0.23	17.0 5.0
	F	5.97	2.97	15.92	0	16.92 3.97
1957	E	3.29	3.29	15.81	0	16.86 3.29
	F	2.40	2.40	15.75	0	16.79 2.40
	M	1.89	1.89	15.63	0	16.62 1.89
	A	1.79	1.79	15.48	0	16.46 1.79
	M	1.76	1.76	15.43	0	16.41 1.76
	J	4.53	4.53	15.64	0	16.62 4.53
	J	4.29	4.29	15.80	0	16.79 4.29
	A	2.89	2.89	15.93	0	17.0 2.89
	S	8.24	5.0	16.0	3.24	17.0 5.0
	O	5.74	5.0	16.0	0.74	17.0 5.0
	N	2.70	2.70	15.76	0	16.95 2.70
	D	4.20	4.20	15.71	0	16.87 4.20
1958	E	2.16	2.16	15.91	0	16.81 2.16
	F	1.97	1.97	15.81	0	16.74 1.97
	M	1.71	1.71	15.59	0	16.57 1.71
	A	1.88	1.88	15.44	0	16.41 1.88
	M	1.16	1.16	15.44	0	16.41 1.16
	A	2.12	2.12	15.60	0	16.57 2.12
	J	10.42	5.0	16.0	5.42	16.74 6.0
	J	1.15	1.0	16.0	0.15	16.94 2.0
	A	13.01	5.0	16.0	8.01	17.0 5.0
	S	9.66	5.0	16.0	4.66	17.0 5.0
	O	4.82	4.82	15.76	0.82	16.96 4.82
	N	5.43	5.0	16.0	0.43	17.0 5.0

Tabla 1.12 Simulación del funcionamiento del vaso

Año (1)	Mes (2)	Entradas I_i (m ³ /s) (3)	Demandas D_i (m ³ /s) (4)	Nivel del embalse h_{c11} (m) (5)	Gasto demandado Q_i (m ³ /s) (6)	Observaciones h_{c11} (m) D_i (m ³ /s) (7)
1959	E F E R R A B R A R I O	2.13	2.93	15.94	0	16.40 2.93
		2.20	2.20	15.87	0	16.32 2.20
		2.15	2.15	15.71	0	16.66 2.15
		1.59	1.59	15.55	0	16.80 1.59
		1.59	1.59	15.50	0	16.95 1.59
		—	—	—	—	—
		9.97	5.0	16.01	4.97	17.0 7.0
		14.25	5.0	16.0	9.25	17.0 5.0
		12.02	5.0	16.0	7.02	17.0 5.0
		9.09	5.0	16.0	4.09	17.0 5.0
		6.05	5.0	16.0	1.05	17.0 5.0
4.98	4.98	15.72	0	16.92 4.98		
1961	E F E R R A B R A R I O	2.80	2.80	15.87	0	16.86 2.80
		2.52	2.52	15.79	0	16.77 2.52
		2.59	2.59	15.63	0	16.62 2.59
		2.00	2.00	15.48	0	16.46 2.00
		1.88	1.88	15.42	0	16.41 1.88
		6.36	6.36	15.64	0	16.62 6.36
		6.10	6.10	15.80	0	16.77 6.10
		6.09	6.09	15.99	0	17.0 6.09
		6.01	6.01	16.0	0	17.0 6.01
		6.37	5.0	16.0	1.37	17.0 5.0
		6.94	5.0	16.0	1.94	17.0 5.0
2.76	2.76	15.57	0	16.92 2.76		
1962	E F E R R A B R A R I O	2.16	2.16	15.87	0	16.86 2.16
		2.31	2.31	15.79	0	16.77 2.31
		1.94	1.94	15.63	0	16.62 1.94
		2.65	2.65	15.72	0	16.46 2.65
		2.31	2.31	15.42	0	16.41 2.31
		4.63	4.63	15.64	0	16.62 4.63
		4.15	4.15	15.80	0	16.77 4.15
		3.90	3.90	15.99	0	17.0 3.90
		1.98	5.0	16.0	6.98	17.0 5.0
		11.93	5.0	16.0	6.93	17.0 5.0
		6.92	5.0	16.0	6.92	17.0 5.0
2.00	2.00	15.92	0	16.92 2.00		
1963	E F E R R A B R A R I O	2.21	2.21	15.87	0	16.86 2.21
		2.31	2.31	15.79	0	16.77 2.31
		2.05	2.05	15.63	0	16.62 2.05
		1.68	1.68	15.48	0	16.46 1.68
		1.67	1.67	15.42	0	16.41 1.67
		2.35	2.35	15.64	0	16.62 2.35
		8.92	5.0	16.0	3.92	17.0 5.0
		6.92	5.0	16.0	1.92	17.0 5.0
		11.50	5.0	16.0	6.50	17.0 5.0
		11.29	5.0	16.0	6.29	17.0 5.0
		5.52	5.0	16.0	0.52	17.0 5.0
4.12	4.12	15.92	0	16.92 4.12		

Tabla 4.12 Simulación del funcionamiento del vaso

Año (1)	Mes (2)	Entradas I_i (m^3/s) (3)	Demandas D_i (m^3/s) (4)	Nivel del embalse h_{i+1} (m) (5)	Gasto derramado Q_i (m^3/s) (6)	Observaciones (7)	
						h_{i+1} (m)	D_i (m^3/s)
1964	E	3.26	3.26	15.86	0	16.86	3.26
	F	2.35	2.35	15.79	0	16.79	2.35
	M	2.11	2.11	15.68	0	16.62	2.11
	A	2.00	2.00	15.48	0	16.46	2.00
	M	1.92	1.92	15.42	0	16.41	1.92
	V	6.62	6.62	16.0	7.02	16.62	6.62
	J	7.02	7.0	16.0	7.02	16.77	7
	A	7.58	5.0	16.0	2.58	17.0	7
	S	10.89	5.0	16.0	5.89	17.0	5
	O	11.77	5.0	16.0	6.77	17.0	5
	N	4.84	4.84	15.96	0	16.96	4.84
	D	5.43	5.43	15.87	0	16.87	5.43
1965	E	3.45	3.45	15.83	0	16.81	3.45
	F	2.60	2.60	15.75	0	16.74	2.60
	M	2.26	2.26	15.59	0	16.57	2.26
	A	2.02	2.02	15.44	0	16.41	2.02
	M	2.09	2.09	15.37	0	16.36	2.09
	V	5.72	5.72	15.60	0	16.57	5.72
	J	4.84	4.84	15.76	0	16.71	4.84
	A	5.0	5.0	16.0	0	17.0	5.0
	S	3.19	5.0	16.0	3.19	17.0	5.0
	O	5.0	5.0	16.0	5.0	17.0	5.0
	N	4.80	5.0	16.0	4.80	17.0	5.0
	D	4.80	4.80	15.92	0	16.92	4.80
1966	E	3.97	3.97	15.87	0	16.86	3.97
	F	3.37	3.37	15.77	0	16.77	3.37
	M	2.71	2.71	15.63	0	16.62	2.71
	A	2.49	2.49	15.48	0	16.46	2.49
	M	2.22	2.22	15.42	0	16.41	2.22
	V	5.69	5.69	16.0	0	16.62	5.69
	J	7.0	7.0	16.0	0	17.0	7.0
	A	5.0	5.0	16.0	2.89	17.0	5.0
	S	10.92	5.0	16.0	5.92	17.0	5.0
	O	5.4	5.4	16.0	7.14	17.0	5.0
	N	7.04	5.0	16.0	7.04	17.0	5.0
	D	5.24	5.24	16.0	5.24	17.0	5.0
1967	E	4.27	4.27	15.94	0	16.94	4.27
	F	3.97	3.97	15.8	0	16.86	3.97
	M	3.35	3.35	15.62	0	16.70	3.35
	A	2.87	2.87	15.47	0	16.54	2.87
	M	1.98	1.98	15.42	0	16.49	1.98
	V	6.75	6.75	16.0	0	16.70	6.75
	J	7.0	7.0	16.0	0	16.81	7.0
	A	4.95	4.95	16.0	0	17.0	4.95
	S	5.52	5.52	16.0	0.2	17.0	5.52
	O	5.0	5.0	16.0	8.75	17.0	5.0
	N	5.0	5.0	16.0	5	17.0	5.0
	D	5.87	5.87	15.92	0	17.0	5.87

Tabla 4.12. Simulación del funcionamiento del vaso

Año	Mes	Entradas	Demandas	Nivel del embalse	Gasto derramado	Observaciones	
		I_i (m ³ /s) (3)	D_i (m ³ /s) (4)	h_{emb} (m) (5)	Q_i (m ³ /s) (6)	h_{emb} (m) (7)	D_i (m ³ /s) (8)
1968	E	2.41	2.41	15.27	0	16.24	2.41
	F	2.70	2.70	15.39	0	16.26	2.70
	M	2.27	2.27	15.63	0	16.70	2.27
	A	1.92	1.92	15.68	0	16.50	1.92
	M	2.03	2.03	15.92	0	16.41	2.03
	J	2.57	2.57	16.31	0	16.70	2.57
	J	5.42	5.42	16.20	0	16.87	5.42
	A	2.54	2.54	16.1	0	16.7	2.54
	S	3.27	3.27	16.0	0	17.0	3.27
	O	7.40	7.40	16.0	0.55	17.0	7.40
	N	2.94	2.94	16.0	0.40	16.06	2.94
	D	2.65	2.65	15.20	0	16.61	2.65
1969	E	2.31	2.31	15.22	0	16.23	2.31
	F	1.22	1.22	15.1	0	16.15	1.22
	M	1.04	1.04	15.21	0	16.18	1.04
	A	1.64	1.64	15.2	0	16.12	1.64
	M	2.18	2.18	15.3	0	16.36	2.18
	J	2.7	2.7	15.3	0	16.23	2.7
	J	2.92	2.92	15.37	0.07	16.0	2.92
	A	2.92	2.92	15.37	0.07	16.0	2.92
	S	16.26	16.26	15.37	0.07	16.0	16.26
	O	0.69	0.69	15.37	0.07	16.0	0.69
	N	9.2	9.2	15.37	0.07	16.0	9.2
	D	5.00	5.00	15.37	0.07	16.0	5.00
1970	E	2.02	2.02	15.37	0	16.11	2.02
	F	2.41	2.41	15.37	0	16.26	2.41
	M	2.12	2.12	15.37	0	16.2	2.12
	A	1.87	1.87	15.37	0	16.14	1.87
	M	2.69	2.69	15.37	0	16.13	2.69
	J	1.0	1.0	15.37	0	16.0	1.0
	J	1.15	1.15	15.37	0.07	16.0	1.15
	A	14.25	14.25	15.37	0.07	16.0	14.25
	S	2.0	2.0	15.37	0.07	16.0	2.0
	O	2.71	2.71	15.37	0.07	16.0	2.71
	N	2.22	2.22	15.37	0	16.0	2.22
	D	2.0	2.0	15.37	0	16.0	2.0
1971	E	2.0	2.0	15.81	0	16.25	2.0
	F	2.0	2.0	15.77	0	16.28	2.0
	M	2.33	2.33	15.87	0	16.26	2.33
	A	2.01	2.01	15.8	0	16.24	2.01
	M	2.1	2.1	15.8	0	16.24	2.1
	J	2.1	2.1	15.8	0	16.24	2.1
	J	2.0	2.0	15.8	0	16.24	2.0
	A	2.23	2.23	15.8	0	16.24	2.23
	S	2.1	2.1	15.8	0	16.24	2.1
	O	2.0	2.0	15.8	0	16.24	2.0
	N	2.0	2.0	15.8	0	16.24	2.0
	D	2.0	2.0	15.8	0	16.24	2.0

Tabla 4.12 Simulación del funcionamiento del yazo

Año	Mes	Entradas I_i (m^3/s) (3)	Demandas D_i (m^3/s) (4)	Nivel del embalse h_{i+1} (m) (5)	Gasto derramado Q_i (m^3/s) (6)	Observaciones h_{cH} (m) D_i (m^3/s) (7)
(1)	(2)					
1972	E	2.59	2.59	15.87	0	16.86 2.59
	F	2.42	2.42	15.79	0	16.78 2.42
	M	1.97	1.97	15.63	0	16.62 1.97
	A	1.83	1.83	15.48	0	16.46 1.83
	M	1.80	1.80	15.43	0	16.41 1.80
	J	7.21	7.00	16.0	0	17 7
	J	4.85	4.85	16.0	0.21	17 7
	A	2.77	2.77	16.0	0.16	17 4.85
	S	2.61	2.61	16.0	0.10	17 2.77
	O	2.09	2.09	16.0	0	17 2.61
	N	2.56	2.56	15.97	0	16.96 2.09
	D	3.44	3.44	15.89	0	16.88 3.52
1972	E	1.97	1.97	15.83	0	16.83 1.97
	F	2.01	2.01	15.75	0	16.75 2.01
	M	1.64	1.64	15.59	0	16.58 1.64
	A	1.52	1.53	15.43	0	16.42 1.52
	M	1.71	1.71	15.28	0	16.37 1.71
	J	6.27	6.27	15.47	0	16.58 6.27
	J	6.91	6.91	15.45	0	16.58 6.27
	A	14.05	5.0	16.0	9.05	16.25 6.91
	S	17.76	5.0	16.0	12.76	17.0 7.0
	O	13.77	5.0	16.0	8.77	17.0 5.0
	N	2.62	5.0	16.0	2.62	17.0 5.0
	D	6.92	5.0	16.0	1.92	17.0 5.0

A continuación en la tabla 4.13 se presenta la media de todos los meses de todos los años de la simulación del funcionamiento del vaso tanto para $H=16$ mts. como para $H=17$ mts. con el fin de compararlos.

Tabla 4.12 Simulación del funcionamiento del vaso

Año Medio	Mes	I_c (m ³ /s)	Q_c (m ³ /s)	$H=16m$ h_{c1} (m)	Q_c (m ³ /s)	$H=17m$ h_{c1} (m)	Q_c (m ³ /s)
	E	2.277	3.257	10.845	0.118	14.680	3.257
	F	2.261	2.251	10.845	0.122	14.680	2.251
	M	2.277	2.277	10.845	0.121	14.680	2.277
	A	2.287	2.287	10.845	0.125	14.680	2.287
	M.	2.440	2.440	10.845	0.12	14.680	2.440
	J	2.550	2.550	10.845	0.09	14.680	2.550
	J	2.554	2.554	10.845	0.071	14.680	2.554
	A	2.688	2.688	10.845	0.11	14.680	2.688
	S	2.688	2.688	10.845	0.125	14.680	2.688
	O	2.688	2.688	10.845	0.117	14.680	2.688
	N	2.688	2.688	10.845	0.091	14.680	2.688
	D	2.688	2.688	10.845	0.08	14.680	2.688

Tabla 4.12 Simulación del funcionamiento de un caso, tomando la media de los meses de todos los años.

4.4.4. Conclusiones.

La toma de agua en el canal de riego de 2.500 m de ancho, se debe de regular para que el caudal sea de 10 m³/s.

Por lo tanto, en el canal de riego de 2.500 m de ancho, se debe de regular el caudal de agua para que el caudal sea de 10 m³/s. Esto se logra mediante la construcción de un canal de riego de 2.500 m de ancho, que permita regular el caudal de agua a 10 m³/s.

El caudal de agua en el canal de riego de 2.500 m de ancho, se debe de regular para que el caudal sea de 10 m³/s. Esto se logra mediante la construcción de un canal de riego de 2.500 m de ancho, que permita regular el caudal de agua a 10 m³/s.

V - REVISIÓN DE LA CONDUCCIÓN -

80

5.1 Determinación de las secciones transversales:

La conducción desde la cochina demandada hasta el vaso de la central hidroeléctrica de Chicomacán se hará por medio de túneles, canales y un sifón invertido. (Ver Planos 2 al 10 y Anexo VI)

En algunas zonas del proyecto por las condiciones topográficas tan desfavorables se tuvo la imperiosa necesidad de hacer dar la poca agua a las lomerías para bajar los 4 túneles numerados del 1 al 4, a una cota de aguas abajo, así como, tender un sifón invertido en una depresión del terreno de 54 mts. Estas decisiones se tomaron a fin de disminuir la longitud de desarrollo de la conducción, y consecuentemente economizar la obra.

Para la conducción en el interior de los túneles, por economía, se optó por un canal rectangular con revestido debido a las propiedades mecánicas tan buenas a la poca. Luego, se definió la geometría y la sección transversal con un gasto de diseño $Q_d = 5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para facilitar el procedimiento constructivo se propone un ancho de plantilla $b = 3 \text{ mts}$. Por experiencia, para evitar flujos turbulentos se propone una pendiente muy suave $s = 0.0018$, y una $n = 0.018$ que corresponde a la rugosidad de la poca sana.

$$s = 0.0018 \quad \text{ec. 5.1}$$

$$Q = \frac{AR^{2/3} s^{1/2}}{n} \quad \text{ec. 5.1} \quad , \quad \frac{1(0.018)}{(0.0018)^{1/2}} = 3.0 \left[\frac{3.0}{3.0 + 2.3} \right]^{2/3}$$

$$\text{resultando } R_n = 1.14 \text{ m}^2$$

Tomando en cuenta todo lo anterior determinamos la sección transversal para los túneles Fig. 5.1

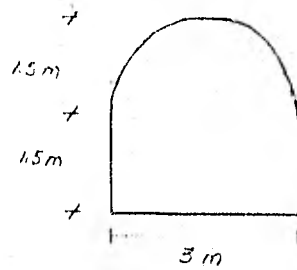


Fig. 5.1 Sección transversal de los túneles

Por rapidez y economía la conducción a cielo abierto se hará en canales trapezoidales revestidos de concreto. Para el dimensionamiento de la sección transversal se propone una plantilla $b = 2.50$ mts., un talud de 1.5:1.0 en ambos lados y para canales revestidos de concreto la $n = 0.015$. El gasto de diseño Q_d y la pendiente s son iguales al anterior

De Manning:

$$Q = \frac{AP^{2/3} s^{1/2}}{n} \quad \frac{5(0.015)}{(0.00025)^{1/2}} = (2.5y + 1.5y^2) \left[\frac{2.5y + 1.5y^2}{2.5 + 2(1.5)^2 y + 1} \right]^{2/3}$$

resolviendo $y = 0.85$ mts.

la sección transversal del canal será Fig. 5.2



Fig. 5.2 sección transversal del canal

los taludes y taludes de los túneles en las zonas de transición que sirven para unir la sección transversal a cualquier punto de la conducción o viceversa.

las dimensiones de las 2 secciones transversales propuestas ^{lentamente} tendrán modificaciones de tal suerte que el funcionamiento hidráulico resulte idóneo, por lo que a continuación, se determinan escalones, pendientes, transiciones y nivel necesario en el embalse.

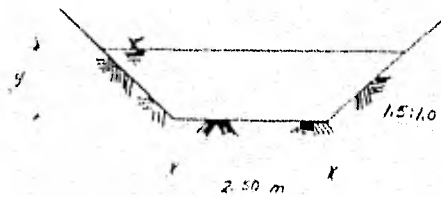
5.2 Determinación de escalones.-

En la minuta levantada el 3 de Abril de 1981 respecto a la conducción Bombaná II - Chicoasén, se determinó que el piso del túnel 1 y 2 ^{debían} no sobre-excavarse para uniformizar frentes y así evitar pérdidas de carga.

Se tiene de las figs. 5.1 y 5.2 lo siguiente:



Sección túnel



Sección canal

$$\begin{aligned} n &= 0.015 \\ b &= 2.50 \\ s &= 0.00125 \end{aligned}$$

Para el gasto de diseño $Q = 5.0 \text{ m}^3/\text{s}$ el tirante normal en el canal revestido de concreto ciclópeo, utilizando la ec. 5.1:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} s^{1/2}$$

$$\frac{Qn}{s^{1/2}} = AR^{2/3}$$

$$\frac{5(0.015)}{(0.00125)^{1/2}} = (2.5y + 1.5y^2) \left[\frac{2.5y + 1.5y^2}{2.5 + 2y\sqrt{1.5^2 + 1}} \right]^{2/3}$$

$$2.121 = (2.5y + 1.5y^2) \left[\frac{2.5y + 1.5y^2}{2.5 + 3.6016y} \right]^{2/3}$$

Resolviendo por tanteos $y = 0.83 \text{ m}$ tirante normal en el canal.

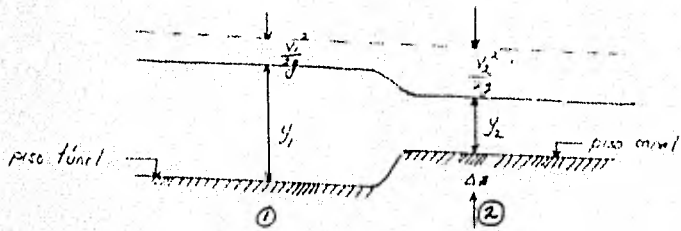


Fig. 5.3. Energía en el túnel y canal.

$$E_1 = E_2 + \Delta z$$

$$\Rightarrow E_1 > E_2$$

Para las condiciones de escurrimiento

$$y_2 = 0.85 \text{ m} \quad A_2 = 8.100 \text{ m}^2 \quad V_2 = 1.609 \text{ m/s} \quad \text{y} \quad \frac{V_2^2}{2g} = 0.132 \text{ m}$$

En base a la Fig. 5.3 la ecuación de la energía ec. 5.2 entre ① y ② queda:

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta z \quad \text{--- ec. 5.2}$$

Sustituyendo los valores de y_2 y $\frac{V_2^2}{2g}$ en la ec. 5.2 resulta la ec. 5.3:

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 0.85 \text{ m} + 0.132 \text{ m} + \Delta z \quad \text{y} \quad y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 0.982 \text{ m} + \Delta z \quad \text{--- ec. 5.3}$$

Como en el túnel la sección es rectangular y despejando V_1 de la ecuación de continuidad ec. 5.4 para luego sustituirlo en la ec. 5.3 nos queda:

$$Q = VA \quad \text{--- ec. 5.4} \quad ; \quad V_1 = \frac{Q}{3y_1} \quad \Rightarrow \quad y_1 + \frac{Q^2}{9y_1^2 g} = 0.982 + \Delta z$$

$$y_1 + \frac{0.142}{y_1^2} = 0.982 + \Delta z \quad \text{--- ec. 5.5}$$

Como lo que se propone es conservar el piso del túnel, la pendiente del mismo no se alterará (0.00125) por lo que el tirante del escurrimiento con el correspondiente al normal. De la ec. 5.1

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad ; \quad \text{si no se levanta el túnel} \quad n = 0.018$$

$$\frac{0.00125}{(0.00125)^{1/2}} = \frac{Q}{n} \left(\frac{3y}{3+2y} \right)^{2/3} \quad \text{resolviendo} \quad y_n = 1.14 \text{ m}$$

entonces $y_1 = 1.14 \text{ m}$, sustituyendo en la ec. 5.5, se obtiene:

$$\Delta z = 1.14 + \frac{0.142}{(1.14)^2} - 0.962 = 0.287 \text{ m}$$

El túnel deberá sobreexcavarse 29 cms. para evitar pérdidas de carga.

Si se decide revestir los túneles el coeficiente de rugosidad cambia a $n = 0.015$, aplicando la ec. 5.1 resulta:

$$\frac{5(0.015)}{(0.00125)^{1/2}} = 3y \left[\frac{3y}{3+2y} \right]^{3/2} \text{ resolviendo por tanteos } y_n = 1 \text{ m}$$

De la ecuación 5.5

$$\Delta z = 1 + \frac{0.142}{(1)^2} - 0.962 = 0.18 \text{ m}$$

La sobreexcavación sería de unos 25 cms incluyendo el piso necesario por la plantilla de concreto. La diferencia es pequeña con los 29 cms. requeridos anteriormente, además de que las propiedades mecánicas de la roca son excelentes, se concluye en su momento lo siguiente:

Debido a que se inició la construcción de los túneles 1 y 2 en base a un antiproyecto que difería del nuestro en la determinación de escalones, los túneles 3 y 4 seguirán un razonamiento diferente (determinación de pendientes). Después de un exhaustivo análisis económico se llegó a la conclusión de aceptar el antiproyecto para los túneles 1 y 2.

5.3 Determinación de pendientes -

El recomendar un cambio de pendiente en el túnel es, para evitar, los escabnes que ocasionan pérdidas de energía y además que se presenten fenómenos transitorios para gastos diferentes al de diseño.

5.3.1 Determinación de la pendiente en túnel 3.

En el túnel 3 ^(Ver Anexo 3) las condiciones de escurrimiento Fig. 5.4 serán:

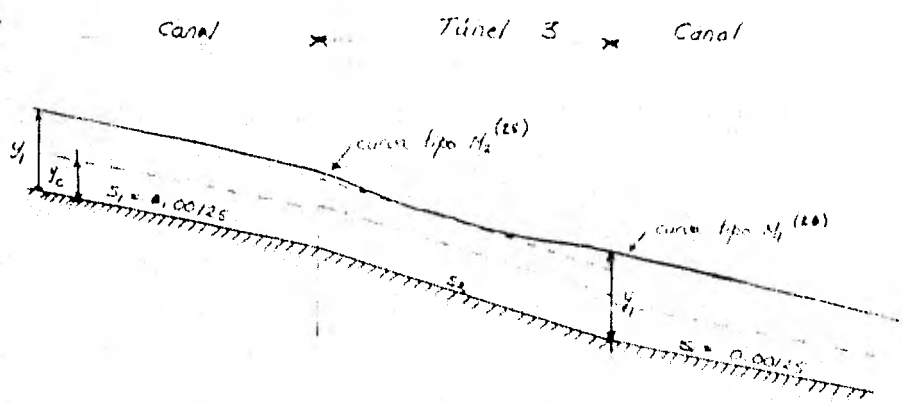


Fig. 5.4. Condiciones de escurrimiento en el túnel 3

Se tiene para la sección trapezoidal del canal:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad (27)$$

resolviendo para $Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$, el ancho en el $y_c = 0.644 \text{ m}$

Por otro lado $y_c = 0.83 \text{ m}$ $V_n = 1.67 \text{ m}$

Para el canal rectangular

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(5)^2}{9.81}} = 0.644 \text{ m} \Rightarrow S = \frac{V_n^4}{K^2} = \frac{(1.67)^4}{(1.49)^2} = 0.0005$$

El proceso que se siguió para determinar la pendiente en el túnel 3 fue utilizando el Método del Paso Directo ⁽²⁸⁾ que es el siguiente:

- Proponer una pendiente menor que la real.
- Escalar el ancho en el túnel.
- Determinar la curva tipo M_1 y M_2 de la curva de escurrimiento M_1 .

(28) T. E. SHOW, Ven. Open Channel Hydraulics, McGraw Hill Company Book, New York, USA, 1959

(29) L. C. 5.17

= la vuelta →

- Determinar la longitud de la curva tipo M_2
- Comparar ambas longitudes con la distancia del túnel de tal manera que no se afecte el escurrimiento fuera del túnel.

Para una pendiente $S_2 = 0.0030$ se tiene:

$$\frac{5(0.018)}{(0.0030)^{1/2}} = 3y \left(\frac{3y}{3+2y} \right)^{2/3}, \quad y_n = 0.83 \text{ m}, \quad V = 2 \text{ m/s}$$

$$\Rightarrow E_f = 0.83 + \frac{(2)^2}{19.62} = 1.036 \text{ m}$$

Como el análisis se hace hacia aguas arriba, se tiene que para la entrada al túnel, fig. 5.5

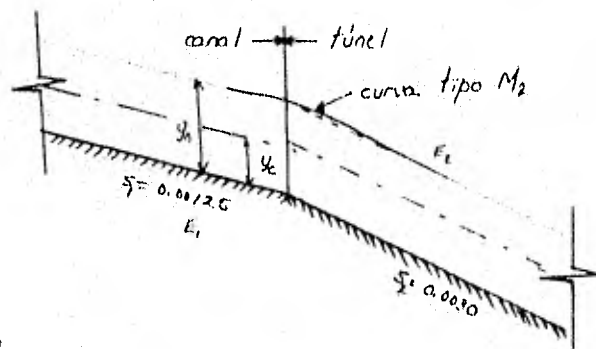


fig.- 5.5 Detalle de la entrada al túnel B para una $S_2 = 0.0030$.

En el túnel $A = 2.49 \text{ m}^2$, $R = 0.534 \text{ m}$, $V = 2 \text{ m/s}$, $E_2 = 1.036 \text{ m}$

En el canal $A = 3.108 \text{ m}^2$, $P = b + 2y\sqrt{K^2 + 1} = 5.493 \text{ m}$, $V = 1.609 \text{ m/s}$, $E_1 = 0.962 \text{ m}$

$$\Rightarrow \bar{V} = \frac{2 + 1.609}{2} = 1.804 \text{ m/s}, \quad \bar{R} = \frac{0.534 + 0.566}{2} = 0.55 \text{ m}$$

$$S_f = \frac{(1.804 \times 0.018)^2}{(0.55)^{1/3}} = 0.0023, \quad \text{por el método del paso directo}$$

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_2 - S_f} = \frac{1.036 - 0.962}{0.0030 - 0.0023} = 106.0 \text{ m longitud de la curva } M_2 \text{ en el túnel}$$

la salida del túnel, fig. 5.6.

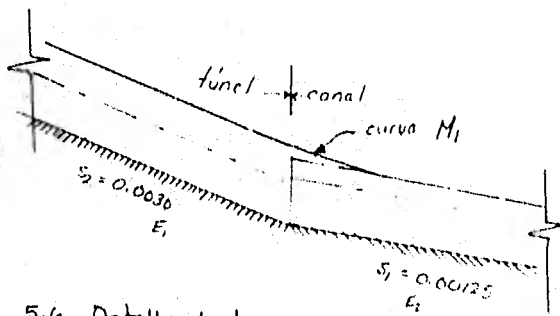


Fig. 5.6 Detalle de la salida túnel B, para una $S_1 = 0.0030$

$$E_1 = 1.036 \text{ m} \quad y_1 = 0.83 \text{ m} \quad V_1 = 2 \text{ m/s} \quad R_1 = 0.534$$

$$E_2 = 0.962 \text{ m} \quad y_2 = 0.82 \text{ m} \quad V_2 = 1.609 \text{ m/s} \quad R_2 = 0.569$$

$$\bar{V} = 1.804 \text{ m/s} \quad \bar{F} = 0.552 \quad \frac{(1.804 \times 0.015)^2}{(0.552)^{4/3}} = 0.00162$$

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_2 - S_f} = \frac{0.962 - 1.036}{0.00125 - 0.00162} = 200 \text{ m} \quad \text{longitud de la curva } M_1 \text{ en el canal}$$

Esta pendiente permite que haya uniformidad en los tramos como se muestra en la siguiente (Ver 5.2)

Para una pendiente menor las condiciones de escurrimiento serán:

Suponemos $S_2 = 0.0025$ y haciendo un razonamiento análogo al anterior resulta:
Entrada, fig. 5.7

$$\frac{5(0.018)}{(0.0025)^{1/2}} = 34 \left[\frac{34}{3+24} \right]^{1/3}; \quad y_n = 0.89 \text{ m} \quad V_n = 1.873 \text{ m/s} \quad A = 2.67 \text{ m}^2$$

$$E_2 = 0.89 + \frac{(1.873)^2}{19.62} = 1.069 \text{ m} \quad R = 0.5585$$

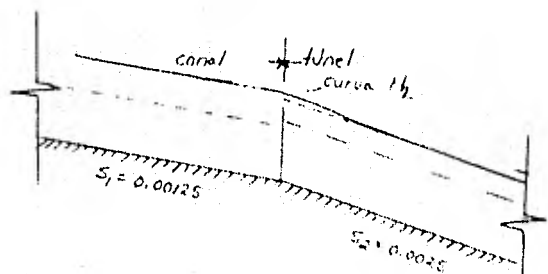


Fig. 5.7 Detalle de la entrada túnel B para una $S_2 = 0.0025$

En el canal $y_n = 0.83 \text{ m}$

$$A = 3.108 \text{ m}^2 \quad P = 5.493 \quad R = 0.5658 \text{ m} \quad V = 1.608 \text{ m/s} \quad E_1 = 0.9618$$

$$\Rightarrow \bar{V} = \frac{1.873 + 1.608}{2} = 1.74 \text{ m/s} \quad \bar{R} = \frac{0.5585 + 0.5658}{2} = 0.5621 \text{ m}$$

$$\therefore \bar{S}_f = \frac{(1.74 \times 0.018)^2}{(0.562)^{1/3}} = 0.0021$$

Por el método del paso directo

$$L_c = \frac{E_2 - E_1}{S_2 - \bar{S}_f} = \frac{1.069 - 0.999}{0.0025 - 0.0021} = 181.8 \text{ mts. longitud de la curva } M_2 \text{ en el túnel}$$

Salida, fig. 5.8

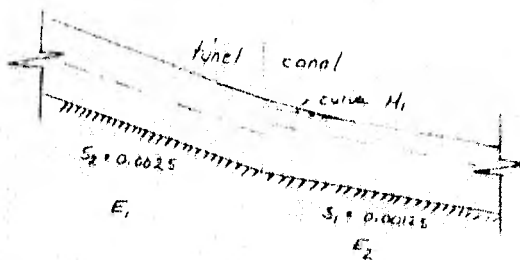


Fig. 5.8 Detalle de la salida túnel B para una $S_2 = 0.0025$

a la salida del túnel

$$E_1 = 1.069 \text{ m} \quad y_1 = 0.89 \text{ m} \quad V_1 = 1.873 \text{ m/s} \quad R_1 = 0.559 \text{ m}$$

$$E_2 = 0.962 \text{ m} \quad y_2 = 0.83 \text{ m} \quad V_2 = 1.607 \text{ m/s} \quad R_2 = 0.556 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \bar{V} = \frac{1.607 + 1.873}{2} = 1.741 \text{ m/s}, \quad \bar{R} = \frac{0.559 + 0.556}{2} = 0.563 \text{ m}$$

$$\Rightarrow S_f = \frac{(1.741 \times 0.015)^2}{(0.563)^{4/3}} = 0.0015$$

$$\therefore \Delta x = \frac{0.962 - 1.069}{0.0025 - 0.0015} = 428 \text{ m longitud de la curva tipo } M_1$$

El régimen se normaliza en una distancia Δx mayor a medida que la pendiente S_2 disminuye. Esto se debe a que la energía en el túnel aumenta al disminuir la pendiente (por aumento del tirante), por lo que no es recomendable disminuir la pendiente ya que ocasionan curvas de remanso tanto aguas arriba como aguas abajo, provocando pérdidas de eficiencia en la conducción.

Para beneficiar la conducción, es decir, para tener pocas pérdidas de energía, la pendiente debe ser mayor de tal forma que la energía en el túnel no aumente y por ende, la longitud de las curvas de remanso, es necesario ampliar la sección del túnel a un ancho $L = 3.46 \text{ m}$.

Para que se tenga un tirante $y = 0.83 \text{ m}$, a una pendiente del túnel S_2 ¿vale?

$$S_2 = \left[\frac{Qn}{A R^{4/3}} \right]^2 = \left[\frac{1(0.018)}{1.7 \left[\frac{3.46^2}{4} \right]^{4/3}} \right]^2 = 0.0022$$

Análogamente a incrementos de tirante o disminuciones para el cálculo de longitudes de curvas de remanso M_2 y M_3 obtenemos que

$$\Delta x = 138.4 \text{ longitud de la curva } M_2 \text{ en el túnel}$$

$$\Delta x = 204.0 \text{ longitud de la curva } M_3 \text{ en el túnel}$$

Para un ancho $b = 3.20 \text{ m}$ y $y_2 = 0.83 \text{ m}$, se tiene $s_2 = 0.0026$ que es muy parecida a la pendiente original (0.0030). Las longitudes tanto aguas arriba como aguas abajo son del orden de las anteriores. Por lo que el ancho de la plantilla del túnel 3 será de 3.40 mts ^{con} una pendiente de 0.0022.

En época de lluvias la presa Chirrasén operará a la elevación 392.0 que es el NAH0 y es cuando el canal conducirá agua prácticamente lleno, por lo que la salida del túnel 4 se fijará a la elev 393 ya que la descarga será libre. Este túnel se piensa construir con una pendiente $s_1 = 0.0030$, lo que significa que su entrada quedaría en la elevación $393 + 0.0030 \times 637.298 = 394.912$.

La salida del sifón es la elevación 397.939. El desnivel entre la salida del sifón y la entrada del túnel será entonces $\Delta z = 397.939 - 394.912 = 3.027 \text{ m}$ y la distancia es $\Delta x = 11135 - 8211 = 2824 \text{ m}$. La nueva pendiente será:

$$s_1' = \frac{\Delta z}{\Delta x} = \frac{3.027}{2824} = 0.0011$$

Este resultado no cambia mucho las condiciones de escurrimiento, prácticamente es el mismo canal por lo que se recomienda dejar la misma pendiente $s_1 = 0.0022$. Por otro lado, la pendiente definitiva del túnel será:

$$s_2 = \frac{394.912 - 393}{637.298} = 0.0030$$

6.3.2 Determinación de la pendiente en Túnel 4

(Ver plano 10)

Si el túnel 4 a las coordenadas de escurrimiento serán las siguientes, fig. 5.9.

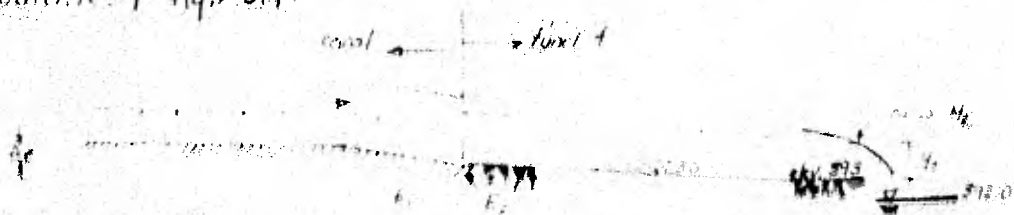


Fig. 5.9 Condiciones de análisis del túnel 4.

De la ecuación 5.1 :

92

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = AR^{2/3} : \frac{5 \times 0.018}{(0.0030)^{1/2}} = (3.44) \left[\frac{3.44}{3.4124} \right]^{2/3} \rightarrow y_n = 0.723 \text{ m}$$

De la ecuación 5.2 se tiene :

$$E_1 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \Delta z \quad ; \quad E_2 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad ; \quad E_1 = 0.83 + \frac{1.609^2}{19.62} = 0.962 \text{ m}$$

$$E_2 = 0.723 + \frac{2.034^2}{19.62} = 0.934 \text{ m}$$

Haciendo que $E_1 = E_2$ y despejando Δz resulta que la elevación debe ser de 3.0 cms. para que la descarga del túnel \neq sea homogénea en la obra 593.

La longitud de la curva M_2 será :

donde E_2 corresponde a la crítica :

$$E_2 = y_c + \frac{V_c^2}{2g} = 0.5313 + \frac{2.768^2}{19.62} = 0.922$$

$$E_1 = 0.962 \text{ m}$$

$$S_f = \frac{V^3}{R^{4/3}}$$

$$\bar{V} = \frac{2.768 + 1.609}{2} = 2.188 \text{ m/s}$$

$$\bar{R} = \frac{0.4040 + 0.566}{2} = 0.4854$$

$$S_f = \frac{(2.188 \times 0.018)^2}{(0.4854)^{4/3}} = 0.0040$$

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_f - S_f} = \frac{0.934 - 0.962}{0.0030 - 0.0040} = 26.26 \text{ m/s}$$

La curva M_2 será 26.26 m y llega a la estación 12+540.84

5.3.3. Resumen

Después de haber hecho el análisis de funcionamiento hidráulico en la conducción, se determinó ^{en tabla 5.1.} que la conducción tendría las siguientes características.

	Ancho de la plantilla b (m)	pendiente s	Eirante y (m)	Velocidad v (m/s)
Canal	2.50	0.00125	0.83	1.609
Túnel 1	3.0	0.00125	1.14	1.462
Túnel 2	3.0	0.00125	1.14	1.462
Túnel 3	3.40	0.0022	0.85	1.77
Túnel 4	3.40	0.0030	0.723	2.03

Tabla.- 5.1. Características del funcionamiento hidráulico en la conducción.

Con estas características, se procede a la determinación de las transiciones entre túnel y canal y viceversa.

5.4 Determinación de transiciones.-

Para la determinación de las transiciones de túnel a canal y viceversa se seguirán las recomendaciones del "OPEN CHANNEL HYDRAULICS" de Van Te Chow.⁽³⁰⁾

5.4.1. Túnel 1 a Canal

5.4.1.1 Longitud de la transición -

Se determina considerando que el ángulo máximo formado por una línea recta que une los frentes y la línea central debe tener un ángulo máximo de 12.5° , fig 5.10.

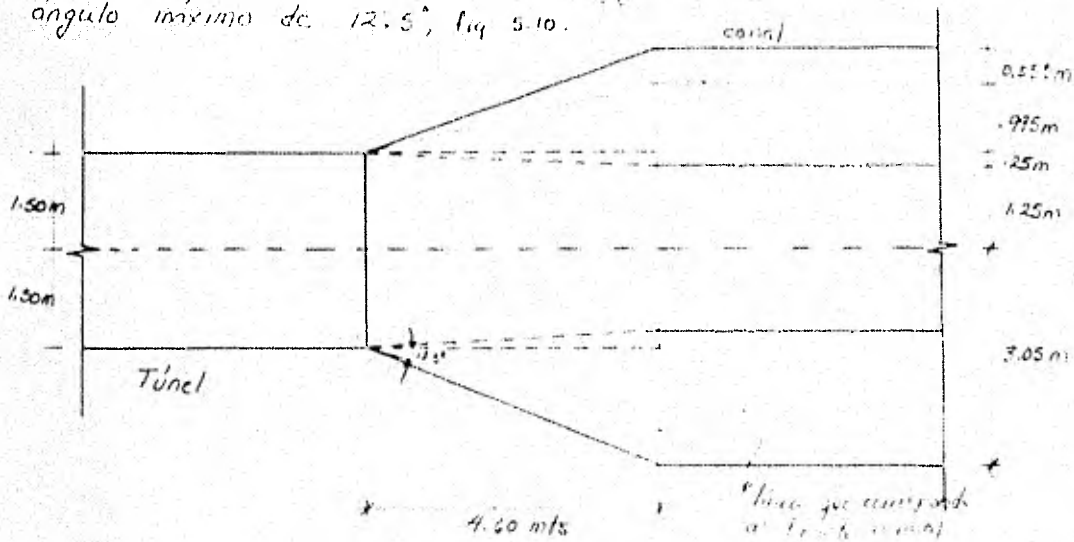
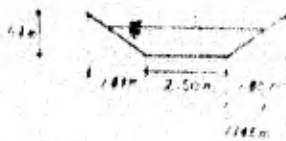


Figura.- 5.10 Longitud de transición de túnel 1 a canal

El frente en el canal es de 0.99m (de tabla 5.1)

$$\sin 12.5^\circ = \frac{0.99}{L}$$



$$L = \frac{0.99}{\sin 12.5^\circ} = 4.60m$$

la longitud de la transición = 4.60m

5.4.1.2 Determinación del perfil de presiones de la fricción.-

La pérdida de energía en una transición consiste en la pérdida de fricción y conversión; la primera se puede obtener con cualquier fórmula de flujo uniforme, por ejemplo, Manning. Esta pérdida tiene un efecto ^{an} importante en el perfil de flujo de la transición que se puede emitir a la vuelta \rightarrow

La pérdida de conversión es generalmente expresada en términos del cambio de las cargas de velocidad entre las secciones de entrada y salida de la conducción.

Como la velocidad de entrada es menor que la de salida, se ocasiona un desnivel en la superficie libre del agua igual a la diferencia de las cargas de velocidad más una pérdida pequeña de conversión. Este desnivel $\Delta y'$ se puede expresar de la siguiente manera

$$\Delta y' = \Delta h_v + C_c \Delta h_v = (1 + C_c) \Delta h_v$$

donde Δh_v = diferencia de las cargas de velocidad
 C_c = coeficiente de pérdida de conversión

De la tabla 5.1:

En el túnel $\frac{V^2}{2g} = \frac{1.462^2}{19.62} = 0.109 \text{ m}$

En el canal $\frac{V^2}{2g} = \frac{1.609^2}{19.62} = 0.132 \text{ m}$

$\Delta h_v = 0.132 - 0.109 = 0.023 \text{ m}$

Despreciando pérdidas por fricción, el desnivel $\Delta y'$ ocasionado por la transición entre el túnel y el canal será:

$\Delta y' = (1 + 0.20) 0.023 \text{ m} = 0.0276 \text{ m}$

para el tipo de transición local $C_c = 0.20$

El ordenamiento de cálculo del perfil se muestra en la tabla 5.2. Se dividió la longitud total de 1.60 m en 20 tramos de 0.08 m cada uno.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Dist.	$\Delta y'$	$\Delta z'$	Δh_v	h_v	y	A	ΔS	Δs	y	z	E_1	E_2	E_L
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.00	0	0	0	0.009	0.462	3.42	1.50	1.50	0.52	0.000	0	0	0.000
0.08	0.0227	0.011	0.0018	0.111	1.476	3.388	1.70	1.45	1.076	0.07719	0.08648	0.232	0.10026
0.16	0.0076	0.014	0.0076	0.117	1.515	3.30	1.70	1.40	1.0	0.15438	0.10870	0.50	0.10011
0.24	0.014	0.017	0.0117	0.124	1.548	3.245	2.00	1.35	0.961	0.23279	0.128	0.65	0.10026
0.32	0.019	0.020	0.0158	0.132	1.566	3.192	2.10	1.30	0.922	0.31020	0.148	0.81	0.10026

Tabla 5.2 - Ordenamiento de cálculo de perfil de transición de túnel a canal

0.40	0.028	0.027	0.0215	0.141	1.602	3.119	2.30	1.30	0.866	0.38719	0.168	1.05	0.10026
0.48	0.038	0.033	0.028	0.152	1.609	3.028	2.50	1.25	0.813	0.46778	0.188	1.30	0.10026

Descripción de las columnas de la Tabla 5.2

- Col. 1 Distancias parciales en la transición
- 2 Desnivel parcial de la S.L.A (superficie libre del canal) $\Delta y'$ (Anexo III A)
- 3 Desevel parcial del escalón $\Delta z'$
- 4 Dimensiones de la columna en el canal $\Delta h_2 = \frac{\Delta y'}{11.20}$
- 5 Carga de velocidad $h_{v,2} = h_{v,1} + \Delta h$
- 6 Velocidad correspondiente a cada carga
- 7 Área $A = Q/V$
- 8 Ancho de la S.L.A en la transición que depende del tipo de alineamiento; para el vertical propuesto, véase, figura 5.11

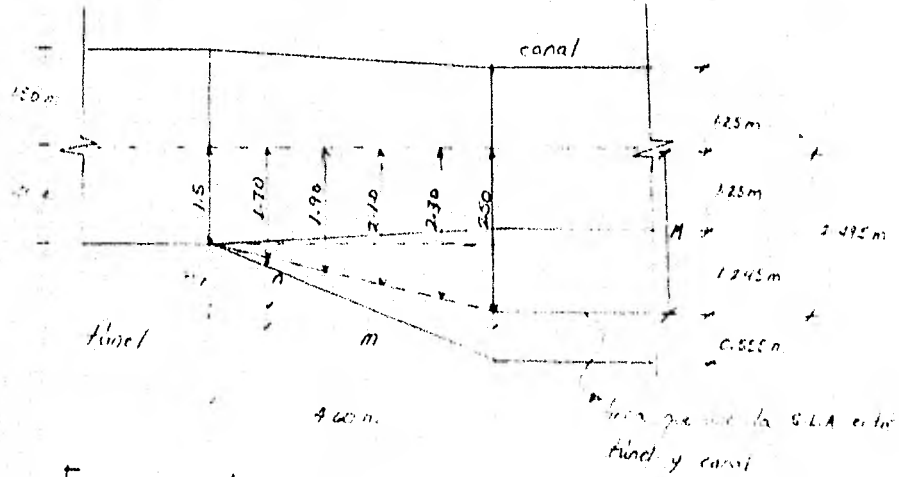


Fig.-5.11 Ancho de la superficie libre en la transición del túnel a canal.

$\frac{m_1}{m}$	Si $m_1 = 3.68$	$m_1 = 0.80$	$M_1 = 1.70$
	$m_2 = 2.76$	$m_2 = 0.60$	$M_2 = 1.90$
	$m_3 = 1.84$	$m_3 = 0.40$	$M_3 = 2.10$
	$m_4 = 0.92$	$m_4 = 0.20$	$M_4 = 2.30$
	$m_5 = 0.0$	$m_5 = 0.00$	$M_5 = 2.50$

9 Ancho medio de la S.L.A en la transición. Un decremento $\nabla = 5 \text{ cms}$ por cada distancia $Y_{gr} (1.5 - 0.05) = 1.45 \text{ m}$, etc.

10 $Y_{gr} = \frac{A}{0.57 + 0.11i}$ donde A es el área de la S.L.A

11 Elevación de la S.L.A Y_{gr} . Para un ancho de 1.50 m y una elevación de 1.245 m y la elev. 408.586 m. Se tiene la elev. de la S.L.A $408.586 + 1.14 \text{ m} = 409.726$

12 Elevación de la S.L.A para cada distancia.

13 Elevación de los puntos de la S.L.A para cada distancia $Z = (0.57 - 0.56)/y$

14 Elevación de la S.L.A en la transición con un $\nabla = 5 \text{ cms}$ por cada distancia de 30 cms.

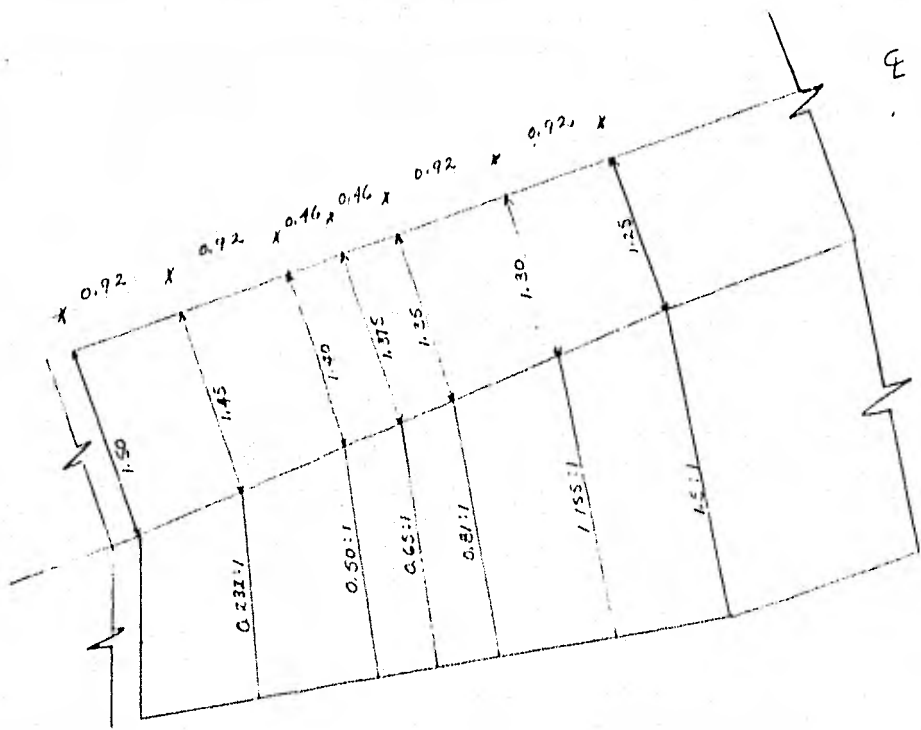


Fig. 5.12 Corte longitudinal por el sector de línea en la zona de transición túnel 1 a canal mostrando el derrame de los taludes.

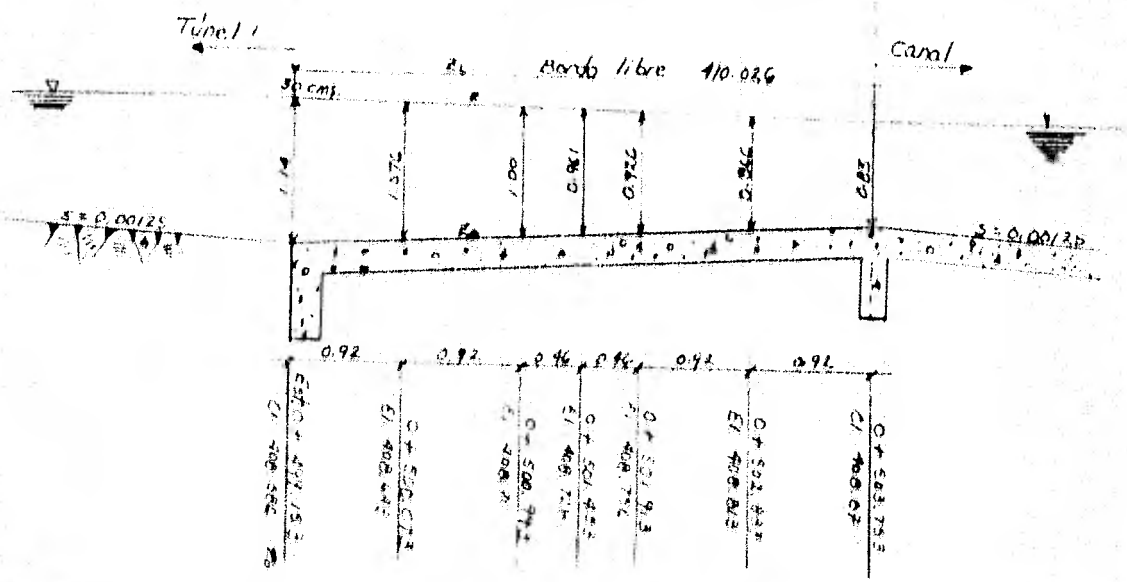


Fig. 5.13 Corte longitudinal por el centro de línea en la zona de transición túnel 1 a canal mostrando el perfil.

5.4.2 Túnel 2 a Canal

(Ver plano 8)

Como el túnel 1 a canal y túnel 2 a canal tienen las mismas características geométricas y un funcionamiento hidráulico parecido, la determinación de la transición del túnel 2 a canal será idéntica a la anterior, a excepción de las elevaciones Z , Z_0 y Z_L y las estaciones, Fig. 5.14.

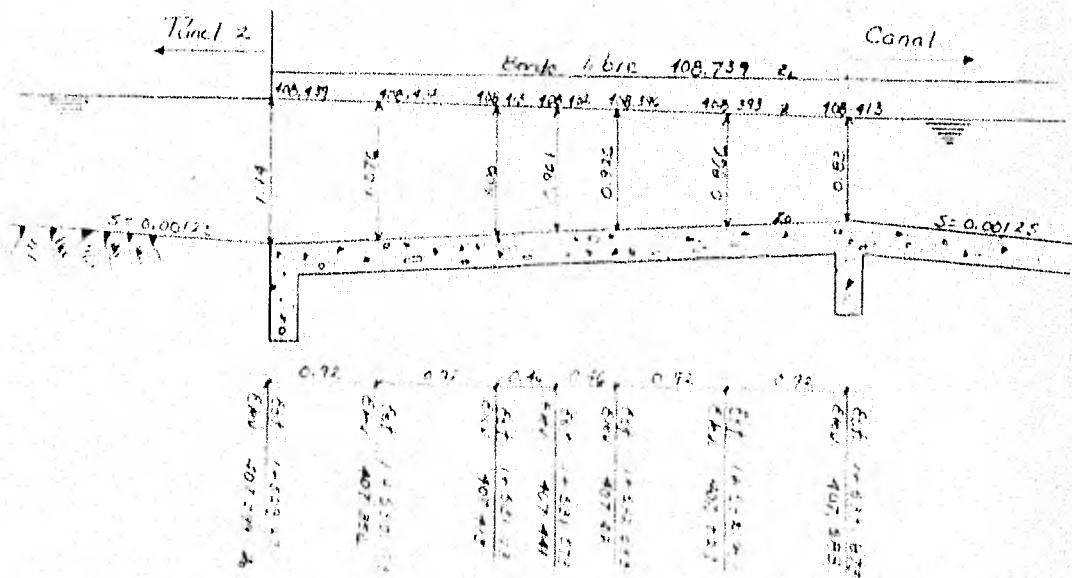


Fig.- 5.14 Corte longitudinal por el centro de línea \wedge mostrando el perfil de la transición túnel 2 a canal

5.4.3. Túnel a canal.

Análogamente al criterio expuesto en 5.4.1. Determinaciones:

5.4.3.1 Longitud de la transición, fig 5.15

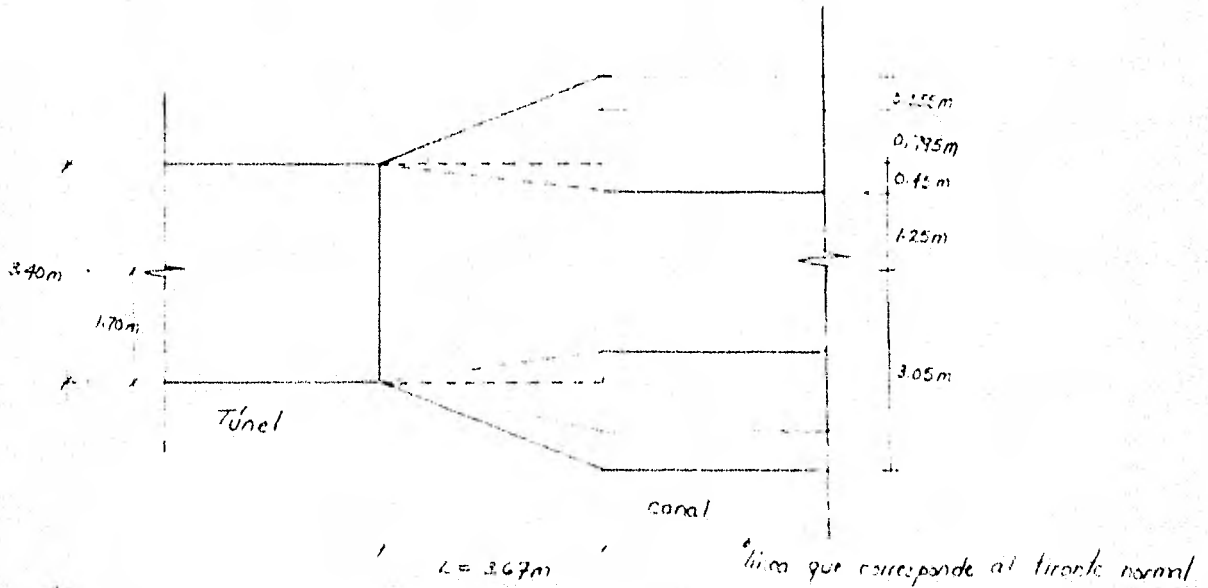


Fig. - 5.15 Longitud de transición túnel a canal.

con $\alpha = 0.17$ la longitud de transición $L = 3.67m$

5.4.3.2 Determinación del perfil de presión de la transición

Como la velocidad de entrada es mayor que la de salida, se ocasiona un desnivel en la superficie libre del agua igual a la diferencia de las cargas de velocidad menos una pequeña pérdida de conversión. Este desnivel $\Delta h'$ se puede expresar de la siguiente manera:

$$\Delta h' = \Delta h_v - c_c \Delta h_v = (1 - c_c) \Delta h_v$$

donde $\Delta h_v =$ diferencia de las cargas de velocidad

de la tabla 5.1, $c_c =$ coeficiente de pérdida de conversión

En el túnel $\frac{V^2}{2g} = \frac{1.77^2}{19.62} = 0.15m$ $Q = 18$ $V = \frac{18}{40(0.87)} = 1.77 m/s$

En el canal $\frac{V^2}{2g} = \frac{1.609^2}{19.62} = 0.132m$

$\Delta h_v = 0.028$

Despreciando pérdidas por fricción, el desnivel $\Delta y'$ ocasionado por la transición entre el túnel y el canal será:

$$\Delta y' = (1 - 0.30)0.028m = 0.0196m.$$

para el tipo de transición lineal $C_0 = 0.30$

El ordenamiento de cálculo del perfil se muestra en la tabla 5.3. La longitud total de 3.67 m. se divide en 7 tramos de 0.524 m cada uno.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
$\Delta y'$	Δz	Δy	Δz	Δy	Δz	Δy	Δz	Δy	Δz	Δy	Δz	Δy	Δz
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.00	0	0	0	0.16	1.77	2.822	1.7	1.7	0.85	404.707	403.957	0	405.007
0.754	0.00157	0.001	0.00221	0.1577	1.759	2.843	1.86	1.61	0.82	404.777	403.957	0.306	405.077
1.468	0.0067	0.002	0.0091	0.1509	1.72	2.906	2.02	1.52	0.821	404.777	403.956	0.61	405.077
2.231	0.0098	0.0025	0.0141	0.1459	1.69	2.96	2.10	1.47	0.820	404.783	403.955	0.755	405.083
3.007	0.0141	0.003	0.0202	0.1396	1.655	3.02	2.18	1.42	0.82	404.77	403.954	0.9	405.09
3.786	0.0174	0.004	0.025	0.1350	1.63	3.06	2.24	1.34	0.815	404.783	403.952	1.223	405.083
3.67	0.0196	0.005	0.028	0.132	1.609	3.102	2.472	1.21	0.81	404.781	403.951	1.50	405.081

Tabla - 5.3 Ordenamiento de cálculo de transición túnel a canal

Para el cálculo de los valores de la tabla 5.3, se sigue el mismo criterio de la tabla 5.2 a excepción de lo siguiente:

Columna

- 2 Desnivel entre el canal y el túnel $\Delta y'$ (ver en B)
- 3 Desnivel entre el canal y el túnel $\Delta z'$
- 4 Diferencia de elevación $\Delta y = \Delta y' + \Delta z'$
- 5 Carga de extensión $\Delta z = \Delta z'$
- 6 Carga de extensión $\Delta y = \Delta y'$

El orden de los tramos de cálculo de la transición se muestra en el diagrama de la Fig. 5.16

$$\frac{77K}{567} = \frac{D}{11}$$

$$N = 2.195 - 12$$

$m_1 = 3.67$	$\gamma_1 = 1.72$	$\Rightarrow H_1 = 1.70$
$m_2 = 2.936$	$\gamma_2 = 1.636$	$H_2 = 1.86$
$m_3 = 2.202$	$\gamma_3 = 1.477$	$H_3 = 2.02$
$m_4 = 1.832$	$\gamma_4 = 1.40$	$H_4 = 2.10$
$m_5 = 1.468$	$\gamma_5 = 1.312$	$H_5 = 2.18$
$m_6 = 0.724$	$\gamma_6 = 1.20$	$H_6 = 2.34$
$m_7 = 0.00$	$\gamma_7 = 1.00$	$H_7 = 2.495$

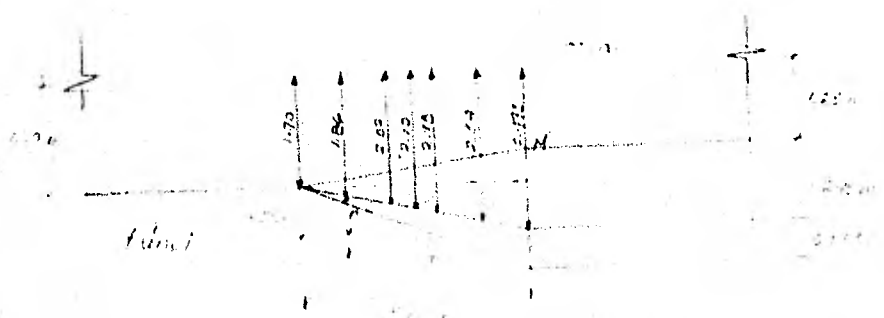


Fig- 5.16 Ancho de la superficie libre del agua en la transición túnel a canal.
 9 Ancho más allá de la superficie en la transición. Un decremento $\nabla = 9\text{cms}$.
 para esta elevación $\gamma_{gr} = 1.091 = 1.091 \text{ m}^2/\text{s}^2$.

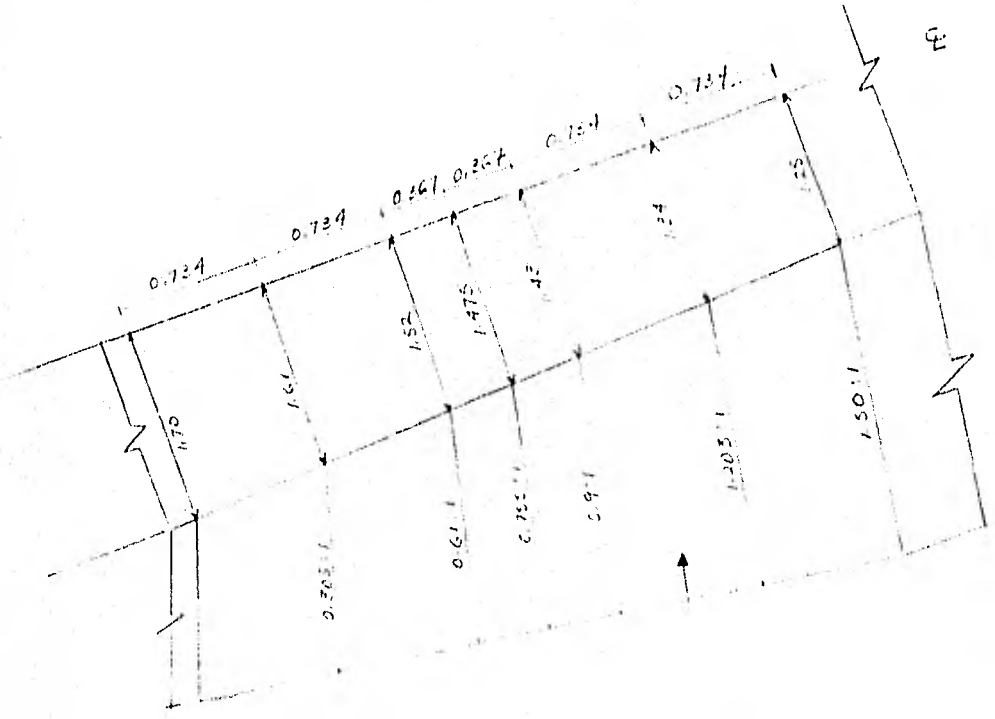


Fig. 5.17 Corte longitudinal por el centro de la canal en la zona de transición del túnel 3 a canal mostrando el desnivel de la canal.

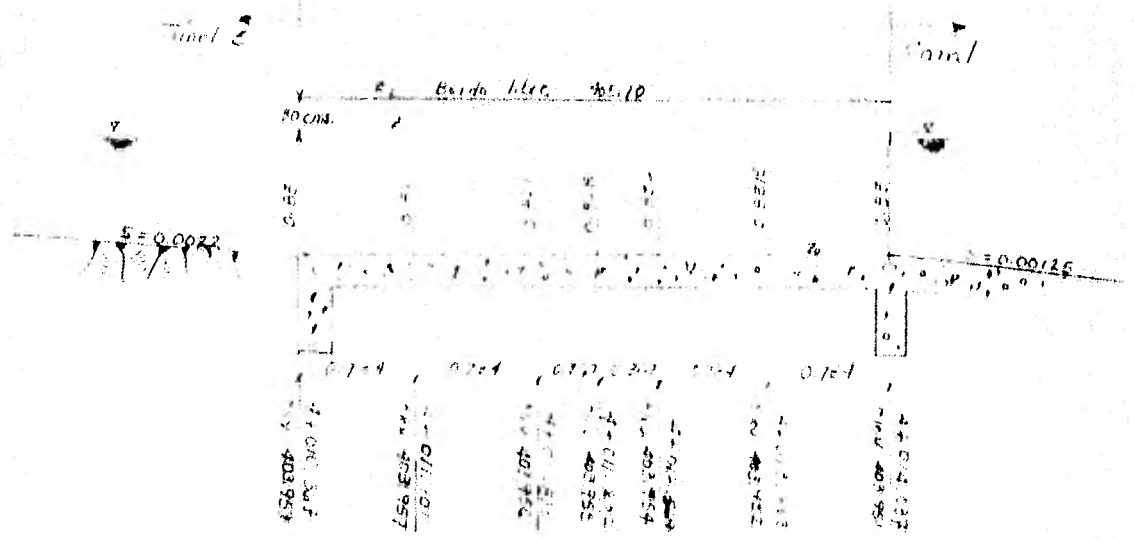


Fig. 5.18 Corte longitudinal por el centro de la canal en la zona de transición del túnel 2 a canal mostrando el perfil.

5.4.4 Canal a túnel. Túnel 2.

Para la determinación de esta transición se hará un procedimiento análogo a los anteriores.

5.4.4.1 Longitud de la transición, fig 5.19

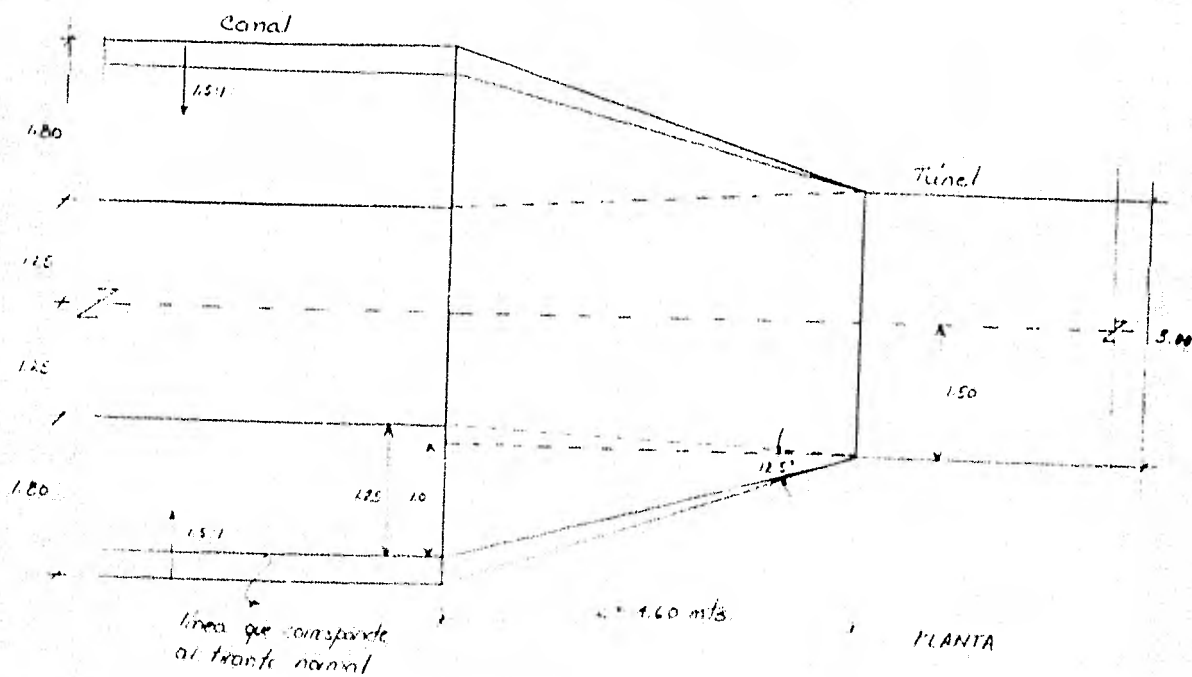


Fig. 5.19 Longitud de transición de canal a túnel 2.

con $s \cdot s' = \frac{L}{L} \cdot L = \frac{L}{s \cdot s' \cdot L} = 4.62 \text{ mts}$ se adoptará $L = 4.60 \text{ mts}$

5.4.4.2 Determinación del perfil despreciando la fricción

Análogo al 5.4.3.2

$$\Delta y' = \Delta h_f - C_0 \Delta h_f - (1 - C_0) \Delta h_f$$

De la tabla 5.1 se tiene:

En el canal $\frac{v^2}{2g} = \frac{1.609^2}{19.62} = 0.132 \text{ m}$

En el túnel $\frac{v^2}{2g} = \frac{1.462^2}{19.62} = 0.109 \text{ m}$

$\Delta h_f = 0.023 \text{ m}$

Despreciando pérdidas por fricción el cambio Δy ocasionado por la transición entre el canal y el túnel será:

$$\Delta y' = (1 - 0.30) 0.023 \text{ m} = 0.0161 \text{ m}$$

para el tipo de transición lineal $z_0 = 0.50$

Tabla 5.4.

El ordenamiento de cálculo del perfil se muestra en la A.S. donde la longitud total de 4.60 m se divide en 8 tramos de 0.57 m cada uno

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Dist (m)	$\Delta y'$ (m)	$\Delta z'$ (m)	Lh_v (m)	h_v (m)	V (m/s)	A (m ²)	Q_{57} (m ³ /s)	Q_{56} (m ³ /s)	y (m)	B (m)	Z_0 (m)	z' (m)	z_L (m)
0.00	0	0	0	0.57	1.607	3.758	2.50	1.25	0.82	10.021	4.50	1.50	1.7132
0.57	0.0012	0.009	0.0017	0.587	1.595	3.72	2.20	1.20	0.865	10.020	4.50	1.50	1.7132
1.14	0.0023	0.015	0.0034	0.596	1.584	3.68	1.90	1.19	0.91	10.002	4.50	1.50	1.7132
1.71	0.0035	0.025	0.0051	0.605	1.573	3.64	1.60	1.17	0.96	10.018	4.50	1.50	1.7132
2.28	0.0047	0.037	0.0068	0.614	1.562	3.60	1.30	1.15	1.01	10.018	4.50	1.50	1.7132
2.85	0.0058	0.052	0.0085	0.623	1.551	3.56	1.00	1.13	1.06	10.022	4.50	1.50	1.7132
3.42	0.0069	0.070	0.0102	0.632	1.540	3.52	0.70	1.11	1.11	10.022	4.50	1.50	1.7132
4.00	0.0081	0.095	0.0119	0.641	1.529	3.48	0.40	1.09	1.16	10.022	4.50	1.50	1.7132

Tabla - 5.4 Ordenamiento de cálculo de la transición de canal a túnel 2.

Para el cálculo de la transición de la tubería a túnel se sigue el mismo orden de la tabla 5.2 con excepción de los siguientes:

- Col
- 2. Canal y túnel a la 2.6 A $\Delta y'$ (ver tabla 5.2)
- 3. Canal y túnel de tubería $\Delta z'$
- 4. Diferencia de la carga de tubería $z_L = \frac{Q^2}{gA^3}$
- 5. Carga de tubería $z_0 = \frac{Q^2}{gA^3}$
- 6. Carga de la tubería sin el agua $z_0 = \frac{Q^2}{gA^3}$
- 7. Perfil de la tubería en la tubería a túnel (ver Fig. 5.20)

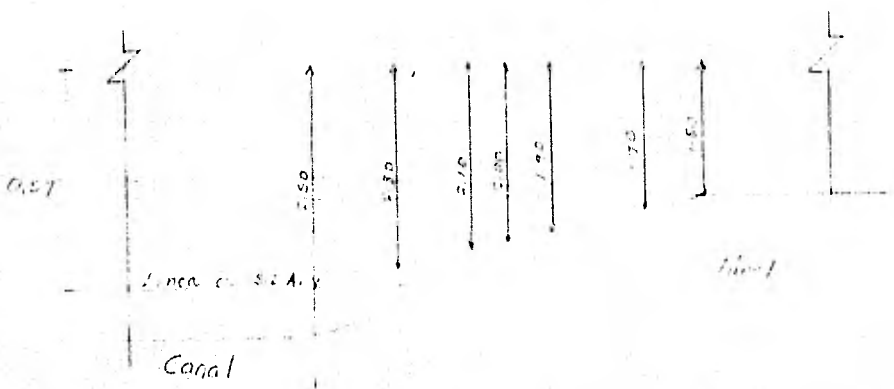


Fig. 9 Ancho de la superficie superior de la estructura de la transición de canal a túnel: Ancho medio 0.5 de la planilla en la transición. Un incremento de 5cms para cada división.

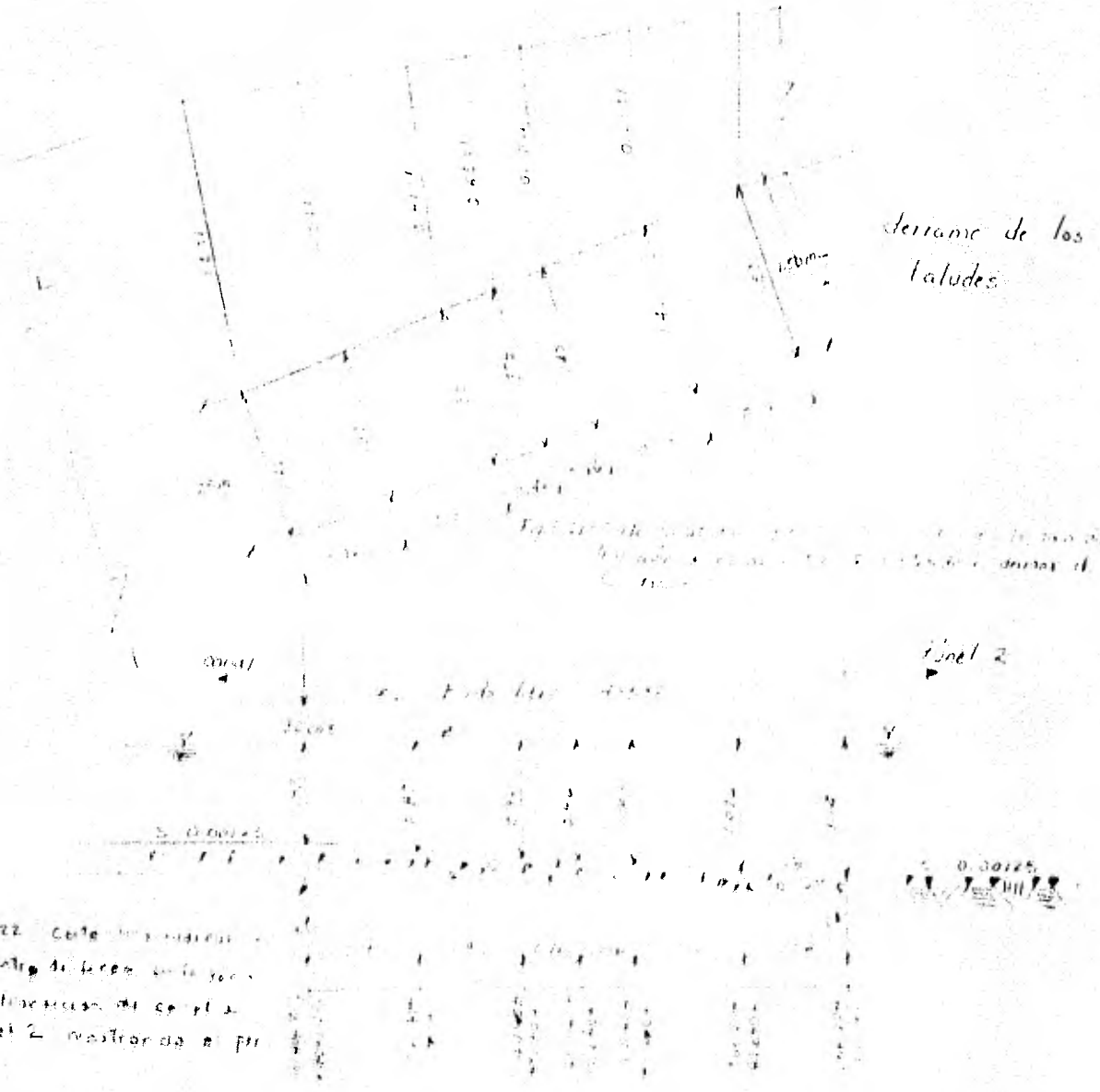


Fig. 10.22 Corte longitudinal de la estructura de la transición de canal a túnel 2 mostrando el perfil

5.4.5. Canal a túnel Túnel 3

5.4.5.1. Determinación de la longitud de transición. Fig. 5.22

Análogamente al punto 5.4.3.1 y de acuerdo a la tabla 5.1 se determina esta longitud

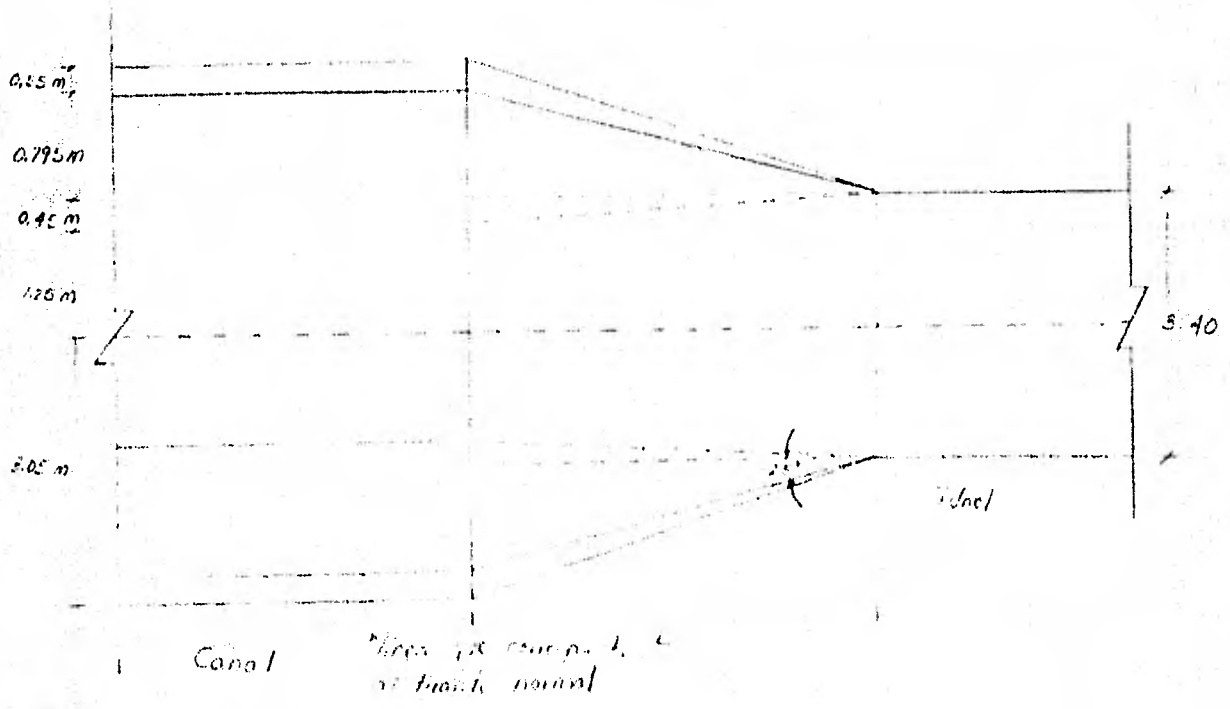


Fig- 5.22 Longitud de transición canal a túnel 3

$$\text{sen } 2.5^\circ = \frac{0.80}{L} \Rightarrow L = \frac{0.80}{\text{sen } 2.5^\circ} = 17.0 \text{ m}$$

5.4.5.2. Determinación de α y β suponiendo la pérdida

(continúa de 5.4.1.2)

$$A_y = \alpha h_v + C_1 \beta h_v = (1 + C_1) \beta h_v$$

De la tabla 5.1 se tiene:

$$\left. \begin{aligned} \text{en el canal } \beta &= \frac{1.007}{11.67} = 0.0860 \\ \text{en el túnel } \beta &= \frac{1.17}{13.0} = 0.0900 \end{aligned} \right\} \alpha = 0.0040$$

$$\text{entonces } A_y = 0.08318$$

Tabla 5.5

El ordenamiento de cálculo del perfil de muestra en la A se dividió la longitud total de 5.70 mts. en 5 tramos de 1.134 m. cada uno.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Def. (m)	$\Delta y'$ (m)	$\Delta z'$ (m)	Δh_v (m)	h_{v1} (m)	ρ (m/s)	A (m ²)	$\rho_{2.1}$ (m)	$\rho_{2.6}$ (m)	ρ (m)	$\rho_{2.1}$ (m)	$\rho_{2.6}$ (m)	ρ (m)	$\rho_{2.1}$ (m)
0.00	0	0	0	0.132	1.609	3.107	2.50	1.25	0.85	405.947	405.117	1.50	406.29
0.134	0.00265	0.001	0.0022	0.1342	1.6226	3.0813	2.34	1.17	0.837	405.153	405.116	1.194	406.259
1.468	0.0106	0.002	0.0088	0.1408	1.662	3.008	2.18	1.13	0.8332	405.95	405.115	0.901	406.28
1.825	0.0165	0.0025	0.0138	0.1458	1.671	2.9562	2.10	1.115	0.827	405.944	405.114	0.7557	406.244
2.102	0.024	0.003	0.02	0.152	1.727	2.8953	2.02	1.102	0.82	405.934	405.114	0.609	406.234
2.936	0.0274	0.004	0.0245	0.1565	1.7523	2.8534	1.86	1.07	0.825	405.928	405.113	0.303	406.236
3.67	0.0332	0.005	0.0276	0.1596	1.767	2.8255	1.70	1.070	0.831	405.949	405.118	0.0	406.245

Tabla 5.5 Ordenamiento de cálculo de la transición de canal a túnel 3.

Para el cálculo de las columnas de la tabla anterior, se sigue el mismo criterio de la tabla 5.4, a excepción de las siguientes columnas:

Col.

- 2 Desnivel parcial de la S.L.A. $\Delta y'$ (Anexo IV D)
- 3 Desnivel parcial del acatón $\Delta z'$

8 Ancho de la superficie libre del agua en la transición que depende del abastecimiento para el vertical propuesto 0.57 es, Fig 5.24.

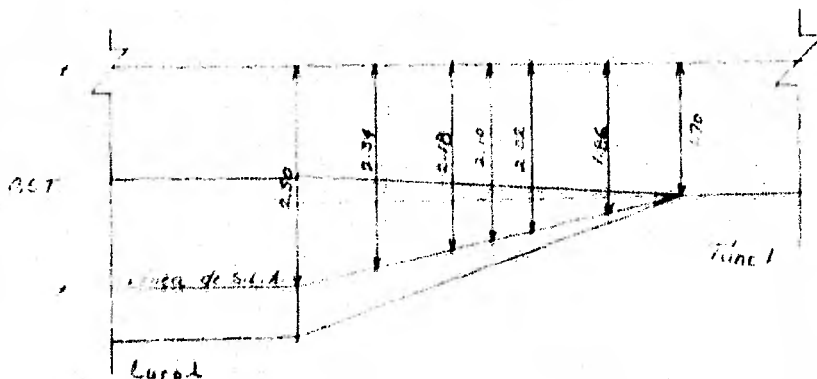


Fig. 5.24 Ancho de la superficie libre del agua en la transición de canal a túnel 3

9 Cincho medio 0.5 de la plantilla en la transición. un incremento $\Delta = 9$ cms. para cada división.

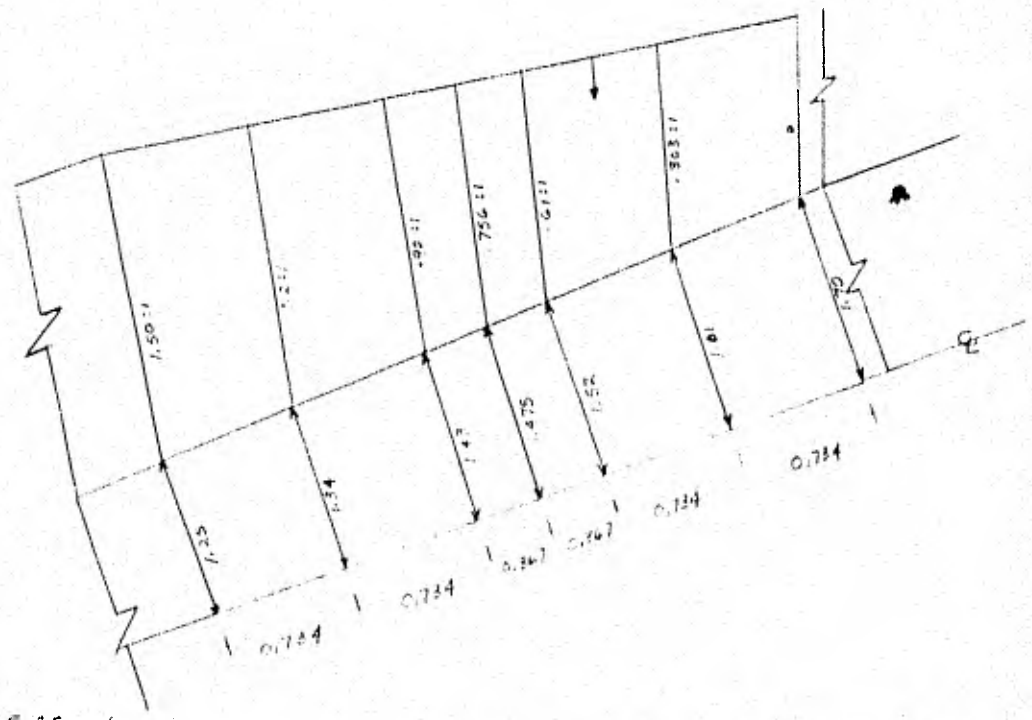


Fig. 5.25 Corte longitudinal por el centro de línea en la zona de transición de canal a túnel mostrando el desborde de tabido

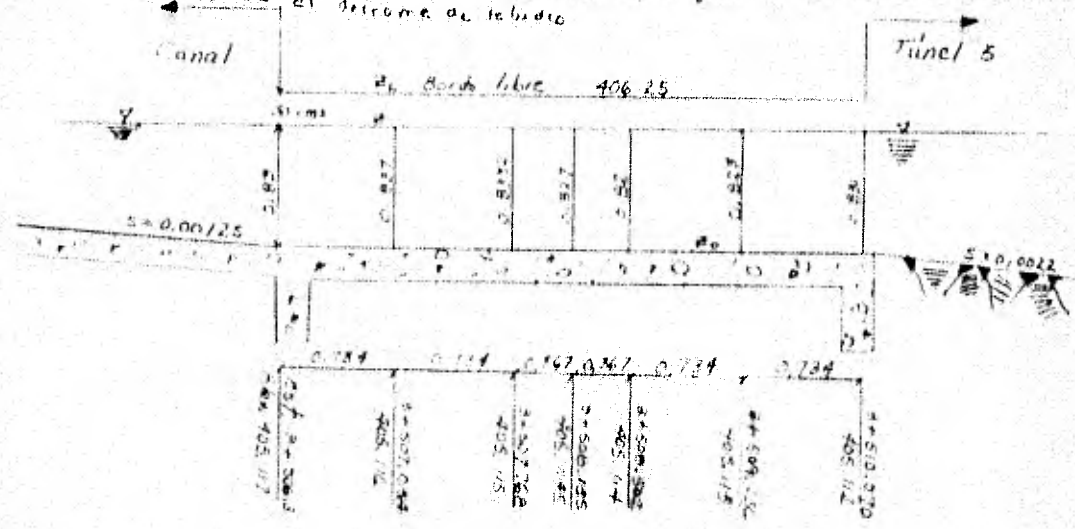


Fig. 5.26 Corte longitudinal por el centro de línea en la zona de transición de canal a túnel 5

5.4.6 Canal a túnel. Túnel 4

5.4.6.1 Determinación de la longitud de transición

Dado que el ancho del túnel 3 y 4 es el mismo. (Ver tabla 5.1). La longitud de la transición también será la misma, esto es:

$$L = 3.70 \text{ mts}$$

5.4.6.2 Determinación del perfil despreciando la fricción.

Análogamente a 5.4.5.2

$$\Delta y' = \Delta h_v + C_i \Delta h_v = (1 + C_i) \Delta h_v$$

De la tabla 5.1 se tiene:

$$\left. \begin{array}{l} \text{En el canal } \frac{v^2}{2g} = \frac{1.607^2}{19.62} = 0.132 \text{ m} \\ \text{En el túnel } \frac{v^2}{2g} = \frac{2.031^2}{19.62} = 0.2109 \text{ m} \end{array} \right\} \Delta h_v = 0.0789$$

El desnivel $\Delta y' = 0.07468$

El ordenamiento de cálculos del perfil se muestra en la tabla 5.6. Se dividió la longitud total de 3.70 mts, en 5 tramos de 0.74 m, cada uno.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
est	$\Delta y'$	$\Delta z'$	Δh_v	h_{vc}	y	A	QSR	QSB	y	Z	Z_0	Z	Z_0
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ³)	(m ³)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.00	0	0	0	0.132	1.607	3.107	2.50	1.25	0.83	39.11	39.11	1.50	37.61
0.74	0.0057	0.001	0.0063	0.132	1.647	3.054	2.34	1.54	0.8746	39.145	39.11	1.512	37.629
1.48	0.0103	0.002	0.0083	0.132	1.752	2.847	2.18	1.88	0.916	39.16	39.11	1.524	37.647
2.22	0.0149	0.003	0.0093	0.132	1.857	2.721	2.10	1.775	0.9615	39.18	39.11	1.536	37.665
2.96	0.0195	0.004	0.0103	0.132	1.962	2.596	2.02	1.52	0.9734	39.21	39.11	1.548	37.683
3.70	0.0241	0.005	0.0113	0.132	2.067	2.471	1.94	1.41	0.9722	39.24	39.11	1.560	37.701

Tabla 5.6 Ordenamiento de cálculos en zona de transición de canal a túnel 4. Para el cálculo de los columnas de la tabla 5.6 se sigue el mismo criterio de la tabla 5.5, a excepción de la columna 8 (Área T_E)

A continuación se muestra un corte longitudinal por el centro de línea en la zona de transición de canal a túnel A hecho en base a las premisas anteriores de 5.4.6;

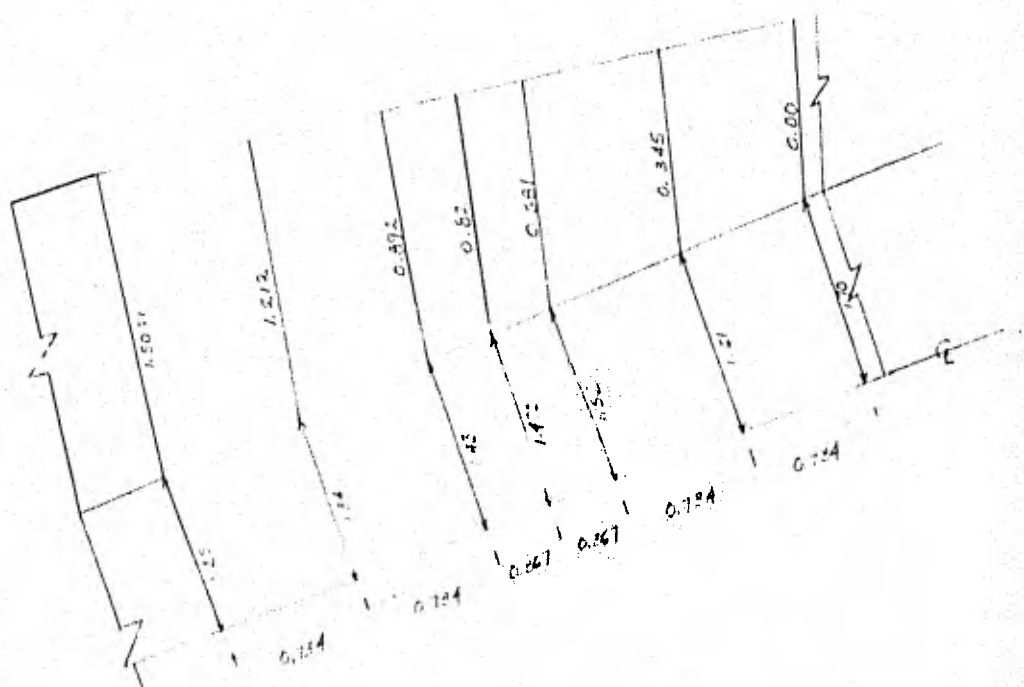


Fig. 5.27 Corte longitudinal por el centro de línea en la zona de transición de canal a túnel A mostrando el derrame de taludes.

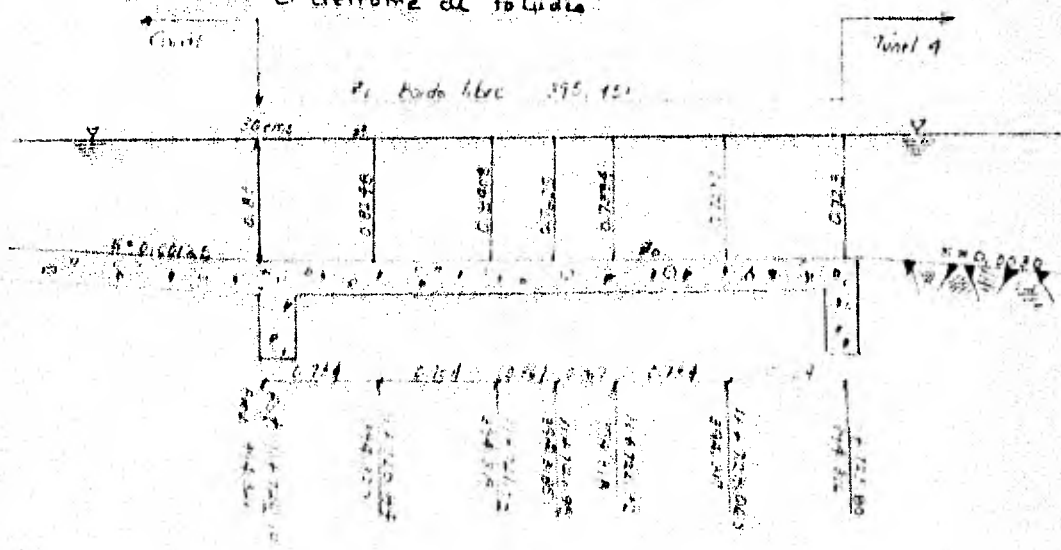


Fig. 5.28 Corte longitudinal por el centro de línea en la zona de transición de canal a túnel A mostrando el perfil.

5.5 Determinación del nivel necesario en el embalse por la conducción -

5.5.1 Cálculo de las pérdidas de energía total.

Primera mente se hará la descripción de las columnas que conforman la tabla 5.7 que nos servirá para este cálculo.

- | | |
|--------|--|
| Col. 1 | Estación que se está analizando |
| 2 | Elevación de la plantilla, obtenida con los diferentes pendientes y coordenadas. |
| 3 | Tirante en las diferentes secciones |
| 4 | Áreas correspondientes a las secciones analizadas |
| 5 | Velocidad en cada sección $v = Q/A$ |
| 6 | Carga de velocidad $h_v = v^2/2g$ |
| 7 | Energía en la sección analizada $E_0 = y + \frac{v^2}{2g}$ |
| 8 | Longitud entre cada estación |
| 9 | Radio hidráulico $R = A/P$ |
| 10 | Pendiente de fricción $S_f = \frac{v^2 n^2}{R^{4/3}}$ |
| 11 | Pendiente de fricción media $S_f = \frac{S_{f1} S_{f2}}{2}$ |
| 12 | Pérdida de energía por fricción $\Delta h_f = S_f \Delta x$ |
| 13 | Pérdida de energía por curvas Δh_c |
| 14 | Pérdida de energía por transiciones y entrada Δh_e |
| 15 | Pérdida de energía total $\Delta h_T = \Delta h_f + \Delta h_c + \Delta h_e$ |
| 16 | Carga necesaria para el escurrimiento: $H = h_{\text{entree}} + \Delta h_T$ (col. 16 entree + col. 15) |

Cabe hacer notar que para el cálculo de la columna 13, se necesita hacer la tabla 5.8, en base a la siguiente suposición.

Las pérdidas de energía por curvas se determinará por la ec. 5.6.

$$\Delta h = C_L \frac{v^2}{2g} \text{ --- ec. 5.6}$$

donde:

$$C_L = 2 \frac{b}{r_n}$$

b = ancho de la sección

r_n = radio de la curva

(31) HENDERSON, F.M. *Open Channel Flow*. MacMillan & Book Series. New York 1959, p 257.
 "Debido al gran número de variables que intervienen en forma independiente: F_r , v/b , v^2/b , TR , A , no se ha determinado en forma la valuación de pérdidas, sin embargo, se sugiere con un criterio conservador usar la ec. 5.6."

Tramo	P. Topogm.	Curva	b (m)	r _n (m)	C _L	V (m/s)	$\Delta h = C_L \frac{V^2}{2g}$ (m)	$\Delta h_L = \sum \Delta h_p$ (m)	Observaciones
I	12+213.10	1	2.40	156	0.02	1.02	0.01027	0.01027	Curvas en el tramo 4
	11+813.10	2	3.40	282	0.126	1.02	0.126	0.126	
II	11+813.10	3	2.50	20.64	0.127	1.02	0.0216	0.0216	
	11+813.10	4	2.50	12.50	0.127	1.02	0.0216	0.0216	
	11+720.1	5	2.50	18.54	0.125	1.02	0.0216	0.0216	
	11+720.1	6	2.50	22.54	0.125	1.02	0.0216	0.0216	
	10+717.60	7	2.50	69.5	0.022	1.02	0.00954	0.1480	
	10+692.6	8	2.50	23.61	0.1949	1.02	0.0257	0.1737	
	10+727.6	9	2.50	106.6	0.0477	1.02	0.00655	0.1802	
	10+646.6	10	2.50	19.12	0.354	1.02	0.0467	0.0467	
	10+542.6	11	2.50	9.25	0.117	1.02	0.01544	0.0621	
	10+411.6	12	2.50	17.98	0.286	1.02	0.03774	0.0998	
III	10+304.60	13	2.50	21.82	0.229	1.02	0.03021	0.1300	
	10+218.10	14	2.50	31.94	0.157	1.02	0.02098	0.1509	
	10+109.10	15	2.50	2705	0.024	1.02	0.0044	0.1524	
	9+545.2	16	2.50	106.28	0.047	1.02	0.0062	0.1616	
	9+571.30	17	2.50	31.94	0.157	1.02	0.02098	0.1826	
	9+623.10	18	2.50	100.0	0.050	1.02	0.00619	0.1892	
IV	9+519.10	19	2.50	12.51	0.127	1.02	0.0099	0.0099	
	9+519.10	20	2.50	17.98	0.186	1.02	0.0271	0.0426	
	9+466.60	21	2.50	46.08	0.04	1.02	0.0137	0.0562	
	9+390.60	22	2.50	106.28	0.047	1.02	0.0062	0.0625	
	9+390.60	23	2.50	12.51	0.127	1.02	0.0099	0.0750	
	8+923.00	24	2.50	43.47	0.109	1.02	0.01428	0.0894	
	8+859.90	25	2.50	11.46	0.117	1.02	0.01164	0.1110	
V	8+792.96	26	2.50	66.47	0.077	1.02	0.0099	0.1207	
	8+714.90	27	2.50	9.25	0.051	1.02	0.0041	0.125	
	8+641.90	28	2.50	23.04	0.119	1.02	0.0117	0.1357	
	8+574.90	29	2.50	79.2	0.063	1.02	0.0085	0.1404	
	8+507.90	30	2.50	67.26	0.080	1.02	0.0101	0.1445	
	8+440.90	31	2.50	94.97	0.05	1.02	0.0087	0.1497	
	8+373.90	32	2.50	44.2	0.07	1.02	0.0148	0.1544	
	8+306.90	33	2.50	54.2	0.04	1.02	0.0089	0.1596	
	8+239.90	34	2.50	16.85	0.105	1.02	0.0116	0.1648	
	8+172.90	35	2.50	36.25	0.08	1.02	0.0182	0.1700	
VI	8+105.90	36	2.50	22.5	0.045	1.02	0.0082	0.1752	
	8+39.90	37	2.50	24.2	0.057	1.02	0.0104	0.1804	
	8+39.90	38	2.50	1.44	0.05	1.02	0.0095	0.019	
	8+39.90	39	2.50	7.5	0.104	1.02	0.0064	0.0234	
	8+39.90	40	2.50	14.4	0.05	1.02	0.0084	0.0274	
	8+39.90	41	2.50	11.7	0.080	1.02	0.0105	0.0314	
	8+39.90	42	2.50	27.4	0.070	1.02	0.0124	0.0354	
	8+39.90	43	2.50	31.69	0.05	1.02	0.008	0.0394	
	8+39.90	44	2.50	18.6	0.065	1.02	0.0092	0.0434	
	8+39.90	45	2.50	25.4	0.057	1.02	0.008	0.0474	

Tabla - 5.8 Perdidas de energía por curvas

Tramo	P. Tercera	Cilva	b (m)	r _n (m)	C _L	V (m/s)	Δh = C _L $\frac{V^2}{2g}$ (m)	Δh _L ± Δh _p (m)	Observaciones
VII 5+925,37 4+927,763	5+820,87	47	2,50	42,06	0,119	1,609	0,01570	0,01570	
	5+781,67	48	2,50	34,23	0,138	1,609	0,01820	0,0329	
	5+723,07	49	2,50	68,49	0,073	1,609	0,00963	0,04353	
	5+633,07	50	2,50	26,27	0,186	1,609	0,02480	0,06833	
	5+588,07	51	2,50	31,84	0,157	1,609	0,02071	0,08704	
	5+485,07	52	2,50	32,25	0,155	1,609	0,02045	0,10794	
	5+425,813	53	2,50	116,28	0,093	1,609	0,00567	0,1151	
	5+278,278	54	2,50	13,090	0,282	1,609	0,0504	0,1655	
	5+168,278	55	2,50	11,16	0,418	1,609	0,0591	0,2246	
4+977,655	56	2,50	72,23	0,068	1,609	0,0089	0,2325		
VIII 4+927,763 4+159,218	4+910,011	57	2,50	96,052	0,052	1,609	0,00686	0,00686	
	4+842,87	58	2,50	113,62	0,044	1,609	0,0058	0,01266	
	4+662,64	59	2,50	113,63	0,044	1,609	0,0058	0,01846	
	4+549,971	60	2,50	37,51	0,149	1,609	0,0196	0,03812	
	4+418,15	61	2,50	210,0	0,015	1,609	0,0033	0,04192	
	4+363,262	62	2,50	138,87	0,030	1,609	0,0047	0,04617	
IX 4+159,218 3+697,196	4+226,772	63	2,50	171,8	0,038	1,609	0,005	0,05118	
	4+113,062	64	2,40	18,91	0,401	1,77	0,06403	0,06403	Túnel 5
X 3+697,196 2+549,080	3+522,17	65	2,40	242,16	0,028	1,77	0,00447	0,0044	
	3+417,443	66	2,40	86,20	0,058	1,77	0,00765	0,00765	
	3+312,717	67	2,40	22,822	0,227	1,77	0,0297	0,0376	
	3+217,991	68	2,40	234,17	0,017	1,77	0,0022	0,0398	
	3+123,265	69	2,40	158,3	0,021	1,77	0,0051	0,0447	
	3+028,539	70	2,40	32,21	0,174	1,77	0,01768	0,0622	
	2+933,813	71	2,40	64,72	0,087	1,77	0,0101	0,07276	
	2+839,087	72	2,40	109,15	0,048	1,77	0,0093	0,0771	
	2+744,361	73	2,40	87,72	0,057	1,77	0,00752	0,0860	
	2+649,635	74	2,40	124,10	0,042	1,77	0,0074	0,090	
XI 2+549,080 1+626,35	2+554,359	75	2,40	320,2	0,015	1,77	0,0017	0,092	
	2+459,633	76	2,40	21,25	0,549	1,77	0,1704	0,1624	
	2+364,887	77	2,50	28,91	0,189	1,77	0,0249	0,1749	
	2+270,141	78	2,50	89,24	0,07	1,77	0,0074	0,1883	
	2+175,395	79	2,50	42,2	0,08	1,77	0,0047	0,04655	
XII 1+626,35 1+152,711	1+922,075	80	2,50	3,38	1,106	1,77	0,1472	0,1938	
	1+827,329	81	2,50	14,2	0,44	1,77	0,0063	0,20	
	1+732,583	82	2,50	36,5	0,24	1,77	0,0121	0,2021	
	1+637,837	83	2,50	122,6	0,08	1,77	0,0082	Túnel 6	
XIII 1+152,711 0+160,164	1+542,9	84	2,50	171,1	0,061	1,77	0,0084	0,2054	
	1+448,154	85	2,50	14,4	0,51	1,77	0,0187	0,2175	
	1+353,398	86	2,50	22,4	0,31	1,77	0,0217	0,0432	
	1+258,642	87	2,50	31,48	0,21	1,77	0,0191	0,0627	
XIV 0+160,164 0+215,19	0+103,177	88	2,50	69,022	0,12	1,77	0,0295	0,0795	

Tabla - 6.7 (Continuación)

Para el cálculo de la columna 4 se tendrán las siguientes consideraciones:

$$\Delta h = 0.1 \frac{V^2}{2g} \quad (32)$$

Pérdidas de energía.

$$\Delta h = K \frac{V^2}{2g} \quad (33)$$

pérdidas por entrada

(32) Ver T. Chow, op. cit., p. 314 para régimen turbulento puede suponerse $\Delta h = 0.1 \frac{V^2}{2g}$ para las pérdidas de energía para el tipo de transición por puente.

(33) SORELO AVILA, op. cit., p. 218 y 219, para pérdidas por entrada $\Delta h = K \frac{V^2}{2g}$ donde $K = 0.5$.

Tabla - 5.7

Calculo de las pendientes de seccion lateral

Estacion	St. Pivote	θ	A	V	θ_1	E_1	θ_2	θ	θ_3	θ_4	θ_5	θ_6	θ_7	H	Observaciones
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
12+562.10	398.00	0.823	180.4	2768	0.2902	0.2918	---	0.4048	0.0080	---	---	---	---	312.918	Sección a la salida
12+540.81	393.087	0.725	18.8	2024	0.2109	0.2381	18.6	0.2012	0.0080	0.0025	0.1987	---	0.1483	294.070	Curva 1/2
11+723.30	374.516	0.727	21.8	2021	0.2109	0.2381	18.7	0.2012	0.0080	0.0025	0.1987	---	0.1509	276.572	Túnel 4
11+722.10	374.516	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	---	0.4048	0.0080	---	---	---	0.0025	286.608	Transición
10+717.6	375.574	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	100.1	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	---	283.033	
9+547.1	377.037	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	112.3	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	---	271.681	
8+473.70	378.378	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	101.4	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	---	261.017	
7+025.90	402.175	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	102.0	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	---	252.752	
5+71.37	401.563	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	110.5	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	---	244.101	
4+927.163	402.877	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	110.0	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	---	236.821	
4+157.218	402.175	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	102.0	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	---	228.504	
4+014.037	403.221	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	145.81	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	---	220.477	
4+010.367	403.997	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	110.0	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	0.016	211.779	Transición
3+510.0	405.112	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	102.0	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	---	203.058	Túnel 5
2+506.7	405.117	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	110.0	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	0.016	194.383	Transición
2+477.83	405.15	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	110.0	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	---	186.18	
2+324.085	405.970	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	110.0	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	0.016	177.418	
1+656.35	407.43	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	102.0	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	---	168.155	
11:53.873	407.583	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	110.0	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	---	160.301	
1+529.213	407.77	1.14	3.42	1462	0.109	0.247	4.60	0.648	0.0025	0.0025	0.0015	---	0.01	151.317	Transición
1+050.00	407.877	1.14	3.42	1462	0.109	0.247	4.60	0.648	0.0025	0.0025	0.0015	---	0.48	142.197	Túnel 2
1+045.4	408.13	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	4.60	0.648	0.0025	0.0025	0.0015	---	0.01	133.812	Transición
0+560.616	408.805	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	101.78	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	---	124.854	
0+503.753	408.87	0.823	180.8	2809	0.2902	0.2918	110.0	0.2012	0.0025	0.0025	0.1987	0.1987	---	116.424	
0+497.153	408.586	1.14	3.42	1462	0.109	0.247	4.60	0.648	0.0025	0.0025	0.0015	---	0.01	107.939	Transición
0+265.14	408.877	1.14	3.42	1462	0.109	0.247	4.60	0.648	0.0025	0.0025	0.0015	---	0.48	98.684	Túnel 1
0+000.00	409.21	1.14	3.42	1462	0.109	0.247	4.60	0.648	0.0025	0.0025	0.0015	---	0.05	91.005	H. del terreno a 41 embalse

Se puede concluir que para el grato de diseño pedido, la altura de la presa deberá llegar a la elevación 412.00 m.s.n.m.

5.3.2. Esquema de la conducción:

A continuación en la fig. 5.29 se muestra la línea de energía y la línea de superficie libre del agua de la conducción.

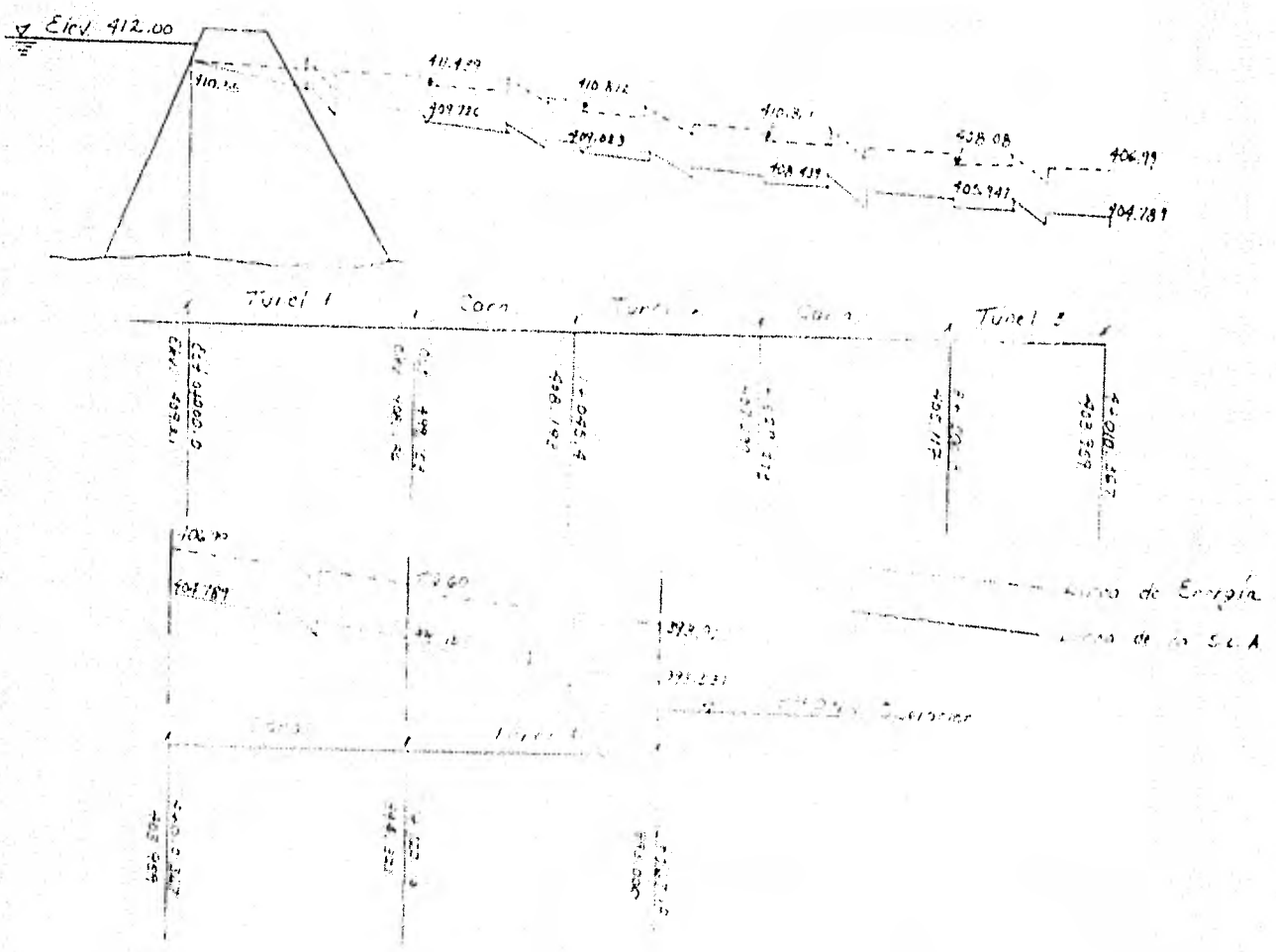


Fig. 5.29 Esquema de la conducción

5.6 Diseño del limitador de gasto.-

Las condiciones del túnel 1 no se cambiarán, es decir, el escurrimiento en él tendrá la siguiente geometría, fig. 5.30.

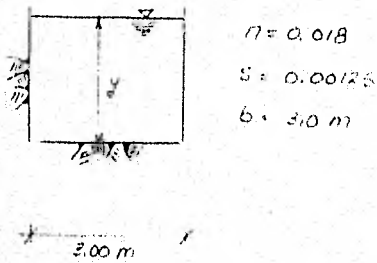


Fig. - 5.30 Geometría del túnel 1.

Se recomienda que al salir del túnel 1 se continúe la sección rectangular construyéndose el limitador de gasto y posteriormente la transición del limitador se hará llegar el agua a una alcantarilla tirando el excedente.

Consideremos como gasto máximo el que pueda aceptar la sección rectangular al continuar la sección.

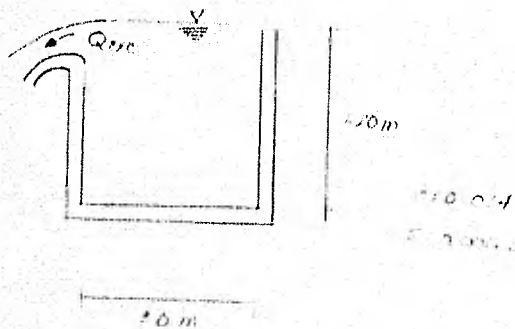


Fig. - 5.31 Limitador de gasto

$$Q = \frac{A R^{4/3} S^{1/2}}{n}$$

$$Q_{max} = \frac{(3 \times 3.0)}{0.014} \left[\frac{3 \times 3.0}{12 \times 2 + 3.0} \right]^{2/3} (0.00125)^{1/2}$$

$$= 6.74 \text{ m}^3/\text{s}$$

Entonces el gasto excedente $Q_{exd} = 6.74 - 5.01 \text{ m}^3/\text{s} = 1.74 \text{ m}^3/\text{s}$

El límite de la sección rectangular al salir del túnel es:

De la eq. 5-1 $n = \frac{Q}{A R^{4/3} S^{1/2}}$

$$\frac{5 \times 0.014}{(3 \times 3.0)^{2/3}} = 0.014 \left[\frac{3 \times 3.0}{12 \times 2 + 3.0} \right]^{2/3} (0.00125)^{1/2}$$

$$A = 0.745 \text{ m}^2$$

La altura P del cimacio será de .95 m y la altura H_0 de la corona sobre la cresta será de 0.25 m. Entrando con el valor de la relación $\frac{P}{H_0}$, se obtiene $L = 2.181$ ⁽³⁴⁾

La descarga sobre una cresta de cimacio se obtiene por medio de la fórmula de Francis, ec. 5.7.

$$Q = C L H_0^{3/2} \quad \text{ec. 5.7}$$

Despejando L , resulta $L = \frac{Q}{C H_0^{3/2}} = \frac{5}{2.181(0.25)^{1.5}} = 18.34 \text{ m}$

5.6.1. Determinación del perfil Creager -

Se calculará un perfil Creager ⁽³⁵⁾ para un gasto $Q_{cre} = 1.94 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_0 = 0.25 \text{ m}$; aunque se presenta un flujo con descarga decreciente (gradualmente variable) por las dimensiones de la obra se considerará como si fuera constante la descarga e igual a

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{1.94}{18.34} = 0.1057 \text{ m}^3/\text{s/m} \quad \text{ec. 5.8}$$

$$v = \frac{q}{P + H_0} = \frac{0.1057}{.75 + 0.25} = 0.0881 \text{ m/s} \quad \text{ec. 5.9}$$

$$h_a = \frac{q^2}{2g(P + H_0)^2} = \frac{0.1057^2}{19.62(1.00)^2} = 0 \quad \text{ec. 5.10}$$

La porción de aguas abajo está definida por la ecuación 5.11 ⁽³⁶⁾

$$\frac{y}{H_0} = -x \left(\frac{x}{H_0} \right)^{1/n} \quad \text{ec. 5.11}$$

es la que x y y son constantes, cuyo valor depende de la inclinación de aguas arriba y de la velocidad de descarga.

(34) S.F.H., op. cit., p. 298, fig. 2.27

(35) U.S. Bureau of Reclamation, Diseño de Puentes Pequeños, C.E.C.S.A. México, 1981, p. 303.

ec. Hid., p. 304 Fig. 167A "Efectos de las Secciones de las Crestas con la forma de la lámina vertical".

(36) ec. Hid., p. 302 "la figura 167 da valores de estas constantes para diferentes anchuras".

(37) loc. cit.

(38) loc. cit.

Para un paramento de aguas arriba vertical, una relación $\frac{h_0}{H_0} = 0.001098$, los valores de $K^{(m)}$ y $\alpha^{(1)}$ son 0.50 y 1.872 respectivamente. Sustituyendo en ec. 5.11 resulta la ec. 5.12

$$\frac{y}{0.25} = -0.50 \left(\frac{x}{0.25} \right)^{1.872} \text{ ----- ec. 5.12}$$

La porción que queda aguas arriba del origen ^{Fig. 5.32} se define como una curva simple y una tangente o como una curva circular simple. Con un paramento de aguas arriba vertical y una relación $\frac{h_0}{H_0} = 0.001098$, los valores de $r_2^{(12)}$, $r_1^{(11)}$, $y_c^{(14)}$, $x_c^{(15)}$ son 0.0575, 0.13225, 0.0306 y 0.07 m. respectivamente.

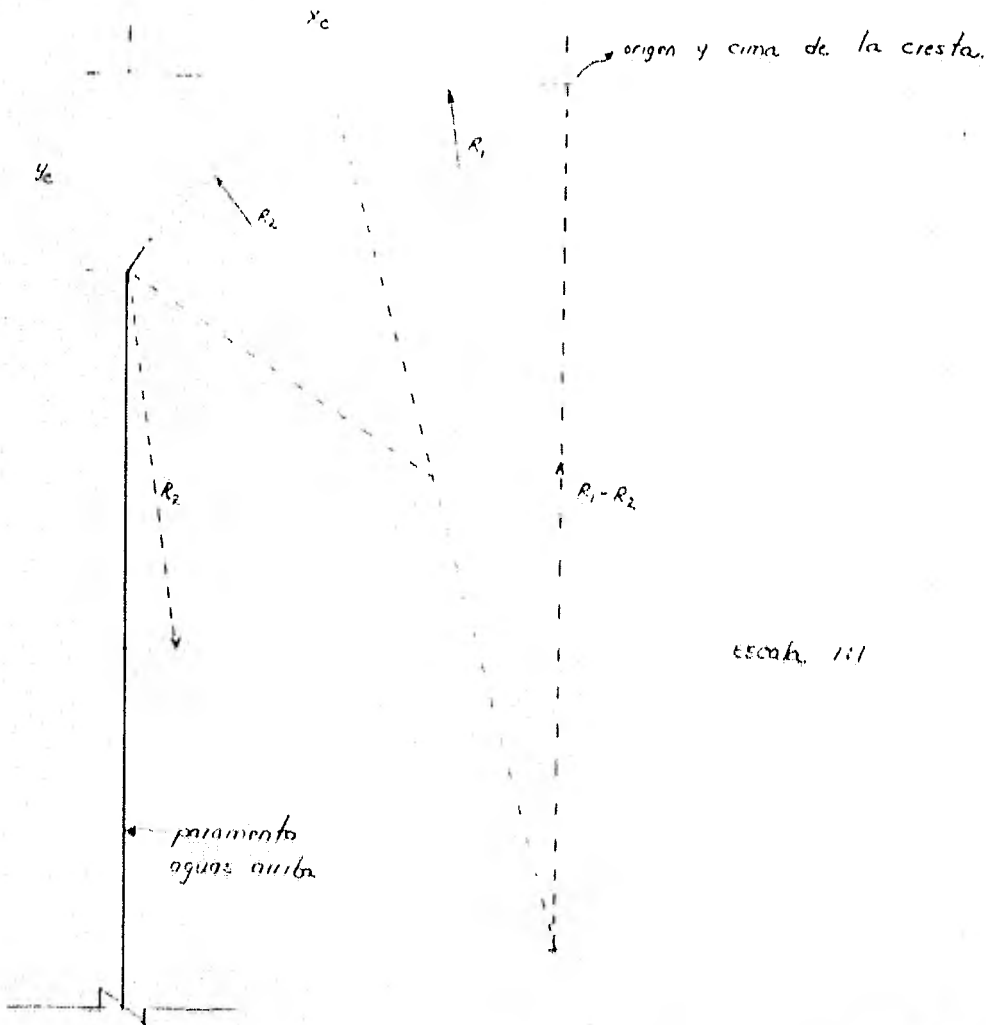


Fig. 5.32 Porción aguas arriba del origen de la cresta vertical para el limitador de gasto.

(40) *Ibid.*, p. 304. Fig. 187 B y C, (41) *loc. cit.*, y (42) *Ibid.*, p. 305. Fig. 187 D, E y F. (43) *loc. cit.*, (44) *loc. cit.*, (45) *loc. cit.*

Despejando x de la ec. 5.12 resulta la ec. 5.13

$$x = 0.7601 y^{1.872} \quad \text{--- ec. 5.13}$$

Si a la variable independiente y de la ec. 5.13 le damos diferentes valores, x valdrá según valores de tabla 5.8 que graficados resultan ser la fig. 5.33.

$S_1 y$	x
0.05	0.1531
0.10	0.2218
0.15	0.2756
0.20	0.3214
0.25	0.3621
0.30	0.3992
0.35	0.4335
0.40	0.4656
0.45	0.496
0.50	0.5246
0.55	0.5521
0.60	0.5784
0.65	0.6037
0.70	0.6281
0.75	0.6517
0.80	0.6746
0.85	0.6968
0.90	0.7184
0.95	0.7395

Tabla 5.8 Valores de la ec. 5.13

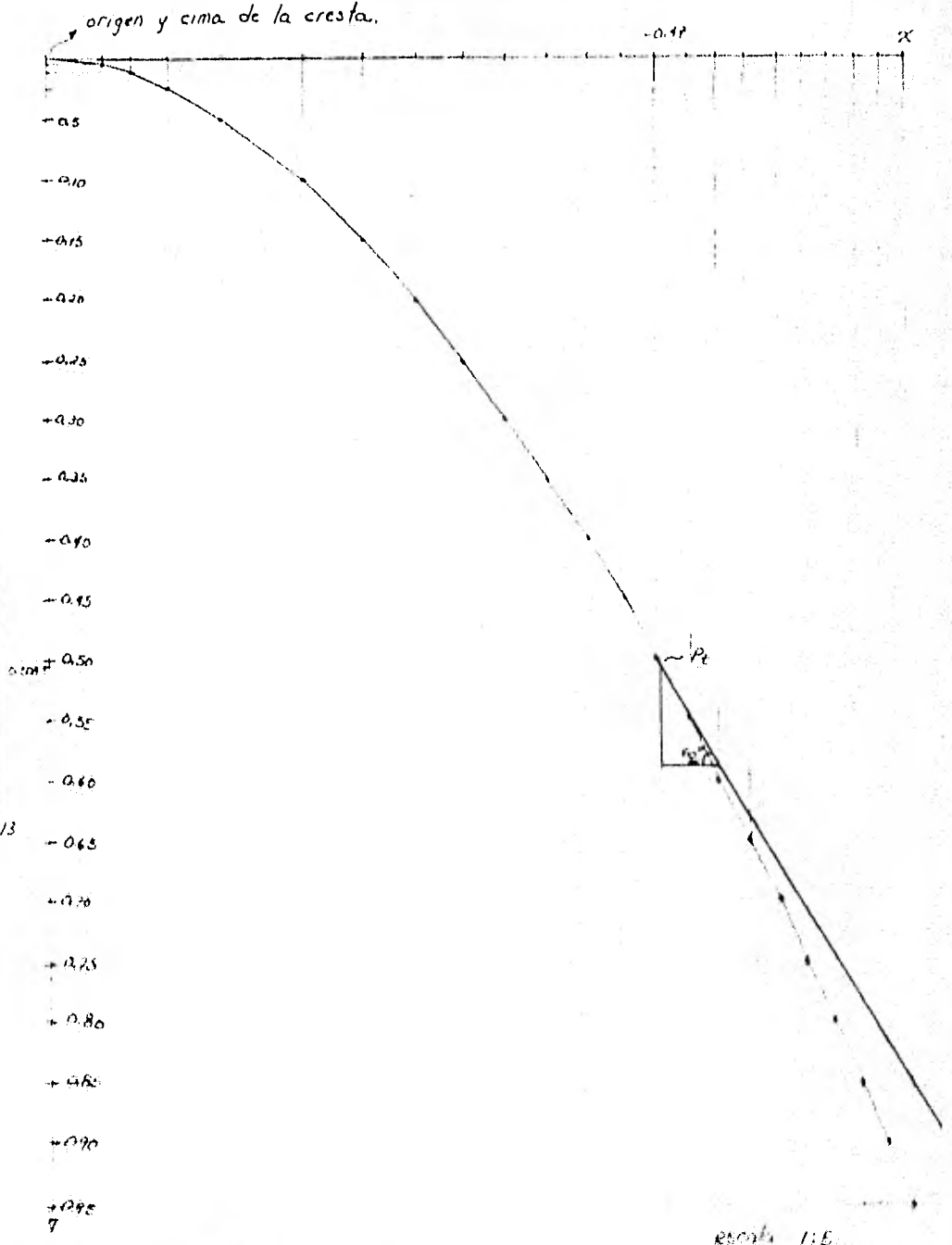


Fig. 5.33 Pérdida aguas abajo del origen de la cresta artificial del limitador de gasto

La obtención del punto tangencia P_t (Ver fig. 5.33) se hace por medio de la ec. 5.14

$$\frac{dy}{dx} = -m \quad \dots \text{ec. 5.14}$$

donde m = pendiente del talud de la porción aguas abajo

$$m = \tan 60^\circ = 1.732$$

Si derivamos la ec. 5.12 con respecto a x , resulta ec. 5.15

$$\begin{aligned} \frac{dy}{dx} &= -0.125(1.872) \left(\frac{x}{0.25} \right)^{0.87} \left(\frac{1}{25} \right) \\ &= -0.935 \left(\frac{x}{0.25} \right)^{0.872} \quad \dots \text{ec. 5.15} \end{aligned}$$

Sustituyendo la ec. 5.15 en la ec. 5.14, se obtienen los puntos de tangencia $P_t(x, y)$ donde

$$x = 0.508$$

$$y = -0.470$$

Se puede probar en cualquier la cuneta con una sección rectangular de 2 mts. de ancho, en este caso, para calcular su coeficiente de fricción. Se usará la ec. 5.1

$$q = \frac{1.94}{2} = 0.97 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \quad \text{y} \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 0.458 \text{ m}$$

$$S_c = \left[\frac{Qn}{AR^{2/3}} \right]^2 = \left[\frac{1.94 \times 0.014}{(2 \times 0.458) \left[\frac{2 \times 0.458}{2 + 2(0.458)} \right]^{2/3}} \right]^2 = 0.0041$$

Por facilidad de manejo del gasto se dará una pendiente menor a S_c y será $S = 0.003$. La descarga se debe hacer en la estación 517.942 y la longitud del limitador es 18.34 mts.

Si $S = 0.0038$, el tirante h será $y = 0.40 \text{ m}$. La elevación de la rasante en la estación $0+517.942$ es: $408.862 + 1.20 = 410.052$ elev. del bordo libre del canal. Menos 0.76 m incluyendo bordo libre del limitador, la elevación del fondo de la pirilla en este será: $410.052 - 0.76 = 409.292$

En la salida del túnel, inicio del limitador, estación $0+499.602$, el tirante será el mismo y la rasante tendrá la misma elevación, es decir, 410.074 . La elevación del fondo de la pirilla del canal y limitador será 408.874 y 409.314 respectivamente. El comportamiento se esquematiza todo lo anterior Fig. 5.34

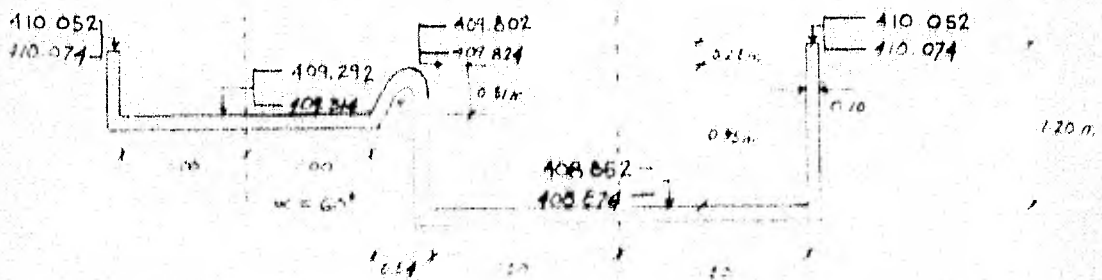


Fig. 5.34 Detalle de canal y limitador de gastos a la descarga en la est $0+517.942$ a la salida del túnel en la est $0+499.602$

Nota: las elevaciones superiores de la fig. 5.34 corresponden a la descarga mientras que las inferiores a la salida del túnel.

5.6.2. Descarga -

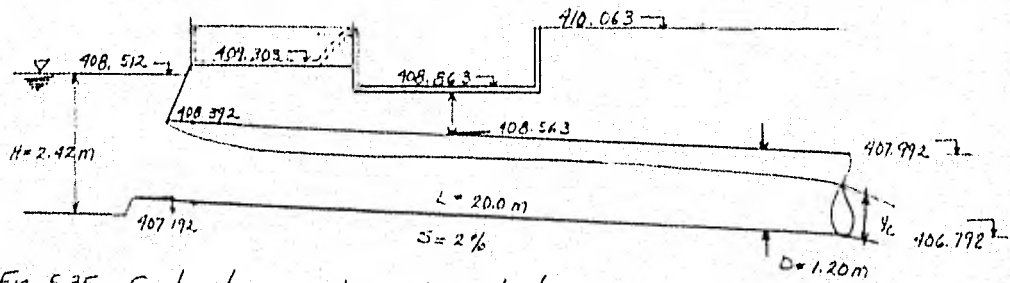


Fig. 5.35 Corte transversal en la estación 0+517.942

Arriba ^{la fig. 5.35} muestra un corte transversal en la estación 0+517.942, lugar donde se hace la descarga.

Considerando como aportación por lluvia un gasto máximo de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, se deberán disolver:

$$Q = 1.94 + 0.5 = 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para $\frac{Z}{d_0^{2.5}}$; donde $Z = \frac{Q}{\sqrt{g}}$, entonces $\frac{Z}{d_0^{2.5}} = 0.506$, y $\frac{y_c}{d_0} = 0.760$, $\therefore y_c = 0.91 \text{ m}$.

$$Q = 2.5 \text{ m}^3/\text{s} = 88.28 \text{ ft}^3/\text{s}; \quad \frac{H}{D} = \frac{2.42}{1.20} = 2.016$$

Para un gasto de $88.28 \text{ ft}^3/\text{s}$ y una relación de 2.016, el diámetro de Culvert necesario para que circule el gasto sin problemas, teniendo una carga de agua de 2.42 m es:

$$d = 38'' = 97 \text{ cm}$$

Como nuestro diámetro propuesto $D = 1.20 \text{ m}$ es mayor que el de Culvert $d = 0.97 \text{ m}$ y también mayor que el tirante crítico $y_c = 0.91 \text{ m}$, significa que nuestro tubo no trabajará ahogado. Por lo tanto se acepta.

5.7 Diseño del desagüe.-

(Ver Plano 13)
 La finalidad del desagüe \wedge consiste en poder desahogar hasta un gasto de diseño $Q_d = 6.5 \text{ m}^3/\text{s}$ en caso de emergencia. Ygr. Cuando se agrieta la planilla de la conducción, se tendrá la imperiosa necesidad de secar la zona para repararla debidamente y así evitar filtraciones de agua, ya que en caso contrario, provocarían la inestabilidad del terreno y consecuentemente el colapso de la conducción.

Una vez hecho el análisis topográfico del terreno y de las características geométricas de la conducción se procedió a la ubicación y diseño de los desagües. Cabe hacer notar que el diseño del desagüe queda fuera del alcance de este trabajo, y solamente se menciona la consideración más importante para el diseño del mismo. Esta consideración es que para un gasto $Q_d = 5.5 \text{ m}^3/\text{s}$ sin que tengamos problemas de socavación en las laderas, es necesario que la velocidad del fluido al momento de la descarga, sea menor que la velocidad máxima permisible, es decir, 2.5 m/s .

VI- DISEÑO DEL VERTEDOR

Por razones económicas el tipo de contra elojido (contra de gravedad) funcionará íntegramente como vertedora, seleccionando la cresta vertedora del tipo libre ó sin control, que automáticamente da paso al agua cuando el almacenamiento supere el nivel de la cresta. (Ver Plano 4).

Partiendo de la revisión hidráulica de la conducción se encontró que es necesario elevar el agua a la cota 412.0 msnm ^(ver tabla 5.7) para que se pueda conducir los $5 \text{ m}^3/\text{seg}$ al vaso de Chicocosen. Por otra parte, de la simulación del funcionamiento de vaso se determinó que para la política de operación señalada ^(ver 4.1.4) se puede construir una contra a esa altura puesto que en promedio para los 26 años de simulación no se presentaron derivaciones, aun más, se determinó un mejor aprovechamiento que para la elevación anterior de 411.0 msnm .

Para iniciar el diseño del vertedor se necesita determinar los gastos con que supuestamente se va a trabajar, ya sea los que se presenten únicamente en condiciones extraordinarias, o los que frecuentemente se tendrán que manejar, tales gastos se han descrito ^(ver 4.1.1), considerando un gasto de diseño de $250 \text{ m}^3/\text{seg}$ asociado a un período de retorno de 15 años. De lo anterior nos conduce a tener un determinado grado de seguridad que va de acuerdo con la importancia de la obra y el riesgo que pueda aceptar una estructura para que funcione.

En conclusión el diseño del vertedor se analizará para las siguientes características:

gasto de diseño	$Q_D = 250 \text{ m}^3/\text{seg}$	(considerando el desplante a la cota 412 msnm)
altura	$H = 412 - 395 = 17 \text{ m}$	

Perfil (ver plano 4) a seguir

El perfil del amarrón tipo Cienega es el más recomendable para vertedores y el más comúnmente empleado. Por otra parte la fórmula comúnmente empleada para definir las características hidráulicas de

de la cortina vertedora es la de Francis^{ec. 5.7} en la cual no consideran el efecto de la velocidad de llegada ni las contracciones laterales del vertedor. Esto se debe a que el agua antes de verter, es retenida por el vaso que se forma, por lo que se puede considerar que el agua tiene una velocidad nula. Las contracciones laterales se eliminan limitando al vertedor en sus extremos, con paredes verticales y perpendiculares a su cresta, de suficiente altura y longitud.

La fórmula es:

$$Q = CLH^{3/2} \quad \text{--- ec. 5.7}$$

donde

Q = gasto del vertedor en m^3/seg

C = coeficiente de descarga

L = longitud efectiva de la cresta en m.

H = carga sobre la cresta del vertedor

Para un gasto de diseño $Q_D = 250 \text{ m}^3/\text{seg}$ y tomando en cuenta la propuesta de delimitar con muros laterales para proteger las laterales: se propone usar un ancho menor al propuesto anteriormente. (Ver 3.1). Sustituyendo Q de la ec. 5.7 en la ec. 5.8 resulta que el gasto por unidad de ancho q , ec. 6.1 es:

$$q = C H_o^{3/2} \quad \text{--- ec. 6.1}$$

si suponemos una $H_o = 2.00 \text{ m}$. para que se alcance la cota 415 o mm para el gasto de diseño, se tiene:

1° Supongamos $C_o = 2.05$ ⁽¹⁾ y sustituyendo en la ec. 6.1 se tiene que:

$$q = 2.05(2)^{3/2} = 10.652 \text{ m}^3/\text{seg/m}$$

Despejando V de la ec. 5.4 y tomando los correajes correspondientes resulta la ec. 6.2

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{L(P+H_o)} = \frac{q}{L+H_o} \quad \text{ec. 6.2}$$

pero de la figura 6.1, tenemos la igualdad 6.3

$$H_o = h_e + h_v \quad \text{--- ec. 6.3}$$

y además la carga se relaciona como:

$$h_v = \frac{V^2}{2g} \quad \text{--- ec. 6.4}$$

(1) R.H. Op. cit. p. 278. Fig. 2.23

De la ecuación 6.2 tenemos:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{(P+h_e)L} = \frac{q}{(P+h_e)} = \frac{10.652}{17+h_e}$$

y sustituyendo en la ec. 6.4 se obtiene:

$$\frac{V^2}{2g} = \left[\frac{10.652}{17+h_e} \right]^2 \frac{1}{19.62}$$

Si esta última expresión se sustituye en la ec. 6.3 se llega a:

$$3.00 = h_e + \left[\frac{10.652}{17+h_e} \right]^2 \frac{1}{19.62}$$

desarrollando

$$h_e^3 + 31h_e^2 + 187h_e - 861.217 = 0$$

Por medio de la regla de los signos de Descartes, existe 1 raíz positiva y 2 negativas; resolviendo la ecuación por el método de la División Sintética se obtiene:

$$h_e = 2.984 \text{ m.} \quad \dots \dots \dots 6.5$$

Sustituyendo 6.5 en la ec. 6.3 y despejando la carga de velocidad h_v resulta:

$$h_v = H_0 - h_e = 3 - 2.984 = 0.016 \text{ m.} \quad \dots \dots \dots 6.6$$

sustituyendo 6.5 en la ec. 6.2 resulta:

$$V = \frac{10.652}{17+2.984} = 0.533 \frac{\text{m}}{\text{seg}} \quad (\text{velocidad de aproximación al vertedor}).$$

Por otro lado,

$$\text{para una relación } \frac{P}{H_0} = \frac{17}{3} = 5.667^{(49)} \text{ se obtiene:}$$

$$C_0 = 2.181 \neq 2.05.$$

Como el C_0 obtenido de 2.181 difiere al supuesto de 2.05, suponemos un nuevo $C_0 = 2.181$.

2º Supongamos $C_0 = 2.181$. Siguiendo un razonamiento análogo al anterior tenemos que:

$$q = 2.181^{3/2} = 11.333 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m.} \quad \dots \dots \dots 6.7$$

Sustituyendo 6.7 en la ec. 6.2 se obtiene:

$$V = \frac{11.333}{17+h_e} \quad \dots \dots \dots 6.8$$

Sustituyendo 6.8 en la ec. 6.4 tenemos que:

$$h_v = \left[\frac{11.333}{17+h_e} \right]^2 \frac{1}{19.62} \quad \dots \dots \dots 6.9$$

sustituyendo $H_0 = 3.00$ y $\frac{11.333}{17+he}$ en la ec. 6.3 se llega:

$$3.0 = he + \left[\frac{11.333}{17+he} \right]^2 \frac{1}{19.62}$$

desarrollando

$$he^3 + 31he^2 + 187he - 860.454 = 0$$

resolviendo por medio de la División sintética

$$he = 2.983 \text{ m} \quad \text{-----} \quad 6.10$$

sustituyendo 6.10 en la ec. 6.3 y despreciando la componente de velocidad h_v resulta:

$$h_v = 3 - 2.983 = 0.017 \text{ m.} \quad \text{-----} \quad 6.11$$

sustituyendo 6.10 en la ec. 6.2 resulta:

$$v = \frac{11.333}{17+he} = 0.567 \text{ m/s}$$

(velocidad de aproximación al vertedor)

También, por otro lado, se nos da para una relación $\frac{P}{H_0} = \frac{17}{3} = 5.667$ (49) le corresponde:

$$C_0 = 2.181 \approx 2.181 \text{ supuesto anteriormente}$$

Sustituyendo en la ecuación de Francis, la longitud necesaria del vertedor será:

$$L = \frac{C_0}{C_0 H_0^{3/2}} = \frac{2.181}{2.181 (3)^{3/2}} = 22,000 \text{ m.}$$

No obstante lo anterior, en el caso de querer considerar el efecto de las contracciones laterales y velocidad de llegada, la longitud del vertedor se corrige con la ecuación (50), que en forma general, incluye el efecto de las emboscaduras

$$L = L' - 2 / (N k_p + n a) H_0 \quad \text{-----} \quad (50)$$

donde:

L = longitud efectiva de la cresta en m

L' = longitud neta de la cresta

N = número de contracciones

k_p = coef. de contr. sum de las abas

k_a = coef. de contracción y los extremos

H_0 = carga total sobre la cresta

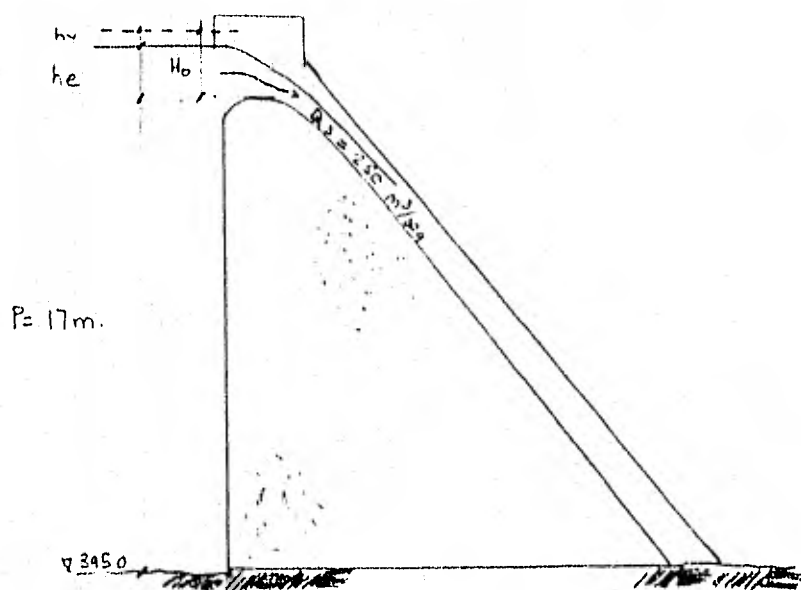


Fig.- 6.1 Sección de la costina vertedora, con cimacio tipo Creager

De la ecuación 6.12 como no se presentan pilas en el vertedor el efecto de contracción de las pilas es nulo; por otro lado como se van a instalar agujas sobre la cresta del vertedor se requiere de estibas para su colocación; por lo que la ecuación 6.12 nos queda:

$$L = L' - 2k_a H_0 \quad (6.12)$$

se recomienda utilizar un $k_a = 0.20$ ⁽⁵¹⁾ para estibas madera con los muros de concreto a 90° en la dirección de la corriente. Fig. 6.2



sustituyendo en la ecuación 6.12

$$22.065 = L' - 2 \times 0.20 \times 2$$

despejando L' resulta:

$$L' = 23.26 \text{ m}$$

(51) S.D.H., Op. cit., p. 149

(52) TORRES HERRERA, FRANCISCO, Obras Hidráulicas. Editorial Limusa, México, 1982, p. 107

Debido a las condiciones topográficas y geológicas existentes en la zona se eligió una longitud más favorable, es decir,

$$\rightarrow L' = 25.0 \text{ m de tal manera que}$$

no afecte al coeficiente de descarga ya que hay un amplio rango sin cambiar el valor $C_0 = 2.181$.

Para el nuevo valor de L' , la longitud neta se tienen que corregir todos los valores de diseño por lo que se tiene:

De la ecuación 6.12

$$L = L' - 2K_0 H_0$$

y de la ecuación de Francis ec. 5.7, despejando H_0 , queda:

$$H_0 = \left(\frac{Q}{L C_0} \right)^{2/3}$$

sustituyendo la ec. de Francis en la ec. 6.12 y resolviendo:

$$L = 25 - 2 \times 0.2 \times \left(\frac{250}{L \times 2.181} \right)^{2/3}$$

$$L = 25 - 0.1 \times \frac{23,973}{L^{2/3}}$$

$$L^{5/3} - 25L^{2/3} + 9,589 = 0$$

$$L = 23.855 \text{ mts}$$

sustituyendo el valor de L longitud efectiva en la ec. de Francis

$$H_0 = \frac{250}{2.181 \times 23.855} = 4.71 \text{ m}$$

De la ecuación 6.3

$$H_0 = h_c + h_v$$

De la ecuación 6.4

$$h_v = \frac{V^2}{2g}$$

$$V = \frac{Q}{A + h_c} = \frac{10.49}{17 + h_c} \quad \text{ec. 6.13 (vel. de aproximación al vertedero)}$$

sustituyendo la ec. 6.13 en ec. 6.3 resulta:

$$h_v = \frac{\left[\frac{10.49}{17 + h_c} \right]^2}{2g} \quad \text{ec. 6.14 (longitud de vertedero)}$$

sustituyendo $H_0 = 4.71$ y $h_c = 1.14$ en la ec. 6.3 se llega a:

$$2.849 = h_e + \left[\frac{10.49}{17 + h_e} \right]^2 \frac{1}{19.62}$$

Resolviendo $h_e = 2.835 \text{ m} \text{ --- } 6.15$

Sustituyendo 6.15 en ec. 6.3 y despejando h_v resulta:

$$h_v = 0.014 \text{ m}$$

Resumiendo resultados:

$L = 23.855 \text{ m.}$	longitud efectiva
$L' = 25.00 \text{ m.}$	longitud neta
$H_0 = 2.850 \text{ m.}$	Carga de diseño
$Q_0 = 250.00 \text{ m}^3/\text{seg}$	gasto de diseño
$C_0 = 2.181$	coef. de descarga

Con estos resultados obtenidos se diseñara el vertedor

6.1.1. Curva cargas - gastos

Mediante esta curva se puede conocer rápidamente el gasto para un valor dado del tirante, lo cual es útil durante el desarrollo del cálculo hidráulico de la derivadora. Se construye en un sistema de ejes cartesianos anotando como ordenadas las elevaciones y como abscisas el gasto correspondiente. Esta curva se determinara de acuerdo a la tabla mostrada a continuación y los datos de diseño:

$\frac{h_e}{H_0}$	h_e	$\frac{C}{C_0}$	C	q	L	Q	h_e	v	ELEVACION
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
0.2	0.572	0.86	1.876	0.212	24.771	20.114	0.572	0.046	412.572
0.4	1.145	0.90	1.963	2.465	24.542	59.024	1.144	0.123	413.144
0.6	1.717	0.94	2.050	4.02	24.313	112.122	1.713	0.246	413.713
0.8	2.29	0.974	2.124	7.361	24.084	177.222	2.221	0.382	414.221
1.0	2.862	1.00	2.181	10.56	23.855	251.411	2.243	0.611	414.243
1.2	3.434	1.023	2.231	14.147	23.626	335.425	3.40	0.696	415.40
1.4	4.007	1.039	2.290	18.245	23.497	429.76	3.95	0.877	415.45
1.5	4.293	1.06	2.312	20.564	23.283	478.727	4.223	0.969	416.223

Tabla -6.1 Cálculo de la curva elevaciones - gastos.

Descripción de la tabla.-6.1

Columna 1.-	Relaciones de carga, distintas a la de diseño
Columna 2.-	Carga real sobre el vertedor h_e
Columna 3.-	Relaciones del coeficiente de descarga para la carga h_e al coeficiente de carga de diseño (ver tab. ② pag 143)
Columna 4.-	Coeficiente C para las distintas cargas. (columna 3 x 2.181)
Columna 5.-	gasto unitario $q = C h_e^{3/2}$
Columna 6.-	longitud efectiva $L = L' - 2 \times 0.2 \times h_e$
Columna 7.-	gasto de descarga $Q = q \cdot L$
Columna 8.-	tirante real de llegada al vertedor, de $h_e = \left(\frac{Q}{L \times C} \right)^{2/3}$
Columna 9.-	velocidad de aproximación al vertedor $V = \frac{Q}{17.4 h_e}$
Columna 10.-	Elevación del agua para los diferentes relaciones $ELEV. = 412.0 + h_e$

Gráficamente los resultados de la tabla 6.1 se obtiene la siguiente curva. Fig. 6.2

Abanques (msnm) \uparrow

416.0

415.0

414.0

413.0

412.0

g (m/s)

Fig. 6.2

CARGA ELEVACION ABANQUES

El vertedor Creager tiene una sección en forma de S. La curva superior del cimado ordinariamente se hace que se ajuste rigurosamente al perfil de la superficie inferior de una lámina de agua, esta lámina de agua se adhiere al paramento del perfil evitando el acceso de aire a la cara inferior de la lámina, constituyendo la forma ideal para obtener óptimas descargas.

La forma de esta sección depende de la carga, de la inclinación del paramento aguas arriba (influye en la velocidad de llegada a la cresta). Para los datos de proyecto se pueden resumir de acuerdo con la forma mostrada en la Fig. 6.3 relacionada a los ejes que pasan por la cima de la cresta. La porción que queda aguas arriba del origen se define como una curva simple y una tangente. La porción de aguas abajo está definida por la ecuación 5.11

$$\frac{y}{H_0} = -k \left(\frac{x}{H_0} \right)^n \quad \text{ec. 5.11}$$

donde

- x, y = coordenadas del perfil en m
- H_0 = carga de diseño en m
- k, n = constantes, cuyos valores dependen de la inclinación de aguas arriba y de la velocidad de llegada.

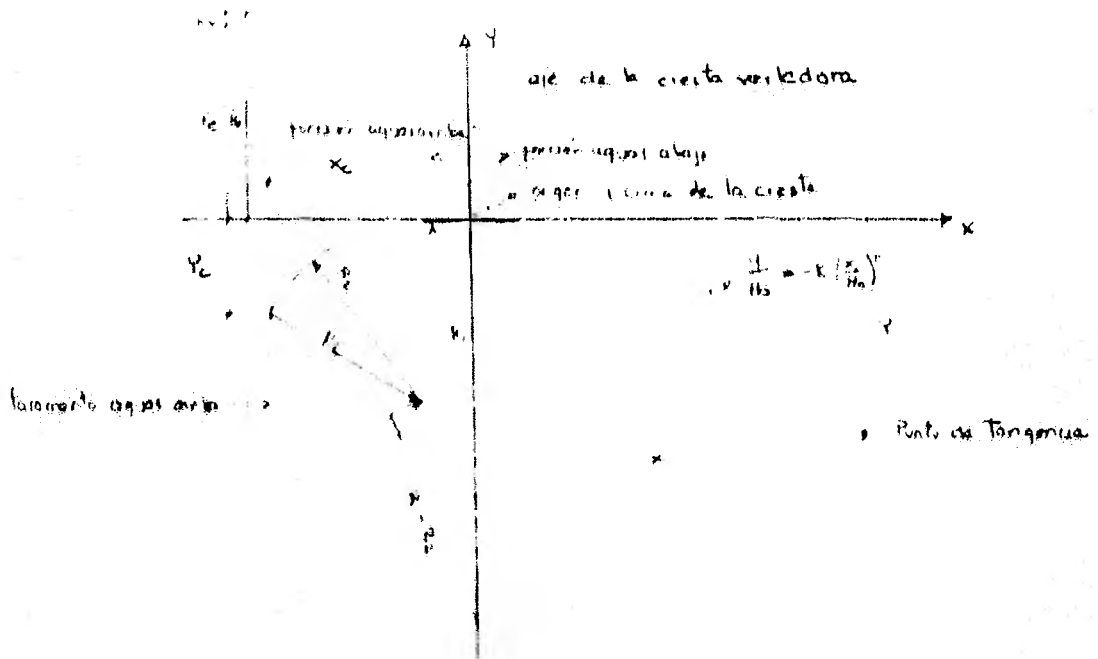


Fig. 6.3 Geometría del perfil de una cresta vertical para un paramento vertical

Para el cálculo del punto de tangencia se procede de la siguiente manera

De la ecuación 5.11

$$\frac{y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n$$

y para

$$H_0 = 2.85$$

$$K = -0.50^{(40)}$$

$$n = 1.87^{(41)}$$

Se obtiene la ec. 6.16

$$y = 2.85 (-0.50) \left(\frac{x}{2.862} \right)^{1.87}$$

$$y = -0.2163 x^{1.87} \quad \dots \dots \dots \text{ec. 6.16}$$

el punto de tangencia se determina al igualar $\frac{dy}{dx}$ y m donde m es el talud de la rápida. Derivando la ec. 6.16 con respecto a x resulta:

$$\frac{dy}{dx} = 1.77(-0.2163) x^{0.87} = -0.404 x^{0.87} \quad \dots \dots \dots \text{ec. 6.17}$$

$$m = -\frac{1}{0.75} \quad \dots \dots \dots \text{ec. 6.18}$$

igualando la ec. 6.17 y 6.18 se obtiene que:

$$-0.404 x^{0.87} = -\frac{1}{0.75} \Rightarrow -0.404 x^{0.87} = -1.333$$

$$x = \left(\frac{1.333}{0.404} \right)^{\frac{1}{0.87}} = 2.945 \text{ m.}$$

substituyendo el valor de x en la ec. 6.16 se obtiene el valor de y .

$$y = -0.2163 (2.945)^{1.87} = -0.216 \text{ m.}$$

Por lo tanto, las coordenadas del punto de tangencia son:

$$PT (2.945, -0.216) \quad \dots \dots \dots \text{ec. 6.19}$$

De la ecuación 6.16 se obtienen las coordenadas para el trazo del perfil Creager porción aguas abajo, resumiéndose en la tabla 6.2.

x (m)	y (m)	Observaciones
0	0	inicio de la curva
0.40	-0.039	
0.80	-0.143	
1.20	-0.304	
1.60	-0.521	
2.00	-0.791	
2.40	-1.112	
2.80	-1.483	
3.20	-1.904	
3.60	-2.373	
3.945	-2.816	punto de tangencia

Tabla - 6.2 Coordenadas del perfil Creager, porción aguas abajo

Una vez obtenidas las coordenadas del perfil ^{de la porción aguas arriba y aguas abajo} se puede trazar este como se muestra en la figura 6.5. Por otro lado con los resultados obtenidos se propone la siguiente sección de la cortina vertedera (fig. 6.4)

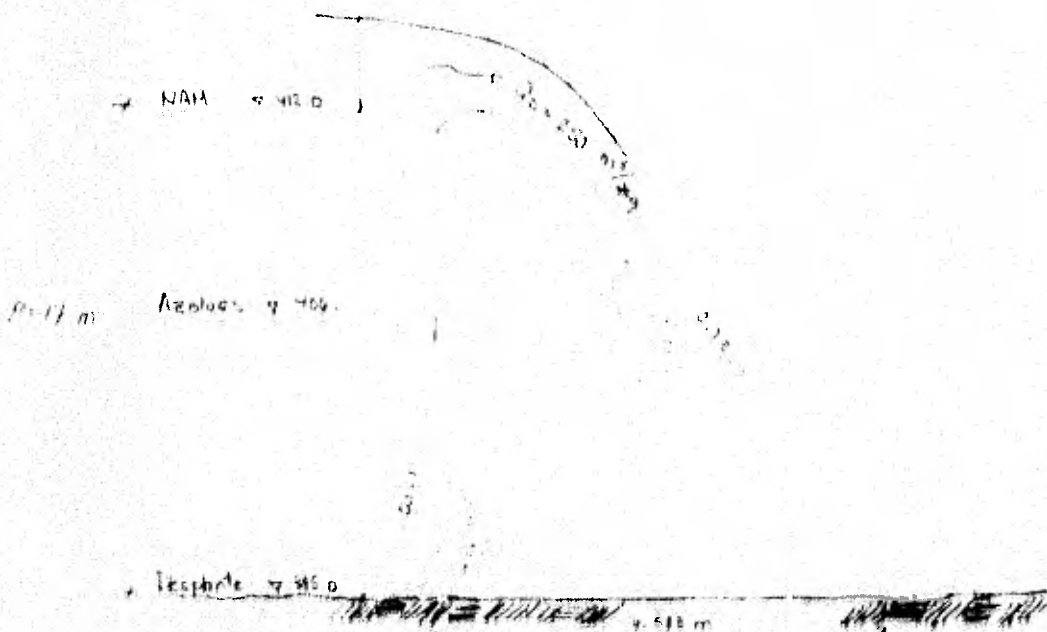
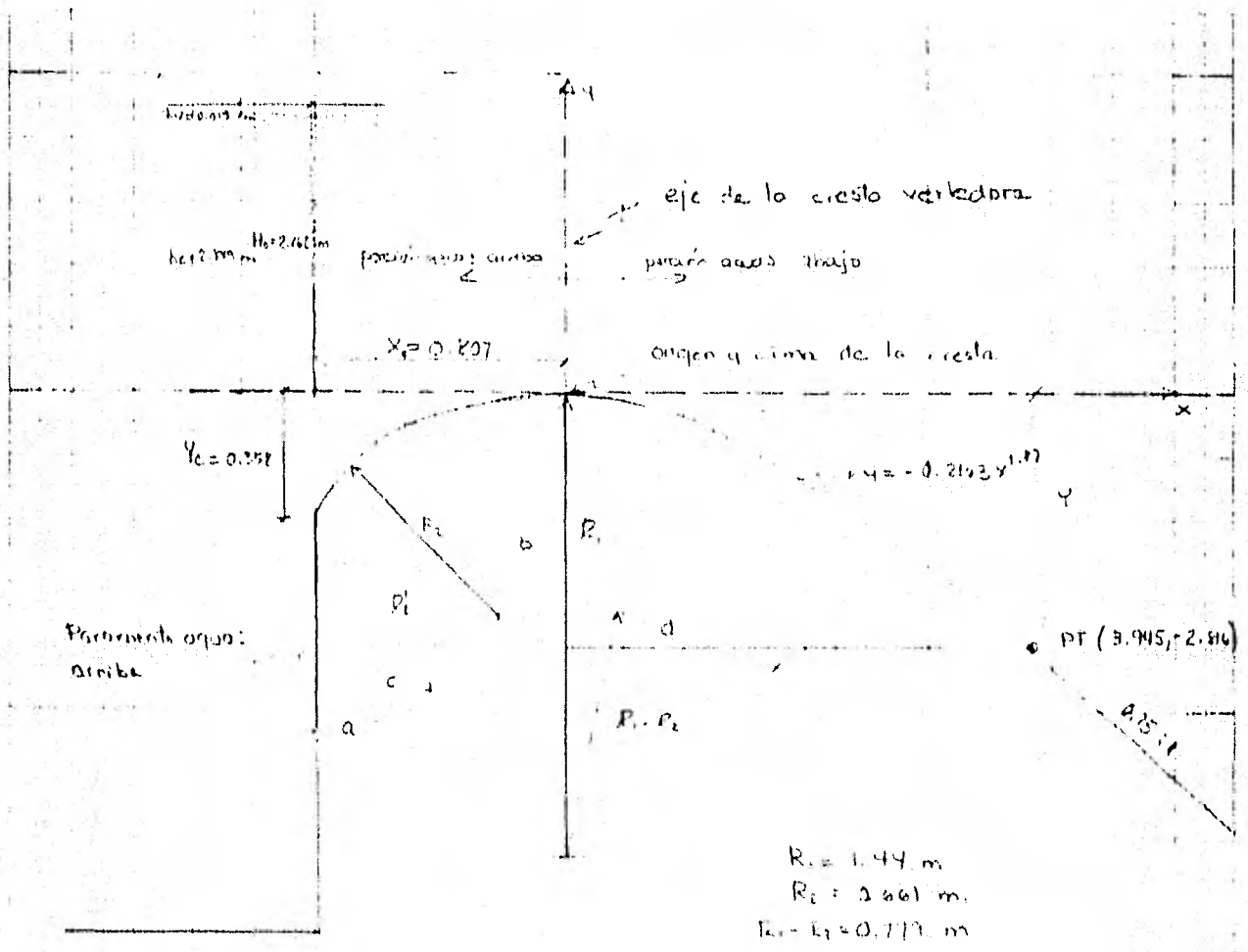


Figura 6.4 Sección máxima de la cortina



El centro de curvatura de R_2 , localizado en la intersección de los arcos ab y cd .

Figura - 615 Detalle de la geometría del perfil aguas arriba sobre la cresta vertical para el parámetro vertical. El punto PT se encuentra en la intersección de las rectas $(4'')$, $(4'')$, $(4'')$ y $(4'')$.

6.2. Cálculo de perfil en la rápida del vertedor

Al elevarse el tirante del agua en un río y hacer que la corriente se derrame sobre el muro vertedor, el agua adquiere una energía de posición que se transforma en energía cinética cuya magnitud depende de la altura de la cortina. Los perjuicios que ocasiona el escurrimiento debido a una alta velocidad son principalmente los efectos debidos a la socavación y erosión del agua al pie de las estructuras, que ponen en peligro su estabilidad y la dañan parcialmente.

Por otro lado, de los resultados de estudios geológicos en el sitio donde se pretende construir la demoldadora son favorables en cuanto a resistencia e impermeabilidad.

De lo anterior nos conduce a proponer que la descarga del agua sea controlada mediante estructuras deflectoras construidas al pie de la cortina, con el objeto de que este dispositivo aleje de la cortina vertedora el agua de descarga hasta un sitio en el que los efectos de la erosión y socavación ya no sean peligrosos para la estabilidad de la cortina.

Para limitar la erosión y socavación en las laderas del río se propone limitar el ancho de éste en el lugar donde se produce la descarga, de tal manera que dicha descarga no produzca sobre el lecho del río, y una vez que esté operando el vertedor se crea un colchón de agua que podrá amortiguar la descarga de la sección vertedora. El ancho del río en el lugar donde se produce la descarga es de 10 m.

Con el objeto de poder diseñar la estructura deflectora aguas abajo de la cortina, además de contar con los cálculos adecuados, es necesario determinar el perfil del agua en la rápida de la cortina para las dimensiones mostradas en la figura 4.6

Para los ejes mostrados en la figura 4.6 el talud tiene una pendiente $m = -1.333$ y forma una recta

$$y = -mx \Rightarrow y = -1.333x$$

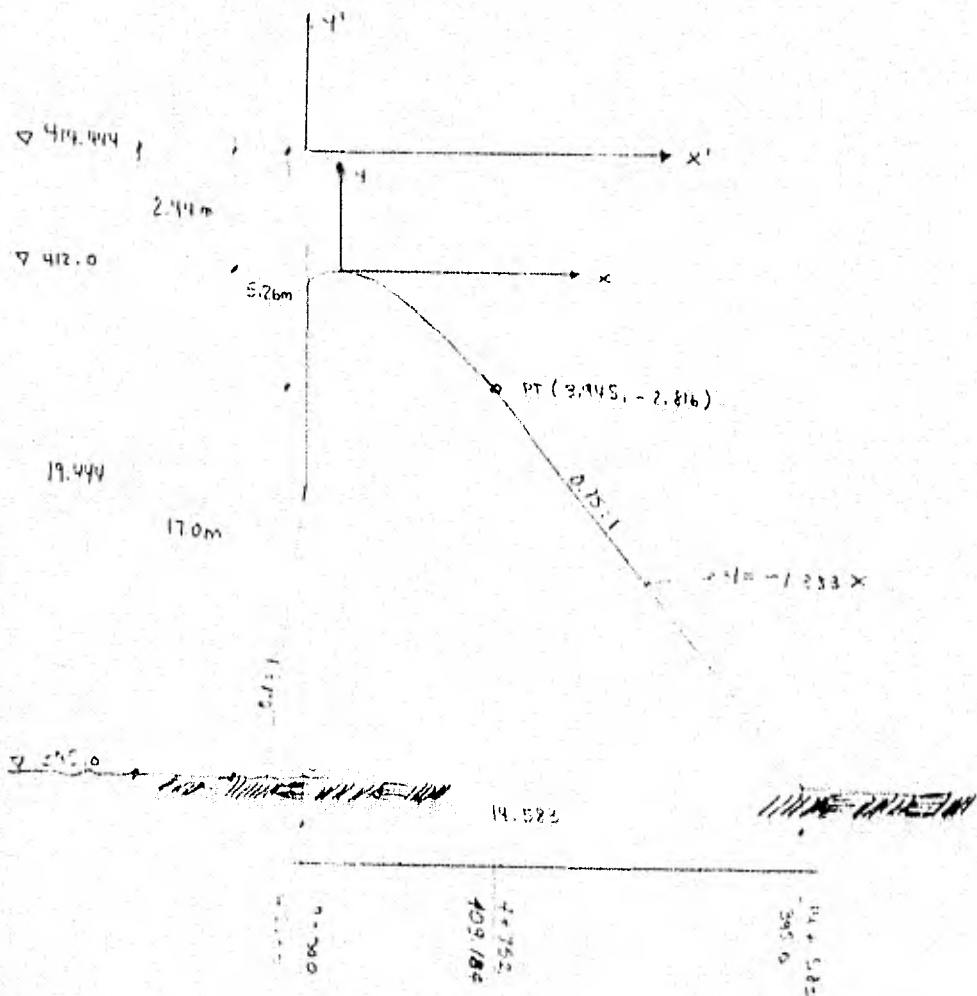


Tabla 6.6 Sección máxima de la cresta vertedera
 Para determinar el perfil de la cresta del vertedero se usaron dos criterios:
 - US Army Engineer Waterways Experiment Station⁽⁵³⁾ basado en las pruebas CW801, que nos servirá como modelo el perfil del agua sobre la cresta vertedera desde su posición aguas arriba y aguas abajo hasta el punto de tangencia.
 - Método del Piez Estándar⁽⁵⁴⁾ usará como determinar el perfil del agua a partir del punto de tangencia hasta el final de la cresta.

Es necesario para utilizar los dos criterios anteriores conocer la sección de descarga y de la cresta del vertedero que se muestran en las figs 6.7a y 6.7b respectivamente.



Fig 6.7a Sección de la cresta del vertedero



Fig 6.7b Sección de la cresta del vertedero

(53) TE CHOW VEN, Op cit. PP 320-321 Fig 14.8 (54) I.C.D., PP 240-249

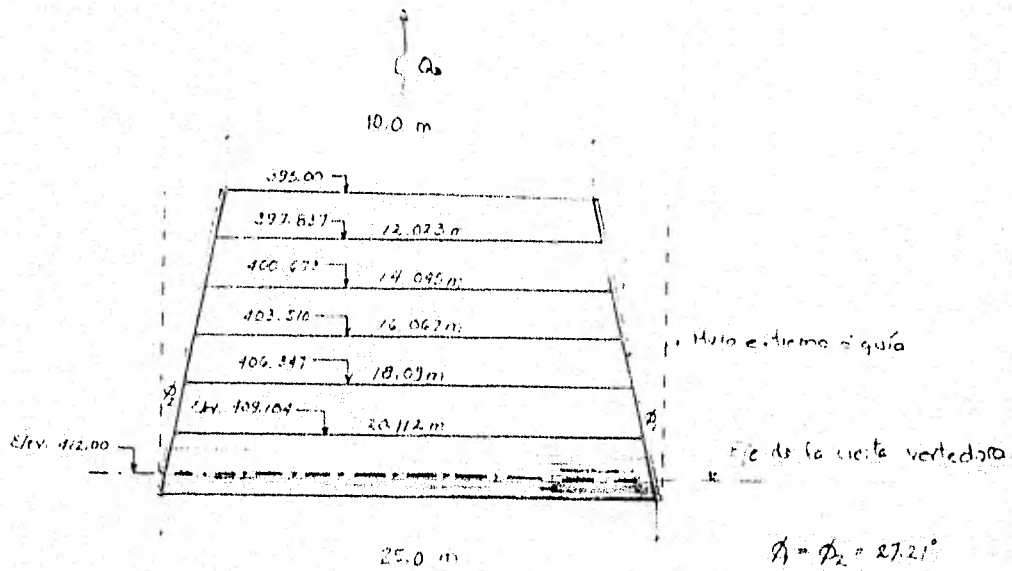


Figura 6.5 Planta de la cresta del vertedero

La cresta del vertedero adopta la forma de la rapada del vertedero a las laderas tanto por variaciones topográficas y geológicas, se propone esta como se muestra en la figura 6.8. Una vez planteada la forma del canal de la rapada se procede al cálculo del perfil para un $Q_2 = 220 \text{ m}^3/\text{seg}$; $n = 0.014$; $H_d = 2.843 \text{ m}$; $H = 2.843 \text{ m}$; $S_0 = 1.333$. La ecuación al criterio de U.S. Army, Coker, Wetters, Experiment Station se obtiene la tabla 6.3

x/H_d	$H/H_d = 1.00$		Z^* (m.s.n.m)	Cante (m)	
	y/H_d	x			
-1.0	0.993	-2.843	-2.824	414.824	178.9
-0.8	0.915	-2.274	-2.601	414.601	176.01
-0.6	0.837	-1.706	-2.379	414.379	173.07
0.4	0.865	-1.137	-2.460	414.460	174.60
0.2	0.821	0.568	-2.334	414.334	174
0.0	0.755	0.0	-2.146	414.146	174.6
0.2	0.681	0.568	-1.926	413.936	170.11
0.4	0.596	1.137	-1.669	413.669	174.1
0.6	0.465	1.706	-1.372	413.372	171
0.8	0.320	2.274	-0.910	412.910	171.5
1.0	0.145	2.843	-0.412	412.412	173.8
1.2	0.055	3.411	0.154	411.844	176.9
1.4	0.024	3.980	0.835	411.165	

Tabla 6.3 Criterio de cálculo de los vertederos del perfil de agua sobre la cresta vertedera hacia el punto de tangencia.

Z^* es la elevación de la superficie libre del agua a partir del nivel de desfilante es decir 335.00 m.s.n.m

Gráficamente las coordenadas x, y de la tabla 6.3 se obtiene la fig. 6.9

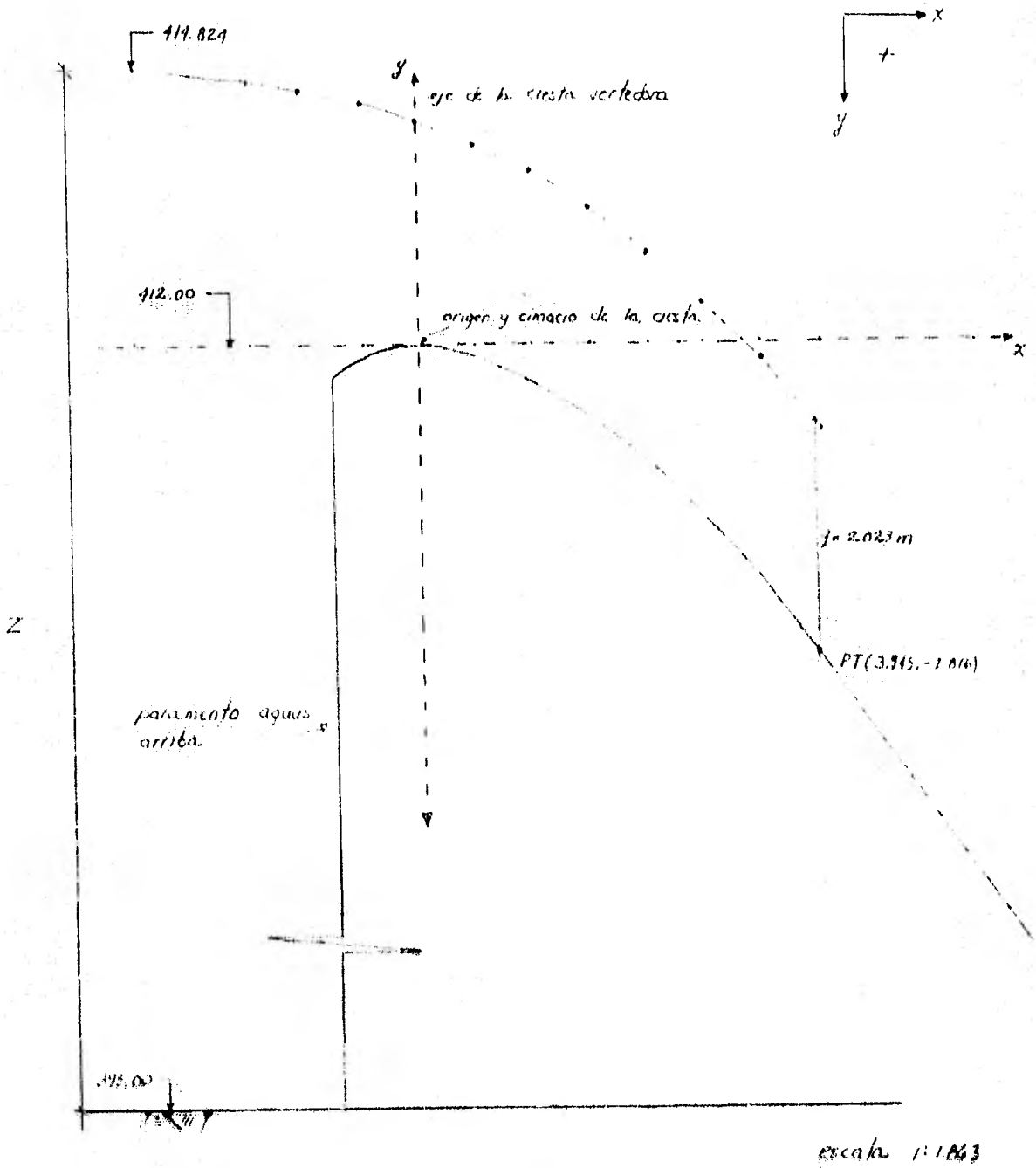


Fig 6.9 Perfil del agua sobre la cresta vertedera desde la posición aguas arriba y aguas abajo hasta el punto de tangencia PT

Para calcular el perfil del agua a partir del punto de tangencia hasta el final de la rápida del vertedor. Usaremos el Método del Puso Estándar pero habiendo primeramente explicado en que consiste para su mejor comprensión.

Si analizamos la fig. 6-8 nos daremos cuenta que la sección longitudinal desde la cresta hasta la descarga del vertedor varía de 25 a 10 mts, es decir, es un canal no prismaático, de ahí, la necesidad de usar este método.

Para la explicación de este método es conveniente referir la posición la superficie libre del agua a un plano horizontal. En la Fig. 6-10, las elevaciones de la superficie libre del agua entre la sección ① y ② son ecs. 6-17 y 6-18.

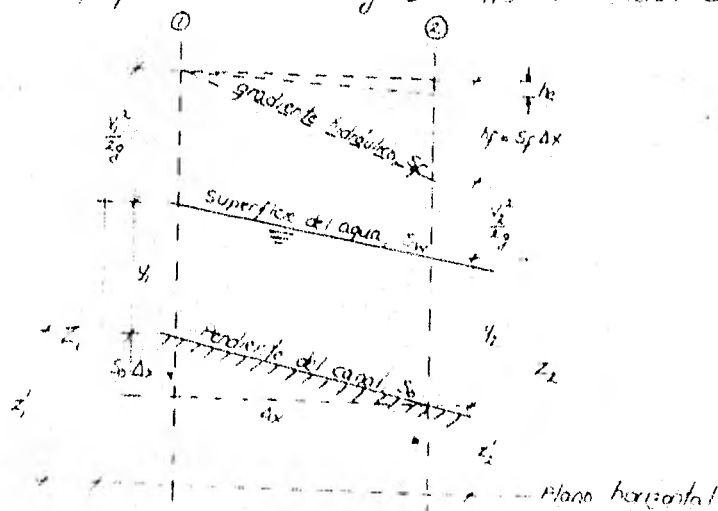


Fig 6-10 Una sección del canal para la determinación del método del puso estándar

$$z_1 = S_0 Ax + y_1 + z_2 \quad \text{ec. 6-17}$$

$$z_2 = z_1 + z_2' \quad \text{ec. 6-18}$$

La pérdida de fricción es:

$$h_f = S_f Ax = \frac{1}{2} (S_1 + S_2) Ax \quad \text{ec. 6-19}$$

donde la pendiente de fricción o gradiente hidráulico S_f es tomado como el promedio de las pendientes de las dos secciones, o como S_f

todo lo anterior puede ser escrito de la siguiente manera ec. 6-20

$$z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e \quad \text{ec. 6-20}$$

Donde se añade h_e para pérdidas locales, las cuales son considerables en canales no prismáticos. Dependen principalmente de la variación de la carga de velocidad y se puede expresar como parte de ella, ó $K(AV^2/2g)$ donde K es un coeficiente. Para secciones gradualmente convergentes y divergentes, $K = 0$ a 0.1 y 0.2, respectivamente. Para expansiones y contracciones abruptas, $K \approx 0.5$. Para canales regulares y prismáticos, la pérdida local es prácticamente igual a cero, ó $K = 0.0$.

La carga total en las secciones ① y ② son, ecs. 6.21 y 6.22

$$H_1 = Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{--- ec. 6.21}$$

$$H_2 = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad \text{--- ec. 6.22}$$

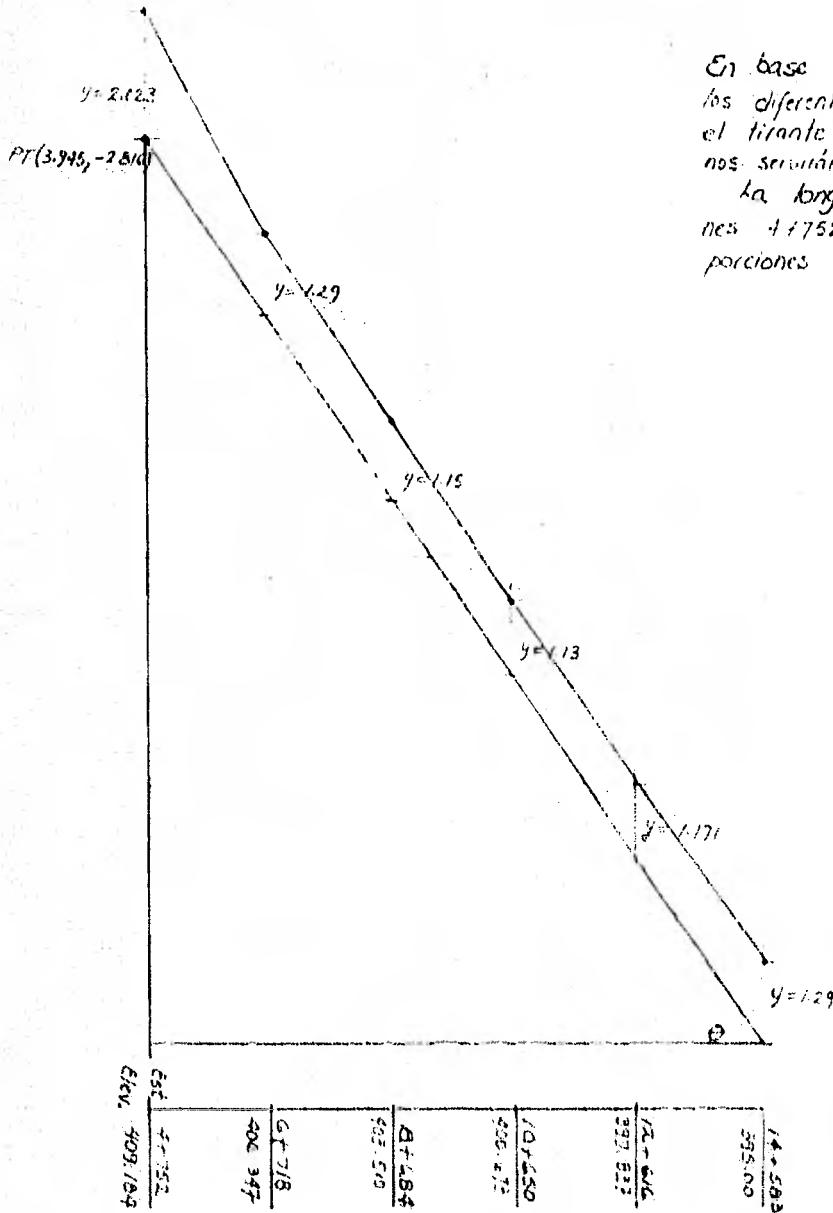
Consecuentemente la ec. 6.20 queda:

$$H_1 = H_2 + h_f + h_e \quad \text{--- ec. 6.23}$$

La ec. 6.23 es la ecuación básica que define el procedimiento del método del paso estándar.

La ecuación del flujo se arregla en forma tabular, como se muestra en la tabla 6.4. A continuación se hace la descripción de cada una de las columnas.

- | | |
|-----------|--|
| Columna 1 | Sección identificada con el número de la estación |
| 2 | Elevación de la superficie libre del agua en esa estación (m.s.n.m.) |
| 3 | Profundidad del flujo correspondiente a la elevación de 2. A de la columna 2 (m) |
| 4 | Ancho del canal (m) |
| 5 | Área hidráulica (m^2) |
| 6 | Velocidad (m/s) |
| 7 | Carga de velocidad (m) |
| 8 | Carga total obtenida con la ec. 6.21 (m) |
| 9 | Factor hidráulico (m) |
| 10 | Razon hidráulico obtenido con la 1.2.13 (m) |
| 11 | Pendiente de fricción ó gradiente hidráulico |
| 12 | Promedio de las pendientes de fricción |
| 13 | Longitud de cada sección en metros, entre dos columnas (m) |
| 14 | Pérdida de carga en la sección obtenida con la ec. 6.19 |
| 15 | Pérdida local = cero ó igual a $h_e = K(AV^2/2g) = 0.1(AV^2/2g)$ (m) |
| 16 | Elevación de la carga total obtenida con la ec. 6.23 (m.s.n.m.) |



En base a las figs. 6.8 y 6.9 se obtienen los diferentes valores del ancho b del canal, y el tirante y en el punto de tangencia, que nos servirán para confeccionar la tabla 6.4.

La longitud comprendida entre las estaciones 4+752 y 14+583, se dividirá en 5 porciones de 1.966 m.

Fig. 6.11 Perfil del agua, a partir del punto de tangencia hasta el final de la rápida del vertedor.

Est. (1)	Z (2)	y (3)	b (4)	A (5)	V (6)	$V^2/2g$ (7)	H (8)	R (9)	$R^{4/3}$ (10)	$\frac{1}{\sqrt{R}}$ (11)	$\frac{1}{\sqrt{S}}$ (12)	Ax (13)	h_f (14)	h_e (15)	H (16)
4+752	411.20	2.623	20.172	40.686	6.145	1.924	413.125	1.684	2.003	0.0037	—	—	—	—	413.124
6+738	408.97	1.85	18.09	33.966	7.47	2.844	411.541	1.835	1.771	0.0062	0.005	3.275	0.01605	0.092	411.541
6+718	407.747	1.40	16.09	25.806	9.871	4.766	412.712	1.912	1.227	0.0087	0.0092	3.276	0.0267	0.092	412.712
6+710	407.181	1.20	14.19	20.268	11.506	6.757	413.207	1.917	1.08	0.0084	0.0139	3.276	0.0465	0.092	413.207
6+718	407.647	1.30	16.09	23.527	10.41	5.753	413.467	1.916	1.186	0.0086	0.011	3.276	0.0346	0.092	413.467
6+718	407.646	1.29	16.09	23.524	10.713	5.849	413.495	1.918	1.115	0.0091	0.014	3.276	0.0374	0.092	413.495
8+684	404.81	1.10	14.067	17.673	14.145	10.198	416.820	2.07	0.966	0.0099	0.02	3.276	0.096	0.092	416.820
8+684	404.81	1.14	16.067	18.316	13.648	9.472	414.145	2.076	0.997	0.0095	0.016	3.276	0.0912	0.092	414.145
8+684	404.81	1.16	16.067	18.607	13.410	9.17	412.64	2.013	1.0161	0.0096	0.028	3.276	0.088	0.092	412.64
8+684	404.81	1.17	16.067	18.977	13.12	8.330	413.97	1.950	1.00	0.0096	0.0273	3.276	0.0895	0.092	413.97
10+650	401.810	1.14	14.065	16.011	15.618	12.425	414.229	2.036	0.974	0.0097	0.0225	3.276	0.091	0.092	414.229
10+650	401.812	1.15	14.065	15.897	15.52	12.448	414.458	2.025	0.964	0.0097	0.025	3.276	0.090	0.092	414.458
12+616	397.008	1.171	12.023	14.078	17.757	14.071	415.078	2.078	0.9734	0.00974	0.0244	3.276	0.0858	0.092	414.988
14+583	395.00	1.295	18.00	18.95	19.305	18.975	415.280	2.026	1.0222	0.00973	0.0248	3.276	0.0873	0.092	415.280

Tabla 6.4 Ordenamiento de cálculos para el método de punto estacionado.

Con las figs. 6.9 y 6.11 se crea la fig. 6.12 donde se muestra algunas de los tirantes del perfil del agua de toda la rápida del vertedor.

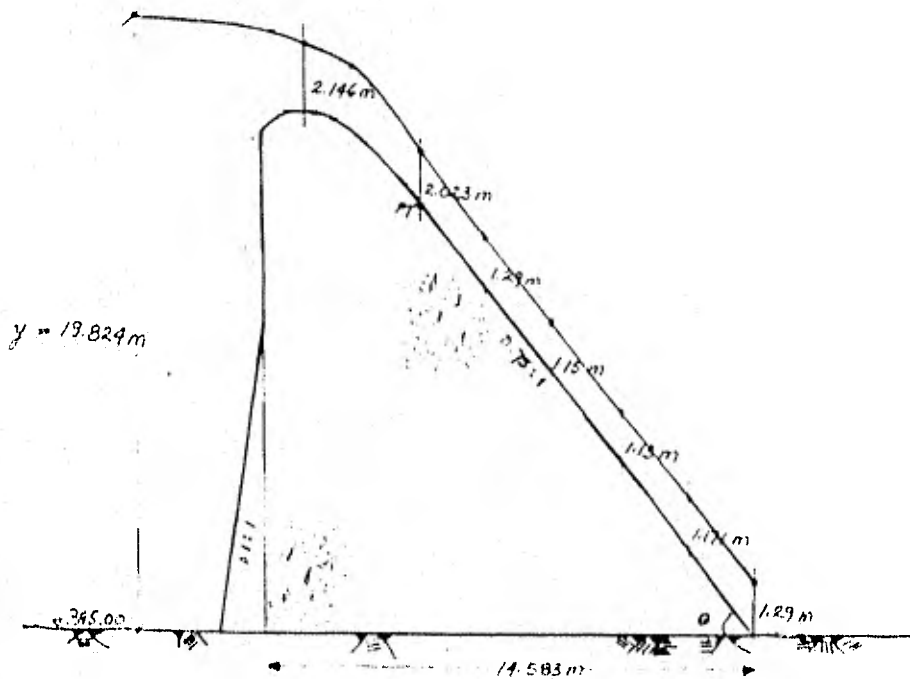


Fig. 6.12 Perfil del agua en la rápida del vertedor.

Analizando la fig. 6.12, vemos que los tirantes "y" que conforman el perfil de agua en la rápida del vertedor son grandes. Por tal motivo, se hará otra revisión con nuevo valor de $H_0 = 2.50$ mts. Esto hace que la longitud de descarga del vertedor aumente y el tirante "y" disminuya.

6.3 Revisión del diseño del vertedor para $H_0 = 2.5$ mts.

Siguiendo un procedimiento análogo a 6.1 y a 6.2 se hará la revisión del diseño del vertedor tomando como carga de diseño $H_0 = 2.5$ m

6.3.1 Perfil Cicerón en la cortina.

Para un $H_0 = 2.50$ m y suponiendo un coeficiente de descarga $C_0 = 2.181$ tenemos que el gasto por unidad de ancho, de acuerdo a la ec. 6.1 resulta ser:

$$q = \frac{Q_D}{L} = C_0 H^{3/2} = (2.181)(2.5)^{3/2} = 8.621 \text{ m}^3/\text{s/m} \quad \text{--- ec. 6.24}$$

Sustituyendo 6.24 en la ec. 6.2 tenemos:

$$v = \frac{8.621}{17 + h_e} \quad \text{--- ec. 6.25}$$

Sustituyendo la ec. 6.25 en ec. 6.4 tenemos:

$$h_v = \left(\frac{8.621}{17 + h_e} \right)^2 \frac{1}{19.62} \quad \text{--- ec. 6.26}$$

Sustituyendo la expresión 6.26 y $H_0 = 2.5$ m, en la ec. 6.3 resulta:

$$2.50 = h_e + \left[\frac{8.621}{17 + h_e} \right]^2 \frac{1}{19.62} \quad \text{--- ec. 6.27}$$

desarrollando y acomodando términos se llega:

$$19.62 h_e^3 + 618.03 h_e^2 + 4002.48 h_e - 14101.13 = 0$$

Por el método de la división sintética la ec. anterior se resuelve para $h_e = 2.49$ m. --- 6.28

Sustituyendo 6.28 en la ec. 6.3 y despejando la carga de velocidad h_v resulta:

$$h_v = H_0 - h_e = 2.50 - 2.49 = 0.01 \text{ m} \quad \text{--- 6.29}$$

Sustituyendo 6.28 en la ec. 6.25 y despejando la velocidad de aproximación y al vertedor resulta:

$$v = 0.492 \text{ m/s}$$

También, por otro lado, sabemos que para una relación $\frac{P}{H_0} = \frac{17}{2.5} = 6.8$ (47) le corresponde

$$C_0 = 2.181 = 2.181 \text{ supuesto anteriormente}$$

Sustituyendo en la ecuación de Francis, la longitud efectiva será:

$$= \frac{Q}{C_0 H_0^{3/2}} = \frac{250}{2.181 \times 1.5^{3/2}} = 29 \text{ m.}$$

de la curva 6.12 se obtendrá la longitud neta considerando solamente estrados:

$$L' = 29 - 2 \times 0.20 \times 2.50 = 28 \text{ m.}$$

de la misma ecuación se puede calcular la longitud bruta

$$L_B = 29 + 2 \times 0.20 \times 2.50 = 30 \text{ m.}$$

Resumiendo los datos de diseño son:

$L = 29 \text{ m.}$	longitud efectiva
$L' = 28 \text{ m.}$	longitud neta
$L_B = 30 \text{ m.}$	longitud bruta
$H_0 = 2.50 \text{ m.}$	carga de diseño
$Q_0 = 250 \text{ m}^3/\text{seg}$	gasto de diseño
$C_0 = 2.121$	coef. de descarga

6.3.2 Curva de cargas - gastos

Análogamente que en la sección 6.1.1. se procederá a calcular la curva de cargas - gastos para elevaciones diferentes a la de diseño. En la tabla 6.5 se muestran los cálculos; la descripción de las columnas se encuentra igualmente en la sección 6.1.1.

$\frac{h_e}{H_0}$	h_e	$\frac{C}{C_0}$	C	q	L	Q	h_e	Eleu. agua
0.2	0.5	0.852	1.858	0.657	29.80	19.579	0.5	412.50
0.4	1.0	0.90	1.963	1.963	29.60	58.105	1.0	413.0
0.6	1.5	0.94	2.050	3.766	29.40	110.72	1.5	413.50
0.8	2.0	0.974	2.124	6.008	29.20	175.434	2.0	414.0
1.0	2.5	1.0	2.181	8.621	29.00	250.00	2.5	414.50
1.2	3.0	1.023	2.231	11.593	28.80	333.978	3.0	415.0
1.4	3.5	1.05	2.290	14.995	28.60	428.857	3.5	415.50
1.50	3.75	1.06	2.312	16.789	28.50	478.468	3.75	415.75

Tabla 6.5: Cálculo de la curva de cargas - gastos.

Consecuentemente de la tabla 6.15 se grafican los valores de elevaciones - gasto para obtener la curva que se muestra en la figura 6.13. Es importante hacer notar que la carga de velocidad que se obtuvo en los cálculos anteriores es de 1 cm para la carga de diseño por lo que se le puede considerar prácticamente despreciable.

Por otra parte de la tabla 6.15 se puede observar que para dejar pasar un gasto de $334 \text{ m}^3/\text{seg}$ es necesaria una elevación del nivel del piso de operación a la cota 415.0 msnm.

$$Q_0 = 250.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$h_0 = 2.50 \text{ m.}$$

$$L = 30.0 \text{ m}$$

$$C_0 = 2.161$$

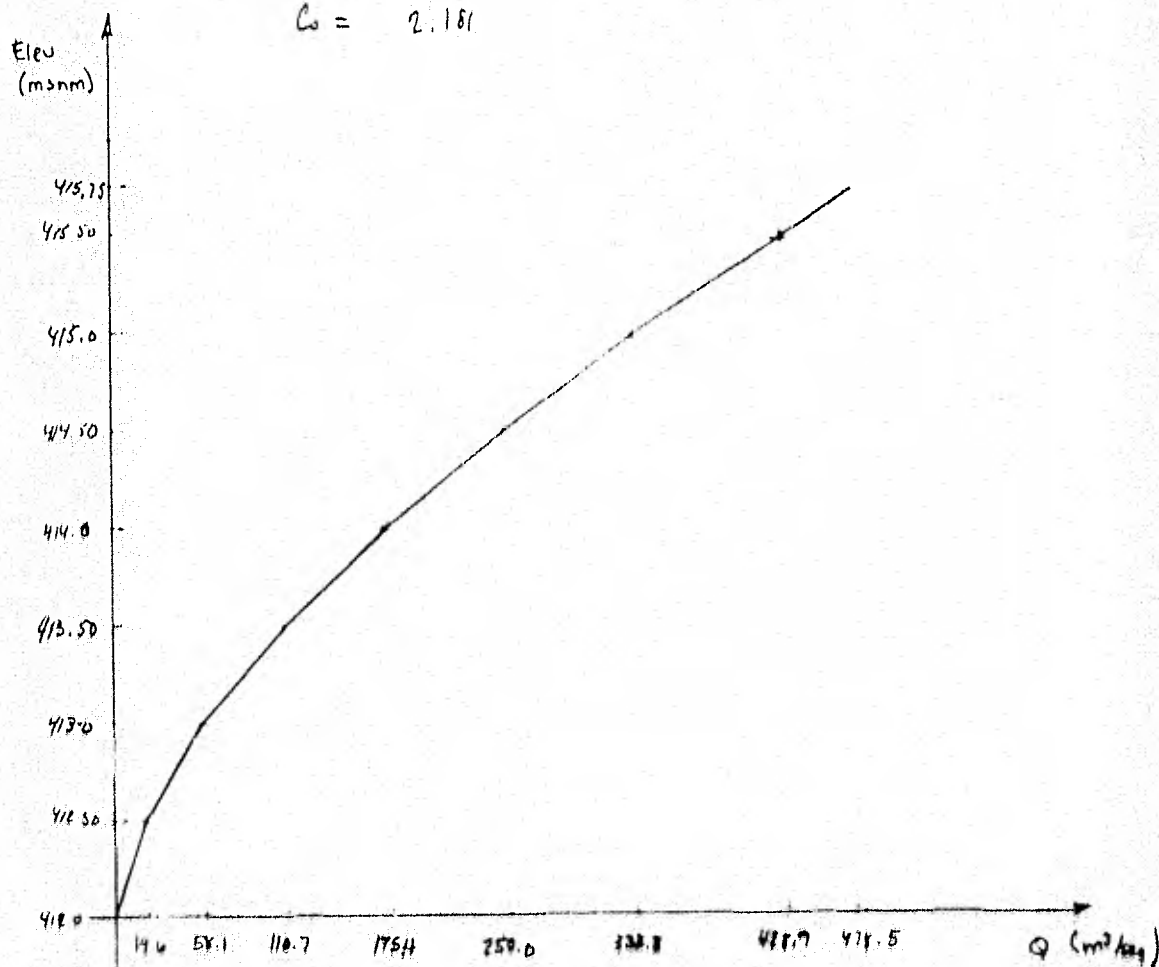


Figura - 6.13 Curva de carga-gastos

6.3.3. Cálculo del perfil Creager.

En la sección 6.1.2. se describió ampliamente la forma del perfil y el cálculo de éste, por lo que entraremos directamente a realizar este cálculo.

De la ecuación 5.11 para el cálculo del punto de tangencia:

$$\frac{y}{h_b} = -K \left(\frac{x}{h_b} \right)^n$$

para $K = 0.50^{(40)}$

$n = 1.87^{(41)}$

$h_b = 2.50$

se obtiene la ec. 6.30

$$y = -(0.50)(2.50) \left(\frac{x}{2.50} \right)^{1.87}$$

$$y = -0.2253 x^{1.87} \text{ ----- ec. 6.30}$$

el punto de tangencia se determina al igualar $\frac{dy}{dx}$ y m , donde m es el ángulo de la rápida. Derivando la ec. 6.30 con respecto a x resulta:

$$\frac{dy}{dx} = 1.87 (-0.2253) x^{0.87} = -0.4213 x^{0.87} \text{ ----- ec. 6.31}$$

$$m = -\frac{1}{0.75} \text{ ----- 6.32}$$

Igualando la ec. 6.31 y 6.32 se obtiene que:

$$-0.4213 x^{0.87} = -\frac{1}{0.75}; \text{ entonces } x = 3.759$$

utilizando el valor de x en la ec. 6.30 se obtiene el valor de y .

$$y = -0.2253 (3.759)^{1.87}, \text{ entonces } y = -2.68 \text{ m.}$$

x (m)	y (m)	Observaciones
0	0	INICIA LA CURVA
0.40	-0.091	
0.80	-0.148	
1.20	-0.217	
1.60	-0.294	
2.00	-0.379	
2.40	-0.478	
2.80	-0.595	
3.20	-0.733	
3.60	-0.892	
3.759	-2.68	PUNTO DE TANGENCIA

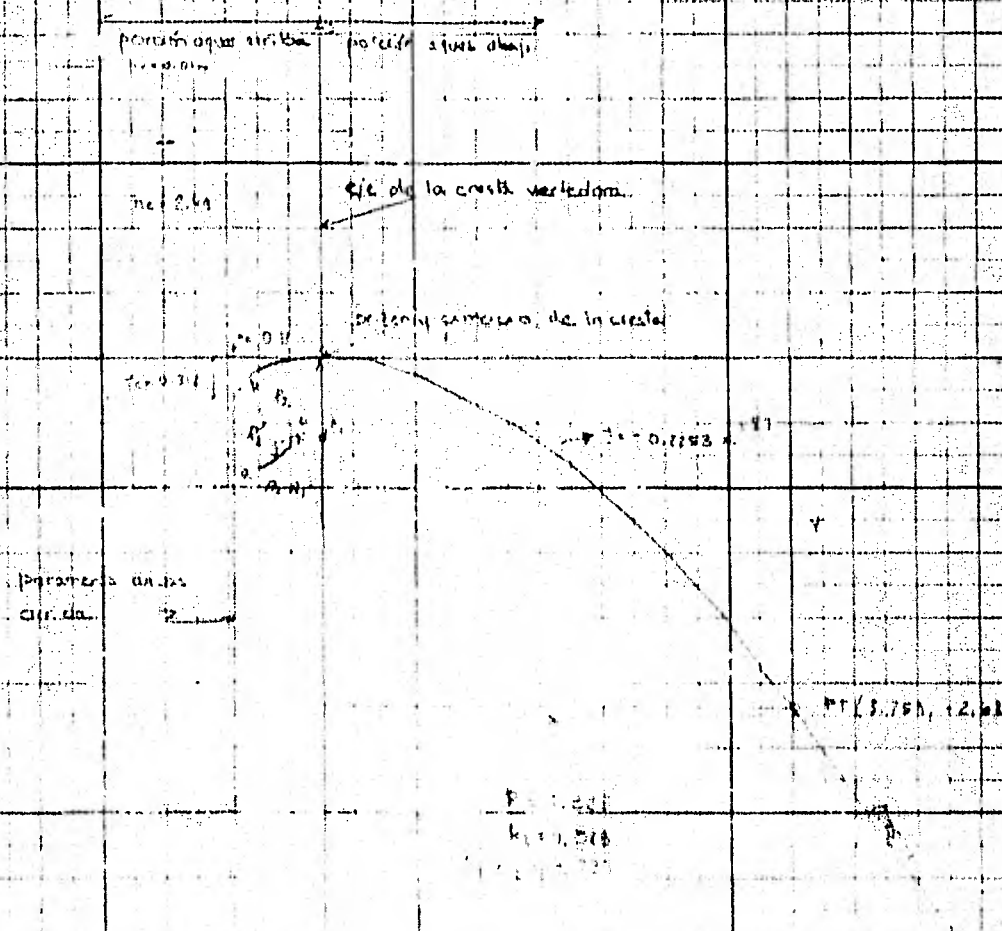
Por lo tanto, las coordenadas del punto de tangencia PT serán:

$$PT (3.759, -2.68)$$

De la ecuación 6.30 se obtienen las coordenadas para el trazo del perfil Creager porción aguas abajo, resumíndose en la tabla 6.6.

Tabla 6.6 Coordenadas del perfil Creager porción aguas abajo.

Una vez obtenidos los datos de las curvas de nivel se procede a trazar el perfil de la cresta y a determinar la longitud de la cresta y el volumen de tierra que se requiere para construir la carretera.



El centro de gravedad de la sección de la cresta se encuentra en el punto G(3.75, 10.5).

Una vez obtenidos los datos de las curvas de nivel se procede a trazar el perfil de la cresta y a determinar la longitud de la cresta y el volumen de tierra que se requiere para construir la carretera.

6.3.4 Cálculo del perfil en la cuspida de vertedor

Una vez calculado el perfil del vertedor se propone la sección máxima en la figura 6.15 de la cuspida de vertedor. En la sección (Revisión del diseño del vertedor para 16.5.5.2011) se muestra un ejemplo de cuspida de vertedor, con la cuspida del vertedor, con la parte inferior de ésta. Como la estructura del vertedor se supone un ancho

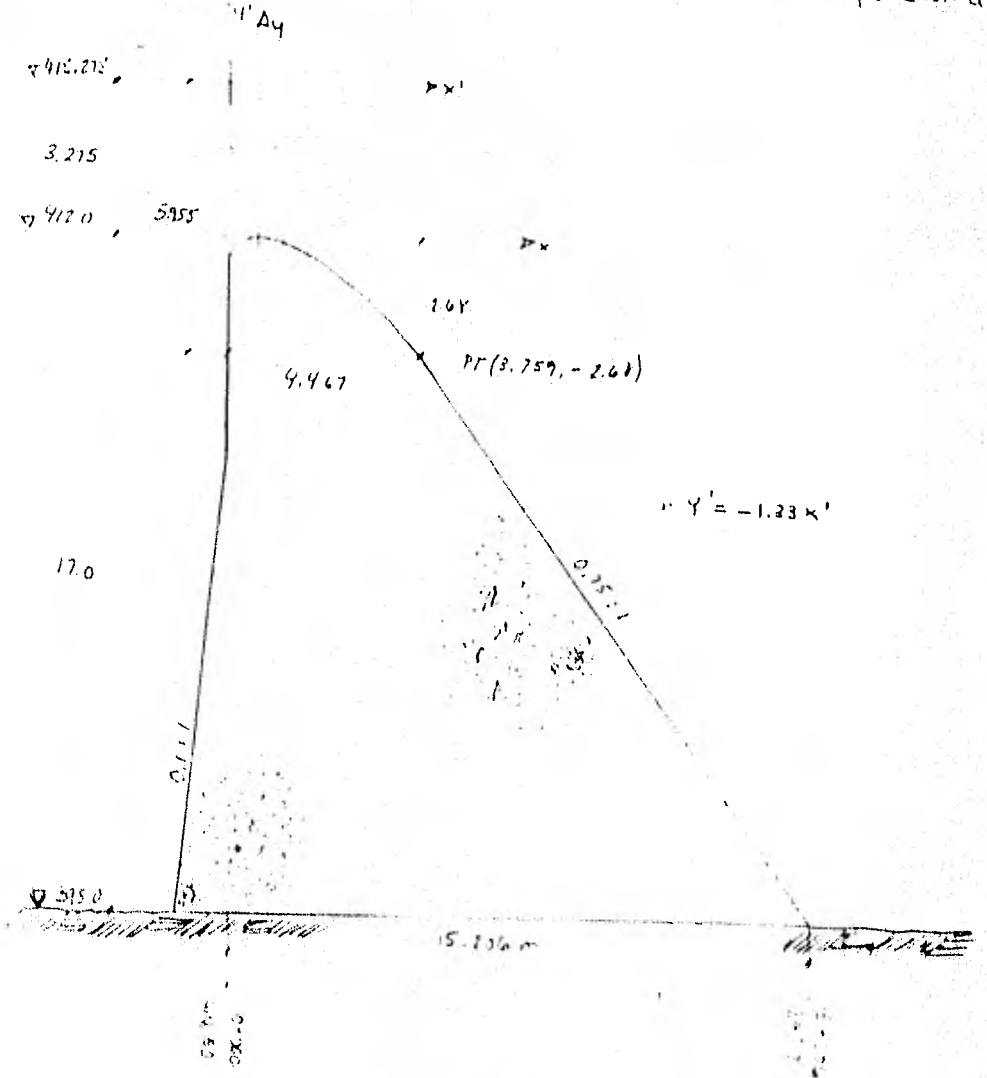
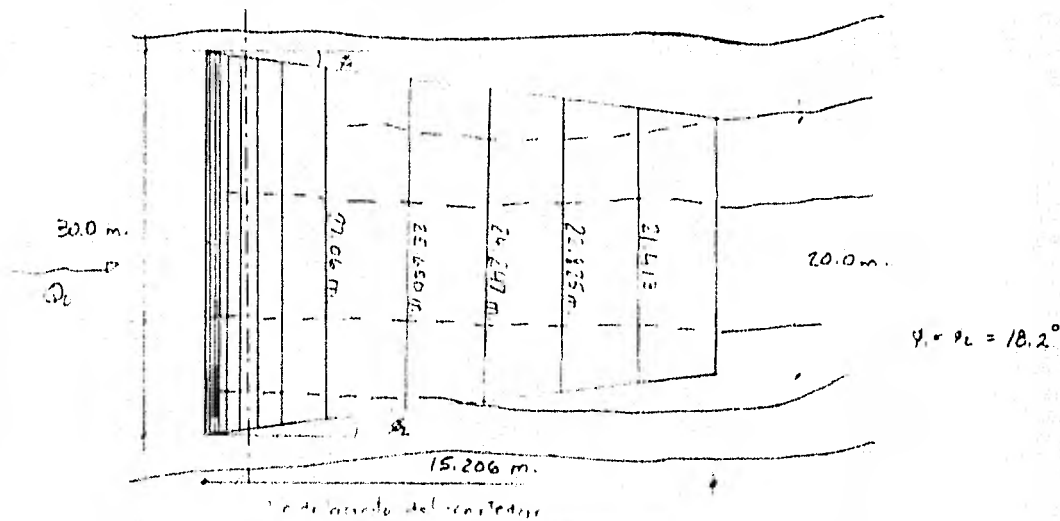


Figura 6.15. Ejemplo de cuspida de vertedor.

La cuspida de vertedor se diseña considerando la cuspida de la cuspida y vertedor, considerando la erosión y socavación que pone en peligro la estabilidad de la cuspida. Se propone tener una anchura de 30 cm, pero la estructura del vertedor del tal forma que el ancho de la cuspida sea de 10 cm.

Partiendo de los datos de diseño se proceden a calcular el perfil de la cuspida de la cuspida de vertedor y se muestra en la figura 6.15.

a la acción 6.2 se seguirán los criterios del U.S. Army E.R. con W.E.S. (53) en el método del Prof. E. F. Földes (54) que se utilizarán para determinar el perfil de agua en la repisa.



Secciónes del vertedor

0.460	4.247	27.415	40.455	27.703	40.121	10.491	13.057	3.50	15.206
9.10	4.0932	40.121	40.121	40.121	40.121	40.121	40.121	40.121	40.121

Figura 6.16 Planta de la repisa del vertedor

Una vez definida la geometría del canal de la Δ del vertedor (Fig. 6.16) se procede al cálculo del perfil para un flujo $Q_c = 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $v = 20 \text{ m/s}$, $m = 1.50 \text{ m}$, $H = 2.50 \text{ m}$ y $\phi = 18.2^\circ$, se consultó en el criterio de E. F. Földes con W.E.S. a la acción 6.7

y (m)	H/y	λ	η	Cálculo	
				(m)	(m)
1.0	1.793	2.5	-2.4625	414.483	19.463
0.8	1.411	2.0	-2.2075	414.283	19.283
0.6	1.012	1.5	-2.0325	414.223	19.213
0.4	0.763	1.0	-1.9225	414.163	19.163
0.2	0.583	0.5	-1.8625	414.053	19.053
0.1	0.461	0.2	-1.8375	413.888	18.888
0.05	0.356	0.1	-1.7925	413.752	18.748
0.02	0.263	0.05	-1.7425	413.463	18.690
0.01	0.172	0.02	-1.6925	413.193	18.644
0.005	0.120	0.01	-1.640	412.850	18.621
0.002	0.085	0.005	-1.591	412.543	18.613
0.001	0.061	0.002	-1.545	412.263	18.600
0.0005	0.044	0.001	-1.501	411.995	18.610
0.0002	0.032	0.0005	-1.460	411.753	18.614

Tabla 6.7 Cálculo del perfil de agua en la repisa del vertedor para un flujo de $Q_c = 200 \text{ m}^3/\text{s}$, $v = 20 \text{ m/s}$, $m = 1.50 \text{ m}$, $H = 2.50 \text{ m}$ y $\phi = 18.2^\circ$. Se utilizó el criterio de E. F. Földes con W.E.S. a la acción 6.7.

Clasificando las coordenadas x,y de la tabla 6.7 se obtiene la Fig. 6.17 152

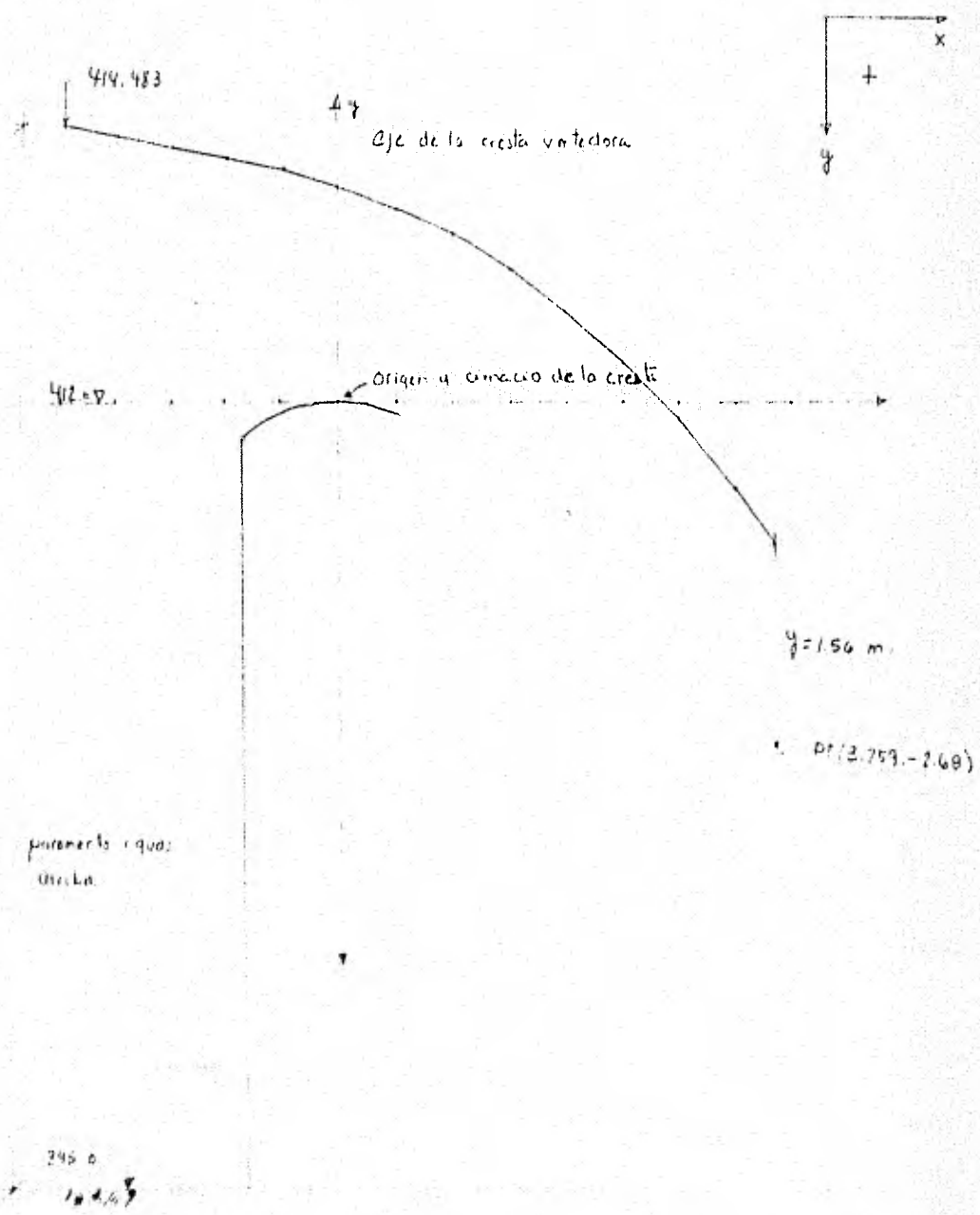
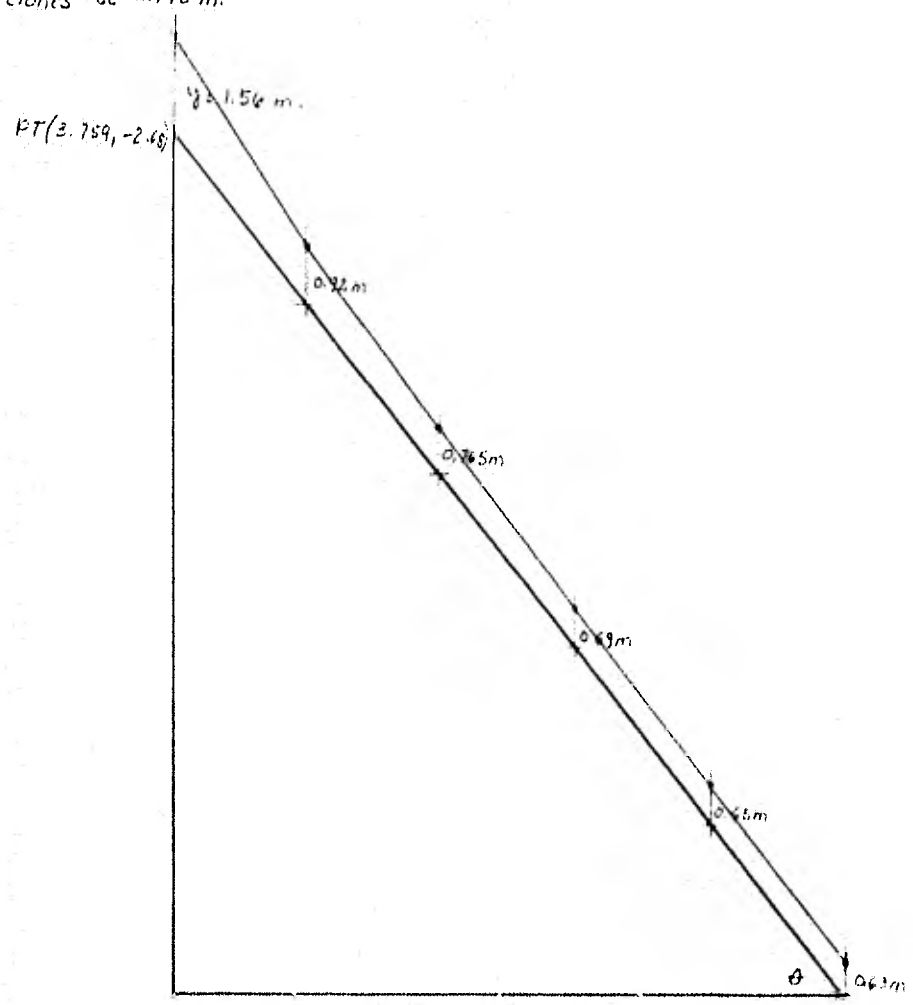


Fig. 6.17 Perfil del agua sobre la cresta vortedora desde la posición aguas arriba y aguas abajo hasta el punto de tangencia PT.

Escala 1/100

Para calcular el perfil a partir del punto de tangencia (3.759, -2.69) hasta el final de la rápida del vertedor, Fig. 6.18 usaremos el método del Falso Estándar, ⁽⁵⁴⁾ y la secuencia de cálculo del mismo se arregla en forma tabular como se muestra en la tabla 6.8.

En base a las figs. 6.16 y 6.17 se obtienen los diferentes valores del ancho b del canal, y el tirante y en el punto de tangencia que luego nos servirán para confirmar la tabla 6.8. La longitud comprendida entre las estaciones 4+467 y 15+206, se dividirá en 5 porciones de 2.198 m.



Est. 4+467	6+615	8+763	10+911	13+059	15+206
409.42	406.45	403.55	400.727	397.85	395.0

Fig. 6.18 Perfil del agua a partir del punto de tangencia PT hasta el final de la rápida del vertedor.

Est. (1)	z (2)	y (3)	b (4)	H (5)	V (6)	V^2/g (7)	H (8)	R (9)	$R^{3/2}$ (10)	S_p (11)	S_f (12)	z_0 (13)	z_1 (14)	z_2 (15)	H (16)
41467	410.510	1.56	27.06	42.214	5.922	1.788	412.668	—	—	—	—	—	—	—	412.668
61615	407.855	1.40	25.650	39.910	6.942	2.470	410.325	1.262	1.324	0.007	0.005	3.566	0.018	3.068	412.754
61615	407.355	0.90	25.650	23.085	10.830	5.978	413.333	0.841	0.794	0.029	0.016	3.566	0.059	0.419	413.146
61615	407.375	0.92	25.650	23.698	10.594	5.720	412.006	0.958	0.815	0.037	0.015	3.566	0.055	0.393	413.136
81763	404.291	0.70	24.247	16.473	14.729	11.053	415.349	0.662	0.577	0.074	0.050	3.566	0.003	0.524	413.673
81763	404.391	0.80	24.247	14.398	12.888	8.466	412.957	0.750	0.682	0.048	0.037	3.566	0.132	0.275	413.543
81763	404.241	0.75	24.247	12.125	13.747	9.633	412.974	0.706	0.629	0.059	0.043	3.566	0.153	0.291	413.680
81763	404.361	0.77	24.247	12.670	12.890	9.139	412.500	0.724	0.650	0.054	0.041	3.566	0.145	0.242	413.623
81763	404.361	0.765	24.247	12.549	11.779	5.259	415.615	0.720	0.645	0.055	0.041	3.566	0.147	0.381	413.664
101911	401.427	0.70	22.825	15.978	15.647	12.479	413.706	0.660	0.574	0.084	0.066	3.566	0.247	0.122	414.233
101911	401.417	0.69	22.825	15.749	12.574	12.843	414.260	0.651	0.564	0.088	0.071	3.566	0.254	0.358	414.276
121608	399.714	0.45	21.413	12.918	17.912	16.444	414.958	0.613	0.521	0.121	0.105	3.566	0.373	0.360	415.009
151200	395.04	0.64	20.0	12.800	19.531	19.443	415.683	0.602	0.508	0.147	0.124	3.566	0.478	0.299	415.786
151200	395.62	0.63	20.0	12.60	19.241	20.065	415.695	0.592	0.498	0.155	0.138	3.566	0.492	0.188	415.689

Tabla - 6.8 Ordenamiento de cálculo para el método del Paso Estándar.

Con las figs. 6.17 y 6.18 se origina la fig. 6.19 donde se muestra algunos de los triantes del perfil del agua de toda la rápida del vertedor.

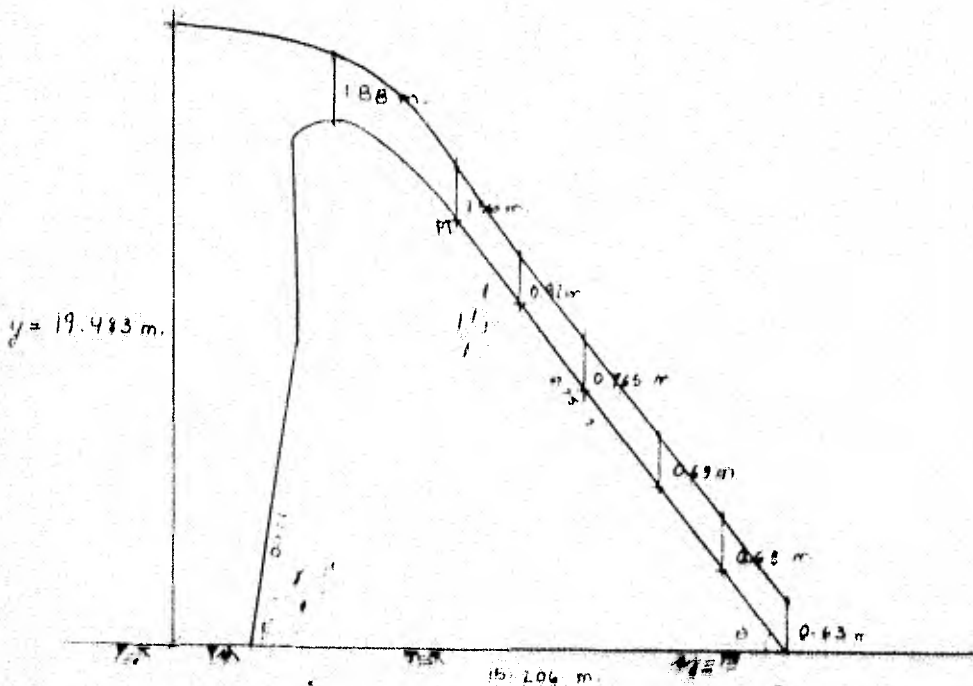


Fig. 6.19 Perfil del agua en la rápida del vertedor

6.3.5 Cálculo del bordo libre en la rapida del vertedor

El bordo libre es una distancia vertical que se toma a partir de la superficie libre del agua.

No hay una regla universal aceptada para la determinación del bordo libre debido a que en canales se presentan muchos causas incontrolables debido a el agua. Para el cálculo de éste, el libro *Open-channel Hydraulic* de Ven Te Chou recomienda que para regímenes supercríticos se de un bordo libre que puede estar alrededor de un 30% del tirante o bien se este con la ec. 6.33 (55)

$$E = \sqrt{CY} \quad \text{6.33}$$

tr. de

$$C = 2.5 \quad \text{para gastos mayores de } 3000 \text{ ft}^3/\text{seg} \text{ (85 m}^3/\text{seg)}$$

$$E = \text{bordo libre en ft}$$

$$Y = \text{tirante en ft}$$

De los resultados obtenidos en la sección 6.3.3, tomándolos para el caso más desfavorable, es decir. $Y = 2.163 \text{ m}$. y sustituyéndolos en la ec. 6.33 se obtiene:

Para el cálculo del bordo libre se considera a partir de la superficie libre del agua que sumado a el tirante considerado se obtiene la altura del muro.

a) estimando para el 30% del tirante ($y = 1.88$ m).

$$BL = 0.30 \times 1.88 = 0.564 \text{ m.}$$

b) estimando la ecuación 6.33.

sustituyendo $c = 2.5$ y $y = 6.168$ ft. se tiene

$$F = \sqrt{2.5 \times 6.168} = 3.927 \text{ ft.}$$

Por lo tanto el tirante en metros decimales:

$$F = 0.3048 \times 3.927 = 1.197 \text{ m}$$

se adoptará un bordo libre de 1.20 m. ya que para las condiciones en la rápida se presentan pequeñas turbulencias y además se está manejando un gasto de $250 \text{ m}^3/\text{seg}$ que de acuerdo a las recomendaciones del U.S. Bureau of Reclamation⁽⁵⁾ el bordo libre obtenido es el necesario para tener un margen de seguridad suficiente. En la tabla 6.9 se resumen las elevaciones para las secciones de cálculo.

Elevación de la planilla (m.s.n.m.)	Elevación del muro, (m.s.n.m.)
395.000	398.000
397.864	400.864
400.727	403.727
403.591	406.591
406.455	409.455
409.320	412.320
412.000	415.000

Tabla-6.9 Elevaciones para el muro que en las diferentes secciones de cálculo

Considerando el tirante 0.75 m la elevación de la corona del muro (ver fig. 4.20) alcanza la elevación 415.0 mm considerando por este caso que pasa por la presa un $Q_p = 324 \text{ m}^3/\text{seg}$ (ver tabla 6.5) que corresponde a un $Tr = 20$ años (ver fig. 4.4) por lo que se considera que se está trabajando con un margen de

(5) Loc. cit.

seguridad más que suficiente para que el agua no vaya a rebasar la altura del muro y produzca algún deterioro en la estructura. Por otro lado se propone un ancho de corona de 3.0 m condicionado a revisión en el capítulo de estabilidad de la cortina. (ver capítulo VIII).

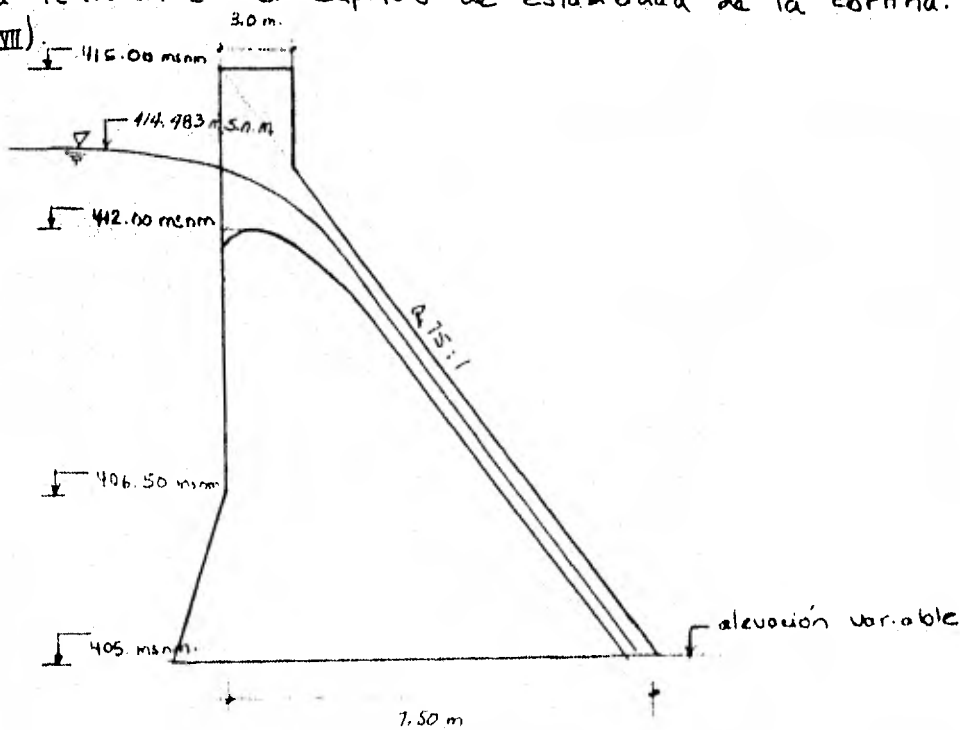


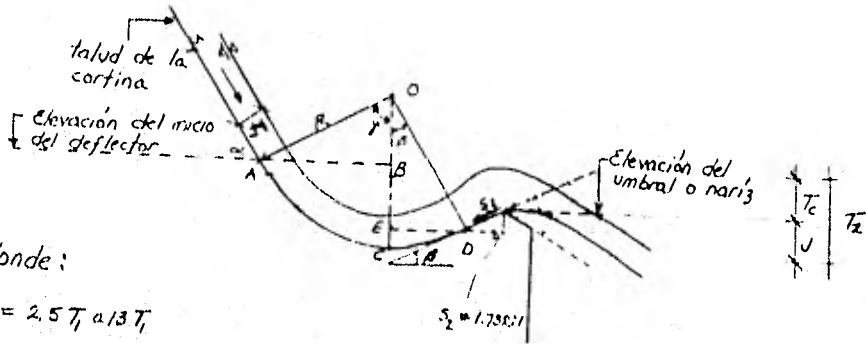
Figura - 6.20 Sección no vertedera

6.4. Usos de la cubeta Deflectora

Aunque no existe un criterio totalmente confiable para definir la geometría del salto de agua, se seguirán las recomendaciones de la S.R.H. (57) dando una geometría como la que se muestra en la fig. 6.21

Es muy importante evaluar el problema en laboratorio, siempre y cuando sea justificable dada la magnitud de la obra. En nuestro caso las modificaciones del perfil definitivo se harán en el laboratorio.

(57) S.R.H. Op. cit., p.p 186-192.



donde:

$$R = 2.5 T_1 \text{ a } 1.3 T_1$$

$$\alpha = \text{ang tan. } s_1$$

$$i = \text{ang tan. } s_2$$

$$AB = R \sin \beta$$

$$ED = R \sin \beta$$

$$OB = R \cos \alpha$$

$$\text{Elev. } O = \text{Elev. } A + OB$$

Figura.-6.21 Geometría del salto de sivi

Los ingenieros R. Villa Medina y R. Goñez Rosas, propusieron en el Congreso Nacional de Hidráulica de 1972, que el radio de la cubeta deflectora se pueda calcular aproximadamente partiendo de que en la nariz de deflector se tenga un tirante crítico con la siguiente ecuación 6.34

$$R = \frac{T_2 - T_c}{1 - \cos \beta} \quad \text{ec. 6.34}$$

donde:

R = radio de la cubeta

T_c = tirante crítico

β = ángulo con que sale el agua del deflector

T_1 = tirante a la entrada del deflector

J = profundidad de la cubeta desde la nariz de deflector.

T_2 = suma de $T_c + J$

6.4.1 Determinación del radio de la cubeta del lectora.

Se parte del hecho que se conoce la elevación del agua en el río para el gasto de descarga (ver plano no 2) que corresponde a la elevación 401.80 por lo que podría considerarse, para fines de cálculo, que la nariz se encuentra en la cota 402.0 por lo que para esta elevación el ancho en el vertedor se puede encontrar con la ayuda de la Fig. 6.16

$$L = 23.452 \text{ m.} \quad \text{-----} \quad 6.35$$

De la referencia (27), la ecuación para obtener el tirante crítico en canal es:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

donde:

A = área hidráulica de la sección en m^2

T = ancho de la superficie libre del agua en m

Q = gasto en m^3/seg

g = 9.81 m/seg^2

Tenemos que $T = L = 23.452 \text{ m}$ ----- 6.36

Sustituyendo 6.36 en el segundo término de la expresión matemática de la referencia (27) resulta:

$$\frac{A^3}{L} = \frac{(L y_c)^3}{L} \quad \text{-----} \quad 6.37$$

sustituyendo 6.37 en la ec. de la ref. (27) y despejando y_c se obtiene:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gL^2}} \quad \text{-----} \quad \text{ec. 6.38}$$

Sustituyendo la ec. 6.38 en la ec. 6.37 resulta:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}} \quad \text{-----} \quad \text{ec. 6.39}$$

Sustituyendo los datos de diseño en la ecuación 6.39 se obtiene:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{(250/15 \text{ seg})^2}{9.81}} = 2.262 \text{ m.}$$

Entonces la elevación del chorro en la nariz es:

$$\text{Elev} = 402.0 + 2.262 = 404.262 \text{ m s.n.m.}$$

La elevación obtenida corresponde al punto A de la figura 6.21.

que es el punto de tangencia de la rápida y la cubeta defleccora. Para determinar este punto se procede de la siguiente manera: de la tabla 6.8 localizamos que para la elevación 404.262 le corresponde un frente T₁ de 0.76 m.

1º Como primera aproximación se toma R = 5 T₁

R = 5 x 0.76 = 3.80 m. --- 6.40

sustituyendo 6.40 en la ecuación 6.34 y despejando T₂ se llega a:

T₂ = 3.80 (1 - cos 30°) + 2.262 = 2.771 m.

De las relaciones ^{trigonométricas} de la figura 6.21 se obtienen los siguientes datos para el diseño de la cubeta

α = ang tg S₁ = ang. tg. (1.335) = (53.13)°

β = (30)°

OB = R cos β = 3.80 cos 53.13° = 3.040 m.

ED = R sin β = 3.80 sin 30° = 1.90 m.

OE = R cos α = 3.80 cos 30° = 3.291 m.

Elev. O = Elev. A + OB = 404.262 + 3.040 = 407.302

Elev. C = Elev. O - R = 407.302 - 3.80 = 403.502 > 402.0 m.s.n.m.

De la figura 6.21, el punto C no se puede aceptar con esa elevación por lo que se propone un R mayor. El procedimiento de cálculo será idéntico al anterior.

2º Se propone un R = 10 T₁

R = 10 x 0.76 = 7.6 m --- 6.41

sustituyendo ^{6.41} en la ec. 6.34 y despejando T₂ se obtiene:

T₂ = 7.60 (1 - cos 30°) + 2.262 = 3.280 m.

α = 53.13°

β = 30°

AB = R sin α = 7.6 sin 53.13° = 6.080 m

ED = R sin β = 7.6 sin 30° = 3.80 m.

OE = R cos β = 7.6 cos 30° = 6.582 m.

OB = R cos α = 7.6 cos 53.13° = 4.560 m

Elev. O = 404.262 + 4.560 = 408.822

Elev. C = 408.822 - 7.6 = 401.222 < 402.0 m.s.n.m.

Ahora de la fig. 6.21 tenemos:

Elev. C = Elev. A - T₂ = 404.262 - 3.280 = 400.982 m.s.n.m

Comparando las elevaciones "C" obtenidas:

$$401.222 \neq 400.982 \text{ m.s.n.m.}$$

∴ Proporción $R = 12 T_1$

$$R = 12 \times 0.76 = 9.120 \text{ m.}$$

6.42

sustituyendo 6.42 en la ec. 6.34 resulta que:

$$T_2 = 9.120(1 - \cos 30^\circ) + 2.262 = 3.484 \text{ m.}$$

$$\alpha = 53.13$$

$$\beta = 30^\circ$$

$$AB = 9.120 \sin 53.13 = 7.296 \text{ m}$$

$$BD = 9.120 \sin 30^\circ = 4.560 \text{ m.}$$

$$DE = 9.120 \cos 30^\circ = 7.898 \text{ m.}$$

$$OE = 9.120 \cos 53.13 = 5.472 \text{ m.}$$

$$\text{Elev. D} = 404.262 + 5.472 = 409.734 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Elev. C} = 409.734 - 9.120 = 400.614 \text{ m.s.n.m.}$$

$$\text{Elev. E} = 404.262 - 3.484 = 400.778 \text{ m.s.n.m.}$$

Se acepta el valor de $T_2 = 3.484 \text{ m.}$

Una vez que se ha aceptado el valor del frente propuesto se dibujó la curvatura deflectora. (Figura 6.22)

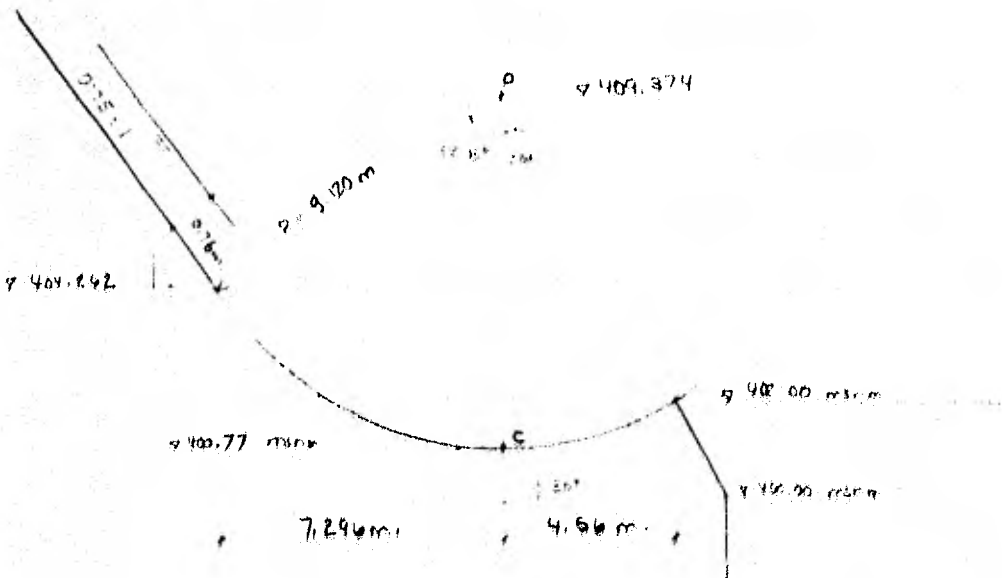


Figura 6.22 Detalle de la curva Deflectora

6.5. Geometría definitiva de la cortina

En las secciones anteriores de este capítulo se han calculado por separado la geometría y funcionamiento hidráulico de la cortina y estructura deflectora.

Es importante mencionar que dado la magnitud de la obra, se justificó la comprobación de los cálculos en modelo hidráulico. A en el laboratorio el modelo simula el funcionamiento real tanto de la vertedora y, muy importante, también de la cubeta del estero que existe en algunas partes a todas las adyacencias de la sección 6.2.1. Se concluye que debido al buen funcionamiento de la cortina vertedora no se modificará la geometría de ésta, asegurando con ésta que el chorro despegue perfectamente. En la figura 6.23 se muestra la sección definitiva de la cortina vertedora.

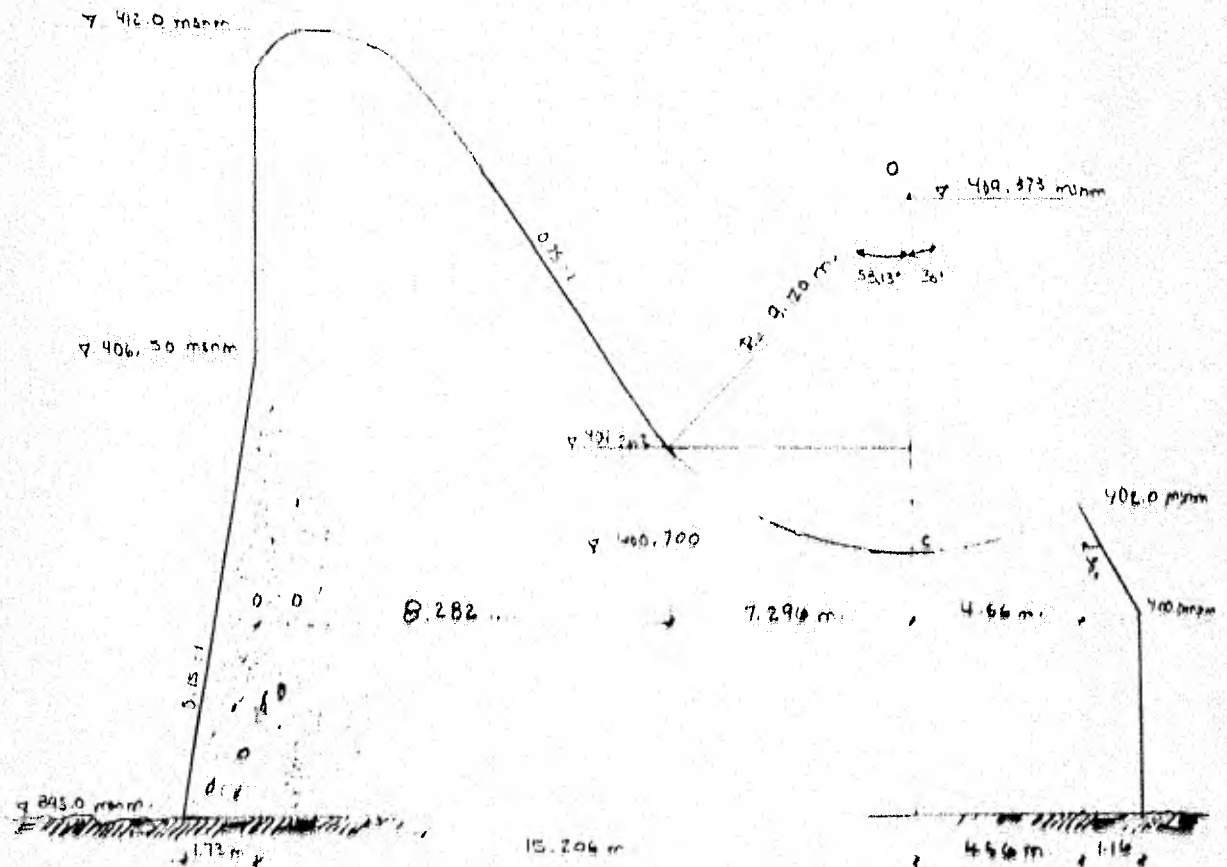


Figura 6.23 Sección definitiva de la cortina vertedora

Haciendo un recorrido por la obra se observó que en margen izquierda existía un material que había fallado, causando al río. Esto cambia la topografía del sitio de la cortina vertedora lo que nos hace pensar en bajar el muro de la izquierda de tal manera que el ancho de la cresta aumentará siendo casi de igual magnitud al ancho en la cresta (ver fig-6.24, del vertedor). Desde el punto de vista hidráulico en este proyecto el incremento en la rápida y la junta defluidora para que la transición entre la cresta y la descarga es mínima. En la figura 6.24 se muestra la planta con las principales dimensiones propuestas de acuerdo a las condiciones.

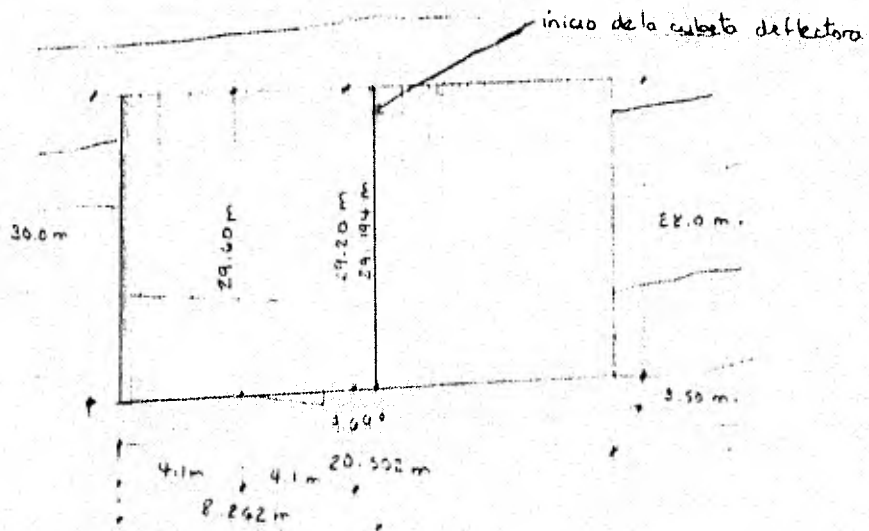


Figura- 6.24 Planta de la cortina vertedora

VII - ESTABILIDAD DE LA CORTINA -

7.1 Introducción -

En este capítulo se hará el análisis de estabilidad de la cortina, es decir, ^{para nuestro caso} de la pieza de gravedad la que podemos definir como aquella cuya estabilidad frente a las fuerzas externas actuantes sobre ella, se debe fundamentalmente a la fuerza de su peso propio.

Primariamente, para que el análisis numérico resulte fácil de comprender, se hará la descripción de: los factores que atacan contra la estabilidad de la pieza de gravedad; las cargas en esta última; ^{las} combinaciones de carga; ^{las} condiciones de seguridad; y el método para el cálculo de esfuerzos.

7.2 Factores que atacan contra la estabilidad de una pieza de gravedad -

Los tres factores son: vuelco, deslizamiento y esfuerzos excesivos.

7.2.1 El vuelco -

Por la acción de las fuerzas externas las piezas de gravedad tienden a girar alrededor de su pie (Fig. 7.1) tendiendo a volcar, es decir, que la pieza llegara a voltearse como cuerpo rígido, tendiendo por tanto a perder sus materiales por tensión (en el talón) o por compresión (en el pie).

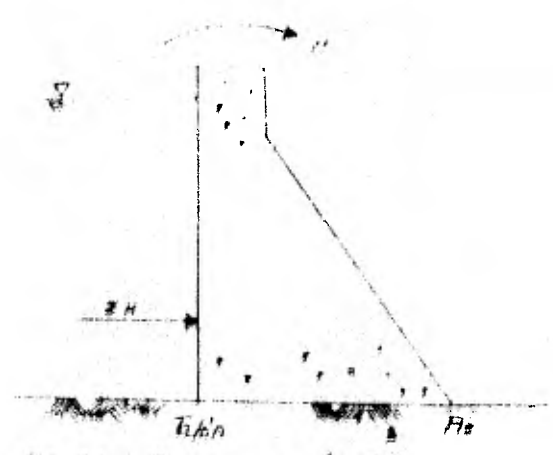


Fig. 7.1 Fuerzas que tienden a voltear la pieza

7.2.2. El deslizamiento -

La fuerza horizontal E_H , tiende a desplazar en dirección horizontal a la presa, las fuerzas resistentes son las producidas por la fricción y por la resistencia al corte del concreto o la cimentación (Fig. 7.2)

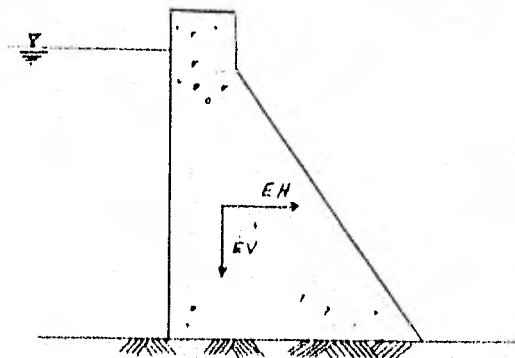


Fig. 7.2. Fuerzas que tienden a deslizar la presa.

Obviamente, antes que la presa deslice, como cuerpo rígido, habrían fallado sus materiales (o la liga con la cimentación, o esta última) por esfuerzos cortante.

7.2.3. Esfuerzos excesivos -

Como consecuencia de la falta de estabilidad de la estructura irá asociada siempre a la ruptura de sus materiales por esfuerzos excesivos, por lo que resulta necesario estar vigilando a los límites de dichos límites aceptables. En general, sin embargo, al menos en lo que respecta a la compresión, es relativamente fácil cumplir esa condición, pues los esfuerzos en el concreto de las presas, producidos por fuerzas externas se usualmente muy bajas si el diseño ha sido elaborado con el suficiente cuidado.

necesario para
Analicemos el talud K que en una presa nos garantiza su estabilidad y ausencia de tensiones. Sea un muro triangular como el mostrado en la (Fig. 7.3)

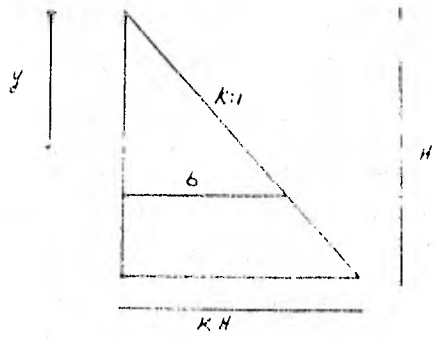


Fig. 7.3 Muro triangular

El grueso $b = Ky$, aumenta con la profundidad.

El volumen será:

$$V = \int_0^y b dy = \int_0^y Ky dy = \frac{Ky^2}{2} \dots \dots \dots 7.1$$

Este volumen es unitario (por unidad de grueso del muro), por otro lado podemos ver que el peso es proporcional al volumen

$$W = \int_m V \dots \dots \dots 7.2$$

Ahora suponemos que este muro está sometido al empuje del agua (Fig. 7.4)

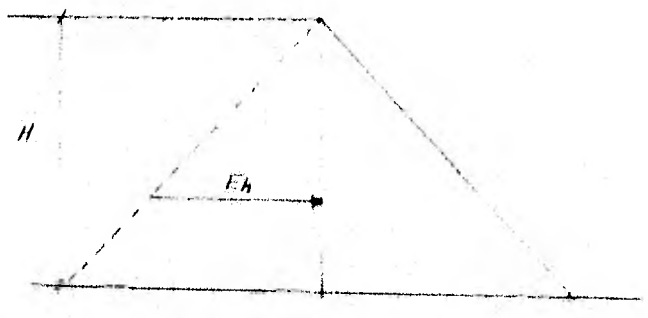


Fig. 7.4 Empuje hidrostático sobre el muro

Consideremos el problema bidimensional, ^{en} que el suelo es indeformable y que el agua no puede introducirse entre el piso y el muro al menos que éste se levante. El empuje hidrostático tiende a arrastrar al muro hacia aguas abajo y a voltearlo alrededor del pie de la presa, fijémonos por ahora sólo en este último efecto. Si no hay liga entre el muro y el piso, la tendencia al volteo inducirá una posibilidad de levantar el talón del muro, lo que facilitaría la introducción del agua entre él y el piso, esta agua producirá un empuje hacia arriba (flotación o subpresión) que tendría también momento volteante respecto al pie de la presa empeorando las condiciones de estabilidad del muro.

Será entonces conveniente, en principio, evitar toda separación del muro del piso, es decir, evitar toda posible tensión (tracción) en el talón. Esto puede lograrse si el peso del muro produce esfuerzos de compresión tales que contrarresten la tensión en el talón.

Continuemos con la siguiente figura ^{7.5} donde vemos el muro y su correspondiente diagrama de esfuerzos

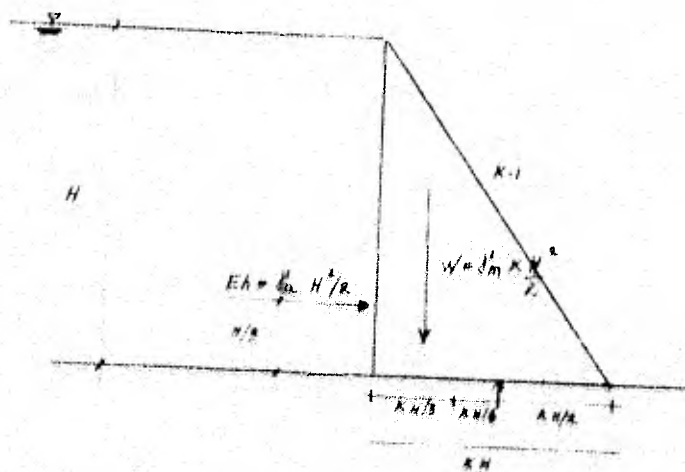
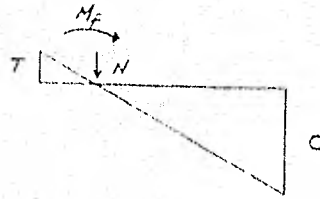


Fig. 7.5 Muro sometido a empuje hidrostático

T = tensión
C = compresión



M_f = momento flexionante
 N = fuerza normal

Fig. 7.6 Diagrama de esfuerzos

La condición deseada es que $T=0$, el diagrama de esfuerzos sería el que se muestra en la fig. 7.7



Fig. 7.7 Diagrama de esfuerzos (tensión nula)

El momento flexionante M_f será (ver fig. 7.5)

$$M_f = E_h D_e - W D_w = J_a \frac{H^2}{2} \frac{H}{3} - J_m K \frac{H^2}{2} K \frac{H}{6} \quad \text{---} \quad 7.3$$

donde:

D_e = distancia de E_h al centro de gravedad G

D_w = distancia de W al centro de gravedad G

Conviene el sentido que tienda a producir tensiones en talón, como positivo.

La fuerza normal N será:

$$N = W = J_m K \frac{H^2}{2} \quad \text{---} \quad 7.4$$

En el talón el momento produce una tensión:

$$\sigma_t = \frac{M_f X_t}{I_G} \quad 7.5$$

Siendo:

$$I_G = \frac{1}{12} (KH)^3 \quad 7.6$$

$$X_t = K \frac{H}{2} \quad 7.7$$

Sustituyendo 7.3, 7.6 y 7.7 en 7.5 obtenemos:

$$\sigma_t = \frac{KH}{2} \frac{12}{(KH)^3} \left[\beta_a \frac{H^3}{6} - \beta_m K^2 \frac{H^3}{12} \right] \quad 7.8$$

Simplificando y aceptando que $\beta_a = 1 \text{ ton/m}^3$

$$\sigma_t = \frac{H}{K^2} \left(1 - \beta_m \frac{K^2}{2} \right) \quad 7.9$$

La compresión es $N = W$, es uniforme y vale:

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{\beta_m K H^2}{2} \frac{1}{Kh} = \beta_m \frac{H}{2} \quad 7.10$$

Si deseamos que $\sigma_t = 0$, deben igualarse 7.9 y 7.10

$$\beta_m \frac{H}{2} = \frac{H}{K^2} \left(1 - \beta_m \frac{K^2}{2} \right)$$

$$\beta_m K^2 = 2 - \beta_m K^2$$

$$K^2 = 1/\beta_m$$

$$K_m = \sqrt{1/\beta_m} \quad \text{Se considera } \beta_m \text{ en } \text{ton/m}^3 \quad \text{---} \quad 7.11$$

Esta fórmula nos da el talud mínimo que basta sostenerse al aire por su propio peso y sus propias tensiones en compresión

Como β_m para el concreto es 2.4 ton/m^3

$$K_m = 0.645$$

El talud de nuestro proyecto $K = 0.75$ y es mayor que K_m , por lo que no tendremos problemas de tensión.

Si se permitiera que el agua produjera subpresión al filtrarse, tendríamos la situación que se ilustra en la siguiente figura 7.6.

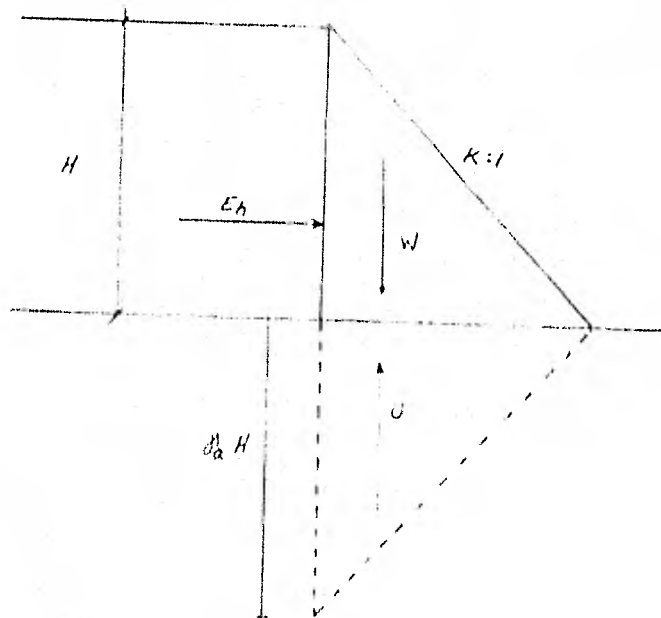


Fig. 7.6 Muro Triangular considerando subpresión.

La variación de la subpresión es lineal, pues corresponde al gradiente hidráulico debido sólo a pérdidas por fricción, que son proporcionales a la longitud del camino recorrido por el agua,

El agua filtrada produce una fuerza hacia arriba:

$$U = K \frac{H^2}{2} \quad \text{--- --- --- --- --- --- --- --- ---} \quad \text{7.12}$$

y un momento respecto al talón:

$$M_U = \frac{KH}{2} \cdot \frac{KH}{6} = \frac{K^2 H^3}{12} \quad \text{--- --- --- --- --- --- --- --- ---} \quad \text{7.13}$$

El momento que produce tensión en el talón es el que resulta de 7.3, aquejado de M_U , y se obtiene:

$$\sigma_t = \frac{H}{K^2} \left[1 - \frac{(\delta_m - 1) K^2}{2} \right] \quad \dots \quad 7.14$$

$$\sigma_c = \frac{(\delta_m - 1) H}{2} \quad \dots \quad 7.15$$

y finalmente al igualar las dos ecuaciones anteriores obtenemos:

$$K = \sqrt{\frac{1}{\delta_m - 1}} \quad \dots \quad 7.16$$

si $\delta_m = 2.4 \text{ ton/m}^3$ (concreto) $K = 0.845$

Que es la fórmula que proporciona la estabilidad con un talud mínimo ante la presencia de subpresión triangular, sin permitir tensiones.

Puede verse la importancia de la subpresión, pues al actuar como se ha supuesto ocasionaría la necesidad de incrementar el volumen de la presa en un 31% $\left(\frac{0.845 - 0.645}{0.645} = 0.31 \right)$

Dado que el talud de nuestra cortina $K = 0.75$ es menor que el talud mínimo anterior, tendríamos que aumentar el volumen de la cortina en un 12.67%^{*} para darle estabilidad ante la presencia de subpresión triangular sin permitir tensiones por lo que se propone a dar un talud al paramento aguas arriba de la cortina, respetando así el de aguas abajo ($K = 0.75$), a fin de evitar tensiones y tener un incremento de volumen mucho menor al 12.67%. Este análisis es meramente de revisión y se hará en su oportuno momento.

* $\frac{0.845 - 0.75}{0.75} = 0.1267$

7.3 Cargas en una presa de gravedad.-

7.3.1 Peso propio

El peso propio se calculará con la ecuación $W = \delta'_m V$, siendo δ'_m para el concreto 2.4 ton/m^3 . Generalmente se desprecia en el cálculo las galerías y los volados de la corona, pero si se toman en cuenta el peso de las pilas, puentes, compuertas y sus mecanismos, considerando cada peso parcial en su línea de acción. (Fig. 7.7)

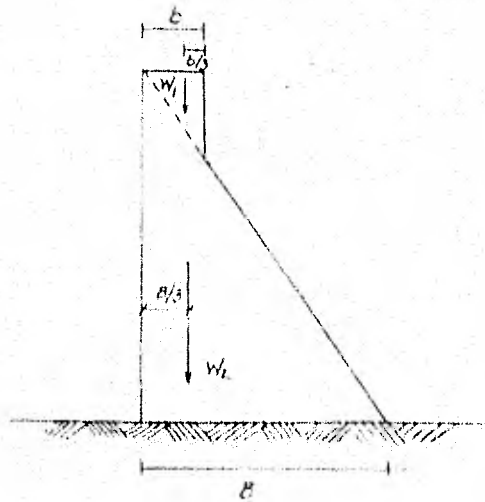


Fig. 7.7 Peso propio de la cortina

7.3.2 Empuje hidrostático.-

Primeramente defínase siempre límites en base a la siguiente figura. (Fig. 7.8)

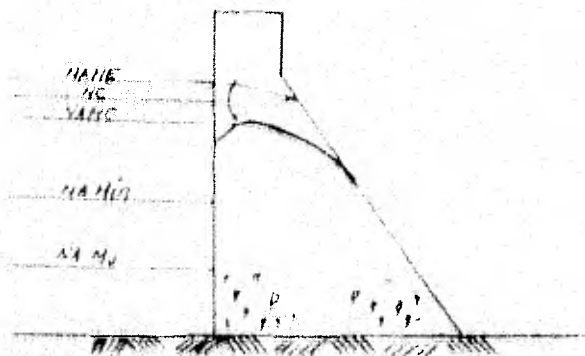


Fig. 7.8 Elevaciones del agua

- NAHE**: Nivel de aguas máximo extraordinario (vertedor de excedencias diseñado a su máxima capacidad).
- NC**: Nivel de control. Máximo nivel al que pueden controlarse las extracciones por cualquier salida.
- NAMO**: Nivel de aguas máximo ordinario. Nivel máximo de almacenamiento para aprovechamiento (llamado también "Nivel de Conservación").
- NAMin**: Nivel mínimo de operación de la toma a gasto de diseño. (nivel mínimo de operación normal).
- NAMu**: Nivel de aguas muertas. Nivel debajo del cual no se puede extraer el agua normalmente por no haber ninguna salida bajo él.

En el cálculo de estos empujes se hacen dos hipótesis:

El peso específico del agua es de 1 ton/m^3

Es válida la ley de Pascal: "la presión actúa en cada punto con igual magnitud en todas las direcciones y sentidos, los empujes resultantes son normales a las superficies sobre las que actúan".

7.3.3 Empuje de azolves -

Los azolves que ocurren en la corriente se depositan en el vaso y ejercen empujes en el paramento de aguas arriba de la presa, que son mayores que los empujes hidrostáticos.

Cuando el paramento de aguas arriba tienen algún talud (Fig. 7.9) el empuje horizontal D_h será el producido por el suelo y el empuje vertical D_v será el peso del suelo. Para D_v se considera el peso volumétrico sumergido, si se ha calculado el peso del agua P_a incluyendo el espacio ocupado por azolves.

$$\delta_{sat} = 1.92 \text{ ton/m}^3 \text{ (U.S.B.R.)}; \delta'_s = 0.92 \text{ ton/m}^3$$

D_H se valúa como el empuje de un fluido de peso volumétrico igual al del material sumergido, si se ha considerado la presión del agua por separado.

$$\delta_{sat} = 1.36 \text{ ton/m}^3 \text{ (U.S.B.R.)}; \delta'_s = 0.36 \text{ ton/m}^3$$

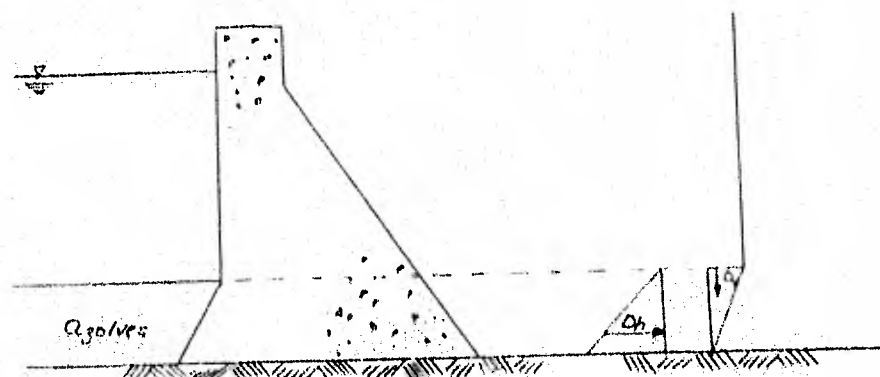


Fig. 1.9 Empuje de agolvas.

7.3.4 Empuje por hielo:

El hielo (en las zonas en que puede ocurrir el congelamiento de la superficie libre del agua) produce un empuje debido a su dilatación. Generalmente se considera que el empuje actúa en la c.c.A., con un coeficiente de intensidad de espesor de la tajada de cortina que se analiza. Debido a las condiciones geográficas donde se emplaza dicho proyecto, este punto se omitirá para el análisis.

7.3.5 SISMO:

Los mismos seísmos aceleraciones a las presas que pueden aumentar las presiones de agua sobre ellas, así como los seísmos de tipo de otros tipos.

Así se producirán fuerzas horizontales que actuarán en el paramento arriba y se producirán también fuerzas verticales que se traducen en choques de la cimentación hacia abajo. No cabe dentro del alcance de esta tesis discutir métodos dinámicos, por lo que sólo presentaremos el análisis pseudo-estático. (89) La discusión anterior se ilustra en la fig. 7.10

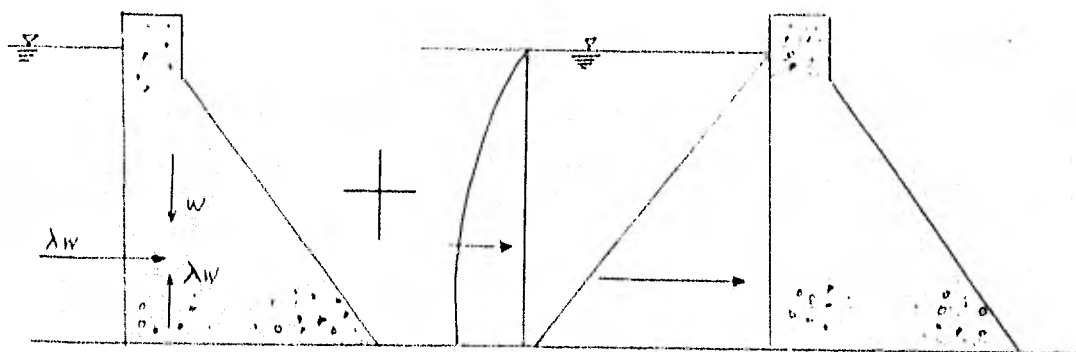


Fig. 7.10 Análisis sísmico por el método pseudo estático.

En esta figura los parámetros se definen como sigue:

$$\lambda < 1$$

(puede ser distinto para sisma horizontal que para vertical. por otra parte, usualmente no se consideran ambos tipos de sisma simultáneamente).

$$g = 98 \text{ cm/seg}^2$$

El diagrama parabólico es el empuje hidrostático adicional ocasionado por el efecto del viento sobre el agua.

λ es del orden de 0.05 a 0.23 (60) en la mayor parte de las zonas.

En algunas zonas, el valor de λ se ha tomado variable, para la presa, siendo λ de la presa en la cimentación igual al λ regional; λ en la corona es el triple o al triple de λ regional fig 7.11

(89) ZANKER y WESTERBARD, U.S. Bureau of Reclamation, City, p. 269

(60) ESTEVA H. LUIS, Ampliación sísmica de México's Instituto de Ingeniería UNAM México, 1960, p. 143

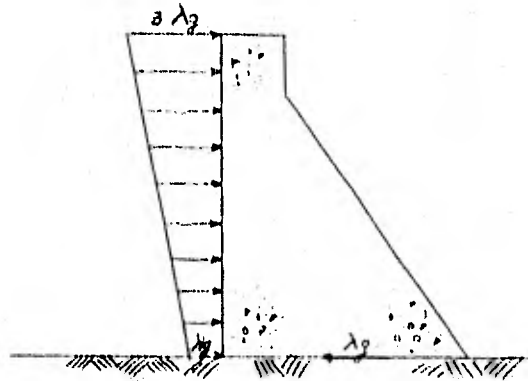


Fig. 7.11 Empuje hidrostático adicional debido al sismo.

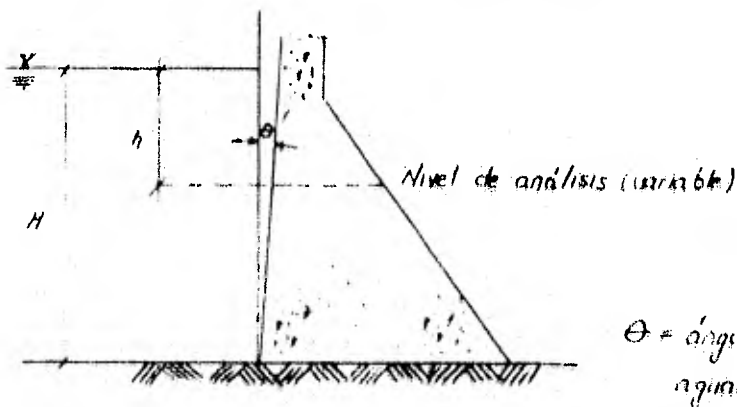
Para calcular la presión debida al efecto del sismo en el agua se aplica la siguiente fórmula :

$$P_{ra} = C P_a \lambda H \quad \dots \quad 7.17$$

donde :

- λ coeficiente sísmico del lugar o de la presa, en este caso 0.20 (61)
- C coeficiente del agua
- C_m coeficiente máximo

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right) + \sqrt{\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right)} \right] \quad (\text{Ver figura 7.12 a}) \quad \dots \quad 7.18$$



θ = ángulo del paramento aguas arriba

Fig. 7.12 a Cortina con paramento inclinado aguas arriba.

(61) Los est., por encontrarse el proyecto en la zona III, el $\lambda = 0.20$

El valor de C_m se calcula con la siguiente tabla 7.1.

θ	C_m
0°	0.726
10°	0.670
20°	0.600
30°	0.540

Tabla - 7.1 Valores de C_m para diferentes ángulos.

Cuando se tiene un paramento aguas arriba como el que se muestra

Fig. 7.12.b.

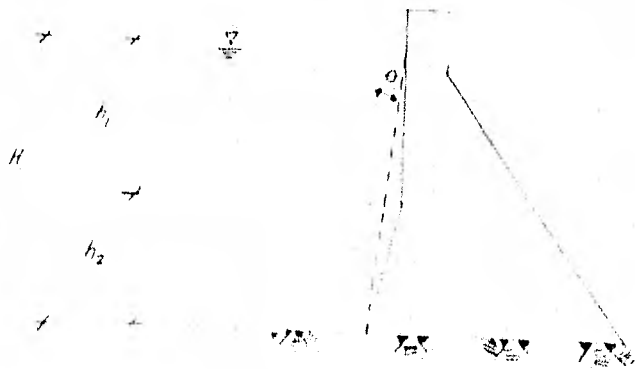


Fig. 7.12.b Cortina con paramento inclinado aguas arriba $h_1 > h_2$.

Si la parte vertical h_1 es mas de la mitad de la altura H , esto es, $h_1 \geq 0.5 H$, entonces $\theta = 0^\circ$. Si la parte inclinada h_2 es igual o mayor a la mitad de la altura H , es decir, $h_2 \geq 0.5 H$, se considera un paramento practico (---) para obtener θ respecto a la vertical.

Para calcular el empuje debido al efecto del agua en el paramento se usa la siguiente expresion, ec. 7.18

$$T_a = \frac{\rho g}{2} C_m h_2^2 \sec^2 \theta \quad ; \quad T_a = \int_0^h \rho g y^2 dy \quad \dots 7.18$$

El punto de aplicacion de esta fuerza se halla con la siguiente expresion matemática, ec. 7.19

$$T_{a0} = \beta h \quad \dots 7.19$$

Donde todos los parámetros de las 2 expresiones matemáticas anteriores son conocidos a excepción de α y β que se obtienen a partir de la tabla 7.2

h/H	α	β
0.0	0	0.389
0.1	0.09	0.385
0.2	0.11	0.383
0.3	0.22	0.383
0.4	0.39	0.384
0.5	0.50	0.385
0.6	0.69	0.388
0.7	0.86	0.390
0.8	1.05	0.394
0.9	1.29	0.397
1.0	1.43	0.402

Tabla- 7.2 Valores de los ángulos α y β para diferentes relaciones de h/H .
(Ver fig. 7.12a)

También, para fines de cálculo, el sismo produce una fuerza estática (T_e) que es proporcional a la masa de la presa y actúa sobre ésta en sentido horizontal. (Fig. 7.10)

$$T_e = \lambda W$$

donde:

λ = coeficiente sísmico.

W = peso propio de la presa.

7.20

7.3.6 Subpresión -

Cuando se construyen drenes, el diagrama original de subpresiones se abre como se muestra en la (fig. 7.13)

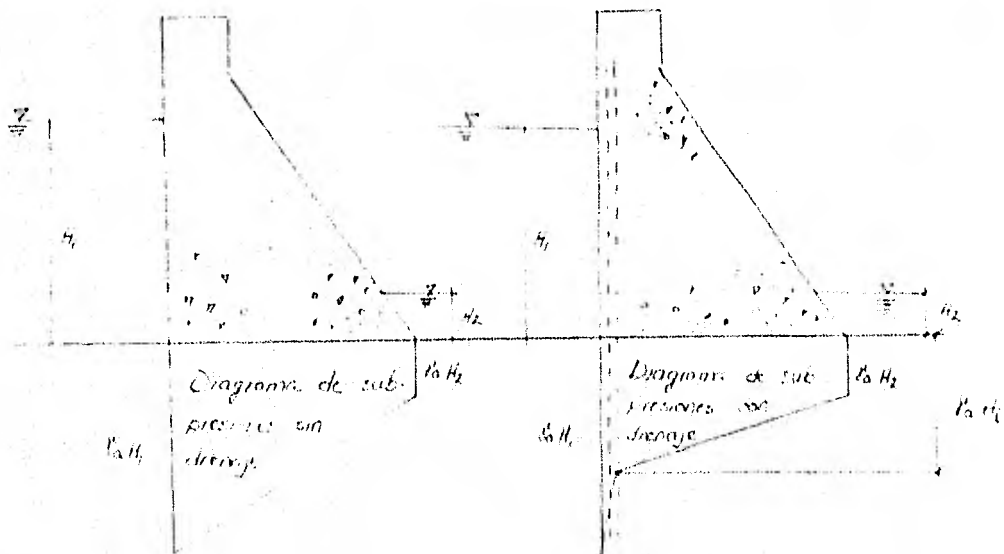


Fig. 7.13 Diagramas de subpresiones con y sin drenaje.

El valor de H_0 según el UFR (1974) se calcula con la ec. 7.21

$$H_0 = H_1 + 0.5(H_1 - H_2) \quad \text{--- 7.21}$$

Para la reducción especial de cargas (7.4.4),

A debe hacerse una revisión de las espaldas efectivas en el extremo (de la base de la presa) aguas arriba, en considerar la subpresión y compararlos con ésta, en la subpresión resultante mayor se supone que se formará una grieta horizontal que llegará hasta el punto en que las espaldas efectivas y subpresión son iguales.

A partir de este punto hacia aguas abajo se delimitará la sección donde se apoya la presa. Se supondrá que la subpresión actúa con su mismo valor a lo largo de la grieta y deberá asegurarse que la cortina no deslice ni presente esfuerzos mayores que los permitidos, apoyada solamente en la parte no agrietada (Fig. 7.14)

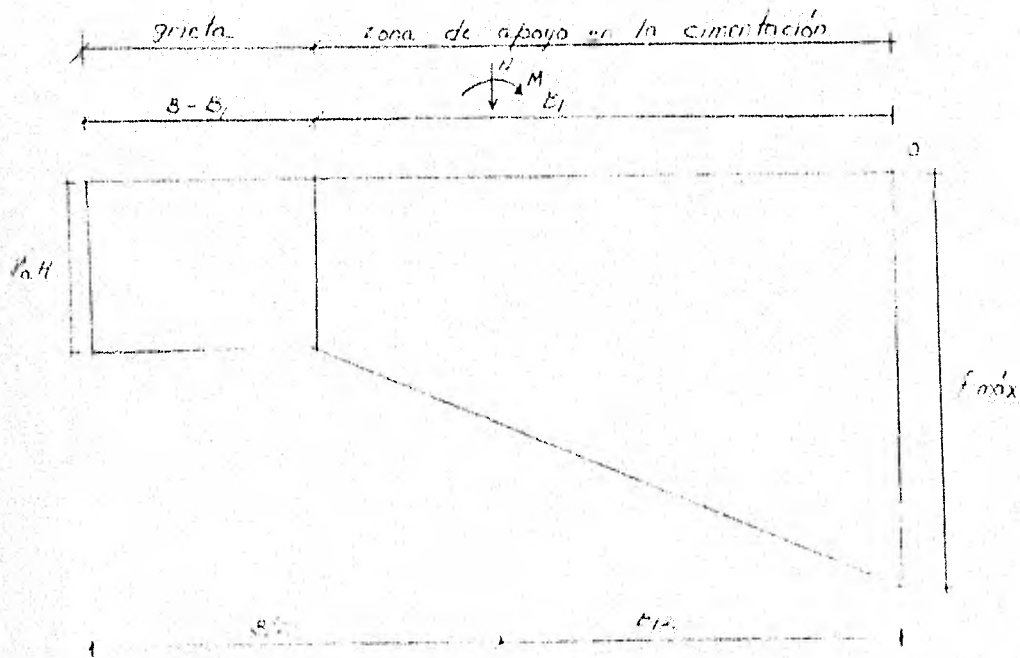


Fig. 7.14 Longitud de la grieta: C_1 en la zona de apoyo en la cimentación de la presa.

N.M. elemento diferencial en estado

$$\sum F_y = 0 \tag{7.22}$$

$$N = \gamma_0 H (B - x) + \frac{\gamma_0 H + \gamma_{máx}}{2} x$$

$$\sum M_0 = 0 \tag{7.23}$$

$$M = \gamma_0 \frac{B^2}{2} + \gamma_0 H (B - x) \frac{(B + x)}{2} + \frac{\gamma_0 H + \gamma_{máx}}{2} x \frac{x^2}{2} = 0$$

De las ecuaciones 7.22 y 7.23 se obtiene:

$$B_2 = \frac{1}{2} \frac{\gamma_0 H + \gamma_{máx}}{\gamma_0 H + \gamma_{máx}} \tag{7.24}$$

$$f_{máx} = \gamma_0 H + \frac{1}{2} \frac{N - \gamma_0 H B}{\gamma_0 H + \gamma_{máx}} \tag{7.25}$$

7.4 Combinaciones de carga -

Seguendo las recomendaciones del U.S.B.R. en el análisis de cargas deben considerarse las siguientes combinaciones:

7.4.1 Condiciones normales -

- Presa llena al NANO
- Empuje hidrostático
- Peso propio y de accesorios
- Subpresión (drenes operando)
- Aguas
- Carga por cambios de temperatura (sólo si la presa va a ser monolítica)
- Hielo.

7.4.2 Condiciones extraordinarias -

- Presa llena al NANE
- Empuje hidrostático
- Peso propio y de accesorios
- Subpresión (drenes operando)
- Aguas
- Cambios de temperatura (para monolítica)

7.4.3 Condiciones extremas

- Sismo máximo posible
- Cargas correspondientes a la condición normal

7.4.4 Condición especial

- Puede ser la condición normal o la extraordinaria con drenes inoperantes

7.5 Condiciones de seguridad -

Se deberán analizar los siguientes conceptos:

- + Esfuerzos máximos de compresión (principales) que deben ser menores que los permisibles.
- + Esfuerzos mínimos (principales) (pueden ser negativos, tensiones en algunos casos), mayores que los permisibles (en valores absolutos, menores).
- + Resistencia al deslizamiento, que debe ser superior a las fuerzas deslizantes.

7.5.1 Esfuerzos permisibles -

La resistencia a la compresión que desarrolla el concreto en forma definitiva, no la alcanza a los 28 días, sino con una edad que oscila entre los 90 días y los dos años. Esta resistencia viene a ser del orden de $1.75 f_c'$ representa la resistencia a los 28 días, medida en pruebas tipo ACI.

El USBR recomienda para esfuerzos de diseño f_c en función de la resistencia de diseño f_c' y f_c Resistencia última

donde:

- $f_c = 3$ para combinaciones de carga ordinarias
- $f_c = 2$ " " " " extraordinarias
- $f_c = 1$ " " " " extremas
- $f_c = 15$ " " " " especial

Considerando para condiciones iniciales f_c y para condiciones finales $1.75 f_c'$.

7.5.2 Esfuerzos mínimos -

Para el cálculo de esfuerzos mínimos se emplea la siguiente ecuación:

$$\sigma_{zu} = p' r' H - \frac{f_t'}{F.S.} \quad \dots \quad 7.27$$

donde:

$r' H$ = subpresión máxima

p' = término de reducción de subpresión: igual a 1.0 si no hay drenes y 0.4 si los hay

f_t' = resistencia última a la tensión en el concreto

$f_t' = 0.05$ resistencia última a compresión

$0.05 \times 1.75 f_c'$ en condiciones finales

7.5.3 Resistencia al deslizamiento -

Para que no haya deslizamiento se debe cumplir que:

$$F.C. > F.S. \quad \dots \quad 7.28$$

donde $F.S.$ es un factor de seguridad que vale:

5	para combinaciones de carga ordinarias
2	" " " " extraordinarias
1	" " " " extremas
1.5	" " " " especial

Calculándose $F.C.$ con la ecuación

$$F.C. = \frac{cA + N \tan \phi}{\Sigma f_{ms} \text{ horizont.}} \quad (\text{coeficiente de fricción - cortante}) \quad \dots \quad 7.29$$

donde:

c = resistencia al cortante de la liga a la cimentación del concreto, entre 0.129 y 0.160 f_c' de la masa entre 140 y 490 t/m^2 (según U.S.A.R.)

(62) GORTACANI, Paolo Ing.

Behaviour of concrete under combined loads, a comparison of the concrete shearing strength values obtained from direct tests with the values determined from Triaxial tests - III Congreso des Grands Bâtiements, Edinburgo, 1964.

ϕ = ángulo de fricción interna del concreto (45°) o de la liga en la cimentación.

A = área de la superficie de desplante o de la sección horizontal a un nivel z cualquiera, al que se este realizando el análisis.

7.6 Método para el cálculo de esfuerzos: -

El siguiente paso es calcular los esfuerzos verticales sobre planos horizontales utilizando la fórmula de la ecuación a flexocompresión, tomando en cuenta las fuerzas que se han descrito en 7.3. para distintos niveles z . Fig. 7.15

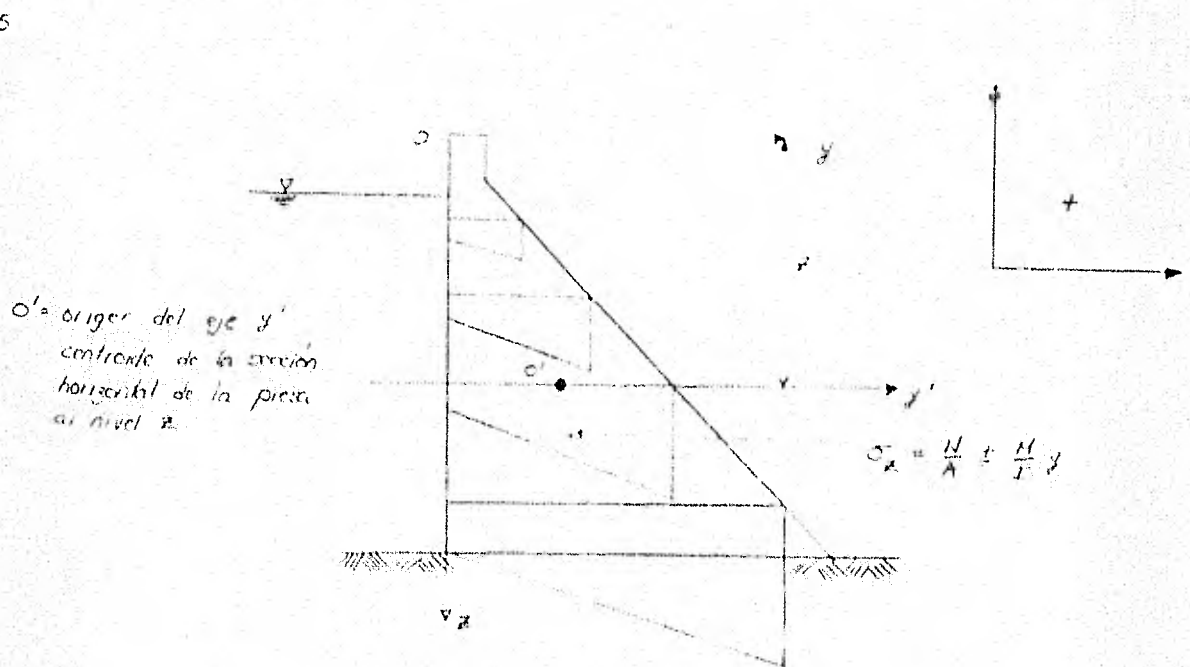


Fig. 7.15 Diagramas de esfuerzos verticales a diferentes niveles z

A continuación se deben calcular los esfuerzos cortantes en planos verticales, luego los horizontales, y por último, los esfuerzos normales horizontales sobre planos verticales.

Los esfuerzos normales σ_y sobre un plano horizontal, O_y (Fig. 7.16)

$$\sigma_y = a + by \quad \text{--- 7.20}$$

$$a = \sigma_{x1} = \frac{P1V}{A} = \frac{V \Sigma H}{B^2} \quad \text{--- 7.21}$$

$$b = \frac{12 \Sigma M}{B^3}$$

donde

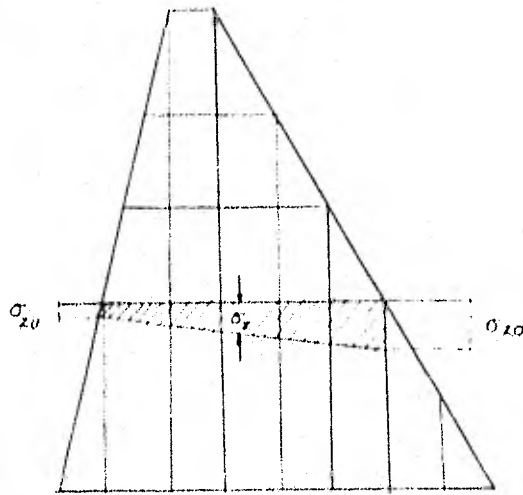
σ_{zd} = esfuerzo normal en el paramento aguas abajo

ΣF_v = suma de fuerzas verticales sobre la sección en estudio.

ΣM = suma de momentos

B = ancho de la presa.

y = distancia recorrida en la dirección de B a partir del C.G. de la presa



U = aguas arriba
D = aguas abajo

Fig 716 Esfuerzos normales en un plano horizontal

7.6.2 Esfuerzos constantes en un plano horizontal o vertical, $\sigma_{yz} = \sigma_{zy}$ (Fig 717a y 717b respectivamente)

$$\sigma_{zy} = \sigma_{yz} = a_1 + b_1 y + c_1 y^2 \quad 7.33$$

$$a_1 = \sigma_{zyd} = (\sigma_{zd} - \gamma' \frac{H}{2}) \tan \phi_d \quad 7.34$$

$$b_1 = -\frac{1}{H} \left(\frac{\sigma_{zd} H}{B} + 2 \sigma_{zyu} + 4 \sigma_{zyd} \right) \quad 7.35$$

$$c_1 = \frac{1}{B^2} \left(\frac{\sigma_{zd} H}{B} + 3 \sigma_{zyu} + 3 \sigma_{zyd} \right) \quad 7.36$$

Se debe revisar para $y = B$

$$\tau_{zyu} = -(\sigma_{zu} - p \pm P_E) \tan \phi_u$$

166

7.37

- * Use (+) si la aceleración horizontal de la cimentación es hacia aguas arriba.
- ** Use (-) si la aceleración horizontal de la cimentación es hacia aguas abajo.

Las notaciones empleadas indican lo siguiente:

- p presión hidrostática en el paramento aguas arriba.
- p' presión hidrostática en el paramento aguas abajo
- P'_E Cambio de presión por sismo aguas abajo
- ΣF_{Hl} Suma de fuerzas horizontales sobre la sección
- α Angulo entre la cara de un paramento y la vertical

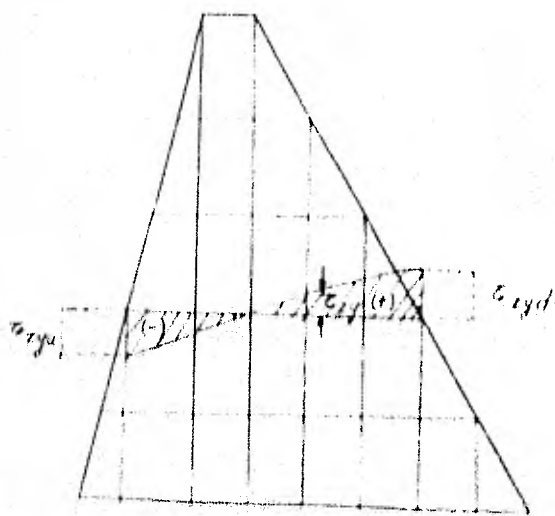


Fig. 7.17a Esfuerzos cortantes en un plano horizontal

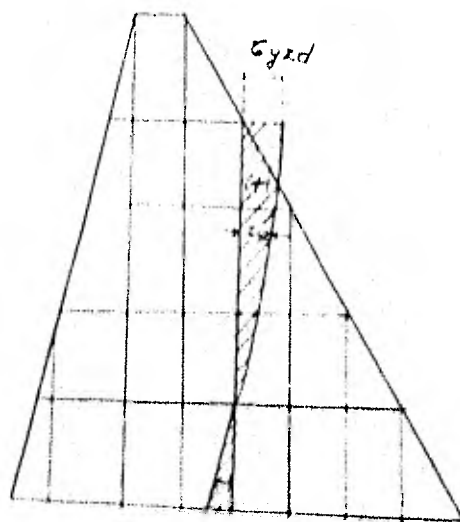


Fig. 7.17b Esfuerzos cortantes en un plano vertical

7.6.3. Esfuerzos normales en un plano vertical, σ_y (Fig. 7.18)

$$\sigma_y = a_2 + b_2 y + c_2 y^2 + d_2 y^3 \quad \text{--- 7.38}$$

$$a_2 = \sigma_{yd} = a_1 \tan \phi_d + p' \pm p'_E \quad \text{--- 7.39}$$

$$b_2 = b_1 \tan \phi_d + \frac{\partial a_1}{\partial z} \pm \lambda F_{1c} \quad \text{--- 1.40}$$

Derivando parcialmente la ec. 7.39 se obtiene:

$$\frac{\partial a_1}{\partial z} = \tan \phi_d \left(\frac{\partial \sigma_{zd}}{\partial z} - \beta_a \pm \frac{\partial p'_E}{\partial z} \right) + \frac{\partial \tan \phi_d}{\partial z} (\sigma_{zd} - p' \pm p'_E) \quad \text{--- 7.41}$$

(β_a será omitido si no hay agua en el paramento aguas

abajo)

Derivando parcialmente la ec. 7.41 se llega a:

$$\frac{\partial \sigma_{zd}}{\partial z} = \gamma_c + \tan \phi_u \left(\frac{12 \Sigma M}{B^3} + \frac{2 \Sigma F_v}{D^2} - \frac{2P}{D} \pm \frac{2P_E}{B} \right) + \tan \phi_d$$

$$\left(\frac{12 \Sigma M}{B^3} - \frac{4 \Sigma F_v}{B^2} + \frac{4P'}{B} \pm \frac{4P'_E}{B} \right) - \frac{6 \Sigma FH}{B^2} \quad \text{--- 7.42}$$

Por otro lado, sabemos que:

$$\frac{\partial P'_E}{\partial z} = \frac{(P'_E - P'_E)}{\Delta z} \quad \text{--- 1.93}$$

$$\frac{\partial \tan \phi_d}{\partial z} = \frac{\tan \phi_d - \tan \phi_d}{\Delta z} \quad \text{--- 1.44}$$

$$c_2 = c_1 \tan \phi_d + \frac{1}{2} \frac{\partial b_1}{\partial z} \quad \text{--- 7.45}$$

Derivando parcialmente la ec. 1.45 resulta:

$$\frac{\partial b_1}{\partial z} = \frac{1}{B^2} 4 \left(\frac{\partial \Sigma M}{\partial z} \right) - \frac{\partial \gamma}{\partial z} \left(\frac{12 \Sigma FH}{B} + 2 \sigma_{1yu} + 4 \sigma_{1yd} \right) -$$

$$\frac{1}{B} 2 \left(\frac{\sigma_{1yu}}{2} \right) + 4 \left(\frac{\sigma_{1yd}}{2} \right) \quad \text{--- 7.46}$$

También sabemos que:

$$\frac{\partial \Sigma FH}{\partial z} = -(P - P') \pm \lambda \gamma_c B \pm P_E \pm P'_E \quad \text{--- 7.47}$$

$$\frac{\partial P}{\partial z} = \tan \phi_u + \tan \phi_d \quad \text{--- 1.45}$$

Derivando parcialmente la ec. 7.47 se obtiene:

$$\frac{\partial \Sigma FH}{\partial z} = \tan \phi_u \left(\beta_a - \frac{\partial \sigma_{zu}}{\partial z} \pm \frac{\partial P_E}{\partial z} \right) + \frac{\partial \tan \phi_u}{\partial z} (P \pm P'_E - \sigma_{zu}) \quad \text{--- 7.48}$$

(σ_a será omitido si no existe agua en el paramento aguas abajo).

Derivando la ec. 7.30 resulta:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial z} = \rho_c + \tan \phi_u \left(\frac{qP}{B} \pm \frac{1P_E}{B} - \frac{12EM}{B^2} - \frac{12EM}{B^3} \right) +$$

$$\tan \phi_d \left(\frac{2EFV}{B^2} \pm \frac{2P'_E}{B} - \frac{2P'}{B} - \frac{12EM}{B^3} \right) + \frac{6ZFH}{B^2} \dots 7.50$$

Analizando la ecuación 7.41 y 7.49 se llega a la conclusión que son iguales.

$$\frac{\partial \Sigma_{zyd}}{\partial z} = \frac{\partial a_1}{\partial z}$$

Por otro lado tenemos: ***

$$\frac{\partial P_E}{\partial z} = \frac{(P_E - P'_E)}{\Delta z} \dots 7.51$$

$$\frac{\partial \tan \phi_u}{\partial z} = \frac{\tan \phi_u - \tan \phi_d}{\Delta z} \dots 7.52$$

$$d_2 = \frac{1}{3} \frac{\partial C_1}{\partial z} \dots 7.53$$

$$\frac{\partial C_1}{\partial z} = \frac{1}{B^3} \left[\frac{\partial \Sigma_{zyd}}{\partial z} - \frac{\partial E}{\partial z} \left(\frac{18ZFH}{B} + 6 \Sigma_{zyu} + 6 \Sigma_{zyud} \right) + \right.$$

$$\left. \frac{1}{B^2} \left(3 \left(\frac{\partial \Sigma_{zyu}}{\partial z} \right) + 3 \left(\frac{\partial \Sigma_{zyd}}{\partial z} \right) \right) \right] \dots 7.54$$

Realizando las sustituciones necesarias de las ecuaciones anteriores en la ec. 7.38, derivándola y simplificándola se obtiene la ecuación para encontrar los esfuerzos normales en un plano vertical.

$$\sigma_{yu} = (P \pm P'_E - \Sigma_{zyu} \tan \phi_u) \dots 7.55a$$

$$\sigma_{yd} = (P \pm P'_E + \Sigma_{zyd} \tan \phi_d) \dots 7.55b$$

de donde:

ρ_a = peso volumétrico del agua en el paramento aguas abajo.

ρ_c = peso volumétrico del concreto.

*** Indica que la entidad debe ser determinada en un plano horizontal a una distancia Δz sobre la sección en análisis.

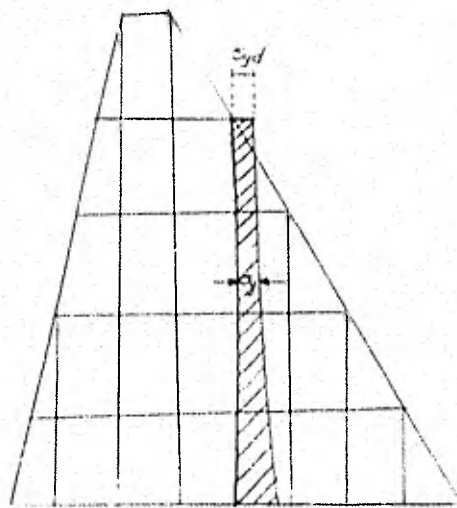


Fig. 18 Esfuerzos normales a un plano vertical

7.6.4 Magnitud de esfuerzos principales σ_{p1} , σ_{p2}

$$\sigma_{p1} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + (\tau_{xy})^2} \quad \dots \quad 7.56$$

Si $(\sigma_x - \sigma_y) > 0$, use (+) $\dots \dots \dots 7.57$

Si $(\sigma_x - \sigma_y) < 0$, use (-) $\dots \dots \dots 7.58$

Alterando los signos se obtiene σ_{p2} el cual es perpendicular a σ_{p1} .

Se debe revisar para el paramento aguas arriba

$$\sigma_{p1} \text{ ó } \sigma_{p2} = \sigma_{zu} \sec^2 \phi_u - (P' \pm P'_E) \tan^2 \phi_u \quad \dots \dots \dots 7.59$$

y para el paramento aguas abajo

$$\sigma_{p1} \text{ ó } \sigma_{p2} = \sigma_{zd} \sec^2 \phi_d - (P' + P'_E) \tan^2 \phi_d \quad \dots \dots \dots 7.60$$

7.6.5. Dirección de esfuerzos principales ϕ_{P_1} (Fig. 7.19)

$$\phi_{P_1} = \frac{1}{2} \arctan \left(- \frac{\bar{\sigma}_{xy}}{\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}} \right) \quad 7.61$$

$$\text{si } \tan 2\phi_{P_1} = (+), \quad 0 < \phi_{P_1} < (+45^\circ) \quad 7.62$$

$$\text{si } \tan 2\phi_{P_1} = (-), \quad (-45^\circ) < \phi_{P_1} < 0 \quad 7.63$$

Ámbos medidos en forma vertical en el sentido de las manecillas del reloj.

Revise los parámetros aguas arriba y aguas abajo:

$$\phi_{P_1} = \phi \quad \text{ó} \quad (90 - \phi)$$

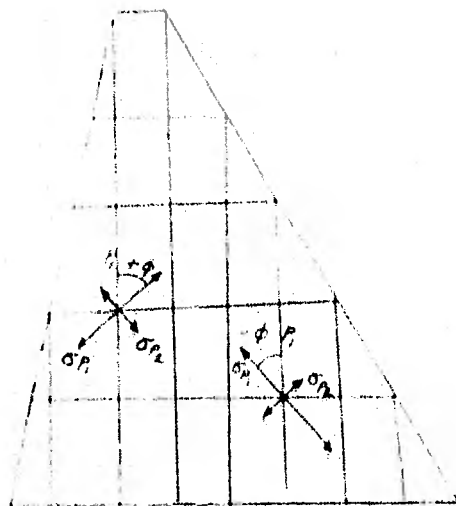


Fig. 7.19 Dirección de esfuerzos principales ϕ_{P_1}

7.7 Análisis numérico

Una vez hecha la descripción teórica para el cálculo de la estabilidad y esfuerzos de la cortina, así como el análisis (capítulo VI) para determinar la sección máxima de la presa (Fig. 7.20 a. y 7.20 b); a continuación se procede al análisis numérico.

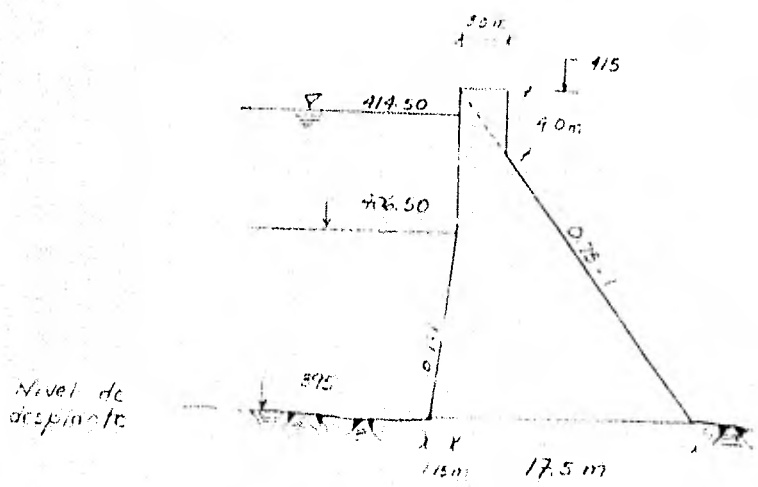


Fig. 7.20 a. Sección no vulnerable máxima.

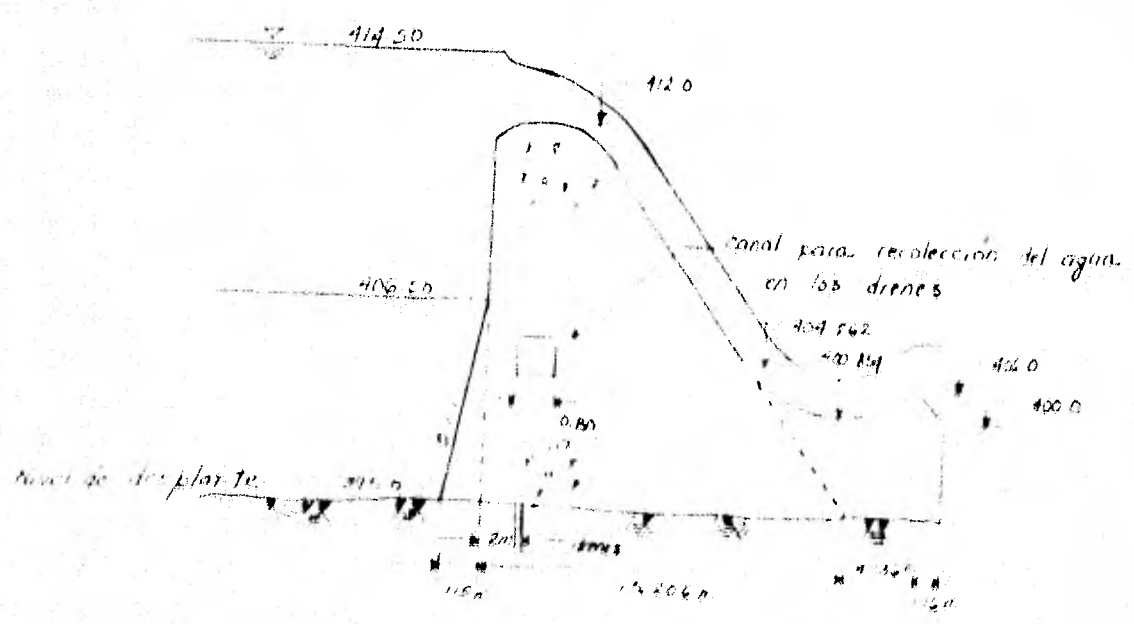


Fig. 7.20 b. Sección teórica máxima.

7.7.1 Notación para la sección no vertical máxima -
 El comportamiento de esquelética en la fig. 7.21 la notación a seguir para
 el cálculo numérico de la sección no vertical máxima.

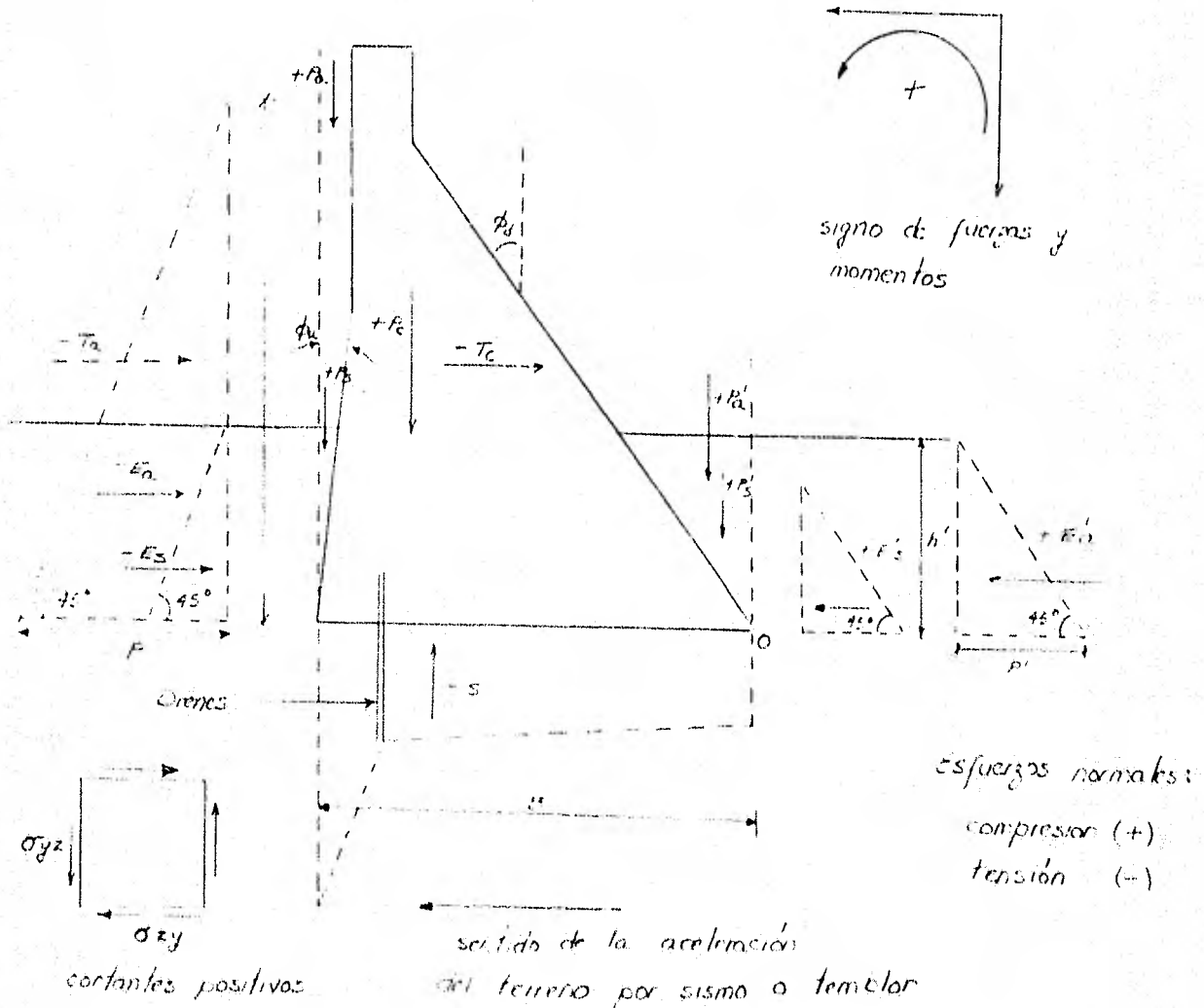


Fig 7.21 Notación para la sección no vertical máxima

- P_0 = Peso de la masa del concreto
- E_a = Empuje del agua (agua arriba)
- E_a = Empuje del agua (agua abajo)
- P_a = Empuje vertical del agua (agua arriba)
- P_a = Empuje vertical del agua (agua abajo)
- S = Soportación

E_s = Empuje de azules (aguas arriba)

E'_s = Empuje de azules (aguas abajo)

P_s = Empuje vertical de azules (aguas arriba)

P'_s = Empuje vertical de azules (aguas abajo)

T_c = Sismo en la masa de concreto

T_a = Sismo en el agua.

ϕ_u = Angulo del paramento de aguas arriba con la vertical. = 4°

ϕ_d = Angulo del paramento de aguas abajo con la vertical. = 36.87°

7.7.2. Condición extrema,-

En base a 7.4.3 y a la fig 7.20 a, se obtiene el siguiente esquema (Fig. 7.22) procede al análisis de estabilidad de la sección no vertical máxima en el nivel de desplome, es decir, 895.0 m s n.m.

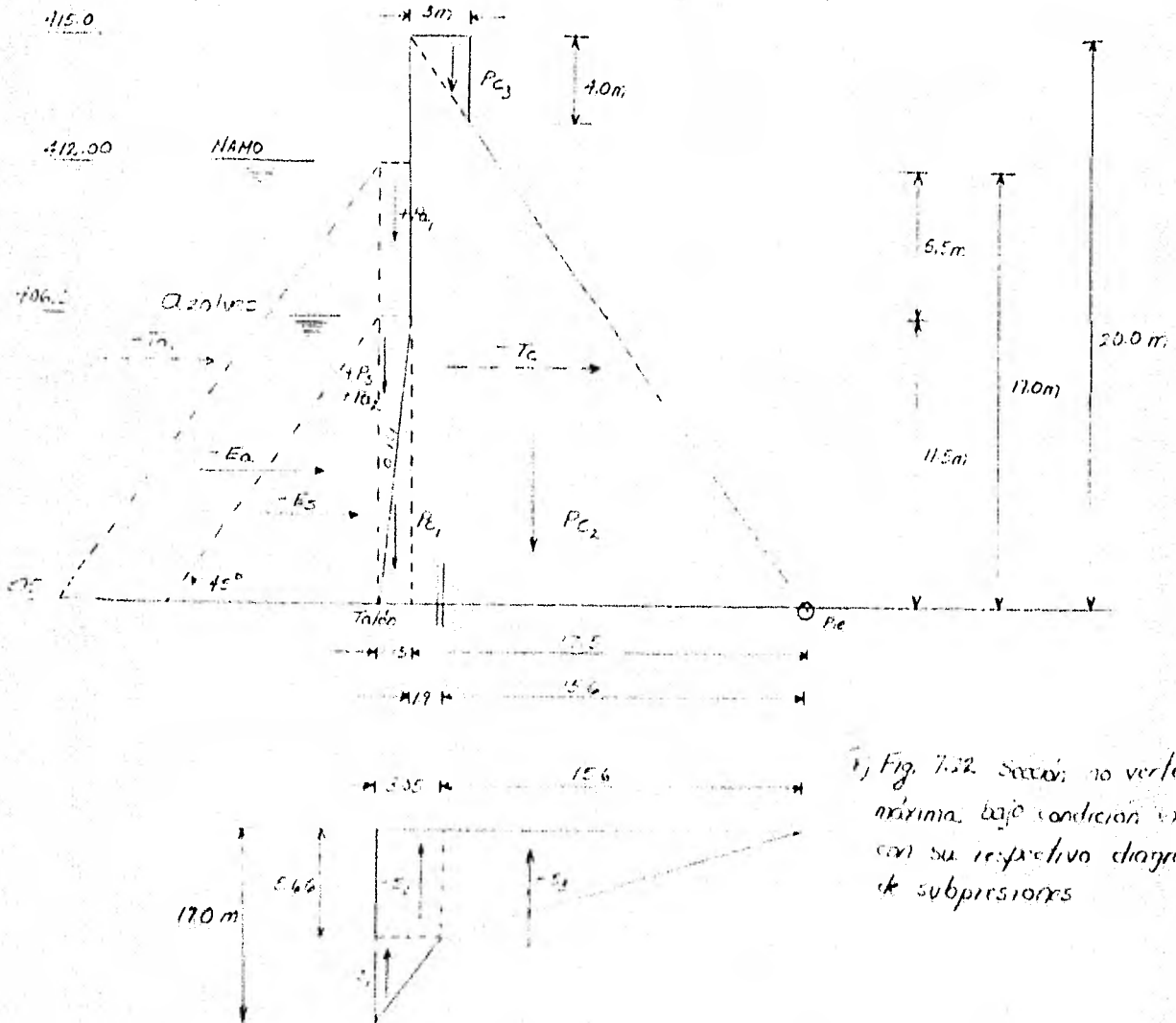


Fig. 7.22 Sección no vertical máxima bajo condición extrema con su respectivo diagrama de subpresiones

1) Sección no vertical

El cálculo del diagrama de subpresiones se hizo en base a 7.3.6

7.2.1 Situación de cargas

Cargas en toneladas

Braço en mts

$$E_n = \frac{17.0^2}{2} = 144.5$$

$$7E_n = \frac{17.0}{3} = 5.66$$

$$E_s = \frac{11.5^2 \times 0.365}{2} = 24.14$$

$$7E_s = \frac{11.5}{2} = 3.33$$

$$P_n = 11.5 \times 5.5 = 6.23$$

$$7P_n = 17.5 + \frac{11.5}{2} = 18.08$$

$$P_b = \frac{11.5 \times 1.15}{2} = 2.62$$

$$7P_b = 17.5 + \frac{2 \times 11.5}{3} = 19.27$$

$$P_s = \frac{11.5 \times 1.15}{2} \times 0.92 = 6.10$$

$$7P_s = 17.5 + \frac{2 \times 11.5}{3} = 18.27$$

$$P_c = \frac{11.5 \times 1.15}{2} \times 2.4 = 15.29$$

$$7P_c = 17.5 + \frac{11.5}{3} = 17.88$$

$$P_e = \frac{20.0 \times 17.5}{2} \times 2.4 = 4200$$

$$7P_e = \frac{17.5 \times 2}{3} = 11.67$$

$$P_f = \frac{2 \times 4.0}{2} \times 2.4 = 11.6$$

$$7P_f = 17.5 - \frac{2 \times 3}{3} = 15.5$$

$$T_{c1} = 0.20 \times 2.29 = 0.46$$

$$7T_{c1} = \frac{11.5}{2} = 3.83$$

$$T_{c2} = 0.20 \times 4.10 = 0.82$$

$$7T_{c2} = \frac{2.0}{2} = 1.0$$

$$T_{c3} = 0.20 \times 4.4 = 0.88$$

$$7T_{c3} = 2.0 - \frac{1}{2} = 1.5$$

$$S_1 = \frac{11.34 \times 3.05}{2} = 17.13$$

$$7S_1 = 15.61 + \frac{2.05}{3} = 17.63$$

$$S_2 = 3.66 \times 3.05 = 11.16$$

$$7S_2 = 15.61 + \frac{3.05}{2} = 17.13$$

$$S_3 = \frac{15.6 \times 3.66}{2} = 28.35$$

$$7S_3 = 15.61 + \frac{3}{2} = 18.11$$

$$T_n^{(6)} = \frac{14.5 \times 3.763 \times 1.1 \times 2.0}{2} = 29.9$$

$$N_{Tn} = 1.4 \times 2.2 \times 2.2 \times 2.2 = 2.6$$

7.7.2. Revisión al vuelco y deslizamiento -
 en la tabla 7.1 se ordenan los valores obtenidos anteriormente

Carga Ton	Z m	Y m	Mactuante ton-m	Mresistente ton-m
$E_1 = -144.5$	5.66		- 817.87	
$E_2 = -24.14$	3.83		- 92.45	
$H_1 = 6.33$		18.08		114.44
$H_2 = 6.62$		18.27		120.95
$P_3 = 6.10$		18.27		111.45
$P_1 = 15.89$		17.88		284.11
$P_2 = 420.0$		11.67		4901.4
$P_3 = 14.4$		15.5		223.2
$T_1 = -3.18$	3.83		- 12.17	
$T_2 = -84.0$	6.67		- 560.28	
$T_3 = -2.89$	18.67		- 53.95	
$S_1 = -17.30$		17.63	- 305.0	
$S_2 = -17.26$		17.13	- 295.26	
$S_3 = -44.15$		10.4	- 459.16	
$I_1 = -27.4$			- 200.0	
$\Sigma F_H = 287.95$		Σ	2796.54	5755.51
$\Sigma F_v = 390.63$				

Tabla 7.1 Ordenamiento de calculo para la revisión del vuelco y deslizamiento.

Voltamiento

$\Sigma N_R \geq \Sigma N_A$

$F.S. = 206 > 0.8$

Deslizamiento: Aplicando la ecuacion 7.29 se obtiene:
 factor de seguridad = 21.55

$$F.S. = \frac{516.95 + 16.25 + 570.63}{287.95} > 0.8 = 21.55 > 0.8$$

(13)

Se revisa el momento de vuelco, el momento a la izquierda
 es mayor que el momento a la derecha
 $A = \text{area m}^2 \text{ a la izquierda} = 18.62 \text{ m}^2$

(61) U.S. Bureau of Reclamation, Geotech.

* Se toma un valor de $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$ en el caso de que se usara la resistencia de diseño $f_c = 1.12 \times 140 = 156.8 \text{ kg/cm}^2$

$$\tan \phi = 0.8 \quad (\text{U.S.B.R.})$$

$$N = \Sigma F_V = 390.63 \text{ ton}$$

$$\Sigma F_H = 287.95 \text{ ton}$$

7.7.2.3. Valución de esfuerzos -

7.7.2.3.1 Sin considerar la subpresión

- Posición de la resultante vertical

$$\left. \begin{array}{l} N = 469.34 \text{ ton} \\ MN = 5755.51 \text{ ton-m} \end{array} \right\} x = 12.262 \text{ m}$$

$$x_{\text{centroidal}} = 12.262 - \frac{18.65}{2} = 2.937 \text{ m}$$

$$M_{\text{centroidal}} = 469.34 \times 2.937 = 1378.45 \text{ ton-m (C)}_x$$

- Momento de las fuerzas horizontales

$$M_H = 1736.72 \text{ ton-m} \quad \rightarrow$$

- Elementos mecánicos

$$N = 469.34 \text{ ton}$$

$$M = 1378.45 - 1736.72 = -358.27 \text{ ton-m}$$

- Propiedades geométricas

$$A = 18.65 \times 1 = 18.65 \text{ m}^2$$

$$I = 18 \times 18.65^3 = 540.27 \text{ m}^4$$

- Efectos de las fuerzas horizontales en las barras verticales

Aplicando la ec. 7.30:

$$f = \frac{N}{A} + \frac{M}{I}, \quad \sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I}$$

$$\frac{469.34}{18.65} + \frac{-358.27}{540.27} = 25.1957 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{T1} = 1.898 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{T2} = 2.134 \text{ kg/cm}^2$$

Es decir los principales en la cara de aguas arriba

De la ecuación 7.56 y para un:

$\sigma_{zd} = 3.134 \text{ Kg/cm}^2$, y obteniendo los valores de las ecs. 7.55b y 7.34

$\sigma_{yd} = (P' - P'_E + S_{zyd} \tan \phi_d) = 1.762$

$S_{zyd} = (\sigma_{zd} - P' + P'_E) \tan \phi_d = (3.134 - 0.75) = 2.35 \text{ Kg/cm}^2$

Resulta:

$$\sigma_{P_2} = \frac{3.134 + 1.762}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{3.134 - 1.762}{2}\right)^2 + (2.35)^2}$$

$\sigma_{P_2} = 0 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{P_1} = 4.9 \text{ Kg/cm}^2$

- Es decir los principales en la cara de aguas arriba

De la ecuación 7.56 y para un:

$\sigma_{zu} = 1.90 \text{ Kg/cm}^2$, y obteniendo los valores de las ecs. 7.55a y 7.34

$\sigma_{yu} = (F + P_E - S_{yu} \tan \phi_u)$

$S_{yu} = -(\sigma_{zu} - F - P_E) \tan \phi_u = -(1.90 - 14.45 - 2.724) \tan 4^\circ = 1.547 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$

$\sigma_{yu} = (14.45 + 2.724 - 1.55(1.607)) = 17.24 \text{ Kg/cm}^2$

Resulta:

$$\sigma_{P_2} = \frac{1.90 + 17.24}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{1.90 - 17.24}{2}\right)^2 + (1.55)^2}$$

$\sigma_{P_2} = 17.414 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{P_1} = 1.74 \text{ Kg/cm}^2$

Empleando las fórmulas de los caps. (ec. 7.59 y 7.60) comprobamos para el movimiento aguas arriba

$\sigma_{H_1} = \sigma_{P_2} = \sigma_{zu} - F - P_E - (F + P_E) \tan^2 \phi_u$

$1.90 - \frac{1}{1.607} - 2.724 - (14.45 + 2.724) \tan^2 4^\circ = 1.75 \text{ Kg/cm}^2$

* de la ec. de arriba 7.57
y de la ec. de arriba 7.56

Para el paramento aguas abajo

199

$$\sigma_{P_1} \text{ ó } \sigma_{P_2} = \sigma_{zd} \sec^2 \phi_d - \left(\frac{P'_1}{P'_E} \right) \tan^2 \phi_d \quad \left(\text{El último término algebraico es cero por no considerar agua en el paramento aguas abajo} \right)$$

$$= 3.134 \frac{1}{\cos^2 \phi_d} = 4.9 \text{ Kg/cm}^2$$

usando la ec. 7.56 y las ecs. 7.39 y 7.60 de U.S.B.R

Como los resultados coinciden tanto para el paramento aguas abajo como el aguas arriba, además de que sus esfuerzos máximos son menores a los permisibles⁽⁶⁵⁾ podemos aceptarlos sin poner en peligro la estabilidad de la cortina.

7.2.3.2. Esfuerzos considerando la subpresión -

- Posición de la resultante vertical

$$\left. \begin{aligned} \sum F_v &= 390.63 \text{ ton} \\ M_R &= 4675.69 \text{ ton-m} \end{aligned} \right\} x = 12.02 \text{ m}$$

$$x_{\text{centroidal}} = 12.02 - \frac{18.65}{2} = 2.695 \text{ m}$$

$$M_{\text{centroidal}} = 390.63 \times 2.695 = 1052.175 \text{ ton-m}$$

- Momento de las fuerzas horizontales

$$M_H = 1736.72 \text{ ton-m}$$

- Elementos mecánicos

$$N = 390.63 \text{ ton}$$

$$M = 1052.175 - 1736.72 = -683.97 \text{ ton-m}$$

- Esfuerzos en los extremos de la base (verticales)

Aplicando la ec. 7.30:

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y = \frac{390.63}{18.65} \pm \frac{-683.97}{240.57} \frac{18.65}{2} = 20.945 \mp 11.798 \text{ ton/m}^2$$

$$\boxed{\begin{aligned} \sigma_{2L} &= 914 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{2d} &= 3.27 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}}$$

(65)

"La resistencia a los esfuerzos de tracción unitarios en la cortina es 245 kg/cm². De 7.01 los esfuerzos máximos permisibles de la cortina deben ser = $\frac{245}{3}$ es decir $\approx 82 \text{ kg/cm}^2$."

- Esfuerzos principales en la cara de aguas abajo

De la ecuación 7.56 y para un:

$$\sigma_{zd} = 3.27 \text{ Kg/cm}^2, \text{ y obteniendo los valores de las ecs. 7.55b y 7.34}$$

$$\sigma_{yd} = (P' - P'_E + S_{zyd} \tan \phi_d) = 1.84$$

$$S_{zyd} = (\sigma_{zd} - P' + P'_E) \tan \phi_d = (3.27)(0.75) = 2.45 \text{ Kg/cm}^2$$

Resulta:

$$\sigma_{p_{1,2}} = \frac{3.27 + 1.84}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{3.27 - 1.84}{2}\right)^2 + (2.45)^2}$$

$$\sigma_{p_1} = 5.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{p_2} = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzos principales en la cara de aguas arriba

De la ecuación 7.56 y para un:

$$\sigma_{zu} = 1.94 \text{ Kg/cm}^2, \text{ y obteniendo los valores de las ecs. 7.55a y 7.34}$$

$$\sigma_{yu} = (P + P_E - S_{zyu} \tan \phi_u)$$

$$S_{zyu} = -(\sigma_{zu} - P - P_E) \tan \phi_u = -(1.94 - 14.45 - 2.924) \tan 4^\circ = 1.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{yu} = (14.45 + 2.924 - 1.15)(0.07) = 17.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Resulta:

$$\sigma_{p_{1,2}} = \frac{1.94 + 17.2}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{1.94 - 17.2}{2}\right)^2 + (1.15)^2}$$

$$\sigma_{p_1} = 0.827 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{p_2} = 11.277 \text{ Kg/cm}^2$$

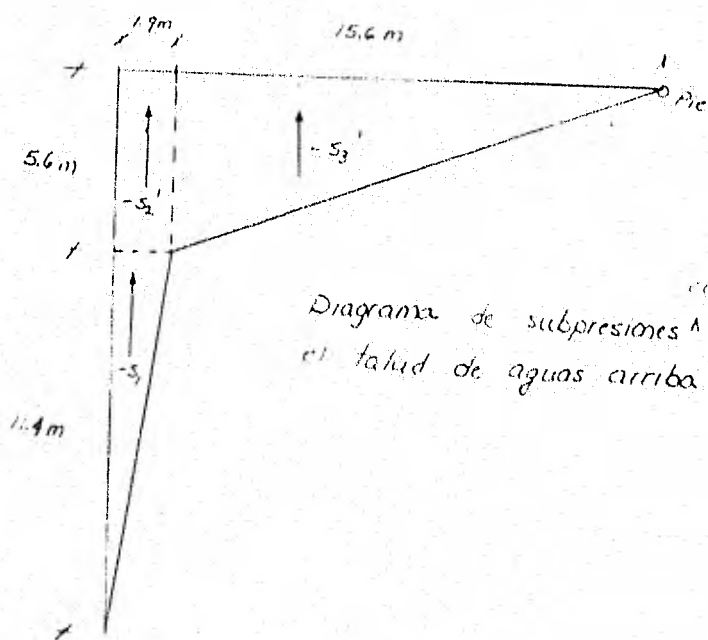
* De la desigualdad 7.57

** De la desigualdad 7.58

7.7.2.3.3 Si se suprime el talud de aguas arriba - (Drenes operando) Fig. 7.23

- Posición de la resultante vertical

$$\begin{aligned} \sum F_v &= P_{c2} + P_{c3} - S_1' - S_2' - S_3' \\ &= 420 + 194 - \frac{11.4 \times 1.9}{2} - 5.7 \times 1.9 - \frac{15.6 \times 5.6}{2} = 368.46 \text{ ton.} \end{aligned}$$



con drenes operando
Diagrama de subpresiones sin considerar el talud de aguas arriba (Ver fig. 7.22)

Fig. 7.23 Diagrama de subpresiones suprimiendo el talud de aguas arriba.

$$M_{pic} = 4901.44 + 223.2 - 10.65(16.92) - 10.83(16.55) - 47.46(10.4) = 4302.82 \text{ t-m}$$

$$x = \frac{M_{pic}}{\sum F_v} = \frac{4302.82 \text{ ton-m}}{368.46} = 11.68 \text{ m}$$

$$x_{centrohid} = 11.68 - \frac{17.5}{2} = 2.93 \text{ m}$$

$$M_{centrohid} = 368.46 \times 2.93 = 1079.6 \text{ t-m}$$

- Momento de las fuerzas horizontales

$$M_H = -1736.72 \text{ ton-m}$$

- Elementos mecánicos

$$N = 368.46 \text{ ton}$$

$$M = -1736.72 + 1079.6 = -657.12 \text{ t-m}$$

- Propiedades geométricas:

$$A = 17.5 \times 1 = 17.5 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{1 \times 17.5^3}{12} = 496.61 \text{ m}^4$$

- Esfuerzos en los extremos de la base (verticales)

Aplicando la ec. 7.20:

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y = \frac{568.46}{17.5} \pm \frac{-657.12}{496.61} \frac{17.5}{2}$$

$$= 21.05 \mp 12.87 \text{ ton/m}^2$$

$\sigma_{2u} = 0.818 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_{2d} = 3.4 \text{ Kg/cm}^2$

7.22.3.4 Si se suprime el talud de aguas arriba (Drenes no operando) Fig. 7.24

- Posición de la resultante vertical

$$S_{TV} = P_2 + P_3 - S_1'' = 420 + 14.4 - \frac{17 \times 175}{2} = 281.3 \text{ ton.}$$

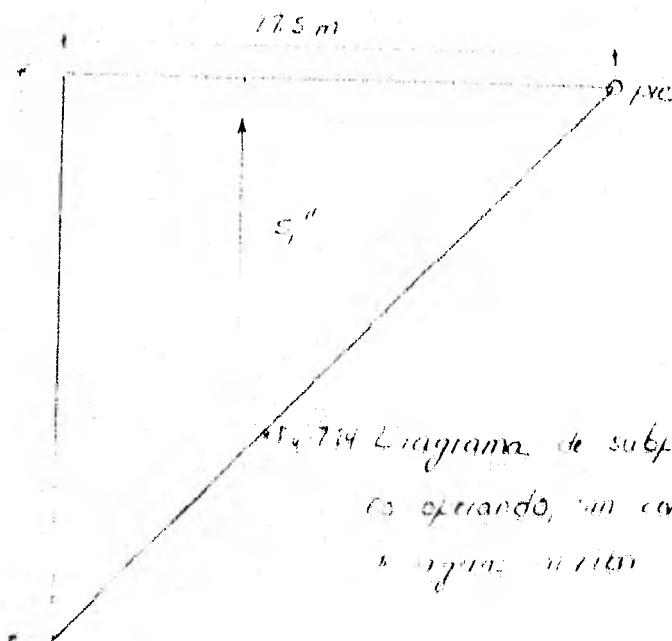


Fig. 7.24 Diagrama de subpresiones con drenes no operando, sin considerar el talud a aguas arriba

$$M_{pic} = 4901.44 + 223.2 - 153.125 \left(\frac{17.5 \times 2}{3} \right) = 3338.2 \text{ ton-m}$$

$$x = \frac{M_{pic}}{\sum FV} = 11.87 \text{ m}$$

$$x_{\text{centroidal}} = 11.87 - \frac{17.5}{2} = 3.12 \text{ m}$$

$$N_{\text{centroidal}} = 281.3 \times 3.12 = 877.66 \text{ t-m} \quad \left(\begin{array}{l} \uparrow \\ \downarrow \end{array} \right)$$

- Momento de las fuerzas horizontales

$$M_H = -1736.72 \text{ t-m} \quad \rightarrow$$

- Elementos mecánicos

$$N = 281.3 \text{ ton}$$

$$M = -1736.72 + 877.66 = -859.06 \text{ t-m}$$

- Propiedades geométricas

$$A = 17.5 \times 1 = 17.5 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{1 \times 17.5^3}{12} = 446.61 \text{ m}^4$$

- Esfuerzos en los extremos de la losa (verticales)

aplicando la ecuación 7.20:

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y = \frac{281.3}{17.5} \pm \frac{-859.06}{446.61} \frac{17.5}{2}$$

$$= 16.07 \mp 16.83 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{zu} = -0.076 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{zd} = 3.29 \text{ Kg/cm}^2$$

Para la sección no vertedora máxima con la condición extrema de carga se obtuvieron los siguientes resultados:

Para el volteamiento el factor de seguridad obtenido fue de 2.00. Por lo tanto, se acepta como bueno.

Para el deslizamiento, ^(Ver 7.5.3) el factor de fricción cortante fue 21.55 que es mucho mayor al F.S., y por consiguiente se acepta.

A continuación se muestra una tabla 7.2 con los esfuerzos obtenidos anteriormente

		σ_x (kg/cm ²)	σ_y (kg/cm ²)	S_{xy} (kg/cm ²)	$\sigma_{p1,2}$ (kg/cm ²)
Sin considerar subpresión	Considerando el talud de aguas arriba (Caso 1)	$\sigma_{xu} = 1878$ $\sigma_{xd} = 3.22$	$\sigma_{yu} = 1872$ $\sigma_{yd} = 176$	$S_{xyu} = 1.55$ $S_{xyd} = 2.35$	$\sigma_{p1} = 1.73$; $\sigma_{p2} = 16.0$ $\sigma_{Pd1} = 4.9$; $\sigma_{Pd2} = 0.0$
	Considerando el talud de aguas arriba y dienas operando (Caso 2)	$\sigma_{xu} = 764$ $\sigma_{xd} = 3.27$	$\sigma_{yu} = 1077$ $\sigma_{yd} = -84$	$S_{xyu} = 1.15$ $S_{xyd} = 1.45$	$\sigma_{p1} = 0.83$; $\sigma_{p2} = 16.3$ $\sigma_{Pd1} = 5.1$; $\sigma_{Pd2} = 0.0$
Considerando subpresión	Si se considera el talud de aguas arriba, dienas operando (Caso 3)	$\sigma_{xu} = 0.848$ $\sigma_{xd} = 1.4$			
	Si se considera el talud de aguas arriba, dienas no operando (Caso 4)	$\sigma_{xu} = -0.016$ $\sigma_{xd} = 3.29$			

Tabla 7.2 Resumen de esfuerzos para diferentes condiciones para la condición extrema de carga

donde:

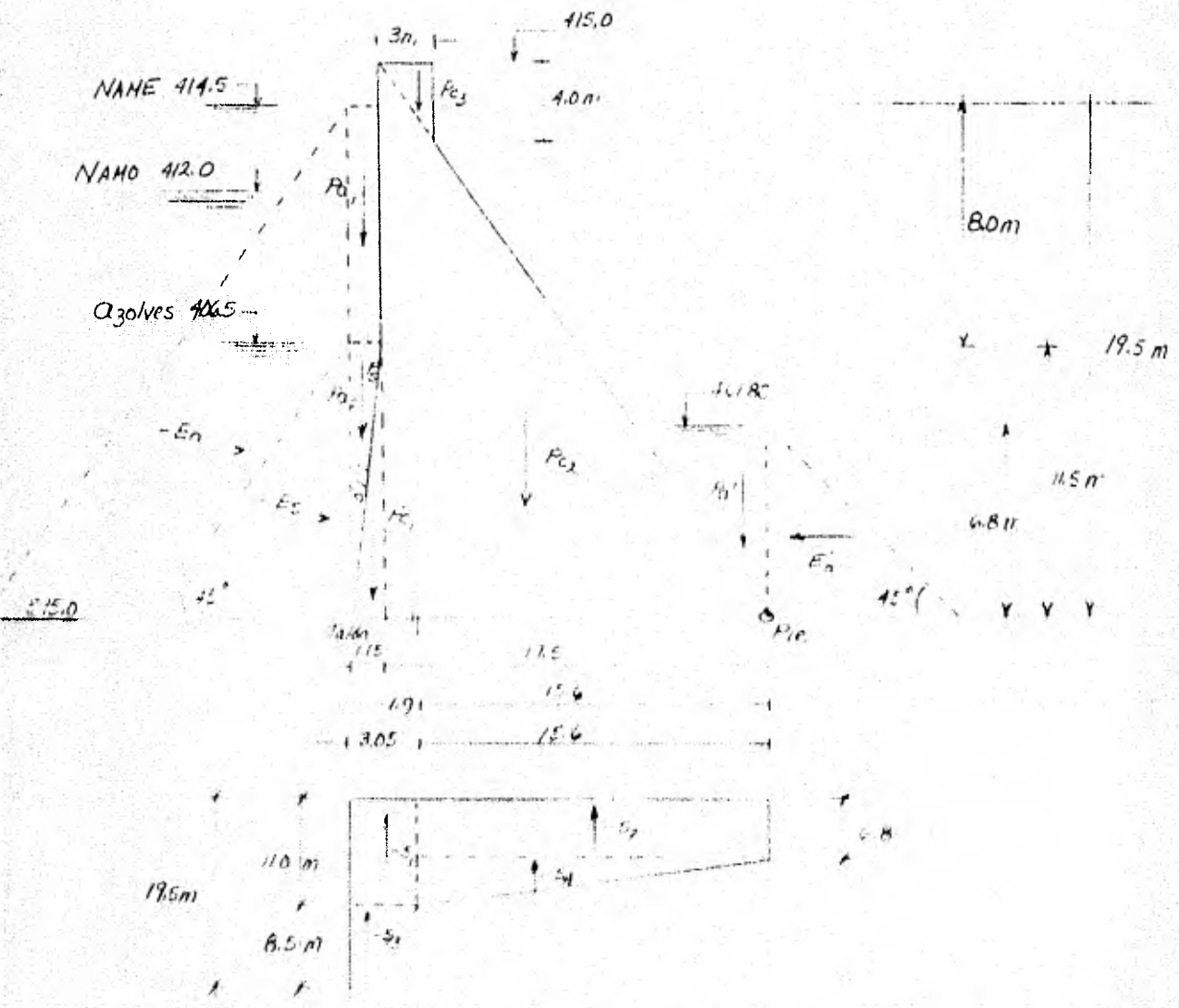
- σ_x = aguas arriba y aguas abajo
- σ_y = esfuerzos horizontales en secciones horizontal
- σ_z = esfuerzos verticales en secciones verticales
- $S_{xy} = S_{yz}$ = esfuerzos cortantes en un plano horizontal o vertical
- $\sigma_{p1,2}$ = esfuerzos principales máximos y mínimos

En la tabla - 7.2 no se calcularon los esfuerzos normales en un plano vertical (σ_y), esfuerzos cortantes en un plano horizontal o vertical ($S_{zy} = S_{yz}$) y esfuerzos principales ($\sigma_{p1,2}$) para los dos últimos casos (3 y 4) considerando la subpresión, dado que nuestro proyecto definitivo contemplará la inclusión del talud de aguas arriba para dar mayor estabilidad a la cortina, es decir, para evitar tensiones (-) aguas arriba como en el caso último.

En el segundo caso que es tomando en cuenta las características geométricas definitiva del proyecto así como las combinaciones de carga para la condición extrema, todas los esfuerzos obtenidas son de compresión y menores a los máximos permisibles.

7.7.3. Condición extraordinaria -

En base a 7.4.2 y a la figura 7.20 a. se obtiene la fig. 7.25 que corresponde a la sección no vertedora máxima bajo la condición extraordinaria de carga, se procede análogamente a 7.7.2. para el análisis de estabilidad tomando en cuenta que el nivel de desplante se halla en la cota 395.0 m.s.n.m.



El diagrama de sobrecargas mostrado arriba se hizo en base

Fig. 7.25 Sección no vertedora máxima bajo la condición extraordinaria de carga

7.7.3.1. Valuación de cargas:

Cargas en tons.

Brazo en m/s

$$E_0 = \frac{17.5^2}{2} = 150.13$$

$$E_{0a} = \frac{17.5}{3} = 6.5$$

$$E_1 = \frac{11.5 \times 0.365}{2} = 2.11$$

$$E_{1a} = \frac{11.5}{3} = 3.83$$

$$P_{01} = 8.0 \times 1.15 = 9.2$$

$$Y_{P_{01}} = 17.5 + \frac{1.15}{2} = 18.08$$

$$P_{02} = \frac{11.5 \times 1.15}{2} = 6.61$$

$$Y_{P_{02}} = 17.5 + \frac{2 \times 1.15}{3} = 18.27$$

$$P_1 = \frac{11.5 \times 1.15 \times 0.92}{2} = 6.08$$

$$Y_{P_1} = 17.5 + \frac{2 \times 1.15}{3} = 18.27$$

$$P_{C1} = \frac{11.5 \times 1.15 \times 2.4}{2} = 15.87$$

$$Y_{P_{C1}} = 17.5 + \frac{1.15}{3} = 17.88$$

$$P_{C2} = \frac{20.0 \times 1.15 \times 2.4}{2} = 42.0$$

$$Y_{P_{C2}} = \frac{17.5 \times 2}{3} = 11.67$$

$$P_{C3} = \frac{5.0 \times 4.0 \times 2.4}{2} = 14.4$$

$$Y_{P_{C3}} = 17.5 + \frac{2 \times 2}{3} = 15.5$$

$$S_1 = 5.05 \times 11.0 = 55.55$$

$$Y_{S_1} = 15.6 + \frac{5.05}{2} = 17.13$$

$$S_2 = 6.8 \times 15.6 = 106.08$$

$$Y_{S_2} = \frac{15.6}{2} = 7.8$$

$$S_3 = \frac{8.5 \times 3.05}{2} = 12.96$$

$$Y_{S_3} = 7.8 + \frac{5.05 \times 2}{3} = 12.63$$

$$S_4 = \frac{4.2 \times 15.6}{2} = 32.76$$

$$Y_{S_4} = 15.6 \times \frac{2}{3} = 10.4$$

$$F_{01} = \frac{5.0^2}{2} = 12.5$$

$$Z_{F_{01}} = \frac{5.0}{3} = 1.67$$

$$F_{02} = \frac{6.8^2}{2} = 23.12$$

$$Z_{F_{02}} = \frac{6.8}{3} = 2.27$$

7.7.3.2 Revisión al vuelco y deslizamiento -

203

En la Tabla 73 se ordenan los valores obtenidos de los momentos

Carga (Ton.)	Z (m)	Y (m)	Mactuante* (ton-m)	Mresistente* (ton-m)
$E_a = -190.13$	6.5		1235.85	
$E_s = -24.14$	3.83		92.46	
$P_{a1} = 9.2$		18.08		166.34
$P_{a2} = 6.61$		18.27		120.76
$P_s = 6.08$		18.27		111.08
$P_{c1} = 15.87$		17.88		283.76
$P_{c2} = 4.20$		11.67		490.40
$P_{c3} = 14.4$		15.5		223.2
$S_1 = -33.55$		17.13	-574.71	
$S_2 = -106.08$		7.8	-827.42	
$S_3 = -12.96$		17.63	-228.48	
$S_4 = -32.76$		10.4	-340.70	
$E'_a = +23.12$	2.27			52.48
$P'_{a1} = 17.34$		1.7		29.48

$$\Sigma FH = 191.15$$

$$\Sigma M = 3299.62 \quad 5888.5$$

$$\Sigma Fy = 304.15$$

Tabla 73 Ordenamiento de cargas para la revisión al vuelco y deslizamiento.

Verificación:

$$\Sigma M_a > \Sigma M_r$$

$$F < 1.785$$

Deslizamiento. Aplicando la eq. 7.22 se obtiene:
factor de fricción = constante

$$F = \frac{26.05 \times 18.65 + 304.15 \times 0.8}{191.15} = 32.12$$

* El momento actuante y resistente se hace con respecto al pie

7.7.3.3. Valuación de esfuerzos -

109

7.7.3.3.1 Sin considerar subpresión

- Posición de la resultante vertical

$$\left. \begin{array}{l} N = 489.5 \\ M_N = 2888.7 \end{array} \right\} X_N = 12.03 \text{ m}$$

$$X_{\text{centroidal}} = 12.03 - \frac{18.65}{2} = 2.705 \text{ m}$$

$$M_{\text{centroidal}} = 489.5 \times 2.705 = 1324.1 \text{ ton-m } (\downarrow)$$

- Momento de las fuerzas horizontales

$$M_H = 1328.31 \text{ } (\rightarrow)$$

- Efectos mecánicos

$$F_v = 489.5 \text{ ton}$$

$$M = 1324.1 - 1328.31 = -4.21 \text{ ton-m}$$

- Propiedades geométricas -

$$A = 18.65 \times 1 = 18.65 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{18.65 \times 1^3}{12} = 1.554 \text{ m}^4$$

- Esfuerzos en los extremos de la base (verticales)

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

$$= \frac{489.5}{18.65} \pm \frac{-4.21}{1.554} = 26.27 \mp 2.71 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 23.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 23.56 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzos principales en la cara de aguas abajo ²¹⁰

De la ecuación 7.56 y para un:

$$\sigma_{zd} = 2.631 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ; se le resta la presión de la eqn. 7.55 b y 7.54}$$

$$\sigma_{yd} = (P' - P'_E + S_{zyd} \tan \phi_d)$$

$$S_{zyd} = (\sigma_{zd} - P' + P'_E) \tan \phi_d = (2.631 - 2.312 + 0) 0.75 = 0.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{yd} = (-2.312 + 0.24 \times 0.75) = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Resultado:

$$\sigma_{p_{1,2}} = \frac{2.631 + 2.5}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{2.631 - 2.5}{2}\right)^2 + (0.24)^2}$$

$$\sigma_{p_1} = 2.814 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{p_2} = 2.316 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzos principales en la cara de aguas arriba.

De la ecuación 7.56 y para un:

$$\sigma_{zu} = 2.617 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{yu} = (P' - P'_E - S_{zyu} \tan \phi_u)$$

$$S_{zyu} = -(\sigma_{zu} - P' - P'_E) \tan \phi_u = -(2.617 - 17.0 - 0) \tan 4^\circ = 1.115 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{yu} = (17 - 1.115 - 0.01) = 15.875 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{p_{1,2}} = \frac{2.617 + 15.875}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{2.617 - 15.875}{2}\right)^2 + (1.115)^2}$$

$$\sigma_{p_1} = 13.01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{p_2} = 2.521 \text{ Kg/cm}^2$$

Empleando la fórmula del 7.57 (eqn. 7.57) con $\phi = 4^\circ$ para
 la cara de aguas arriba.

$$\sigma_{p_1} \text{ o } \sigma_{p_2} = \frac{\sigma_{zu} - P' - P'_E}{\tan^2 \phi} + P' + P'_E$$

$$\frac{2.617 - 17.0 - 0}{\tan^2 4^\circ} + 17.0 = 2.52 \text{ Kg/cm}^2$$

* La cara de aguas abajo

** La cara de aguas arriba

Para el paramento aguas abajo

$$\begin{aligned}\sigma_{P_1} \text{ ó } \sigma_{P_2} &= \sigma_{zd} \sec^2 \phi_d - (P' - P'_e) \tan^2 \phi_d \\ &= 2.631 \frac{1}{\cos^2 \phi_d} - (2.312) \tan^2 \phi_d = 2.814 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

7.7.3.3.2 Esfuerzos considerando la subpresión

- Posición de la resultante vertical

$$\left. \begin{aligned}\sum F_v &= 304.15 \text{ ton} \\ M_R &= 3917.2 \text{ ton}\cdot\text{m}\end{aligned} \right\} x = 12.88 \text{ m}$$

$$x_{\text{centroidal}} = 12.88 - \frac{18.65}{2} = 3.55 \text{ m}$$

$$M_{\text{centroidal}} = 304.15 \times 3.55 = 1079.7 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad (\uparrow)$$

- Momento de las fuerzas horizontales

$$M_H = 1328.31 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad (\rightarrow)$$

- Elementos mecánicos

$$\sum F_v = 304.15 \text{ ton}$$

$$M = -1328.31 + 1079.7 = -248.61 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

- Esfuerzos en los extremos de la base (verticales)

Aplicando la ecuación:

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y = \frac{304.15}{5.65} \pm \frac{-248.61}{540.57} \frac{18.65}{2}$$

$$= 16.30 \mp 4.28 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{2u} = 12.02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2d} = 20.58 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzos principales en la cara de aguas abajo

De la ecuación 7.56 y para un:

$$\sigma_{zd} = 2.058 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y obteniendo los valores de las ecs. 7.55 b y 7.34}$$

$$\sigma_{yd} = (P'_L - P'_E + S_{zyd} \tan \phi_d)$$

$$S_{zyd} = (\sigma_{zd} - P'_L + P'_E) \tan \phi_d = (2.058 - 2.312) 0.75 = -0.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{yd} = (2.312 - 0.2 \times 0.75) = 2.16 \text{ Kg/cm}^2$$

Resulta:

$$\sigma_{P_{1,2}} = \frac{2.058 + 2.16}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{2.058 - 2.16}{2}\right)^2 + (0.2)^2}$$

$$\sigma_{P_2} = 2.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{P_1} = 1.92 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzos principales en la cara de aguas arriba

De la ecuación 7.56 y para un:

$$\sigma_{zu} = 1.202 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y obteniendo los valores de las ecs. 7.55 a y 7.34}$$

$$\sigma_{yu} = (P'_L - P'_E - S_{zyu} \tan \phi_u)$$

$$S_{zyu} = -(\sigma_{zu} - P'_L + P'_E) \tan \phi_u = -(1.202 - 19.0) \tan 4^\circ = 1.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{yu} = (19.0 - 1.24 \times 0.7) = 18.91 \text{ Kg/cm}^2$$

Resulta:

$$\sigma_{P_{1,2}} = \frac{1.202 + 18.91}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{1.202 - 18.91}{2}\right)^2 + (1.24)^2}$$

$$\sigma_{P_2} = 19.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{P_1} = 1.14 \text{ Kg/cm}^2$$

* De la desigualdad 7.57

** De la desigualdad 7.58

7.1.3.3. Si se suprime el talud de aguas arriba. - (Drenes operando)

Posición de la resultante vertical

$$\begin{aligned} \Sigma F_V &= P_{C2} + P_{C3} - S_1' - S_2' - S_3' - S_4' \\ &= 420 + 14.4 - 11.0 \times 1.9 - 15.6 \times 6.8 - \frac{8.5 \times 1.9}{2} - \frac{4.2 \times 15.6}{2} = 266.5 \text{ Ton} \end{aligned}$$

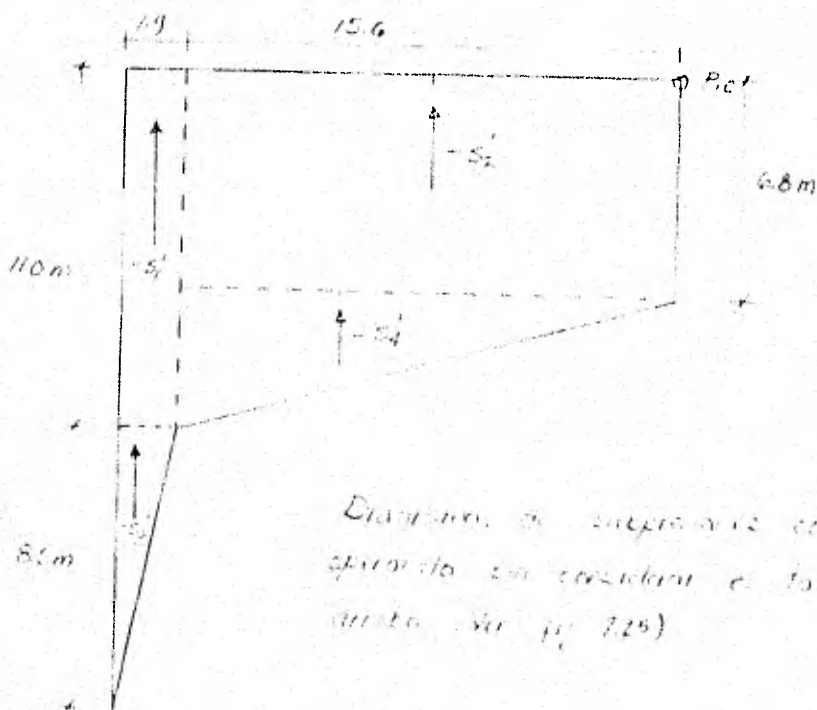


Diagrama de fuerzas con drenes operando sin considerar el talud de aguas arriba (ver p. 115)

Fig. 7.26 Diagrama de fuerzas con drenes operando sin considerar el talud de aguas arriba

$$\begin{aligned} M_{P_{C2}} &= 420 \times 4.0 + 14.4 \times 10.5 - 11.0 \times 1.9 \times 7.8 - 15.6 \times 6.8 \times 7.8 - 8.02 \times 14.86 - \\ & 22.16 \times 10.4 = 3474.43 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

$$x = \frac{M_{P_{C2}}}{\Sigma F_V} = \frac{3474.43}{266.5} = 13.037 \text{ m}$$

$$x_{centroide} = 13.037 \times \frac{15.6}{2} = 102.87 \text{ m}$$

$$M_{centroide} = 266.5 \times 102.87 = 27424.8 \text{ ton-m} \quad (+)$$

- Momento de las fuerzas horizontales

$$M_H = -1275.83 \text{ ton-m} \rightarrow$$

- Elementos mecánicos

$$N = 266.5 \text{ ton}$$

$$M = -1275.83 + 1142.48 = -133.35 \text{ ton-m}$$

- Propiedades geométricas

$$A = 17.5 \times 1 = 17.5 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{1 \times 17.5^3}{12} = 446.61 \text{ m}^4$$

- Esfuerzos en los extremos de la base (verticales)

Aplicando la ecuación 1-30:

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y = \frac{266.5}{17.5} \pm \frac{-133.35}{446.61} \frac{17.5}{2}$$

$$= 15.23 \pm 2.612 \text{ ton/m}^2$$

$\sigma_{2u} = 12.61 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_{1d} = 17.84 \text{ Kg/cm}^2$

7.1.3.4 Si se suprime el nivel de aguas arriba (Drenes no operando)

- Posición de la resultante vertical

$$F_V = \gamma_w \cdot h_2 \cdot \frac{1}{2} \cdot b = 120 \cdot 4.4 \cdot \frac{1}{2} = 4112.5 = 201.28 \text{ ton}$$



Fig. 2. Diagrama de subpresiones en muro no operando = eliminar el nivel de aguas arriba

$$M_{pic} = 4901.4 + 223.2 - 119 \times 8.75 - 111.125 \times 11.67 = 2340.5 \text{ Ton-m}$$

$$x = \frac{M_{pic}}{\sum F_v} = \frac{2340.5}{204.28} = 11.457 \text{ m}$$

$$x_{centroidal} = 11.457 - \frac{17.5}{2} = 2.71 \text{ m}$$

$$M_{centroidal} = 204.28 \times 2.71 = 553.60 \text{ ton-m } (\uparrow)$$

- Momento de las fuerzas horizontales

$$M_H = -1275.83 \text{ ton-m } (\rightarrow)$$

- Elementos mecánicos

$$N = 266.5 \text{ ton}$$

$$M = -1275.83 + 553.60 = -722.23 \text{ ton-m}$$

- Propiedades geométricas.

$$A = 17.5 \times 1 = 17.5 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{1 \times 17.5^3}{12} = 446.61 \text{ m}^4$$

- Esfuerzos en los extremos de la base (verticales)

Aplicando la ecuación 7.50

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y = \frac{266.5}{17.5} \pm \frac{-722.23}{446.61} \frac{17.5}{2}$$

$$= 11.67 \pm 14.15 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{2u} = -247 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2d} = 258 \text{ Kg/cm}^2$$

7.7.3.3.5 Resumen

Para la sección no vertedora máxima con la condición extraordinaria de carga se obtuvieron los siguientes resultados:

Para el volteamiento el factor de seguridad obtenido fue de 1.79. Por lo tanto, se acepta como bueno.

Para el deslizamiento, ^(ver 7.5.2.1) el factor de fricción cortante fue 32.12 que es mucho mayor al FS y por consiguiente se acepta.

A continuación se muestra una tabla 7.4 con los esfuerzos obtenidos anteriormente. (La notación y consideraciones son idénticas a las de 7.7.2.3.5).

		σ_x (kg/cm ²)	σ_y (kg/cm ²)	S_{xy} (kg/cm ²)	$\sigma_{p1,2}$ (kg/cm ²)
Sin considerar subpresión	Considerando el talud de aguas arriba (Caso 1)	$\sigma_{xu} = 2.617$ $\sigma_{xd} = 2.631$	$\sigma_{yu} = 18.14$ $\sigma_{yd} = 2.5$	$S_{xyu} = 1.15$ $S_{xyd} = 0.24$	$\sigma_{p1} = 2.516$; $\sigma_{p2} = 18.23$ $\sigma_{p1} = 2.814$; $\sigma_{p2} = 2.316$
	Considerando el talud de aguas arriba y drenes operando (Caso 2)	$\sigma_{xu} = 1.202$ $\sigma_{xd} = 2.058$	$\sigma_{yu} = 18.07$ $\sigma_{yd} = 2.16$	$S_{xyu} = 1.24$ $S_{xyd} = -0.2$	$\sigma_{p1} = 1.112$; $\sigma_{p2} = 18.16$ $\sigma_{p1} = 1.92$; $\sigma_{p2} = 2.3$
Considerando subpresión	Sin considerar el talud de aguas arriba, Drenes operando (Caso 3)	$\sigma_{xu} = 1.261$ $\sigma_{xd} = 1.784$			
	Sin considerar el talud de aguas arriba, Drenes no operando (Caso 4)	$\sigma_{xu} = -0.247$ $\sigma_{xd} = 2.58$			

Tabla 7.4 Resumen de esfuerzos para diferentes consideraciones con la condición extraordinaria de carga

7.7.4 Condición especial:-

De acuerdo a 7.7.4 la condición especial puede ser la condición normal a la estimación con datos imperantes, pero nosotras tomamos esta última por ser la más desfavorable y por haberla calculado anteriormente, lo cual nos simplifica el cálculo.

Según lo anterior, y en base a 7.7.3 se obtiene lo siguiente:

7.7.4.1 Evaluación de cargas:-

Cargas en tons	Brigo en mts
$E_1 = \frac{12.5^2}{2} = 156.25$	$Z_{E_1} = \frac{12.5}{3} = 4.17$
$E_2 = \frac{11.5^2}{2} = 65.125$	$Z_{E_2} = \frac{11.5}{3} = 3.83$
$P_1 = 1.0 \times 11.5 = 11.5$	$Y_{P_1} = \frac{12.5 + 11.5}{2} = 12.0$
$P_2 = \frac{11.5 \times 11.5}{2} = 65.125$	$Y_{P_2} = \frac{12.5 + 2 \times 11.5}{3} = 11.67$
$P_3 = \frac{11.5 \times 11.5}{2} \times 0.32 = 22.84$	$Y_{P_3} = \frac{12.5 + 2 \times 11.5}{3} = 11.67$
$P_4 = \frac{11.5 \times 11.5}{2} \times 0.4 = 29.06$	$Y_{P_4} = \frac{12.5 + 11.5}{3} = 11.33$
$P_5 = \frac{20.0 \times 11.5}{2} = 115.0$	$Y_{P_5} = \frac{12.5 \times 2}{3} = 8.33$
$P_6 = \frac{20.0 \times 11.5}{2} \times 0.4 = 46.0$	$Y_{P_6} = \frac{12.5 + 2 \times 11.5}{3} = 11.67$
$P_7 = 6.0 \times 18.65 = 111.9$	$Y_{P_7} = \frac{18.65}{2} = 9.325$
$P_8 = \frac{12.7 \times 18.65}{2} = 118.42$	$Y_{P_8} = \frac{18.65 \times 2}{3} = 12.43$
$E_3 = \frac{6.0^2}{2} = 18.0$	$Z_{E_3} = \frac{6.0}{3} = 2.0$
$P_9 = \frac{6.0 \times 6.0}{2} = 18.0$	$Y_{P_9} = \frac{6.0}{2} = 3.0$

* subpresión en datos imperantes

7.7.4.2 Revisión al vuelco y deslizamiento

De acuerdo a la tabla de 7.7.3.2 con las correcciones hechas por la sujeción en dichos muros tenemos que:

$$\Sigma F_H = 191.15 \text{ ton}$$

$$\Sigma F_V = 244.25 \text{ ton}$$

$$M_{actuante} = 3983.0 \text{ ton-m}$$

$$M_{resistente} = 5000.5 \text{ ton-m}$$

Volteamiento

$$\Sigma M_R > \Sigma M_O$$

$$FS = 1.418$$

Deslizamiento: Aplicando la ecuación 7.29 se obtiene:

Factor de fricción =

$$FS = \frac{316.05 \times 0.65 + 244.25 \times 0.8}{191.15} = 31.86$$

7.7.4.3 Valoración de espigas =

7.7.4.3.1 En consideración sujeción (Idéntico a 7.7.3.1)

7.7.4.3.2 Considerando la sujeción =

= momento de la sujeción vertical

$$\left. \begin{array}{l} P_H = 191.15 \text{ ton} \\ P_V = 244.25 \text{ ton} \end{array} \right\} x = 12.24 \text{ m}$$

$$M_{sujeción} = 191.15 \times \frac{12.24}{2} = 2315$$

$$M_{actuante} = 3983.0 - 2315 = 2668 \text{ ton-m} \quad \checkmark$$

- Momento de las fuerzas horizontales

$$M_H = 1328,31 \text{ ton-m}^2$$

- Elementos mecánicas

$$\Sigma F_v = 244,25 \text{ ton}$$

$$M = -1328,31 + 956,23 = -372,08 \text{ ton-m}^2$$

- Esfuerzos en los extremos de la base (verticales)

Aplicando la ec. 7.30

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y = \frac{244,25}{18,65} \pm \frac{-372,08}{540,57} \cdot \frac{18,65}{2}$$

$$= 13,09 \mp 6,92 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{1u} = 0,667 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2d} = 1,951 \text{ Kg/cm}^2$$

Para esta condición especial de carga, los esfuerzos efectivos (en el extremo de la base de la presa) son menores que la subpresión fue de $0,667 \text{ Kg/cm}^2$ y es mayor que aquéllas considerando la subpresión, es decir, $0,667 \text{ Kg/cm}^2$. Por lo tanto, no habrá agrietamiento.

- Esfuerzos principales en la base de aguas abajo

De la ecuación 7.36 y para un:

$$\sigma_{1d} = 1,951 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y obteniendo los valores a las ecu. 7.36 y 7.37}$$

$$\sigma_{1d} = \left(\frac{\sigma_{1d} + \sigma_{2d}}{2} + \sigma_{2d} \tan^2 \phi \right) = 2,11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2d} = \left(\frac{\sigma_{1d} + \sigma_{2d}}{2} - \sigma_{2d} \tan^2 \phi \right) = 1,951 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{3d} = (2,11 - 0,667) \cdot 0,75 = 1,07 \text{ Kg/cm}^2$$

Resulta:

$$\sigma_{1d} = 1,951 \pm 0,16 \cdot \frac{1,951 - 1,951}{2} + (0,16)^2$$

$$\sigma_{1d} = 2,312 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2d} = 1,791 \text{ Kg/cm}^2$$

de la desigualdad 7.38

- Esfuerzos principales en la cara de aguas arriba -
De la ecuación 7.56 y para un:

$\sigma_{xx} = 6.55 \text{ Kg/cm}^2$, y obteniendo los valores de los cos 7.55a y 7.34

$\sigma_{yy} = (P + H - S) \sin^2 \theta$

$S \sin^2 \theta = (2.25 + H) \sin^2 \theta = (6.67 - 19.0) \sin^2 \theta = 1.28 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{yy} = (2.25 - 1.28 \times 0.07) = 15.04 \text{ Kg/cm}^2$

Resultado:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_{I_2} = 15.13 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{I_1} = 0.513 \text{ Kg/cm}^2$$

** de la desigualdad 7.58

7.4.4 Resumen

Para la sección de colectores máxima en la condición
específica de carga se obtienen los siguientes resultados:

Para el comportamiento en estado de seguridad relativo
por de 1.418 por lo tanto, se acepta como bueno

Para el comportamiento, el punto de seguridad relativo es fue
2.0 que es mayor a uno a los requisitos, por lo que se
se acepta

Los esfuerzos se comparan con respecto a los de la condición
1.418 (1.1) por los casos 2, 3 y 4. Para el caso 2
los valores son los siguientes:

$\sigma_{xx} = 6.55$	$\sigma_{yy} = 15.04$	$S \sin^2 \theta = 1.28$	$\sigma_{I_1} = 0.513$	$\sigma_{I_2} = 15.13$
$\sigma_{xx} = 1.75$	$\sigma_{yy} = 1.28$	$S \sin^2 \theta = 1.28$	$\sigma_{I_1} = 1.11$	$\sigma_{I_2} = 2.312$

Como σ_{xx} es menor a los valores de seguridad = 2.017 y se sabe que
este es el punto de seguridad = 1.418 (1.1) por lo tanto, se acepta como
bueno.

7.7.5. Sección vertical, máxima -

Para facilitar el cálculo numérico de la sección vertical máxima se cambió la cubeta deflectora y solamente se empleó ^{en su lugar} ~~la~~ ^{norma} de U.S.B.A. (es. 7.53 y 7.6) para la curvación de esfuerzos. La notación que se utilizó para este caso es el mismo que el utilizado para el caso de vertederos máximos.

7.7.6. Condición extrema-

En base a 7.4.3 y a la fig. 7.20 b (sin cubeta deflectora), se obtiene el siguiente esquema (Fig. 7.28) y se procede al análisis de estabilidad de la sección vertedera máxima en el nivel de desplante, es decir, 395.0 m.s.n.m.

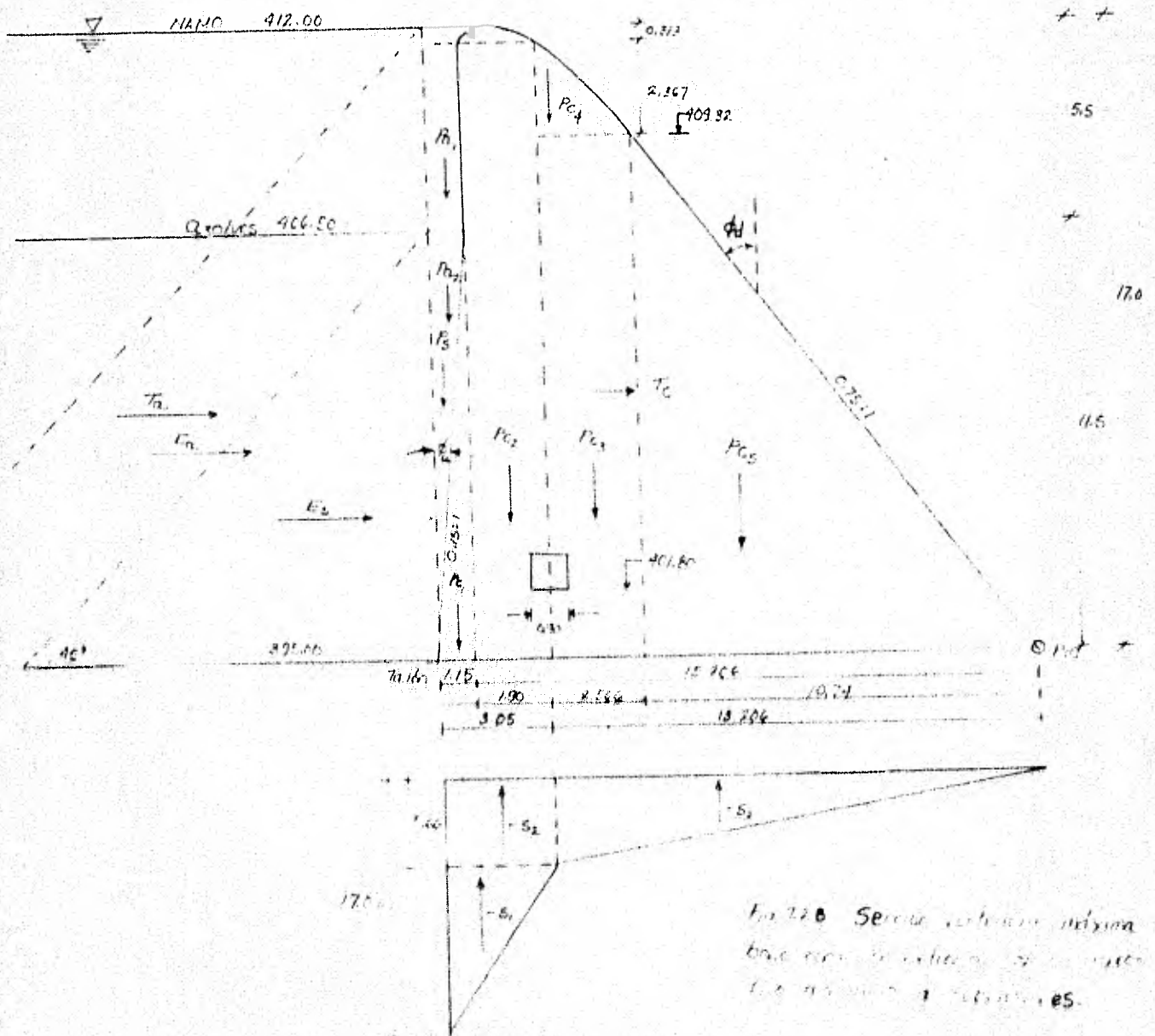


Fig. 28 Sección vertedera máxima base en el nivel de desplante. (Escala 1:1000)

776.1 Situación de cargas-

Cargas en tons.

Ejes en m.

$$F_0 = \frac{17.0^2}{2} = 144.5$$

$$F_1 = \frac{11.5^2 \times 0.365}{2} = 29.14$$

$$F_2 = 1.15 \times 5.5 = 6.33$$

$$F_3 = \frac{11.5 \times 1.15}{2} = 6.61$$

$$F_4 = \frac{11.5 \times 1.15 \times 0.27}{2} = 6.06$$

$$F_5 = \frac{11.5 \times 1.15 \times 2.4}{2} = 15.87$$

$$F_6 = 17.0 \times 1.9 \times 2.4 = 77.52$$

$$F_7 = 2.566 \times 14.97 \times 2.4 = 99.18$$

$$F_8 = \frac{2.566 \times 2.367 \times 2.4}{2} = 7.28$$

$$F_9 = \frac{15.24 \times 14.32 \times 2.4}{2} = 184.95$$

$$F_{10} = 0.2 \times 15.87 = 3.17$$

$$F_{11} = 0.20 \times 77.52 = 15.50$$

$$F_{12} = 0.20 \times 99.18 = 19.83$$

$$F_{13} = 0.20 \times 7.28 = 1.46$$

$$F_{14} = 0.20 \times 184.95 = 37.0$$

$$S = \frac{11.5 \times 3.05}{2} = 17.3$$

$$S_2 = 5.64 \times 5.05 = 28.39$$

$$S_3 = \frac{11.5 \times 0.27 \times 5.64}{2} = 87.87$$

$$Z_{E_0} = \frac{17.0}{3} = 5.66$$

$$Z_{E_1} = \frac{11.5}{2} = 5.75$$

$$Y_{F_0} = 15.2 + \frac{1.15}{2} = 15.78$$

$$Y_{F_1} = 15.2 + \frac{2 \times 1.15}{3} = 16.0$$

$$Y_{F_2} = 15.2 + \frac{1.15}{3} = 15.58$$

$$Y_{F_3} = 15.2 - \frac{1.15}{2} = 14.25$$

$$Y_{F_4} = 10.74 + \frac{2.566}{2} = 12.02$$

$$Y_{F_5} = 10.74 + \frac{2.566 \times 2}{3} = 12.45$$

$$Y_{F_6} = 10.74 \times \frac{2}{3} = 7.16$$

$$Z_{E_2} = \frac{11.5}{2} = 5.75$$

$$Z_{E_3} = \frac{17.0}{2} = 8.5$$

$$Z_{E_4} = \frac{14.32}{2} = 7.16$$

$$Y_{F_7} = 15.2 + \frac{2.367}{2} = 15.11$$

$$Y_{F_8} = \frac{14.32}{2} = 7.16$$

$$Y_{F_9} = 15.206 + \frac{3.05 \times 2}{3} = 17.24$$

$$Y_{S_2} = 15.206 + \frac{3.05}{2} = 16.73$$

$$Y_{S_3} = 15.206 \times \frac{2}{3} = 10.137$$

$$W = 1.25 \times 0.75 \times 1.8 \times 0.25 \times 7.05 \times 1.5 = 29.24$$

$$V_{10} = 0.20 \times 0.79 \times 1.1 \times 1.0 = 0.17$$

7.7.6.2. Revisión al vuelco y deslizamiento -

En la tabla 75 se ordenan los valores obtenidos anteriormente

Carga (Ton.)	Z (m)	Y (m)	Mactuante (ton-m)	Mresistente (ton-m)
$E_0 = -144.5$	5.66		- 817.87	
$E_3 = -29.19$	3.83		- 92.45	
$P_{a1} = 6.33$		15.78		99.88
$P_{a2} = 6.61$		16.0		105.76
$P_3 = 6.08$		16.0		97.28
$P_{c1} = 15.87$		15.58		247.25
$P_{c2} = 77.52$		14.25		1104.66
$P_{c3} = 88.16$		12.02		1059.92
$P_{c4} = 7.28$		12.48		90.63
$P_{c5} = 184.55$		7.16		1321.276
$T_{c1} = -3.17$	3.83		- 12.14	
$T_{c2} = -15.50$	8.5		- 131.75	
$T_{c3} = -17.63$	7.16		- 126.23	
$T_{c4} = -1.46$	15.11		- 22.06	
$T_{c5} = -37.0$	4.77		- 176.5	
$S_1 = -17.3$		17.24	- 298.25	
$S_2 = -17.26$		16.73	- 288.76	
$S_3 = -37.57$		10.137	- 378.82	
$T_a = -29.24$			- 200.00	

$\Sigma F_v = 320.5$

$\Sigma M = 2544.83$

4126.76

$\Sigma F_H = 272.64$

Tabla 75 Ordenamiento de cálculos para la revisión del vuelco y deslizamiento

Volcamiento

$\Sigma H_R > \Sigma M_R$

F.S. = 1.62 O.K.

Deslizamiento aplicando la ecuación 7.7 se obtiene:

factor de fricción - constante

$F.C. = \frac{316.05 \times 16.73 + 320.5 \times 0.8}{272.64} = 20.57 \text{ O.K.}$

donde

$C =$ resistencia al cortante del concreto a la cimentación $0.129 \times 245 \text{ Kg/cm}^2 = 316.05 \text{ ton/m}^2$

$A =$ área de la sección $= 1 \times 16.936 = 16.936 \text{ m}^2$

$\tan \phi = 0.8$ (u.s.B.R)

$N = \Sigma F_v = 320.5$

$\Sigma F_H = 272.64$

7.7.6.3. - Valuación de esfuerzos -

7.7.6.3.1. - Sin considerar la subpresión

- Posición de la resultante vertical

$$\left. \begin{array}{l} N = 392.43 \text{ ton} \\ M_N = 4126.76 \text{ ton}\cdot\text{m} \end{array} \right\} x = 10.516 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} x_{\text{centroidal}} &= 10.516 \text{ m} - \frac{16.94}{2} = 2.046 \text{ m} \\ M_{\text{centroidal}} &= 392.43 \times 2.046 = 802.91 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad \curvearrowright \end{aligned}$$

- Momento de las fuerzas horizontales

$$M_H = 1579.0 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad \curvearrowright$$

- Elementos mecánicos

$$N = 392.43 \text{ ton}$$

$$M = -1579 + 802.91 = -776.09 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

- Propiedades geométricas

$$A = 16.34 \times 16.34 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{1 \times 16.34^3}{12} = 362.56 \text{ m}^4$$

- Esfuerzos en los extremos de la base (verticales)

Aplicando la ec. 7.50:

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \frac{h}{2}$$

$$= \frac{392.43}{16.34} \pm \frac{-776.09}{363.56} \frac{16.34}{2} = 24.016 \mp 17.44 \text{ ton/cm}^2$$

$\sigma_{zu} = 0.657 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_{zd} = 4.146 \text{ Kg/cm}^2$
--

- Esfuerzos principales en la cara de arriba empleando las fórmulas de 45 ± R. (es. 7.10 y 7.60)

$$\sigma_{p1,2} = \sigma_{zu} \sec^2 \phi_u - (P_1 P_2) \tan^2 \phi_u$$

$$= 0.657 \frac{1}{\cos^2 \phi_u} - (14.45 + 2.324) \tan^2 \phi_u = 0.575 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzos principales en la cara de abajo (abajo)

$$\sigma_{p1,2} = \sigma_{zd} \sec^2 \phi_d - (P_1 P_2) \tan^2 \phi_d$$

$$= 4.146 \frac{1}{\cos^2 \phi_d} = 5.478 \text{ Kg/cm}^2$$

7.7.4 2.2 Esfuerzos en el punto de suspensión:

= Frecuencia de un attack vertical

$$\begin{aligned} M_H &= 320.5 \\ M_R &= 3160.93 \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} x = 9.86 \text{ m}$$

$$x_{horizontal} = 9.86 \cdot \frac{0.74}{2} = 1.4 \text{ m}$$

$$M_{vertical} = 320.5 \times 1.4 = 449.136 \text{ ton-m} \curvearrowright$$

Momento de las fuerzas horizontales

$$M_H = 1579.0 \text{ ton-m} \curvearrowright$$

- Elementos mecánicos

$$N = 3205 \text{ ton}$$

$$M = -1579.0 + 446.136 = -1132.86 \text{ ton-m}$$

- Esfuerzos en los extremos de la base. Aplicando la ec. 7.30:

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y = \frac{320.5}{16.34} \pm \frac{-1132.86}{363.56} \frac{16.34}{2}$$

$$= 19.61 \mp 25.45 \text{ ton/m}^2$$

$\sigma_{1u} = -0.584 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_{2d} = 4.506 \text{ Kg/cm}^2$
--

7.7.7. Sección vertical máxima considerando cubeta deflactora

Como el esfuerzo de aguas arriba $\sigma_{1u} = -0.584 \text{ Kg/cm}^2$ resultó ser negativo (tensión) lo cual dice contrario, se tuvo un nuevo cálculo pero ahora tomando en cuenta la cubeta deflectora. (Fig. 7.29)

Se debe considerar el momento M_{1u} en el punto C' de aguas arriba por la deflectora.

$$\sigma_{1u} = 25.45 \text{ ton}$$

$$\sigma_{1d} = 25.45 \text{ ton}$$

$$\sigma_{2u} = 19.61 \text{ ton}$$

$$\sigma_{2d} = 19.61 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se debe considerar el momento M_{1u} en el punto C' de aguas arriba por la deflectora.

$$\sigma_{1u} = 25.45 + 25.45 = 50.90 \text{ ton}$$

$$\sigma_{1d} = 25.45 - 25.45 = 0 \text{ ton}$$

$$\sigma_{2u} = 19.61 + 19.61 = 39.22 \text{ ton}$$

$$\sigma_{2d} = 19.61 - 19.61 = 0 \text{ ton}$$

$$\sigma_{3u} = 19.61$$

$$\sigma_{3d} = 19.61$$

- Elementos mecánicos

$$N = 320.5 \text{ ton}$$

$$M = -1579.0 + 446.136 = -1132.86 \text{ ton-m}$$

- Esfuerzos en los extremos de la base. Aplicando la ec. 7.30:

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y = \frac{320.5}{16.34} \pm \frac{-1132.86}{363.56} \frac{16.34}{2}$$

$$= 19.61 \mp 25.45 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{11} = -0.584 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{22} = 4.506 \text{ Kg/cm}^2$$

7.7.7. Sección vertical máxima considerando cubeta deflectora

Como el esfuerzo de aguas arriba $\sigma_{11} = -0.584 \text{ Kg/cm}^2$ resultó ser negativo (tensión) lo cual exige reforzarse, se hace un nuevo cálculo pero ahora tomando en cuenta la cubeta deflectora. (Fig. 7.29)

El momento en la base de la columna es $M = -1132.86 \text{ ton-m}$, al pasar por la cubeta deflectora el momento se reduce a $M' = -1132.86 \text{ ton-m}$.

$$\sigma_{11} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_{11} = \frac{320.5}{16.34} \pm \frac{-1132.86}{363.56} \frac{16.34}{2}$$

$$= 19.61 \mp 25.45 \text{ ton/m}^2$$

$$= 19.61 \mp 25.45 \text{ ton/m}^2$$

El momento en la base de la columna es $M = -1132.86 \text{ ton-m}$, al pasar por la cubeta deflectora el momento se reduce a $M' = -1132.86 \text{ ton-m}$.

$$\sigma_{11} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y = \frac{320.5}{16.34} \pm \frac{-1132.86}{363.56} \frac{16.34}{2}$$

$$= 19.61 \mp 25.45 \text{ ton/m}^2$$

$$= 19.61 \mp 25.45 \text{ ton/m}^2$$

$$= 19.61 \mp 25.45 \text{ ton/m}^2$$

$$= 19.61 \mp 25.45 \text{ ton/m}^2$$

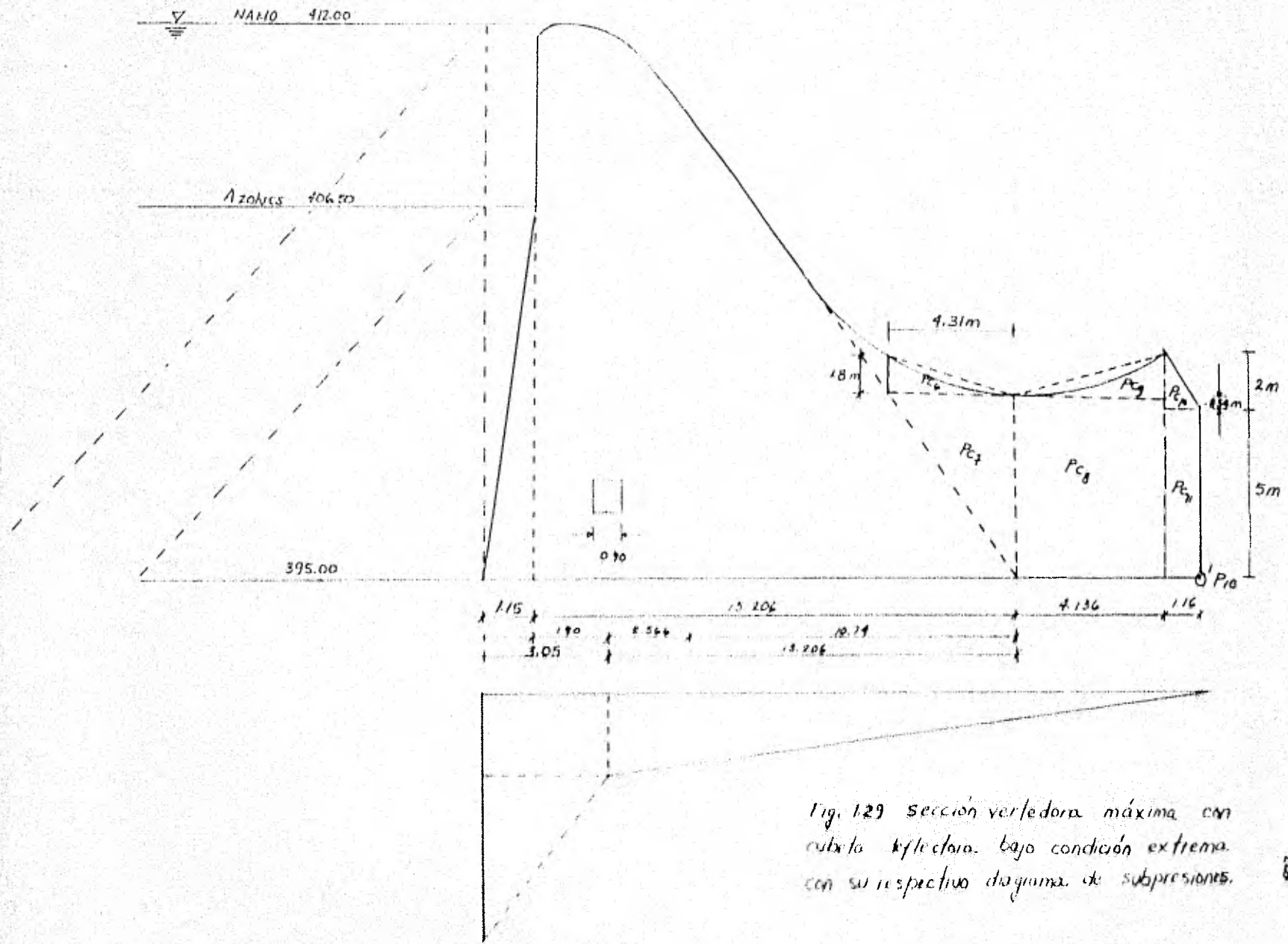


Fig. 129 sección vertedera máxima con cubeta reflectora, bajo condición extrema con su respectivo diagrama de subpresiones.

$$\begin{aligned} \Sigma F_{II} &= 272.64 + T_{c_6} + T_{c_7} + T_{c_8} + T_{c_9} + T_{c_{10}} + T_{c_{11}} \\ &= 272.64 + 0.20(107.19) \\ &= 294.08 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{actuante} &= -817.87 - 92.45 - 12.14 - 131.75 - 126.23 - 22.06 - 176.5 - 9.31(5 + \frac{1.8}{3}) \\ &\quad - 25.86(\frac{5 \times 2}{3}) - 49.63(2.5) - 5.68(5.854 + \frac{1.144}{3}) - 2.78(5 + \frac{1.16}{3}) \\ &\quad - 13.92(2.5) - 17.3(18.5 + \frac{3.05 \times 2}{3}) - 17.26(18.5 + \frac{3.05}{2}) \\ &\quad - 58.02(18.5 \times \frac{2}{3}) \\ &= -817.87 - 92.45 - 12.14 - 131.75 - 126.23 - 22.06 - 176.5 - 52.14 \\ &\quad - 86.2 - 129.08 - 35.42 - 15.73 - 34.8 - 55.2 - 345.63 - 715.58 \\ &= 3143.88 \text{ ton-m} \rightarrow \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{resistente} &= 6.33(20.5 + \frac{1.12}{2}) + 6.62(20.5 + \frac{1.15 \times 2}{3}) + 6.68(20.5 + \frac{1.15 \times 2}{3}) + 15.87(20.5 + \frac{1.15}{3}) + \\ &\quad 77.52(18.6 + \frac{1.9}{2}) + 88.18(16.04 + \frac{2.567}{2}) + 7.28(16.04 + \frac{2.567 \times 2}{3}) + 184.55(5.3 + \frac{10.744}{3}) \\ &\quad + 9.31(5.3 + \frac{4.31 \times 2}{3}) + 25.86(5.3 + \frac{4.31}{3}) + 49.63(1.16 + \frac{4.13}{2}) + 5.68(1.16 + \frac{4.13}{3}) + \\ &\quad 2.784(\frac{1.16}{3}) + 13.92(\frac{1.16}{2}) \\ &= 133.4 + 140.78 + 142.06 + 331.42 + 1515.52 + 1527.58 + 191.83 + 2299.5 + 76.09 \\ &\quad + 174.21 + 160.0 + 8.22 + 1076 + 8.07 = 6717.756 \text{ ton-m} \leftarrow \end{aligned}$$

7.7.1. Revisión al vuelco y deslizamiento -

Volcamiento

$$\Sigma M_R > \Sigma M_a$$

$$F.S. = 2.136 \quad \text{O.K.}$$

Deslizamiento aplicando la ecuación 7.29 se obtiene:
factor de fricción - coeficiente

$$F.C. = \frac{316.05 \times 21.652 + 407.04 \times 0.8}{294.08} = 24.376 \text{ C.K.}$$

donde

$c =$ resistencia al corte del concreto a la
circulación $0.129 \times 245 \text{ kg/cm}^2 = 316.05 \text{ ton/m}^2$

$A =$ área de la columna $= 18.8 = 21.652 \text{ m}^2$

$\tan \phi = 0.8$ (U.S.A.C.)

$N = \Sigma F_v = 407.04 \text{ ton}$

$\Sigma F_H = 274.05 \text{ ton}$

7.2.2 - Verificación de esfuerzos

7.2.2.1 - Caja sobre la superficie

- Posición de la resultante vertical

$\Sigma F_v = 407.04 \text{ ton}$

$M_R = 6717.756 - 355.2 \cdot 245.62 - 75.54 = 5301.35 \text{ t-m}$

X centroidal = $\frac{5301.35}{407.04} = \frac{21.412}{2} = 2.2 \text{ m}$

M centroidal = $407.04 \times 2.2 = 895.49 \text{ ton-m}$ \downarrow

- Momento de las cargas horizontales

$M_H = 1727.41 \text{ ton-m}$ \rightarrow

- Elementos máximos

$N = 407.04 \text{ ton}$

$M = -1727.41 + 895.49 = -831.92 \text{ ton-m}$

Según el artículo 10.12.1.1 de la U.S.A.C., Aplicando la ec. 10.12.1:

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} = \frac{407.04}{21.652} \pm \frac{-831.92}{845.88}$$

$$= 18.8 \mp 10.446 \text{ ton/m}^2$$

$$C_{2u} = 0.815 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_{2d} = 2.345 \text{ Kg/cm}^2$$

- Se piden presiones en la cara de aguas arriba -
De la ecuación 7.56 y para un:

$$C_{2d} = 2.345 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y obteniendo los valores de las ecu. 7.55b y 7.34}$$

$$C_{2u} (2.345 + 5C_{2u}) \text{ (m}^2 \text{ s}^{-2}) = 1657 \text{ Kg/cm}^2$$

$$5C_{2u} (C_{2u} + 2.345) \text{ (m}^2 \text{ s}^{-2}) = (-2.94) \cdot 0.75 = 2.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_{2u} = 2.21 \cdot 0.75 = 1.657 \text{ Kg/cm}^2$$

Resultado:

$$C_{2u} = \frac{2.21 + 1.657}{5} \pm \sqrt{\left(\frac{2.21 - 1.657}{5}\right)^2 + (0.21)^2}$$

$$C_{2u} = 4.904 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_{2d} = 0 \text{ Kg/cm}^2$$

- Se piden presiones en la cara de aguas abajo -

De la ecuación 7.56 y para un:

$$C_{2u} = 0.815 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y obteniendo los valores de las ecu. 7.55b y 7.34}$$

$$C_{2d} (0.815 + 5C_{2d}) \text{ (m}^2 \text{ s}^{-2})$$

$$5C_{2d} (C_{2d} + 0.815) \text{ (m}^2 \text{ s}^{-2}) = (-0.815 - 14.4) \text{ (m}^2 \text{ s}^{-2}) = 0.983 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_{2d} = 14.45 + 2.21 = 17.28 \text{ Kg/cm}^2$$

Resultado:

$$C_{2d} = \frac{0.983 + 17.28}{5} \pm \sqrt{\left(\frac{0.983 - 17.28}{5}\right)^2 + (0.21)^2}$$

$$C_{2u} = 4.904 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_{2d} = 17.28 \text{ Kg/cm}^2$$

7.7.7.3.- Resumen -

Para la sección vertedora máxima con la condición extrema de carga se tuvo la necesidad de hacer la revisión de esfuerzos considerando la cubeta deflectora ya que se tuvieron esfuerzos negativos (de tensión) en el talón de la base de la cortina sin considerar la cubeta deflectora.

Los resultados obtenidos fueron, tabla 7.6:

	Volteamiento	Deslizamiento (factor de fricción - cortante)	Esfuerzos (en kg/cm^2)
Sin considerar cubeta deflectora (considerando de subpresión) (caso 1)	1.62 > F.S.	20.57 > F.S.	$\sigma_{2u} = -0.584$ (tensión) $\sigma_{2d} = 4.566$
(caso 2) Considerando cubeta deflectora (considerando subpresión)	2.136 > F.S.	24.376 > F.S.	$\sigma_{2u} = 0.815$ $S_{2yu} = 0.952$ $\sigma_{y1} = 4.6$; $\sigma_{y2} = 0$ $\sigma_{2d} = 2.945$ $S_{2yd} = 2.21$ $\sigma_{y1} = 0.76$; $\sigma_{y2} = 17$

Tabla 7.6

Resultados para diferentes construcciones para la condición extrema de carga.

Como se puede apreciar en la tabla anterior para el caso 2 los coeficientes de volteamiento y deslizamiento se acercan mucho a los de hecho de seguridad, los esfuerzos son mucho menores a los permisibles. Por lo tanto se requiere una revisión al diseño de la cortina desde el punto de vista de seguridad.

7.7.8.- Condición extraordinaria -

En base a. 7.4.2 y a la figura 7.20 b se obtiene la fig. 7.30 que corresponde a la sección vertedera máxima bajo la condición extraordinaria de carga, se procede análogamente a 7.7.7 para el cálculo de la estabilidad y esfuerzos de la cortina.

7.7.8.1 Valuación de cargas -

Cargas en tons.	Brazo en mts.
$Ea = \frac{19.5^2}{2} = 190.13$	$ZFa = \frac{19.5}{3} = 6.5$
$E_s = \frac{11.5^2 \times 0.345}{2} = 24.14$	$ZEs = \frac{11.5}{3} = 3.83$
$Pa_1 = 8.0 \times 1.15 = 9.2$	$YPa_1 = 20.5 + \frac{1.15}{2} = 21.075$
$Pa_2 = \frac{11.5 \times 1.15}{2} = 6.61$	$YPa_2 = 20.5 + \frac{1.15 \times 2}{3} = 21.26$
$P_1 = \frac{11.5 \times 1.15 \times 0.92}{2} = 6.08$	$YP_3 = 20.5 + \frac{1.15 \times 2}{3} = 21.26$
$P_{t_1} = \frac{11.5 \times 1.15 \times 2.4}{2} = 15.67$	$YP_{c_1} = 20.5 + \frac{1.15}{3} = 20.9$
$P_{t_2} = 17.0 \times 1.9 \times 2.4 = 77.52$	$YP_{c_2} = 18.502 + \frac{1.90}{2} = 19.45$
$P_{c_2} = 2.566 \times 14.39 \times 2.4 = 88.18$	$YP_{c_3} = 16.04 + \frac{2.566}{2} = 17.32$
$P_{c_4} = \frac{2.566 \times 2.867}{2} \times 2.4 = 7.28$	$YP_{c_4} = 16.04 + \frac{2.566 \times 2}{3} = 17.75$
$P_{c_5} = \frac{10.74 \times 14.32}{2} \times 2.4 = 184.55$	$YP_{c_5} = 5.3 + \frac{15.206 \times 2}{3} = 15.44$
$P_{c_6} = \frac{1.8 \times 4.31}{2} \times 2.4 = 9.31$	$YP_{c_6} = 5.3 + \frac{4.31 \times 2}{3} = 8.11$
$P_{c_7} = \frac{4.31 \times 2}{2} \times 2.4 = 25.86$	$YP_{c_7} = 5.3 + \frac{4.31}{3} = 6.74$
$P_{c_8} = 4.136 \times 2 \times 2.4 = 49.63$	$YP_{c_8} = 1.16 + \frac{4.31}{2} = 3.32$
$P_{c_9} = \frac{4.136 \times 1.146}{2} \times 2.4 = 5.68$	$YP_{c_9} = 1.16 + \frac{4.136}{3} = 2.54$
$P_{c_{10}} = \frac{1.1 \times 2.2}{2} \times 2.4 = 2.784$	$YP_{c_{10}} = 1.16 \times \frac{2}{3} = 0.20$
$P_{c_{11}} = 1.16 \times 5 \times 2.4 = 13.92$	$YP_{c_{11}} = \frac{1.16}{2} = 0.58$
$S_1 = 3.05 \times 11.0 = 33.55$	$YF_3 = 18.502 + \frac{3.05}{2} = 20.03$
$S_2 = 6.8 \times 18.502 = 125.61$	$YF_4 = \frac{18.502}{2} = 9.25$
$S_3 = \frac{3.05 \times 8.5}{2} = 12.96$	$YF_5 = 18.502 + \frac{3.05 \times 2}{3} = 20.53$
$S_4 = \frac{4.2 \times 18.502}{2} = 38.85$	$YF_6 = 18.502 \times \frac{2}{3} = 12.34$
$F_3 = \frac{6.8^2}{2} = 23.12$	$ZF_7 = \frac{6.8}{3} = 2.27$

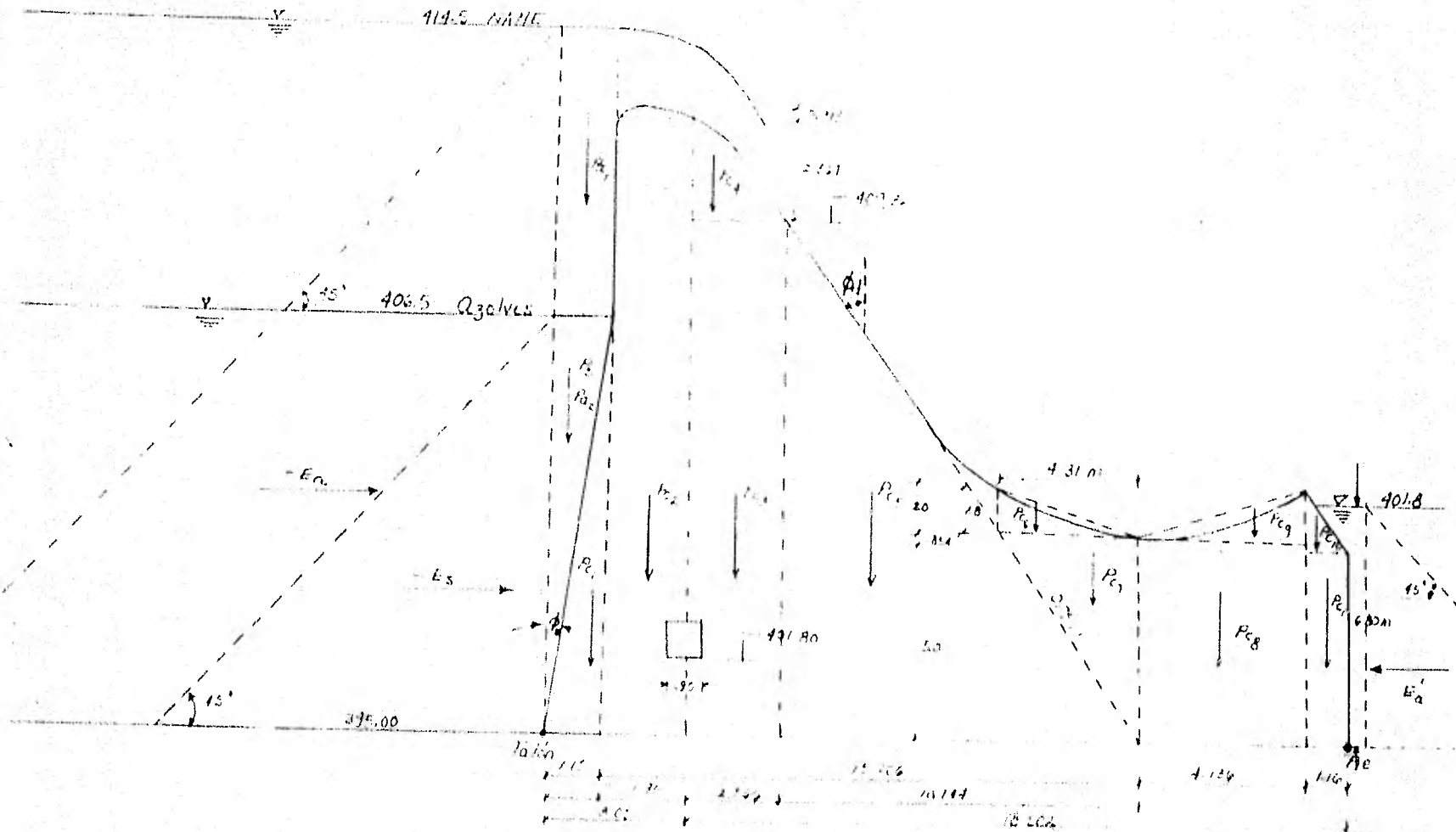
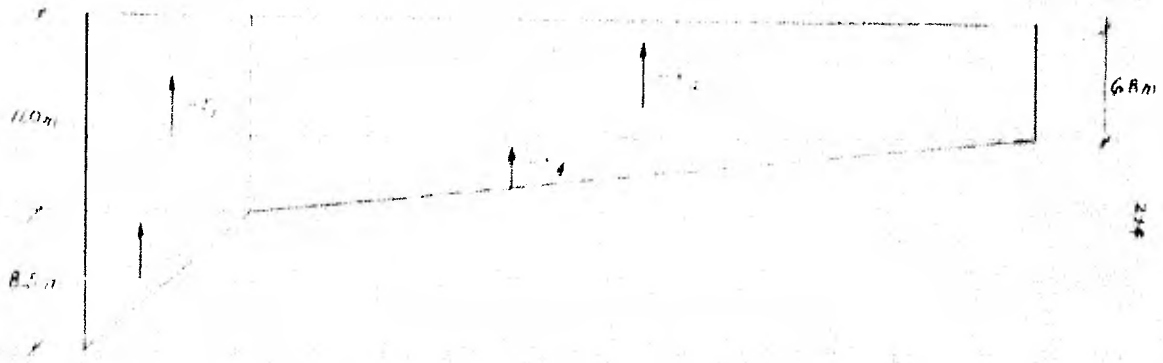


Fig. 7.30 Secção estrutural mínima
 com estado de tensão por condições
 extraordinárias. Os diagramas
 diagrama de sustentação feita em
 base 7.3.6.



7.7.8.2. Revisión al vuelco y deslizamiento -
 En la tabla 7.7 se ordenan los valores obtenidos anteriormente

Carga (Ton)	z (m)	y (m)	Mactuante (ton-m)	M resistente (ton-m)
$E_a = -190.13$	6.5		-1235.845	
$E_s = -24.14$	3.83		-92.456	
$P_{a_1} = 9.2$		21.075		193.9
$P_{a_2} = 6.61$		21.26		140.53
$P_s = 6.08$		21.26		129.26
$P_{c_1} = 15.87$		20.9		331.68
$P_{c_2} = 77.52$		19.45		1507.76
$P_{c_3} = 88.18$		17.32		1527.27
$P_{c_4} = 7.28$		17.75		129.22
$P_{c_5} = 154.55$		15.44		2849.45
$P_{c_6} = 9.31$		8.17		76.06
$P_{c_7} = 25.86$		6.74		174.3
$P_{c_8} = 49.63$		3.32		164.77
$P_{c_9} = 5.68$		2.54		14.42
$P_{c_{10}} = 2.784$		0.20		0.557
$P_{c_{11}} = 13.92$		0.58		8.07
$S_1 = -33.55$		20.03	-672.0	
$S_2 = -125.81$		9.25	-1162.74	
$S_3 = -12.96$		20.53	-266.07	
$S_4 = -38.85$		12.34	-479.41	
$P_{a_1} = 23.12$	2.27			52.48

$\Sigma F_H = 191.15$

$\Sigma 3909.521$

$\Sigma 7247.247$

$\Sigma F_V = 291.304$

Tabla 7.7 Ordenamiento de cálculo para la revisión del vuelco y deslizamiento

Volteamiento

$\Sigma M_R > \Sigma M_A$

$F.S. = 1.85 \text{ O.K.}$

Deslizamiento Aplicando la ecuación 7.29 se llega a:

factor de fricción constante

$F.C. = \frac{316.05 \times 21.452 + 291.304 \times 0.8}{191.15} = 27.02 \text{ O.K.}$

donde

$c =$ resistencia al cortante del concreto a la cimentación $0.129 \times 245 \text{ kg/cm}^2 = 316.05 \text{ ton/m}^2$

$A =$ área de la sección $= 1 \times B = 21.652 \text{ m}^2$

$\tan \phi = 0.8$ (U.S.B.R.)

$N = \Sigma F_v = 291.304 \text{ ton}$

$\Sigma F_H = 191.15 \text{ ton}$

7.7.8.3- Valuación de esfuerzos

7.7.8.3.1. Sin considerar subpresión

- Posición de la resultante vertical

$$\left. \begin{array}{l} N = 502.474 \text{ ton} \\ M_N = 7247.247 \text{ ton-m} \end{array} \right\} x = 14.423 \text{ m}$$

$$x_{\text{centroidal}} = 14.423 - \frac{21.652}{2} = 3.6 \text{ m}$$

$$M_{\text{centroidal}} = 502.474 \times 3.6 = 1808.90 \text{ ton-m } \uparrow$$

- Momento de las fuerzas horizontales

$$M_H = 1328.3 \text{ ton-m } \rightarrow$$

- Elementos mecánicos

$$N = 502.474 \text{ ton}$$

$$M = 1808.9 - 1328.3 = 480.6 \text{ ton-m } \uparrow$$

- Propiedades geométricas

$$A = 21.652 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{1 \times 21.652^3}{12} = 845.88 \text{ m}^4$$

- Esfuerzos en los extremos de la base (verticales)
Aplicando la ec. 7.30:

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

$$= \frac{502.474}{21.652} \pm \frac{480.6}{845.88} \frac{21.652}{2} = 23.20 \pm 4.15 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{24} = 2935 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2d} = 170 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzos principales en la cara de aguas abajo

De la ecuación 7.56 y para un:

$$\sigma_{zd} = 1.70 \text{ Kg/cm}^2, \text{ y obteniendo los valores de las ecs. 7.55b y 7.34}$$

$$\sigma_{yd} = (P_L - P'_E + S_{zyd} \tan \phi_d) = 1.967 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_{zyd} = (\sigma_{zd} - P'_L + P'_E) \tan \phi_d = (1.7 - 2.312 + 0) 0.75 = -0.46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{yd} = (2.312 - 0.46 \times 0.75) = 1.967 \text{ Kg/cm}^2$$

Resulta:

$$\sigma_{p_{1,2}} = \frac{1.70 + 1.967}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{1.7 - 1.967}{2}\right)^2 + (0.46)^2}$$

$$\sigma_{p_1} = 1.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{p_2} = 2.273 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzos principales en la cara de aguas arriba -

De la ecuación 7.56 y para un:

$$\sigma_{zu} = 2.935 \text{ Kg/cm}^2, \text{ y obteniendo los valores de las ecs. 7.55a y 7.34}$$

$$\sigma_{yu} = (P + P'_E - S_{zyu} \tan \phi_u)$$

$$S_{zyu} = -(\sigma_{zu} - P - P'_E) \tan \phi_u = -(2.935 - 1.90) \tan 4^\circ = 1.123 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{yu} = (1.90 - 1.123 \times 0.07) = 18.92 \text{ Kg/cm}^2$$

Resulta:

$$\sigma_{p_{1,2}} = \frac{2.935 + 18.92}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{2.935 - 18.92}{2}\right)^2 + (1.123)^2}$$

$$\sigma_{p_1} = 19.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{p_2} = 2.85 \text{ Kg/cm}^2$$

** De la desigualdad 7.58

7.7 E.3.4. Centroidal subpresión

- Posición de la resultante vertical

$$\left. \begin{aligned} \Sigma F_v &= 291.304 \\ M_x &= -1666.62 \end{aligned} \right\} x = 16.017 \text{ m}$$

$$x_{\text{centroidal}} = 16.017 - \frac{21.652}{2} = 5.2 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 291.304 \times 5.2 = 1514.78 \text{ ton m } \curvearrowright$$

- Momento de inercia horizontal

$$I_{xx} = 1328.3 \text{ ton m } \curvearrowright$$

- Momentos principales

$$I_x = 291.304$$

$$I_y = 1328.3 + 1514.78 = 2843.08 \text{ ton m } \curvearrowright$$

- Eje principal en los ejes de la base

Aplicando la eq. 1.50:

$$t^2 = \frac{I_x}{2} \pm \frac{I_y}{2} = \frac{291.304}{2} \pm \frac{2843.08}{2} = \frac{1666.62}{2}$$

$$= 833.31 \pm 833.31 \text{ ton m}^2$$

$$I_{x1} = 1666.62 \text{ ton m}^2$$

$$I_{y1} = 1666.62 \text{ ton m}^2$$

- Como se ve en la figura se puede observar

que la rotación es de 45° y para así

$\sigma_{zd} = 1,107 \text{ kg/cm}^2$, y obteniendo los valores de las ecs. 7.55 b y 7.34

$$\sigma_{yd} = (P' - P'E + S_{zyd} \tan \phi_d)$$

$$S_{zyd} = (\sigma_{zd} - P' - P'E) \tan \phi_d = (1,107 - 2,312) 0,175 = -0,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{yd} = (2,312 - 0,9 \times 0,175) = 1,63 \text{ kg/cm}^2$$

Resultado:

$$\sigma_{1d} = \frac{1,107 + 1,63}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{1,107 - 1,63}{2}\right)^2 + (-0,9)^2}$$

$$\sigma_{1d} = 0,274 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2d} = 2,13 \text{ kg/cm}^2$$

De la ecuación 7.56 y 7.34 se obtiene:

$\sigma_{zd} = 1,580 \text{ kg/cm}^2$, y obteniendo los valores de las ecs. 7.55 a y 7.34

$$\sigma_{yd} = (P' - P'E + S_{zyd} \tan \phi_d)$$

$$S_{zyd} = (\sigma_{zd} - P' - P'E) \tan \phi_d = (1,580 - 1,107) 0,175 = 0,083 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{yd} = (2,110 + 0,083) = 2,193 \text{ kg/cm}^2$$

Resultado:

$$\sigma_{1d} = \frac{1,580 + 2,193}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{1,580 - 2,193}{2}\right)^2 + (0,083)^2}$$

$$\sigma_{1d} = 1,886 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2d} = 1,294 \text{ kg/cm}^2$$

El valor de σ_{1d} es menor que σ_{1d}

El valor de σ_{2d} es menor que σ_{2d}

Por lo tanto, el valor de σ_{1d} es menor que σ_{1d} y el valor de σ_{2d} es menor que σ_{2d}

Por lo tanto, el valor de σ_{1d} es menor que σ_{1d} y el valor de σ_{2d} es menor que σ_{2d}

El valor de σ_{1d} es menor que σ_{1d}

	Volteamiento	Deslizamiento	Esfuerzos (en kg/cm^2)
Considerando subpresión (caso 1)	$1.85 > F.S.$	$37.02 > F.S.$	$\sigma_{zu} = 1.583$ $S_{zyu} = 16.9$ $\sigma_{R1} = 1.5$ $\sigma_{R2} = 19.0$ $\sigma_{zd} = 1.107$ $S_{zyd} = 1.637$ $\sigma_{R1} = 0.4$ $\sigma_{R2} = 2.1$
Sin considerar subpresión (caso 2)	$5.45 > F.S.$	$37.9 > F.S.$	$\sigma_{zu} = 2.94$ $S_{zyu} = 1.12$ $\sigma_{R1} = 2.85$ $\sigma_{R2} = 19.0$ $\sigma_{zd} = 1.70$ $S_{zyd} = 0.46$ $\sigma_{R1} = 14.0$ $\sigma_{R2} = 2.1$

Tabla 7.8 Resultados para diferentes consideraciones con la condición extraordinaria de carga.

Tampoco aquí, se presentarían problemas de estabilidad de la cortina, ni de esfuerzos, debido a los coeficientes numérico que son mayores a los F.S. de volteamiento y deslizamiento y a los esfuerzos que son menores a los máximos permisibles.

7.7.9. Condición especial -

De acuerdo a 7.4.4. Nosotros tomaremos la condición extraordinaria ^{con diques importantes} por ser más desfavorable que la normal además por haberse calculado anteriormente lo cual nos facilita el análisis.

Según lo anterior, y en base a 7.7.8 con sus correcciones pertinentes debido a la ~~carga~~ \rightarrow de subpresiones por los diques importantes, se tiene:

7.7.9.1. Revisión al vuelco y deslizamiento

$$\Sigma F_H = 191.15 \text{ tm}$$

$$\Sigma F_V = 291.304 + S_1 + S_2 + S_3 + S_4 - S'_1 - S'_2$$

suma de subpresiones por diques importantes

suma de subpresiones por diques importantes Fig. 7.81

$$S'_1 = 21.45 \times 4.8 = 102.96 \text{ ; } S'_2 = \frac{17.7 \times 21.652}{2} = 191.5$$

$$\Sigma F_V = 291.304 + 35.52 + 102.81 + 17.96 + 35.85 - 102.96 - 191.5 = 217.44 \text{ tm}$$

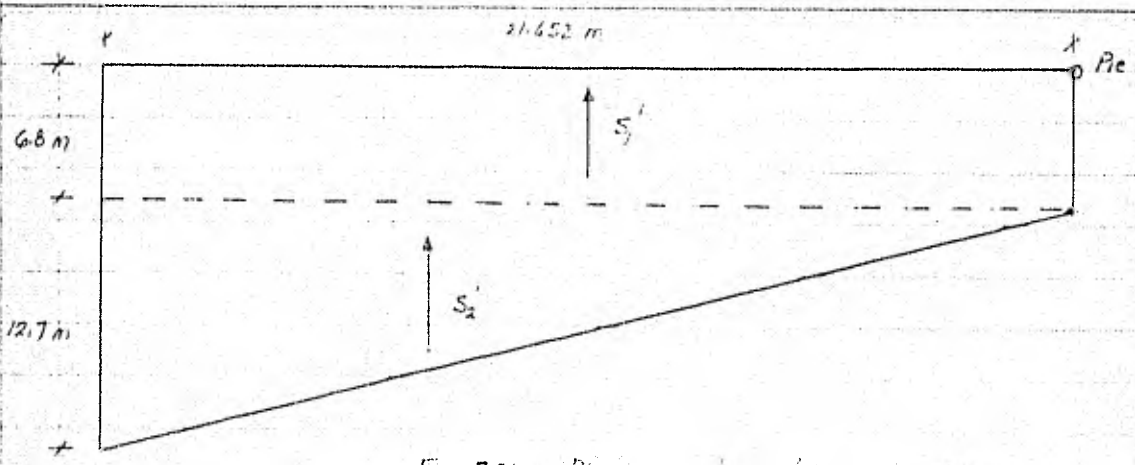


Fig 7.31 Diagrama de subpresiones por unida asperantes.

$$\Sigma \text{Machante} = 3209.521 - 6720 - 1142.14 - 266.07 - 472.41 + 147.23 \times \frac{21.652}{2} + 1575 \times \frac{21.652 \times 2}{3} = 4902.97 \text{ ton-m}$$

$$\Sigma \text{Mansiente} = 7247.547 \text{ ton-m}$$

Voltear a fo

$$M_A = M_a$$

$$F.C. = 1.471 \text{ O.K.}$$

Deslizamiento. Opciones de la 7.2.17 se sigue a 1.
factor de seguridad = 1.471

$$F.C. = \frac{3402 \times 21.652 + 21744 \times 6.8}{19115} = 32.71 \text{ O.K.}$$

7.2.2.2. Verificación de espesores

7.2.2.1. Verificación de espesores (tablero 7.2.8.3.1)

7.2.2.2. Verificación de espesores

- Posición de la resultante vertical

$$\sum F_v = 217.44 \text{ ton}$$

$$M_R = 72 + (7.24) \cdot 15.04 = 195.277 = 3668.41 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad \left. \vphantom{M_R} \right\} X = 16.87 \text{ m}$$

$$X_{centroidal} = 16.87 - \frac{21.652}{2} = 6.04 \text{ m}$$

$$Momentos = 217.44 \times 6.04 = 1313.24 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad \leftarrow$$

- Momento de las fuerzas horizontales

$$M_H = 12.88 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad \rightarrow$$

- Elementos mecánicos

$$N = 217.44$$

$$M = -12.88 + 1313.24 = 14.96 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad \leftarrow$$

- Esfuerzo en las extremidades de la columna

Aplicando la ecuación 7.30

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y = \frac{217.44}{21.652} \pm \frac{14.96}{845.58} \frac{21.652}{2}$$

$$= 10.04 \pm 0.19 \text{ ton}/\text{cm}^2$$

$\sigma_{\text{comp}} = 10.23 \text{ ton}/\text{cm}^2$ $\sigma_{\text{trac}} = 9.84 \text{ ton}/\text{cm}^2$

Como se puede observar, el esfuerzo normal en la columna de concreto es de $10.23 \text{ ton}/\text{cm}^2$ y el esfuerzo de tracción es de $9.84 \text{ ton}/\text{cm}^2$. Este último valor es menor que el esfuerzo de tracción que puede soportar el concreto, por lo tanto, la columna es segura.

El momento de flexión en la columna es de $14.96 \text{ ton}\cdot\text{m}$.

De la ecuación 7.29 y 7.30 se obtiene:

$\sigma_{zd} = 1.023 \text{ kg/cm}^2$, y obteniendo los valores de las ecs. 7.55a y 7.34

$$\sigma_{yd} = (P' - P'_E + S_{zyd} \tan \phi_d)$$

$$S_{zyd} = (\sigma_{zd} - P' + P'_E) \tan \phi_d = (1.023 - 2.312) 0.75 = -0.967 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{yd} = (2.312 - 0.967 \times 0.75) = 1.58 \text{ kg/cm}^2$$

Resulta:

$$\sigma_{p_{1,2}} = \frac{1.023 + 2.11}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{1.322 - 1.58}{2}\right)^2 + (-0.967)^2}$$

$$\sigma_{p_2} = 2.586 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{p_1} = 0.546 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzos principales en la cara de aguas de arriba -

De la ecuación 7.56 y para un:

$\sigma_{zu} = 0.985 \text{ kg/cm}^2$, y obteniendo los valores de las ecs. 7.55a y 7.34

$$\sigma_{yu} = (P + P_E - S_{zyu} \tan \phi_u)$$

$$S_{zyu} = -(\sigma_{zu} - P - P_E) \tan \phi_u = -(0.985 - 19.0) \tan 4^\circ = 1.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{yu} = (19.0 - 1.26 \times 0.07) = 18.91 \text{ kg/cm}^2$$

Resulta:

$$\sigma_{p_{1,2}} = \frac{0.985 + 18.91}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{0.985 - 18.91}{2}\right)^2 + (1.26)^2}$$

$$\sigma_{p_2} = 19.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{p_1} = 0.898 \text{ kg/cm}^2$$

** de la desigualdad 7.58

7.7.9.3 Resumen

Para la acción vertical, obtenida de la ecuación 7.55a, el valor de carga se obtiene los siguientes resultados:

Para el cálculo de la carga se debe considerar el valor de ϕ de 4.47, por lo tanto se aplica una carga (Ver 7.5.3)

Para el cálculo de la carga se debe considerar el valor de ϕ de 36.91

que es mucho menor a ϕ , por lo tanto se aplica una carga de 19.00

Los valores obtenidos son idénticos al caso 2 de 7.7.8.4,

pero cuando se aplica una carga de 19.00, según tabla 7.9, con:

σ_z (Kg/cm ²)	σ_y (Kg/cm ²)	S_{zy} (Kg/cm ²)	$\sigma_{p_{1,2}}$ (Kg/cm ²)
$\sigma_{zu} = 0,965$	$\sigma_{yu} = 18,91$	$S_{zyu} = -0,967$	$\sigma_{p_{1u}} = 0,89$; $\sigma_{p_{2u}} = 19,0$
$\sigma_{zd} = 1,023$	$\sigma_{yd} = 1,58$	$S_{zyd} = 1,26$	$\sigma_{p_{1d}} = 0,546$; $\sigma_{p_{2d}} = 2,586$

Tabla 7.9 Resumen de esfuerzos con la condición especial de cargas.

No habrá agrietamiento en la cara aguas arriba de la base (Ver 7.7.9 2.2.).

7.7.10 Conclusiones:

Tanto en la sección vertical como en la sección no vertical máxima ^{de proyecto definitivo} se tuvieron coeficientes numéricos para el volteamiento de los miembros mayores que sus factores de seguridad correspondientes y los esfuerzos fueron menores a los máximos permisibles. Para ningún caso se presentó el volteamiento en la cara de aguas arriba de la base de la columna. Por lo tanto, se puede afirmar que la columna bajo cualquier condición de carga, será segura.

VIII- CONCLUSIONES

243

Durante la realización del proyecto ^{Línea de conducción Bombard II - Chicoasén} a cuya finalidad es la de incrementar la producción de energía eléctrica de la C.H. Manuel Moreno Torres en Chicoasén y disminuir la cantidad de azúcares del P.H. Copimatá localizado a 22. Km. aguas abajo del P.H. Chicoasén se llegaron a las siguientes conclusiones:

1- El gasto de diseño del vertedor $Q_d = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ para un $T_r = 15$ años se determinó usando la distribución de Levediev y tomando en cuenta los siguientes factores para determinar la probabilidad de ocurrencia del evento que es función inversa del periodo de retorno: costo de la obra, costo de mantenimiento, inconvenientes y perjuicios en caso de que falle la obra y riesgo de vida humanas.

2- La altura de la atagüa para la obra de desvío debe ser de 8.00 mts y realizarse a más tardar a mediados de Mayo.

3- El resultado del año medio para el funcionamiento del uso en ambas alturas (411 y 412 m.s.n.m) tabla 4.13, indica que en promedio para los 10 años de simulación, la presa funcionará también para una elevación como para la otra y que para ningún mes del "año medio" se presentan deficiencias. Esto indicaría que es más conveniente la de menor altura (por economía), pero lo que determinó la altura definitiva de la presa fue la revisión hidráulica de la conducción (Fig. 5.29). Por lo tanto, se tomará como elevación de la cortina la 412 m.s.n.m, es decir, si el desplante está en la 395, la altura será de 17 mts.

Por ser una presa derivadora, toda el agua que llene será derivada, excepto en la época de lluvias; en los primeros meses de esta época se derivará todo el escurrimiento del Bombard II hasta un máximo de 1 m³/s, una vez llena la presa, se derivarán solamente 5 m³/s.

4- En la minuta levantada el 3 de Abril de 1981 ^{en la oficina de la C.E.S.} respecto a la conducción Bombard II - Chicoasén se determinó que el piso del túnel 1 y 2 deberá sobre-excavarse para uniformizar los techos y así evitar el riesgo de caída. Esta sobre-excavación fue de 29 cms, no siendo necesario revestir los túneles dado que las propiedades mecánicas de la roca son excelentes.

5- Debido a que se inició la construcción de los túneles 1 y 2 en base a un anteproyecto ^(Ver conclusión 4) que difería del nuestro por la determinación de escalones, los túneles 3 y 4 siguieron un razonamiento diferente, es decir, determinación de pendientes. Después de un exhaustivo análisis económico se llegó a la conclusión de respetar el anteproyecto para los túneles 1 y 2.

6- Las características del funcionamiento hidráulico en la conducción son:

	Cincho de la plantilla b (mts)	pendiente s	tirante y (m)	velocidad v (m/s)
Canal	2.50	0.00125	0.83	1.609
Túnel 1	3.00	0.00125	1.14	1.462
Túnel 2	3.00	0.00125	1.14	1.462
Túnel 3	3.40	0.0022	0.83	1.77
Túnel 4	3.40	0.0030	0.723	2.03

7- Al analizarse la conducción se encontró que para el agua llegue al vaso de Chicacán a la elevación 392.00, se necesita una altura en la presa de 17 mfs. es decir, la elevación 412 m.s.n.m.

8- Se diseñó un limitador de gastos que no permita pasar más de $70 \text{ m}^3/\text{s}$ al canal que es el gasto máximo que acepta la conducción y se ubica en la salida del túnel 1 a la entrada y salida del sifón. Cabe hacer notar que el limitador de gastos en la salida del sifón se puso excesivamente para evitar que una curva de unaman atague o provoque fenómenos transitorios en el funcionamiento hidráulico del mismo.

9- Se diseñó la sección vertedera para un gasto $Q_d = 1.50 \text{ m}^3/\text{s}$, quedando los datos de diseño de la siguiente forma:

$L = 29 \text{ m}$ longitud efectiva
 $L' = 30 \text{ m}$ longitud bruta
 $H_0 = 2.80 \text{ m}$ carga de diseño

$Q_d = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ gasto de diseño

27

$C_o = 2.181$ coeficiente de descarga.

El piso de los mecanismos de operación quedó fijado a la elevación 415.0 m.s.n.m., elevación con la cual pasa un gasto de $334 \text{ m}^3/\text{s}$ con un tiempo de retorno $T_r \approx 20$ años.

10.- Haciendo un recorrido por la obra se observó que en la margen izquierda existía un material que había fallado, cayendo al río. Esto cambiaba la topografía del sitio de la cortina deflectora, lo que nos hizo pensar en abrir el muro de la margen izquierda de tal manera, que el ancho de la cubeta deflectora aumentara ^{de 20 a 28 mts,} siendo casi de igual magnitud al ancho de la cresta, 30 mts. Desde el punto de vista hidráulico, esto mejora el funcionamiento en la rápida y la cubeta deflectora porque la transición entre la cresta y descarga es mínima.

11.- Tanto para la sección deflectora como para la sección no deflectora máxima se tuvieron coeficientes numéricos para el volteamiento y deslizamiento mayores que sus factores de seguridad correspondientes y los esfuerzos fueron menores a los máximos permisibles. Para ningún caso se presentó el agrietamiento en la cara de aguas arriba de la base de la cortina. Por lo tanto, se concluye que la cortina bajo cualquier condición de carga, será segura.

12.- Una vez realizados el análisis de las alternativas viables para salvar la barranca localizada en las estaciones B+009 y B+011 se optó por construirse un sifón invertido para salvar dicha barranca ya que desde el punto de vista económico, es mucho más factible que la alternativa de seguir la topografía de la zona por medio de un canal que requería una longitud de desarrollo de aproximadamente 1 km. en comparación a la del sifón de apenas, 260 mts.

IX - BIBLIOGRAFIA

- 1- ARREGUN LEON, Bernardo. Construcción de la Obra de Control y Excedencias de P.A. Chiconsis Tesis Profesional Universidad de Guanajuato Guanajuato México, 1980.
- 2- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD. Microlecturas del Pío Guajalvo. Departamento de Informática. México, 1981.
- 3- LECHEJA MARABOTO, LUIS. Programación Simula de México. Instituto de Ingeniería. UNAM. México, 1980.
- 4- GORTACHI, Pado. Behaviour of concrete under combined loads. VIII Congrés de Grands Bâtiments, Edimburg, 1964.
- 5- HENDERSON, F.M. Open Channel Flow Mac. Millan Engineering Company Book Series. New York, U.S.A. 1959.
- 6- HEWLETT - PACKARD. HP 25 Applications Programs Junior's Handbook Calif, U.S.A., 1975.
- 7- HOEL G, Paul. Estadística Clásica para Ingenieros y Científicos. C.E.C.S.A., México D.F., 1975.
- 8- LEHMANN H, Charles. Geometría Analítica. ADEHA, México 1968
- 9- NEJIA CHAVEZ, Florentino, Cargas térmicas generadas al sereno de caminos Tesis Profesional. Facultad de Ingeniería. UNAM, México 1980
- 10- REYES LOZINGUEZ, Uberto. Sistema de Regulación de Tercer Orden, México Tesis Profesional Facultad de Ingeniería UNAM, México 1980.
- 11- S.R.A, Presas de Explotación Modelo México y Plan Nacional de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural. México, 1970.
- 12- SOTELO AVILA, Gilberto. Hidráulica General del 1.º semestre de Ingeniería. México 1976.
- 13- SOTELO AVILA, Gilberto. Hidráulica General del 2.º semestre de Ingeniería. UNAM México, 1980
- 14- STEINBERG, Palando. Métodos estadísticos y estadística de datos biológicos. Hidrología y Meteorología VIII Encuentro de Ingeniería. UNAM México, 1975.
- 15- TE CHOW, VEN. Open Channel Hydraulics. Mc. Graw Hill Company International Students Edition. New York, U.S.A., 1959.
- 16- TERRELL HERRERA, Francisco. Cálculo Hidráulico. Editorial Limusa. México 1980.
- 17- U.S. Census Administration. Dirección de Estadística. U.S.A. México 1981
- 18- VEGA SOLDAN y ARREGUN LEON. Plan de Mejoramiento y Desarrollo DEPTI UNAM, México 1981
- 19- WILSON, R. Jorge. Análisis de estructuras con el método matricial. Editorial Limusa. México 1981

DESEAR CURVA TIPO Y TOLERAR O TENER EL PROXIMO? YA CURVA TIPO

NOTA: Anexo II: Obtención de la ecuación para gastos de entrada I_2 -
 CONTESTE CON 0 (CERO) A LA PREGUNTA 'DETALLES PARA CURVA TIPO?'
 SI YA NO DESEA OTRA CURVA, O BIEN EL NUMERO DE LA CURVA
 DESEADA (DEL 1 AL 6)

AJUSTE DE CURVAS POR MINIMOS CUADRADOS

CURVA TIPO	INDICE DE	DETERMINACION	
1. $Y=A+(B*X)$.912547	-1.35213	2.15542
2. $Y=A*EXP(B*X)$.918272	1.45743	.328004
3. $Y=A*(X^B)$.968313	1.35799	1.15983
4. $Y=A+(B/X)$.582038	12.3196	-14.7338
5. $Y=1/(A+B*X)$.721589	.532172	-.716031E-1
6. $Y=X/(A+B*X)$.984993	.718352	-.242152E-1

DETALLES PARA CURVA TIPO? 6

DESEA (1)DETALLE COMPLETO, (2) SOLO PROPOSITO DE 1

6. $Y=X/(A+B*X)$ ES UNA FUNCION HIPERBOLICA. LOS RESULTADOS
 DEL AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS DE SU TRAZO LINEAL
 (CLASIFICADO POR ORDEN ASCENDENTE DE VALORES DE X)
 SON LOS SIGUIENTES:

X REAL BOHANA	Y REAL ZOSUPAC	Y CALC	% ERROR	CLASIFICACION
1.06	1.755	1.755	0	
1.13	1.777	1.777	0	
1.18	1.773	1.773	0	
1.24	2.014	1.9911	11.5	
1.26	1.830	1.8145	2.5	
1.30	1.970	1.950	1	
1.35	1.911	1.890	2.0	
1.39	1.888	1.868	4.5	
1.64	2.373	2.345	1.0	
1.73	2.520	2.492	1.0	
1.75	2.500	2.472	1.5	
2.09	3.210	3.182	3.5	
2.26	3.030	3.002	11	
2.28	3.120	3.092	2.0	
2.53	4.500	4.472	17.5	
2.61	3.900	3.872	13.7	
2.72	4.420	4.392	3.0	
3.12	4.600	4.572	3.0	
3.21	4.500	4.472	3.0	
3.54	4.100	4.072	3.0	
4.00	4.300	4.272	3.0	
4.50	4.300	4.272	3.0	
5.00	4.300	4.272	3.0	
6.00	4.300	4.272	3.0	
7.00	4.300	4.272	3.0	
8.00	4.300	4.272	3.0	
9.00	4.300	4.272	3.0	
10.00	4.300	4.272	3.0	
15.00	4.300	4.272	3.0	
20.00	4.300	4.272	3.0	
30.00	4.300	4.272	3.0	
40.00	4.300	4.272	3.0	
50.00	4.300	4.272	3.0	
60.00	4.300	4.272	3.0	
70.00	4.300	4.272	3.0	
80.00	4.300	4.272	3.0	
90.00	4.300	4.272	3.0	
100.00	4.300	4.272	3.0	

2.95
2.48
1.85
1.34
1.31
1.92
2.13
2.44
4.46
3.21
1.7
2.85
1.29
1.58
1.29
1.48
2.38
3.3
3.85
6.15
4.69
4.33
3.18
3.81
4.29
3.53
1.78
1.35
1.41
4.09
6.01
4.2
5.54

2.32322

3.76729
2.74663
1.95363
1.90787
2.85774
3.19449
3.70108
7.30726
5.01076
2.51039
4.38908
1.87742
1.87742
2.16846
3.60213
5.16883
6.15878
10.8003
7.25485
7.05786
4.95831
6.08537
6.96164
5.57774
2.63607
1.93835
2.06078
6.60411
10.492
6.81102
9.44151011

4.27
3.72
3.43
3.9
4.41
4.61
5.51
6.66
6.87
8.15
7.07
6.36
4.9
3.3
2.2
1.15
1.55
2.44
6.57
4.7
4.2
7.1
8.34
2.5
2.87
1.67
1.42
1.3
1.7
1.3

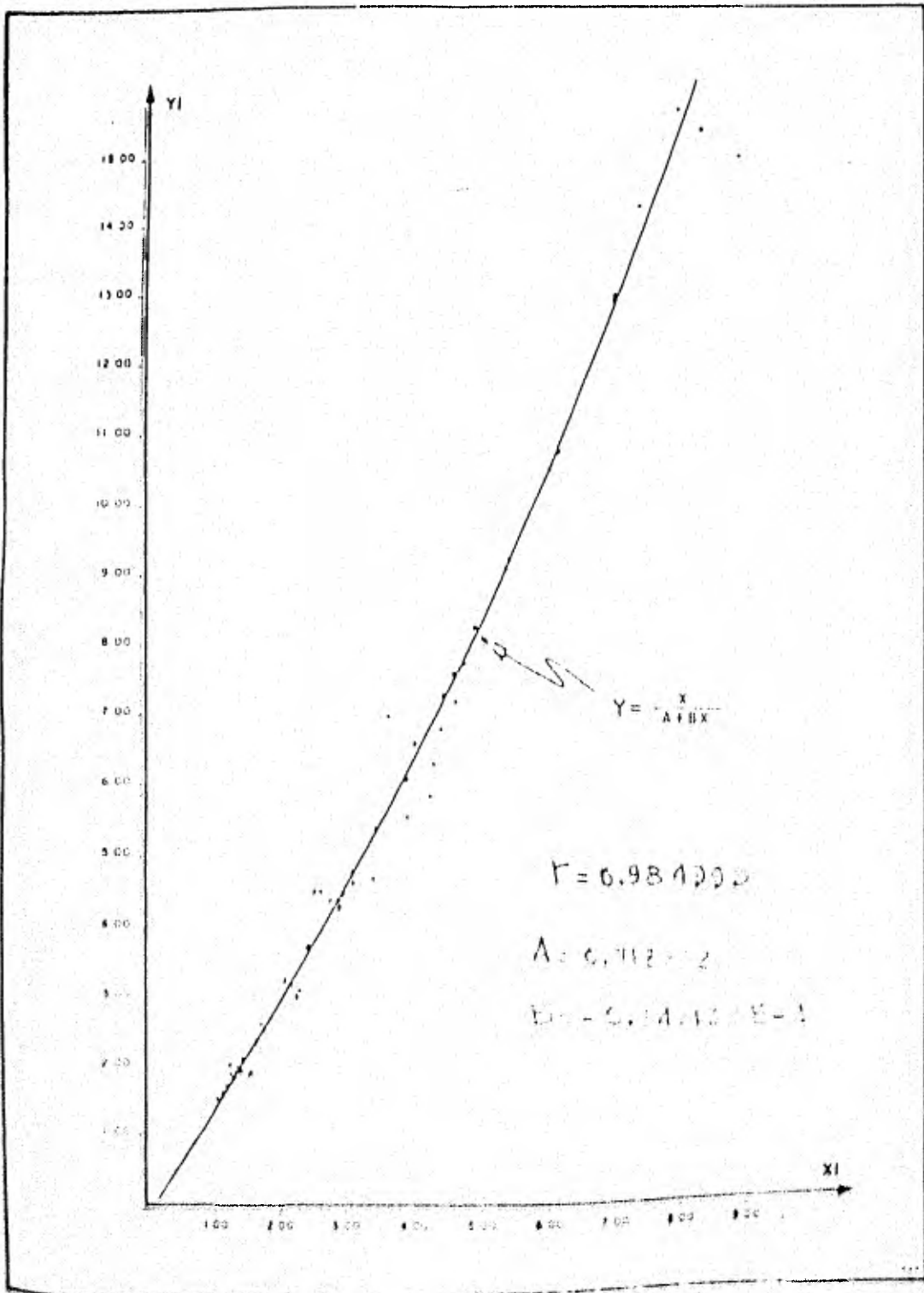
6.94562
5.2101
5.39900
6.25008
7.21103
7.59824
9.41898
11.9552
12.4456
15.6331
12.9215
11.2697
8.79081
5.18095
4.5
1.6
3.7
3.7
11.7127
7.7495
6.7752
12.7735
15.1
3.8
4.4
3.4713
2.07614
1.3924

5.03

8.4

3.45	5.4347
2.58	3.93367
1.5	2.19932
1.47	2.15304
1.45	2.12224
1.1	1.59025
5.77	9.97183
7.67	14.4005
6.69	12.0248
5.35	9.08627
3.79	6.04874
3.19	4.92578
2.5	3.80047
2.33	3.52001
1.75	2.58885
1.37	1.99948
1.29	1.82747
3.96	6.35134
3.82	6.103
3.81	6.06787
3.77	6.01218
4.23	6.86726
4.27	6.91587
1.86	2.77711
2.11	3.16277
1.57	2.30739
1.33	1.93636
1.79	2.65157
1.57	2.30767
1.33	1.93636
1.79	2.65167
1.57	2.30767
2.99	

LIBRARY COPY





COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

COORDINADORA EJECUTIVA DEL SURESTE

257

Anexo II. - Gasto demerchado Di en la estación Zoquipac.

AÑO	BOMBANA	ZOQUIPAC	No.	Q		
	\bar{Q} (m ³ /s)	\bar{Q} (m ³ /s)		ORDENADO	P (QS)	P (Q)
1946	2.39	3.62	1	3.35	0.04	0.96
1947	3.11	4.39	2	3.64	0.08	0.92
1948	3.90	6.21	3	3.65	0.12	0.88
1949	5.49	9.88	4	3.87	0.17	0.83
1952	3.98	6.01	5	4.13	0.21	0.79
1953	2.63	4.02	6	4.36	0.25	0.75
1954	3.49	5.51	7	4.57	0.29	0.71
1955	4.15	6.72	8	4.83	0.33	0.67
1956	3.47	5.49	9	4.98	0.38	
1957	2.36	3.57	10	5.00	0.42	
1958	3.27	5.17	11	5.20	0.46	
1961	2.91	4.50	12	5.00	0.50	
1962	2.98	4.64	13	5.00	0.54	
1963	3.05	5.00	14	5.00	0.58	
1964	3.62	6.00	15	5.83	0.63	
1965	3.25	5.01	16	5.77	0.67	
1966	3.63	5.96	17	6.00	0.71	
1967	2.87	4.73	18	6.19	0.75	
1968	2.50	3.80	19	6.40	0.79	
1969	3.44	5.42	20	6.78	0.83	
1970	3.40	5.85	21	7.02	0.88	
1972	2.19	3.29	22	7.10	0.92	
1973	3.92	6.23	23	9.46	0.96	

$$\bar{x}_B = 3.31$$

$$\bar{y} = 5.2$$

Anexo III. - Información hidrológica

En el "Boletín hidrométrico y climatológico" #8 de las cuencas del Grijalvo y Usumacinta 1971, pág. 200 se encuentran datos para el período 1974-1977 y en el boletín "Hidrología y Climatología" 1973, pág. 162, para el período 1960-1973. Los datos para la estación Bonillana son los siguientes.

AÑO	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D
1960	85	119	158	163	158	96	85	43	90	81	83	71
61	69	93	145	150	160	96	75	111	101	71	79	83
62	96	123	170	148	160	97	121	107	77	78	83	76
63	93	89	115	127	143	115	99	112	80	92	80	80
64	89	139	168	197	181	112	99	119	89	87	87	82
65	103	121	170	203	165	124	109	107	90	76	84	80
66	84	109	148	164	155	127	106	102	81	81	81	84
67	89	100	157	191	135	127	137	100	104	76	92	99
68	84	105	157	171	160	126	114	112	103	97	107	87
69	104	121	157	170	175	128	125	91	88	83	73	99
1970	97	109	180	153	154	118	102	107	87	81	84	98
71	114	151	179	232	116	120	100	99	107	101	85	101
72	113	155	199	193	170	106	116	126	109	113	87	97
73	100	104	222	203	189	138	118	105	101	83	103	95
74	107	113	171	175	198	112	121	119	100	82	87	82
75	134	194	121	217	184	126	126	114	114	86	84	96
76	101	121	193	199	192				94	67	63	
77	101	100	193	180	195	123	139	126	119	82	102	96
	65.3	79.3	167	182.2	172.8	124.4	123.5	112.7	93.9	86.4	86.3	81.3

EVAPORACION MENSUAL

MEDIA

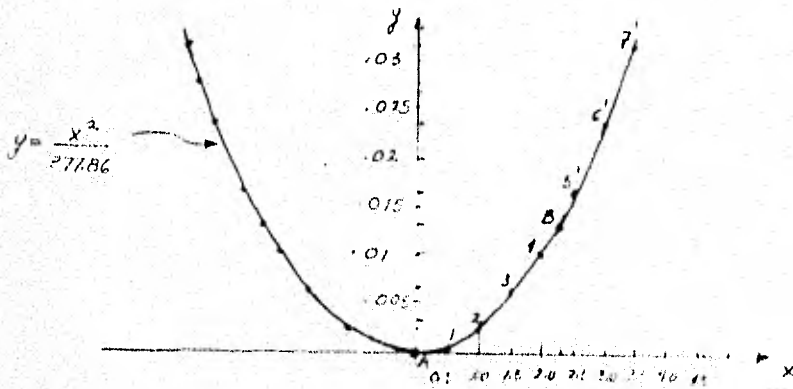
AÑO	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D
1960	55	0	0	145	62	314.5	116.9	277.9	121.5	220.3	5.8	23
61	11.1	15	13	147	50.3	232.7	247.1	107.7	131.4	42.2	72.6	23
62	4	0	0	45	55.5	171.5	118.5	200	260.5	132	0	0
63	18.5	15	23.7	26.7	89	280.7	332.8	215.5	272	0	15.2	6.0
64	5.1	0.8	8.2	4.0	114.5	204.5	357.2	117.7	160.2	80.4	11.9	6.4
65	0.5	12.3	17.9	2	103.9	87.8	110.5	80.9	110	243.5	7.5	20
66	5	2.5	12.4	96.8	164	213.1	168.9	167.7	217.7	120.8	4	6.5
67	19.6	1.8	4.8	24.3	58.2	211	151.7	172.4	143.3	114.7	4	10.5
68	37.3	26.9	0	4.9	101.3	204.4	93.3	104.1	200.7	137.3	21.7	20.2
69	4.3	1.2	0.9	43.9	21.3	26	235.1	114.8	218.9	66.5	20.7	1.7
1970	11.2	1	0	16.4	44.7	19.8	22.2	201.8	23.7	111.5	5.8	0
71	3.5	0	14.5	0	131.4	167.8	200.8	207	238.5	100	27.7	8.5
72	24.5	2.5	7	20.9	9.3	22.4	11	123.8	13.9	47.5	6.6	27
73	7.5	1	0	20	5.5	27.7	106	48.2	15.5	140	90.1	6.0
74	1	4	8.3	11.5	11.2	12.2	2	110.5	12.5	14.5	16.0	0
75	2.5	1.5	1.5	1.5	17.5	14.7	10	114.5	20	86.5	46.6	0
76	0.5	4.5	1.5	16.5	2.5				47.5	11.5	11.5	6.5
77	5	4	0	2	10	14.2	41	150	21.7	7	8.5	20.5
	17.2	7.2	10.1	25	87.0	127.7	110.5	213.5	147.4	111.4	22.8	18.9

PRECIPITACION MENSUAL

MEDIA

Para un flujo suave y continuo, el perfil de flujo teórico se conforma de 2 parábolas iguales, tangentes a cada una en el punto B, y horizontal respectivamente en A y C. Estrictamente hablando, las parábolas deben ser tangentes en la superficie libre del agua del túnel y canal.

El desnivel en la superficie libre del agua de A o C, soslayando la fricción es 0.0276 m. El desnivel de A al punto medio B de la parábola invertida antisimétrica es igual a la mitad del desnivel, 0.0138 m.



$$y = \frac{x^2}{377.86}$$

$\frac{3}{4}x$	y	$\frac{1}{4}x$
0.5	6.46×10^{-4}	1
1.0	2.647×10^{-3}	2
1.5	5.95×10^{-3}	3
2.0	1.059×10^{-2}	4
2.3	1.39×10^{-2}	B
2.5	1.614×10^{-2}	5
3.0	2.36×10^{-2}	6
3.5	3.242×10^{-2}	7

Para una parábola cuyo vértice está en el origen y su eje en el eje coordenado y. La ecuación es:

$$x^2 = 4py \quad \text{--- (1)}$$

El foco F de esta parábola se halla en (0, p). La ecuación de la parábola que pasa por el punto B (2.30, 0.0138) es:

$$p = \frac{x^2}{4y} = \frac{2.30^2}{4(0.0138)} = 94.9643 \quad \text{--- (2)}$$

(2) en (1)

$$y = \frac{x^2}{377.86}$$

Para una parábola cuyo vértice está en el origen y su eje en el eje coordenado x' , la ecuación es:

$$y'^2 = 4px' \quad \text{--- (3)}$$

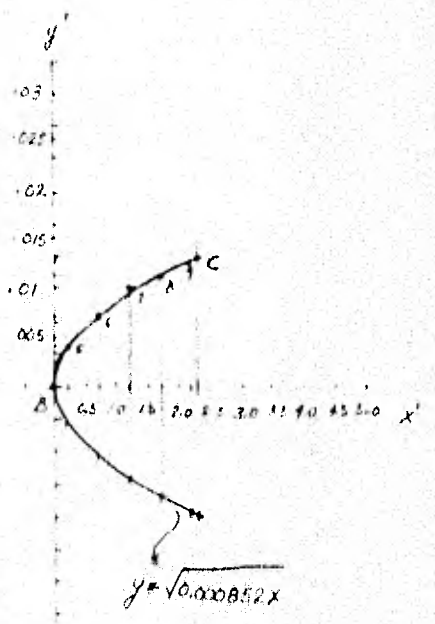
El foco F de esta parábola se halla en $(p, 0)$. La ecuación de la parábola que pasa por el punto $(2.3, 0.0138)$ es:

$$p = \frac{y'^2}{4x'} = \frac{0.014^2}{4(2.3)} = 0.000213 \quad \text{--- (4)}$$

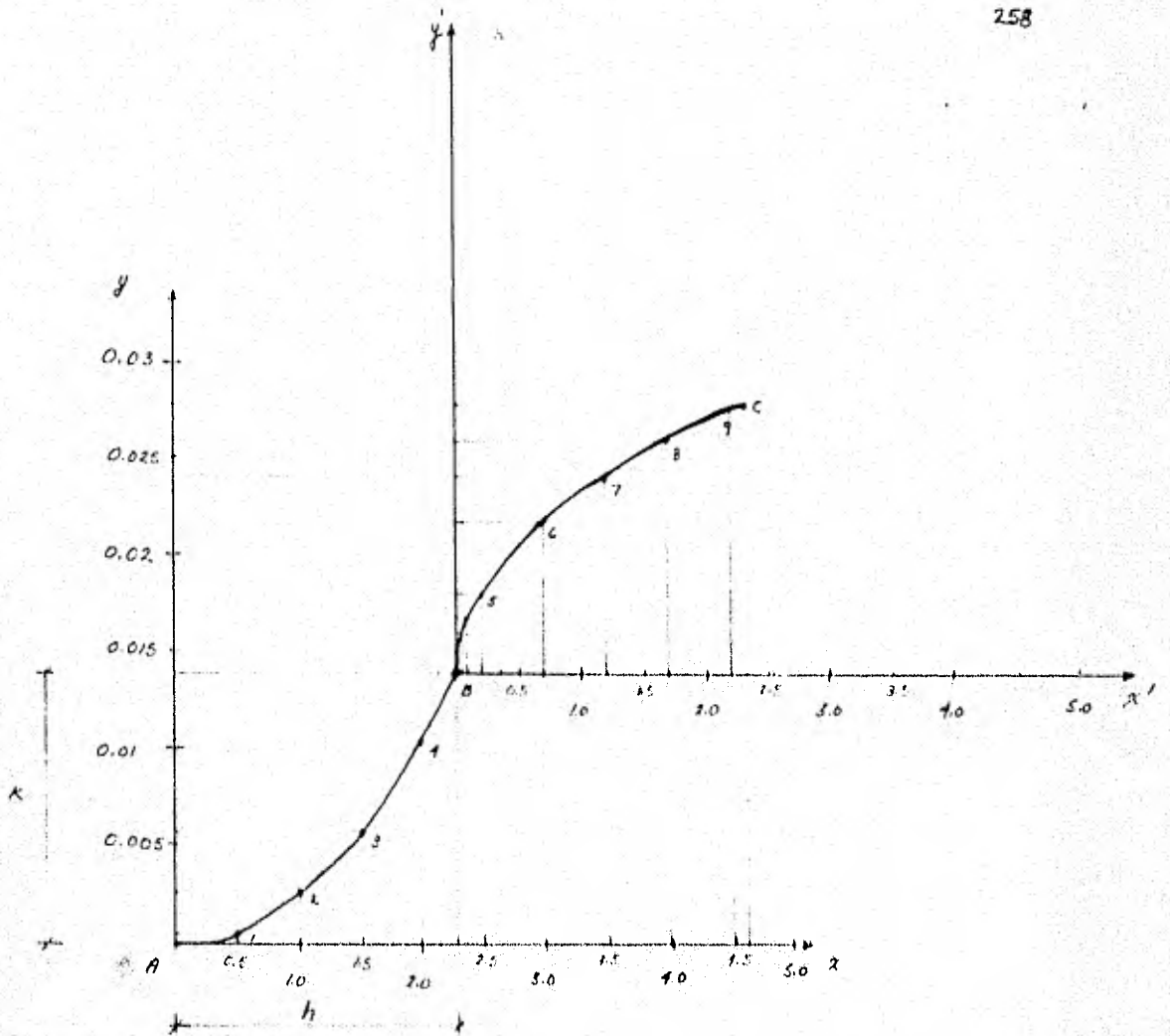
(4) en (3) resulta

$$y' = \sqrt{0.000852x'}$$

x'	y'	Pto
0.0	0.0	B
0.2	0.004128	5
0.7	0.007722	C
1.2	0.01011	7
1.7	0.0120	8
2.2	0.01369	9
2.3	0.01399	C



Si superponemos el origen $B(0,0)$ de la rama B-C de la curva $y' = \sqrt{0.000852x'}$ en el punto B de la rama A-C de la curva $y = \frac{x^2}{3736}$, obtenemos la curva parabólica invertida asimétrica,



Si x	y	Pto.
0.0	0	A
0.5	6.616×10^{-4}	1
1.0	2.647×10^{-3}	2
1.5	5.95×10^{-3}	3
2.0	1.059×10^{-2}	4
2.3	1.39×10^{-2}	5
2.5	1.803×10^{-2}	6
3.0	2.162×10^{-2}	7
3.5	2.401×10^{-2}	8
4.0	2.529×10^{-2}	9
4.5	2.589×10^{-2}	
5.0	2.59×10^{-2}	C

Parábola invertida antisimétrica.

a partir de B, los valores x, y valen:

$$x = h + x' \quad y = k + y' \quad h = 2.3 \quad k = 0.0139$$

Para el cálculo de $\Delta y'$ se seguirá un procedimiento análogo al del inciso IV A. El desnivel en la superficie libre del agua de A a C, sin tomar en cuenta la fricción, es 0.0196 m. El desnivel de A al punto medio B de la parábola invertida antisimétrica es igual a la mitad del ascenso, 0.0098 m.

La ecuación de la parábola que pasa por el punto B (1.835, 0.0098) es:

$$p = \frac{x^2}{4y} = \frac{1.835^2}{4(0.0098)} = 85.9$$

$$y = \frac{x^2}{343.6}$$

X	y	Pto
0	0	A
7.54	0.001568	1
1.168	0.00627	2
1.835	0.0098	B

Para una parábola cuyo vértice está en el origen y su eje en el eje coordenada x' , la ecuación es:

$$y'^2 = 4px'$$

La ecuación de la parábola que pasa por el punto (1.835, 0.0098) es:

$$p = \frac{y'^2}{4x'} = \frac{0.0098^2}{4(1.835)} = 0.0000523$$

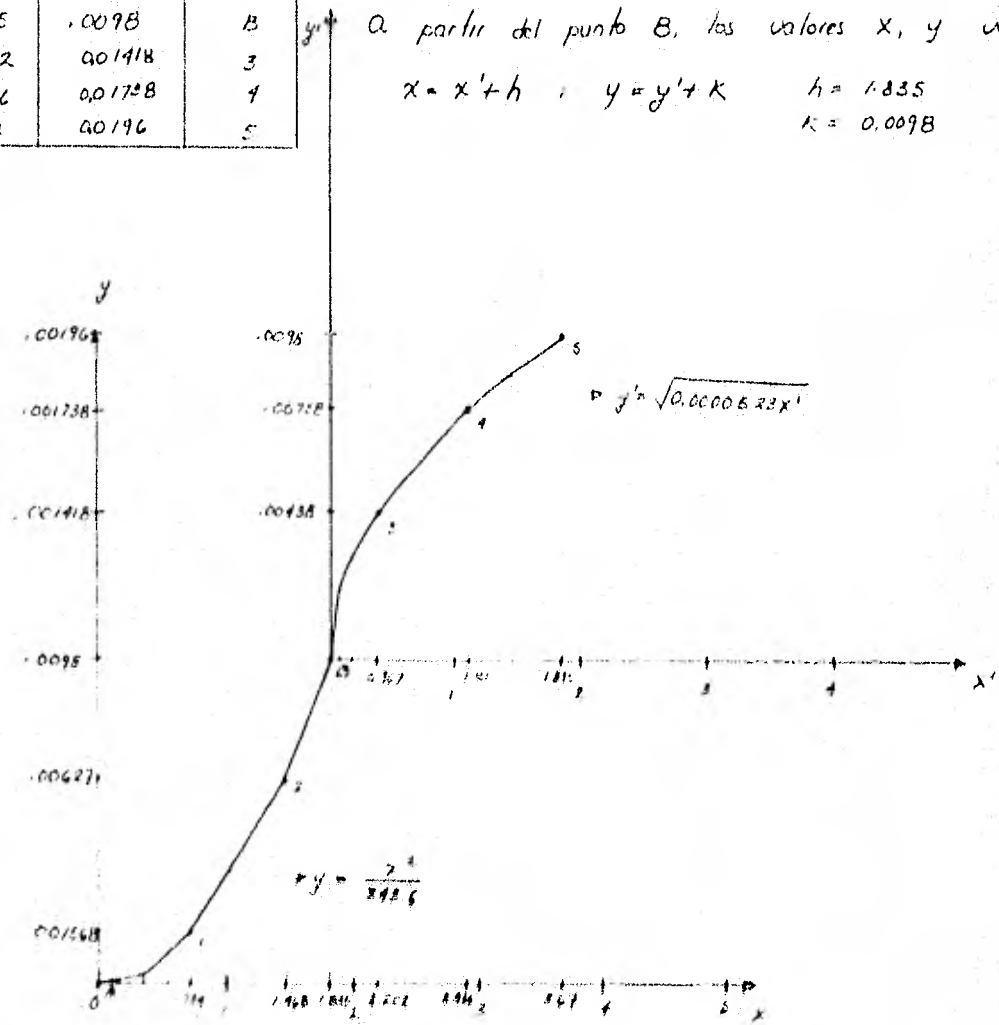
$$y' = \sqrt{0.0000523x'}$$

x'	y'	Pto
0	0	B
6.267	0.00918	3
1.101	0.00758	4
1.835	0.0098	C

Si superponemos el origen $E(0,0)$ de la rama B-C de la curva $y' = \sqrt{0.000523x'}$ en el punto B de la rama A-C de la curva $y = \frac{x^2}{343.6}$, obtenemos la curva parabólica invertida antisimétrica,

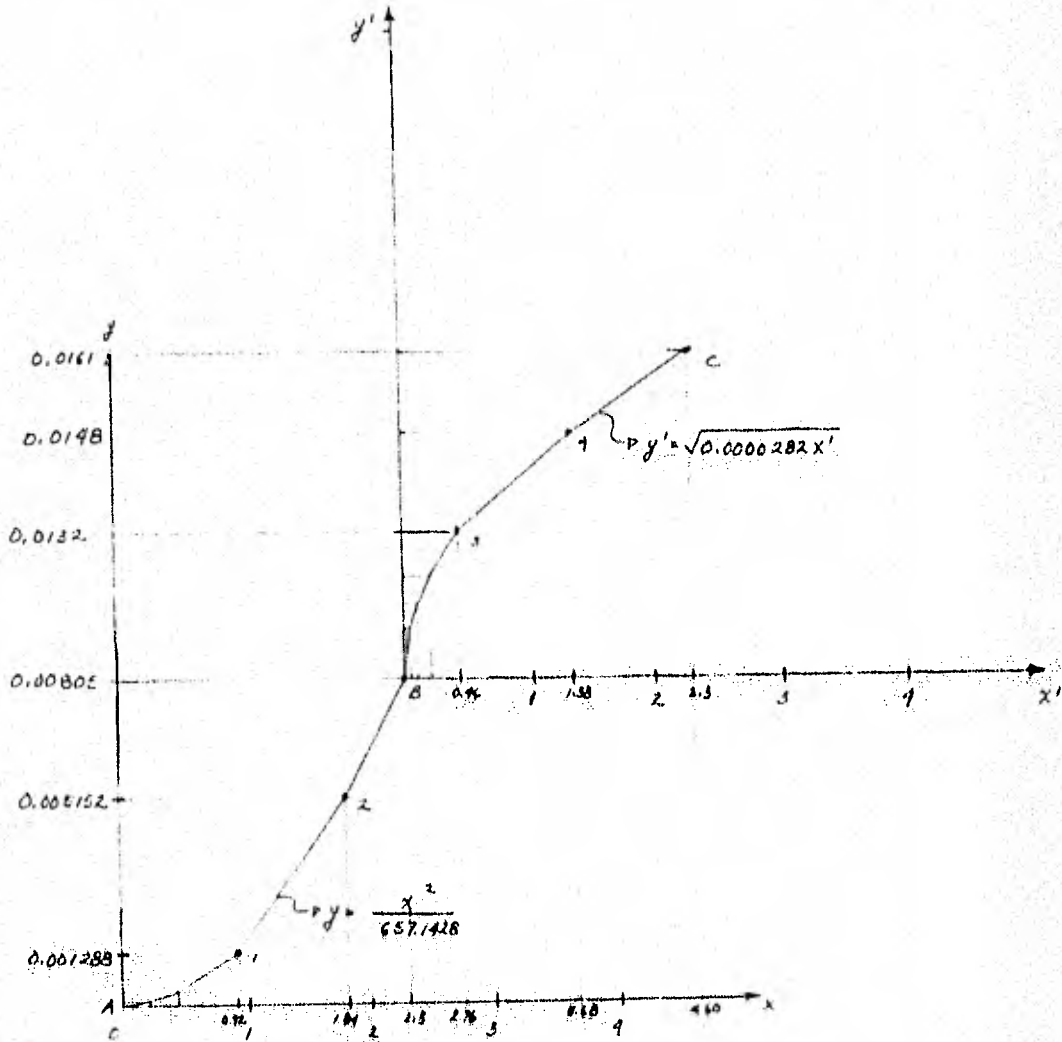
s_i x	y	Pto.
0	0	A
1.734	.001568	1
1.468	.00627	2
1.835	.0098	B
2.202	.01418	3
2.936	.01728	4
3.67	.0196	5

A partir del punto B, los valores x, y valen:
 $x = x' + h$ $y = y' + k$ $h = 1.835$
 $k = 0.0098$



Anexo IV c

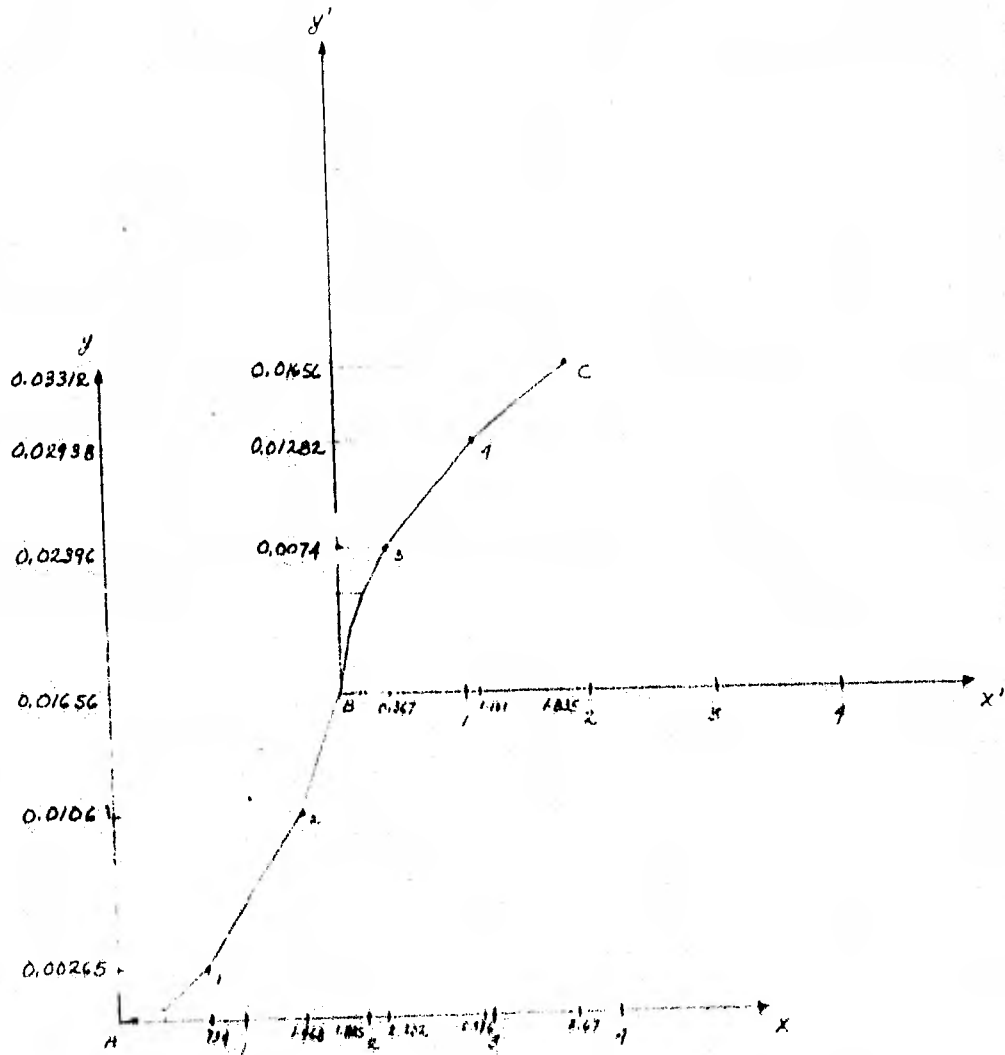
Para el cálculo de $\Delta y'$ se seguirá el mismo procedimiento del Anexo IV B



S_i x	$y = \frac{x^2}{657.1428}$	Pto.
0	0	A
0.92	0.001288	1
1.84	0.005152	2
2.50	0.00805	B

S_i x'	$y' = \sqrt{0.0000282x'}$	Pto.
0	0	B
0.46	0.003602	3
1.38	0.00624	4
2.30	0.00805	C

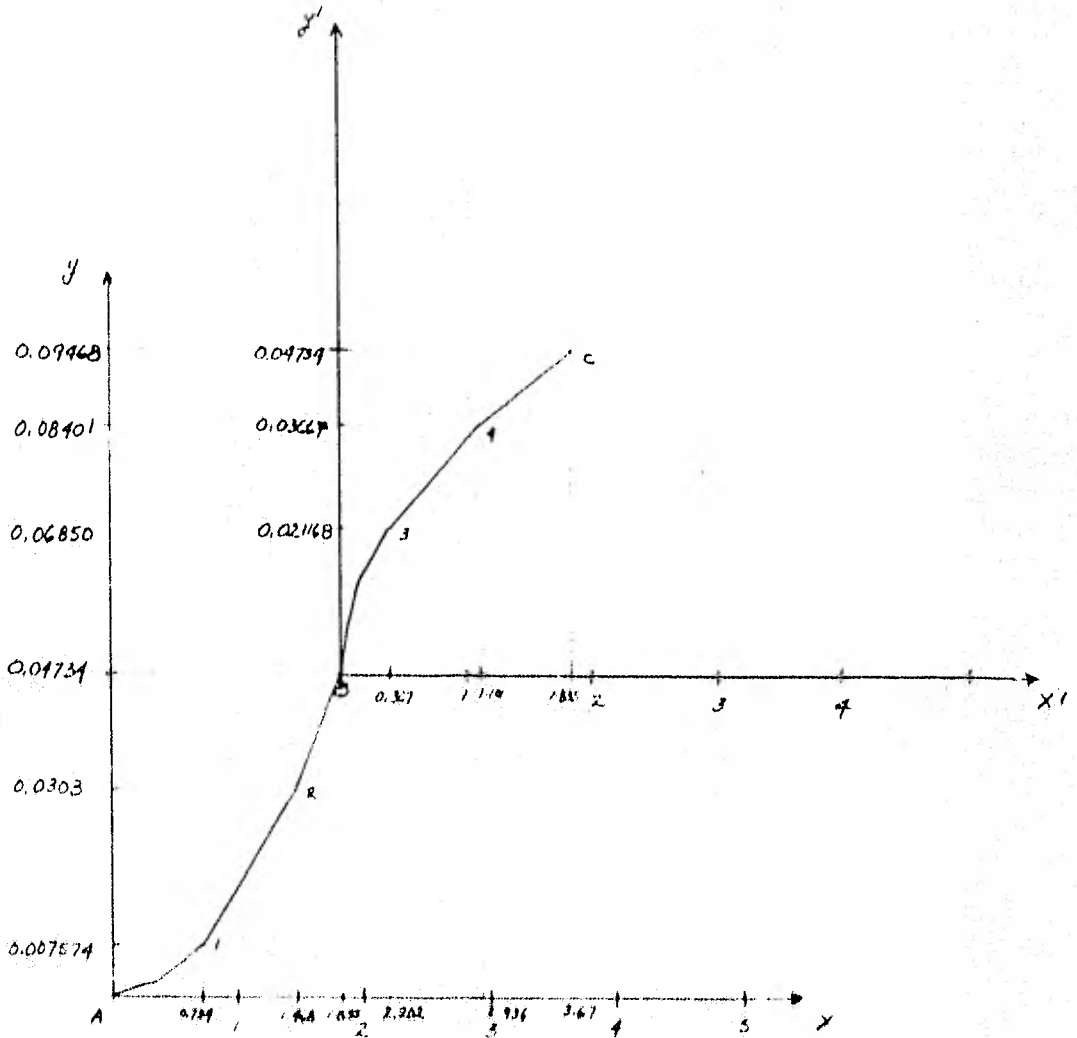
Analogamente al anexo IV B, se obtiene $\Delta y'$ para los diversos tomas.



S_i	$y = \frac{\lambda^2}{203.33}$	Pto.
0	0	A
0.734	0.00265	1
1.468	0.0106	2
1.835	0.01656	B

S_i	$y' = 0.0001499$	Pto.
0	0	B
0.367	0.007405	3
1.101	0.01282	4
1.835	0.01656	C

Analogamente al anexo IV B, se obtiene $\Delta y'$ para las diversas tramas.

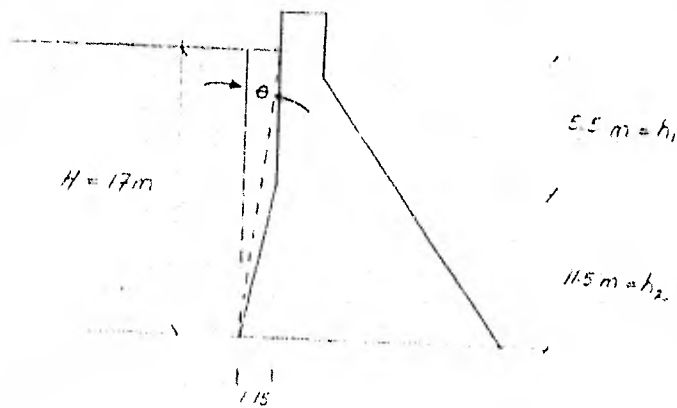


S_i x	$y = \frac{x^2}{71.7285}$	Pto.
0	0	A
0.734	0.007574	1
1.468	0.0303	2
2.192	0.04734	B

S_i x'	$y' = \sqrt{0.0012212x'}$	Pto.
0	0	B
0.361	0.021683	3
1.101	0.03667	4
1.835	0.04734	C

Anexo V.-Obtención de C_m , α y β' .-

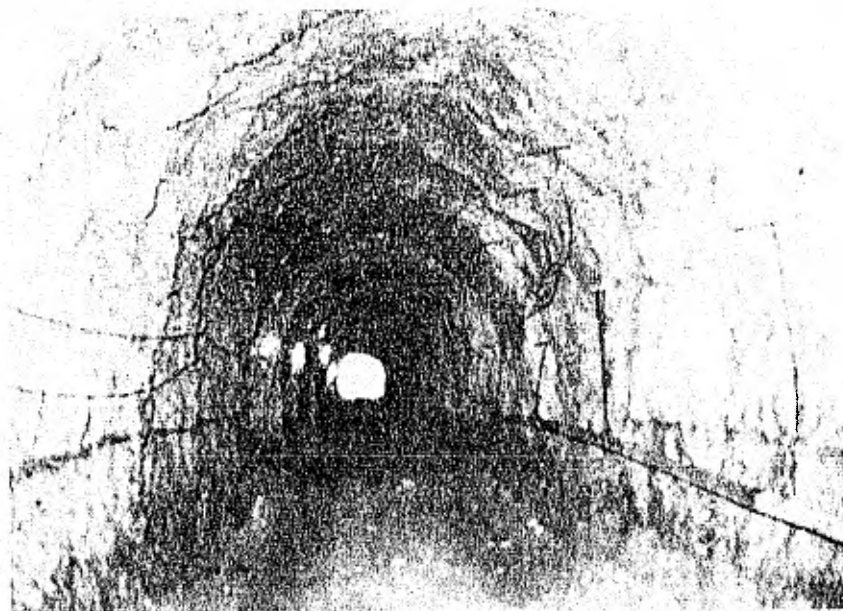
Dado que nuestra cortina en el paramento aguas arriba Fig. 7.20 a, el paramento inclinado h_2 es mayor que la mitad de la altura H . Consideremos un paramento ficticio que a continuación se muestra:



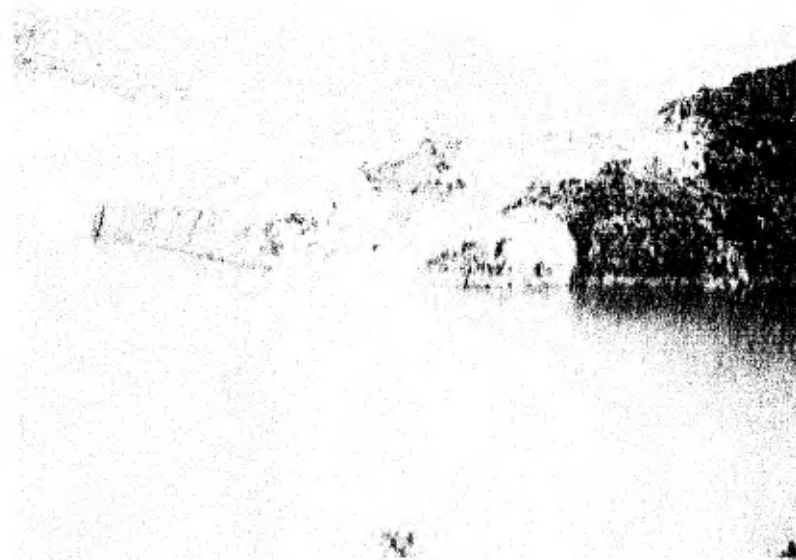
$$\frac{1.15}{17} = 0.0676 \quad \theta = 3^{\circ}52'$$

si	θ	C_m	$\Rightarrow C_m = .7063$ para $\theta = 3^{\circ}52'$
	0°	0.726	
	10°	0.670	

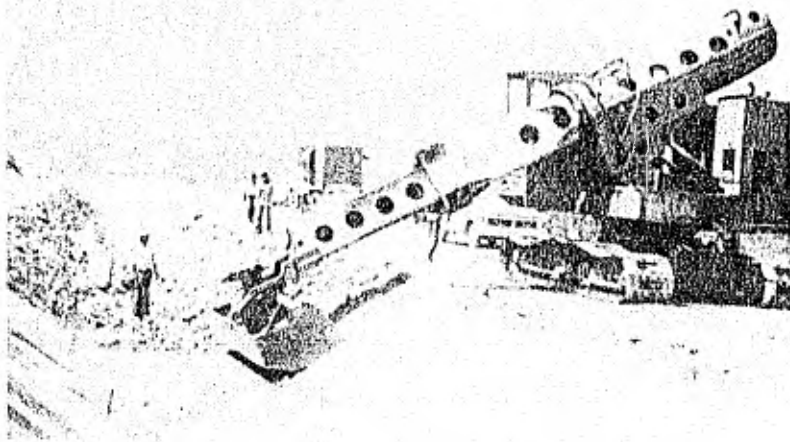
Como el análisis se hace en el nivel de desplante, la relación $\frac{h_1}{H} = 1$, por lo tanto $\alpha = 1.93$ y $\beta' = 0.402$.



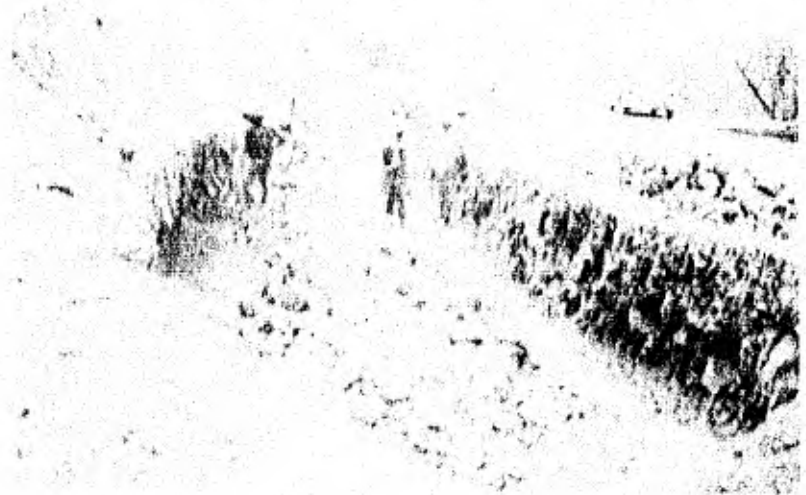
Vista del interior del túnel 4



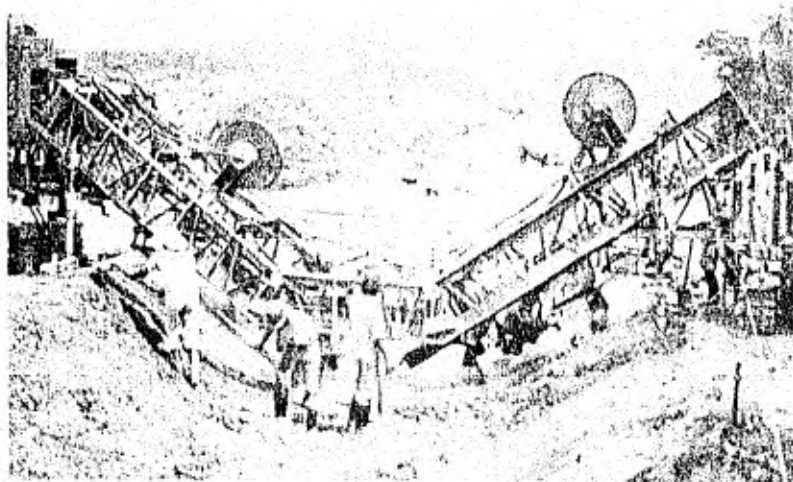
Vista del túnel 4 - al vaso de la C.H.
Manuel Moreno Torres.



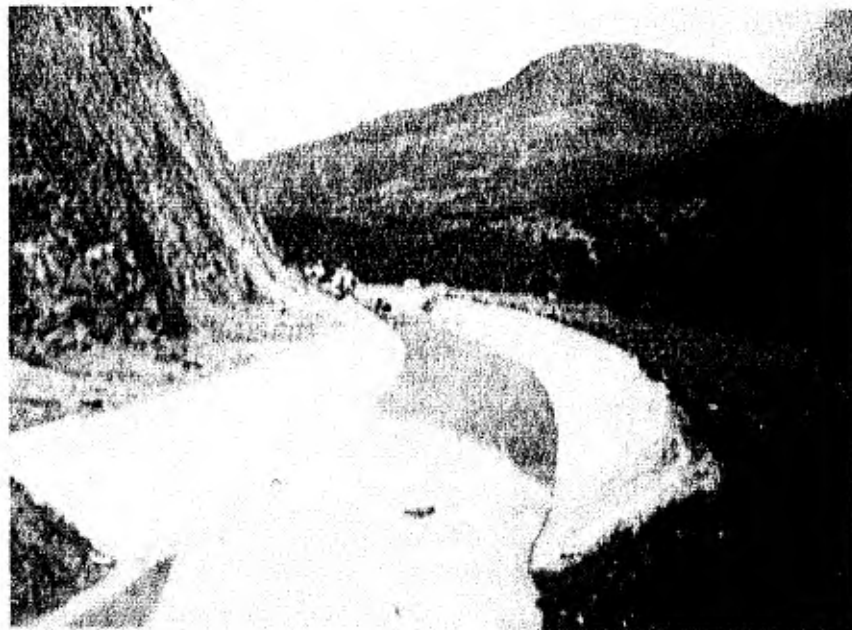
Excavación y conformación del canal trapezoidal



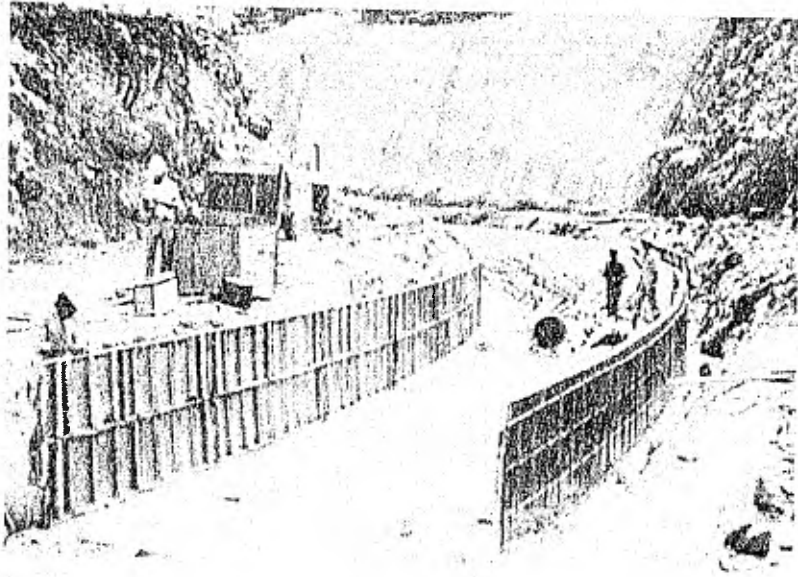
Excavación y conformación del canal rectangular



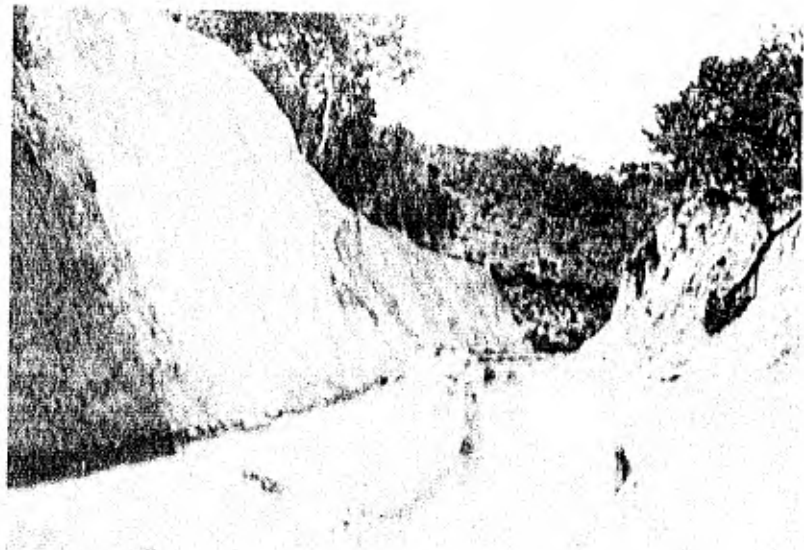
Colados en el canal tropical



Carretera terminada del canal tropical.



Armado y colado del canal rectangular



Sección terminada del canal rectangular



Vista hacia aguas arriba del modelo hidráulico



Vista desde arriba del modelo hidráulico mostrando el salto sky en la cubeta deflectora.

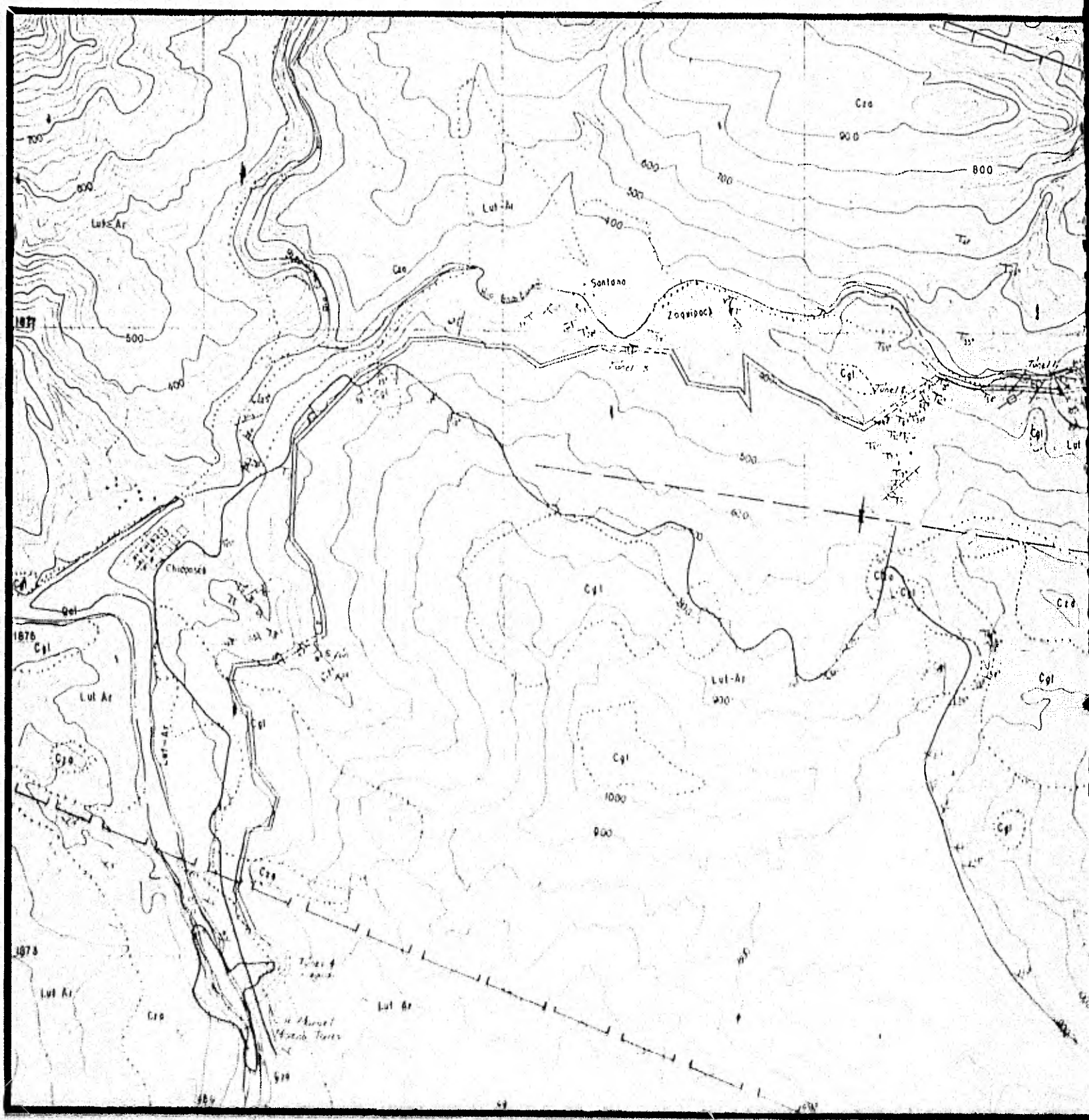


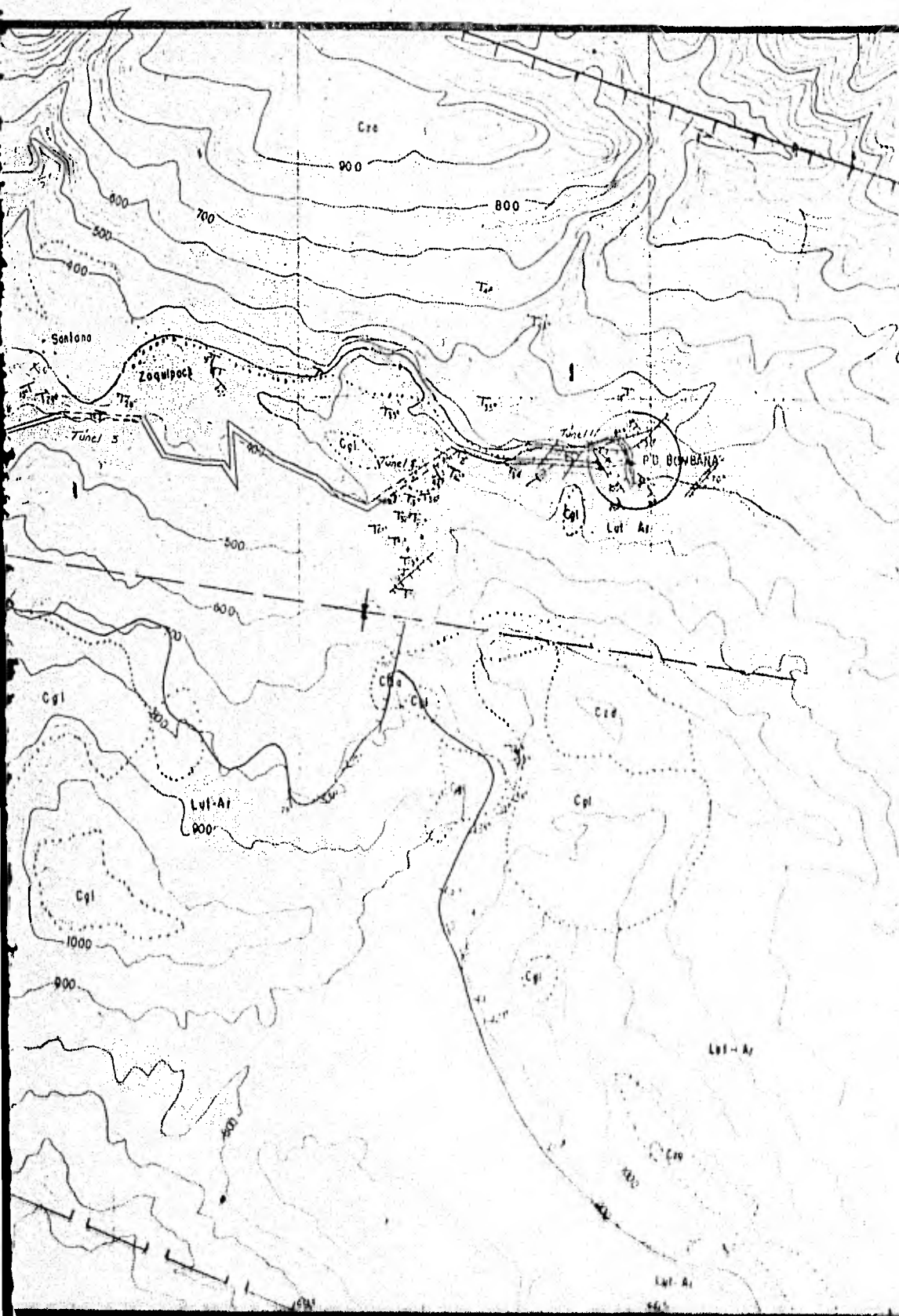
Vista hacia aguas abajo del modelo hidráulico



Vista desde arriba del modelo hidráulico mostrando el salto sky en la cubeta deflectora

Anexo V. Plan





LITOLOGIA

CUATERNARIO	
Qol	ARENAS, GRAVAS
TERCIARIO INDETERMINADO	
Cgl	CONGLOMERADOS
Lul-Ar	LUTITAS CON INTERCALACIONES DE ARENISCAS CRETACICO SUPERIOR
Cza	CALIZA DE ESTRATIFICACION POTENTE Y DELGADA

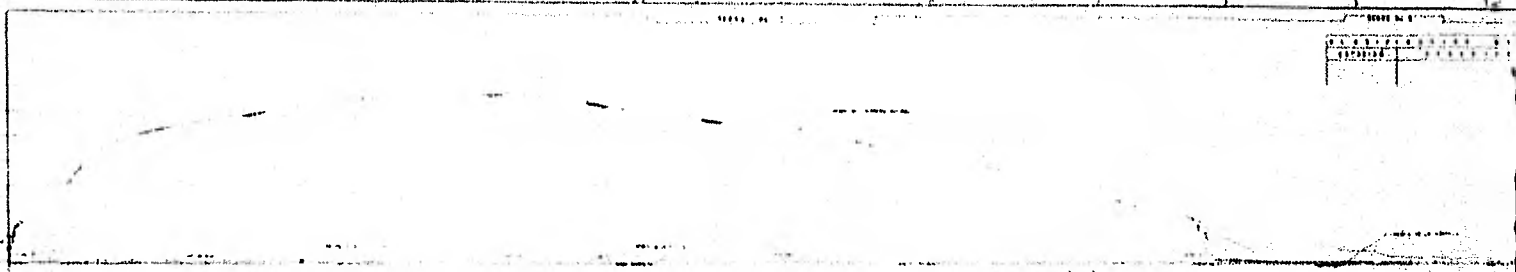
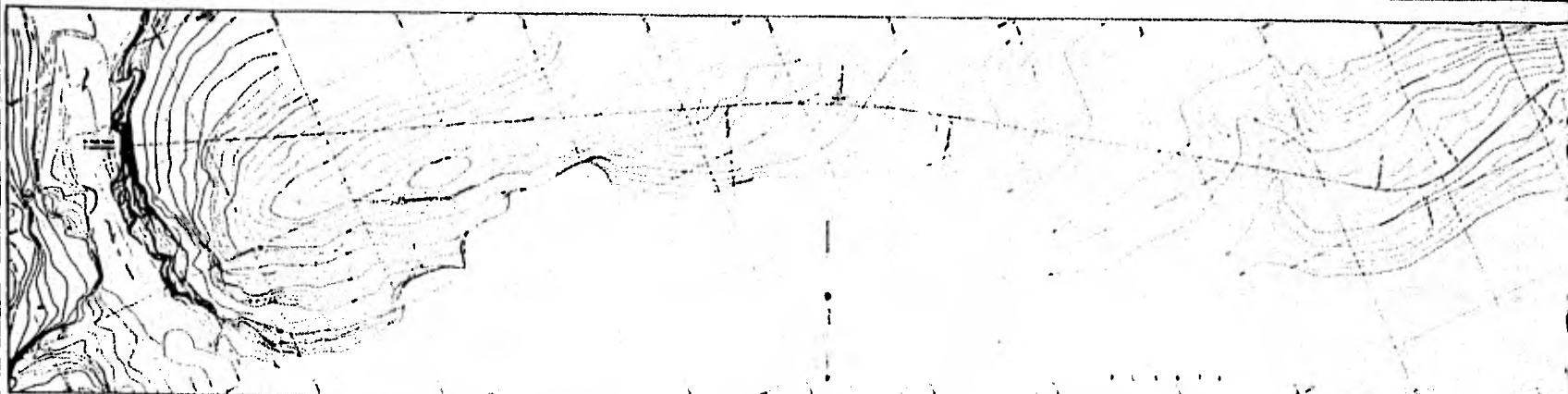
SIMBOLOGIA

	FALLA CHICOASEN MALPASO		
	FALLA NORMAL		SINCLINAL
	FALLA VERTICAL		MAMBANTAL
	ESTRUCTURA IMPORTANTE		
	ESTRUCTURA DE REGULAR IMPORTANCIA		
	FRACTURA VERTICAL		
	RUMBO Y ECLADO		
	CONTACTO GEOLOGICO		
	RIO PERMANENTE		
	ARROYO		
	CAMINO DE TERRESTRIA		

ESCALA GRAFICA 1:20,000

Plano 1

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
GERENCIA DE PLANEACION Y PROGRAMA
SERVICIO REGIONAL DE LA BOMBANA ESTADO DE CHIAPAS
GEOLOGIA REGIONAL DEL AREA PRESA
DERIVADORA, TUNELES Y CANALES BOMBANA



STATION	ELEVATION	DISTANCE														
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9					
1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
3	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
4	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
5	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
6	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
7	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
8	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
9	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
10	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
11	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
12	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
13	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
14	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
15	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
16	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
17	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
18	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
19	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
20	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
21	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
22	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
23	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
24	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
25	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
26	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
27	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
28	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
29	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
30	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
31	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
32	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
33	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
34	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
35	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
36	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
37	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
38	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
39	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
40	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
41	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
42	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
43	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
44	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
45	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
46	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
47	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
48	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
49	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
50	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
51	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
52	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
53	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
54	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
55	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
56	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
57	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
58	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
59	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
60	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
61	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
62	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
63	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
64	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
65	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
66	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
67	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
68	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
69	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
70	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
71	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
72	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
73	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
74	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
75	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
76	100	100	1													

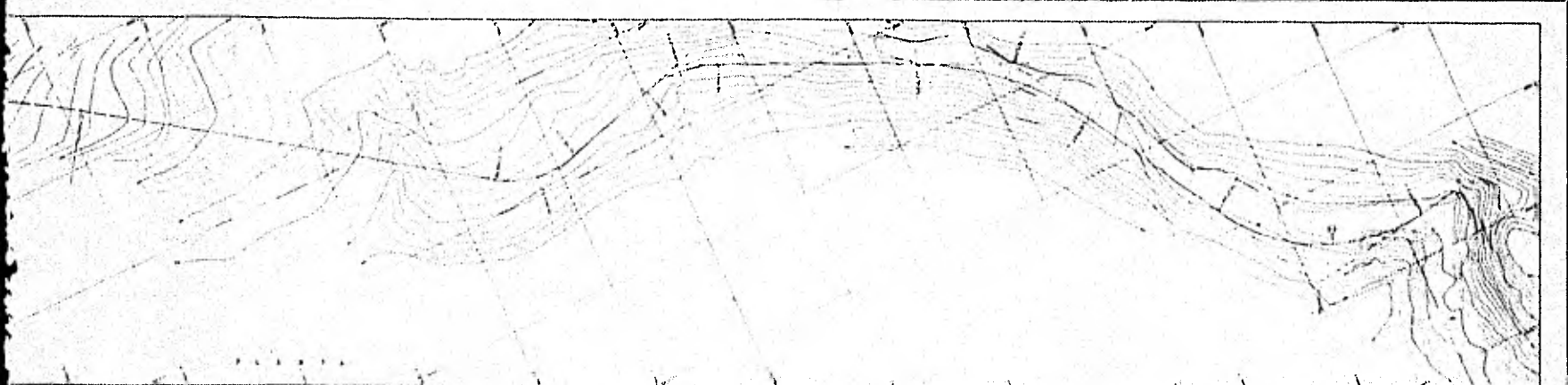
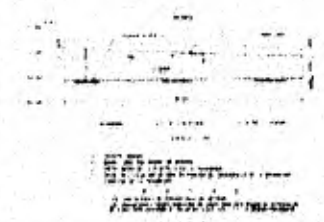
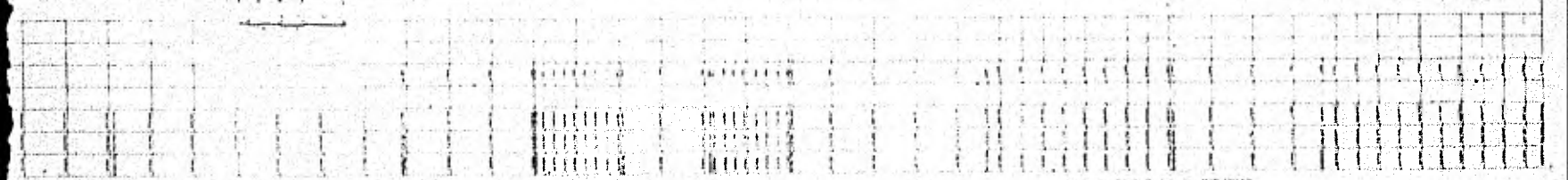
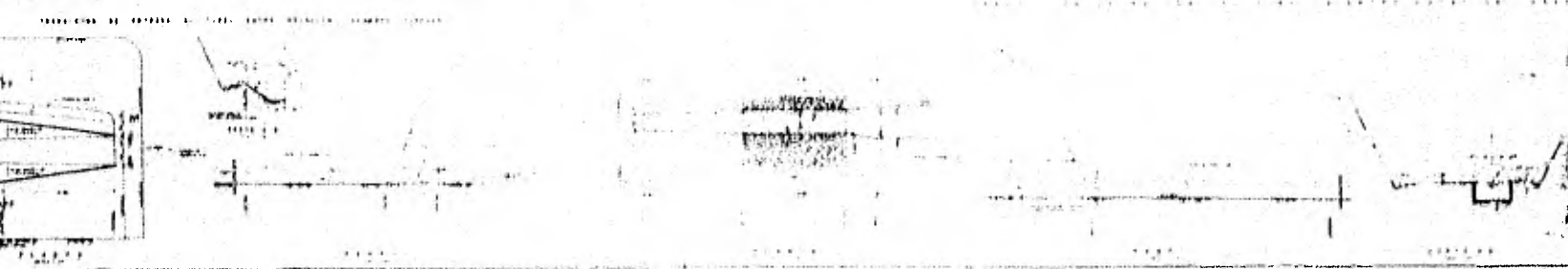
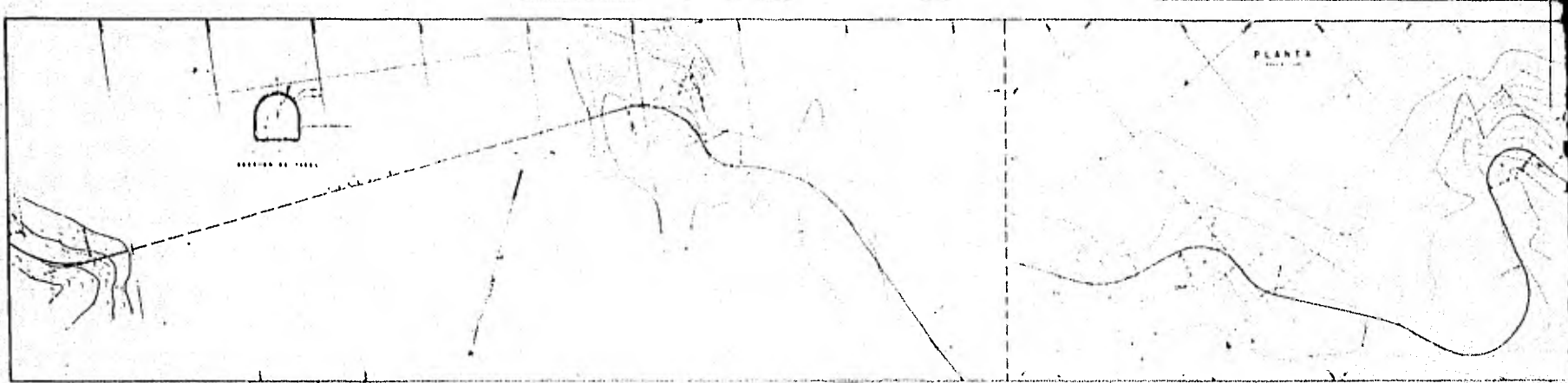


TABLE I		TABLE II		TABLE III		TABLE IV		TABLE V	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
...



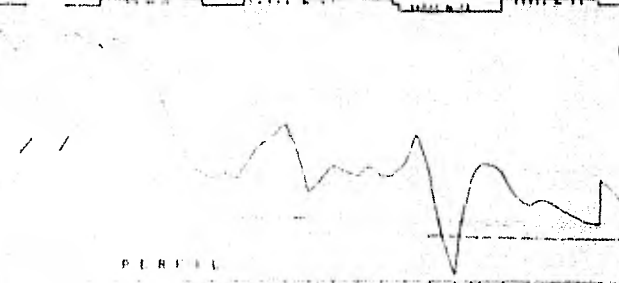
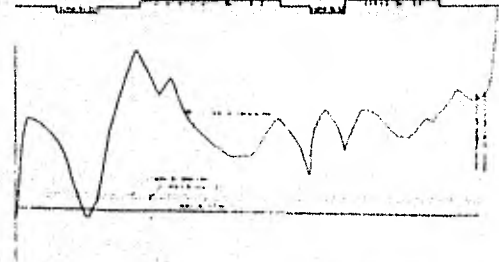
NOTICE
THIS MAP IS THE PROPERTY OF THE UNITED STATES GOVERNMENT AND IS LOANED TO YOU BY THE NATIONAL ARCHIVES

THIS MAP IS THE PROPERTY OF THE UNITED STATES GOVERNMENT AND IS LOANED TO YOU BY THE NATIONAL ARCHIVES

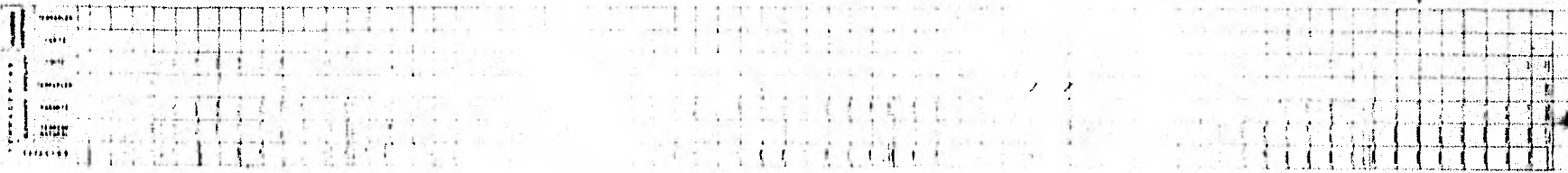




PLANTA



PERFIL

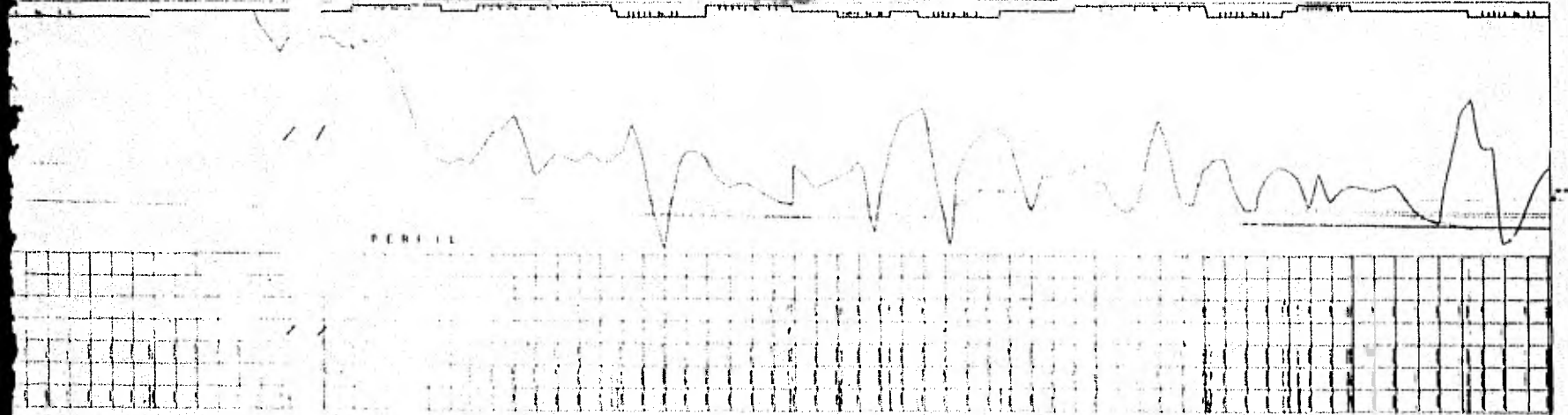
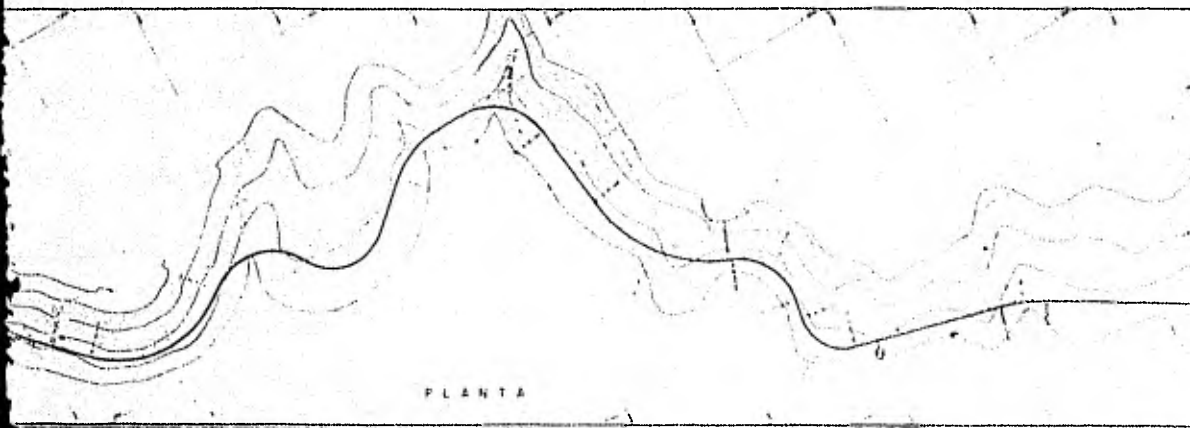


SECCION DE CANAL



SECCION DE ARCH



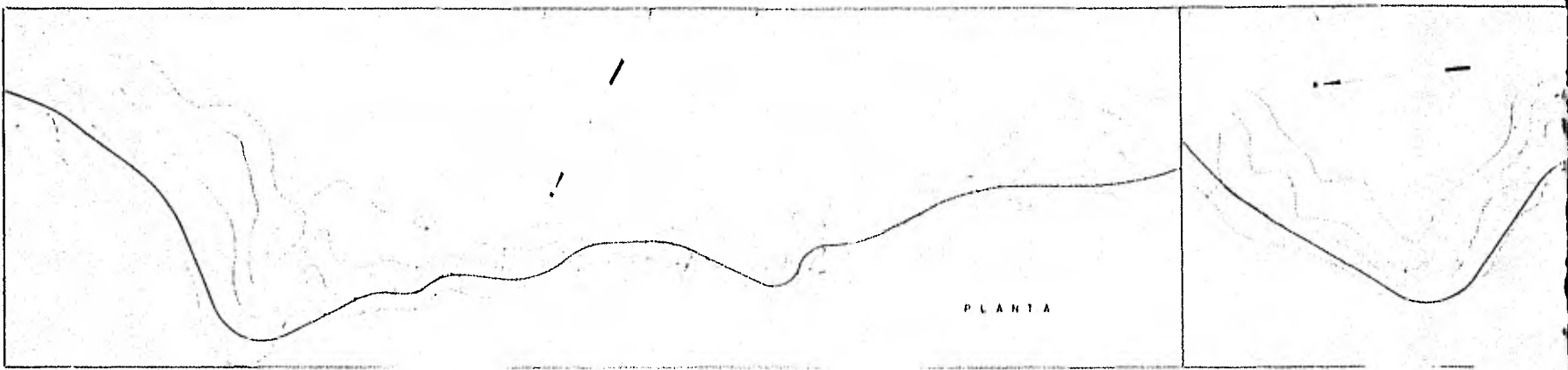


NO.	DESCRIPCION	VALOR
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		

NO.	DESCRIPCION	VALOR
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		

NOTAS
1. El terreno es de propiedad del Sr. Juan de Dios.
2. El terreno tiene una superficie de 1000 metros cuadrados.
3. El terreno está situado en la zona de...

NOTAS
1. El terreno es de propiedad del Sr. Juan de Dios.
2. El terreno tiene una superficie de 1000 metros cuadrados.
3. El terreno está situado en la zona de...



PERFIL

ESTACION	ALTIMETRIA	ANCHO	PROFUNDIDAD	OTROS
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				
41				
42				
43				
44				
45				
46				
47				
48				
49				
50				
51				
52				
53				
54				
55				
56				
57				
58				
59				
60				
61				
62				
63				
64				
65				
66				
67				
68				
69				
70				
71				
72				
73				
74				
75				
76				
77				
78				
79				
80				
81				
82				
83				
84				
85				
86				
87				
88				
89				
90				
91				
92				
93				
94				
95				
96				
97				
98				
99				
100				

ESTACION	ALTIMETRIA	ANCHO	PROFUNDIDAD	OTROS
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				
41				
42				
43				
44				
45				
46				
47				
48				
49				
50				
51				
52				
53				
54				
55				
56				
57				
58				
59				
60				
61				
62				
63				
64				
65				
66				
67				
68				
69				
70				
71				
72				
73				
74				
75				
76				
77				
78				
79				
80				
81				
82				
83				
84				
85				
86				
87				
88				
89				
90				
91				
92				
93				
94				
95				
96				
97				
98				
99				
100				

SECCION CANAL PROYECTADA

SECCION CANAL EXISTENTE

SECCION CANAL EXISTENTE

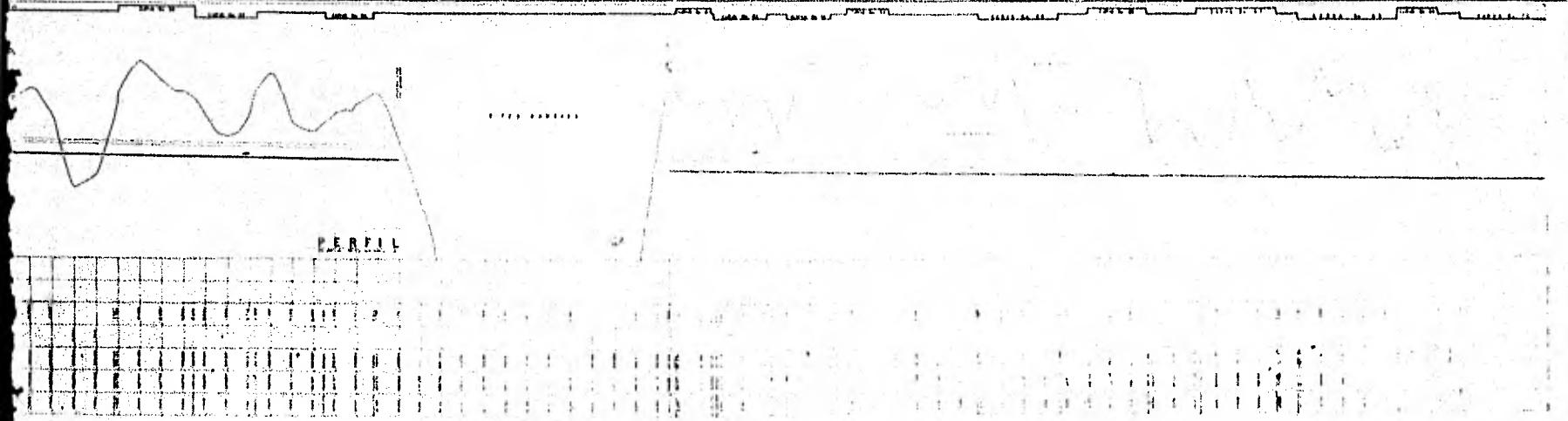
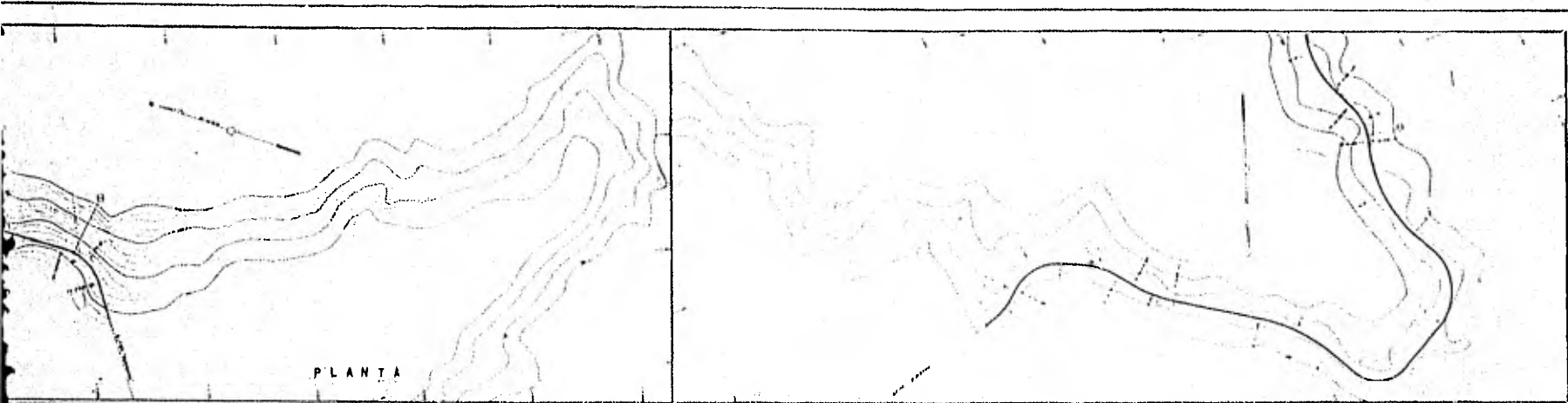
PLANTA

PERFIL

ESCALA 1:1000

NOTA: Este plano y perfil corresponden al terreno que se muestra en el plano de situación adjunto.

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUERTO DE MARCA
DISEÑADO POR EL INGENIERO EN JEFE DE OBRAS P. GARCÍA
DISEÑADO POR EL INGENIERO EN JEFE DE OBRAS J. GARCÍA
DISEÑADO POR EL INGENIERO EN JEFE DE OBRAS J. GARCÍA



ANEXO	...
-------	-----

...
-----	-----	-----

...

...

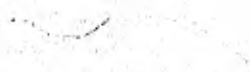


PROFILE

Station	Distance	Profile	Notes
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
21			
22			
23			
24			
25			
26			
27			
28			
29			
30			
31			
32			
33			
34			
35			
36			
37			
38			
39			
40			
41			
42			
43			
44			
45			
46			
47			
48			
49			
50			

Station	Distance	Profile	Notes
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
21			
22			
23			
24			
25			
26			
27			
28			
29			
30			
31			
32			
33			
34			
35			
36			
37			
38			
39			
40			
41			
42			
43			
44			
45			
46			
47			
48			
49			
50			

廣

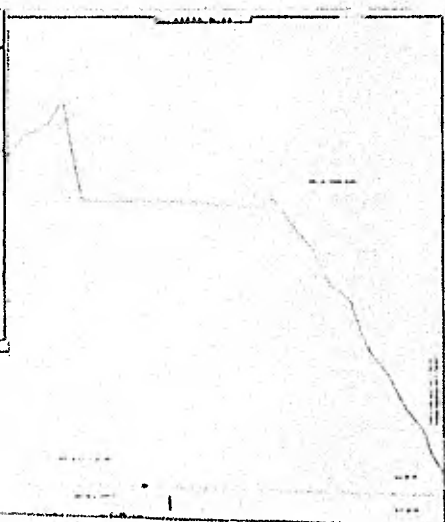
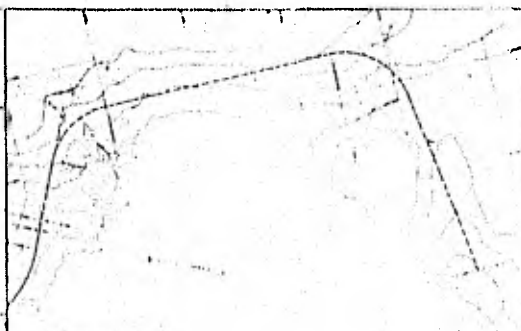
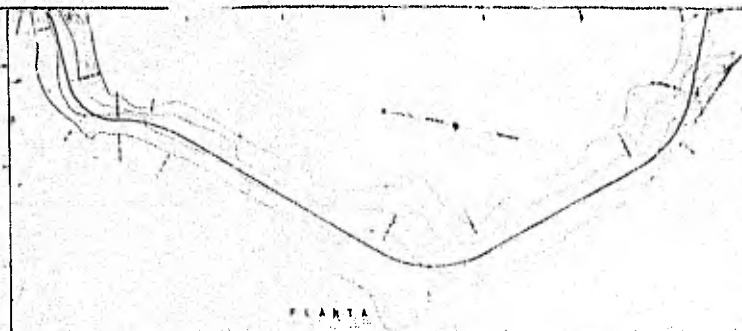


Profile of the channel

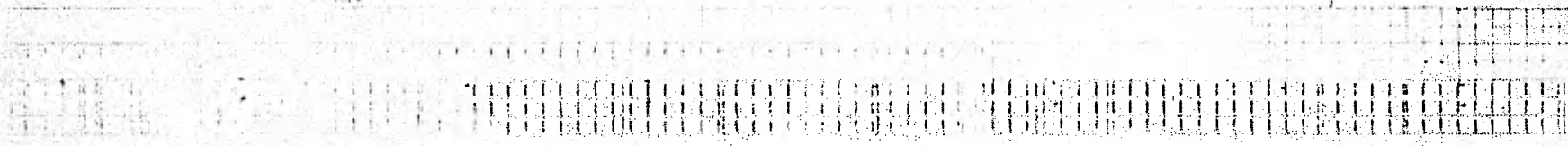


Structure of the channel

Scale of the drawing



PERFIL

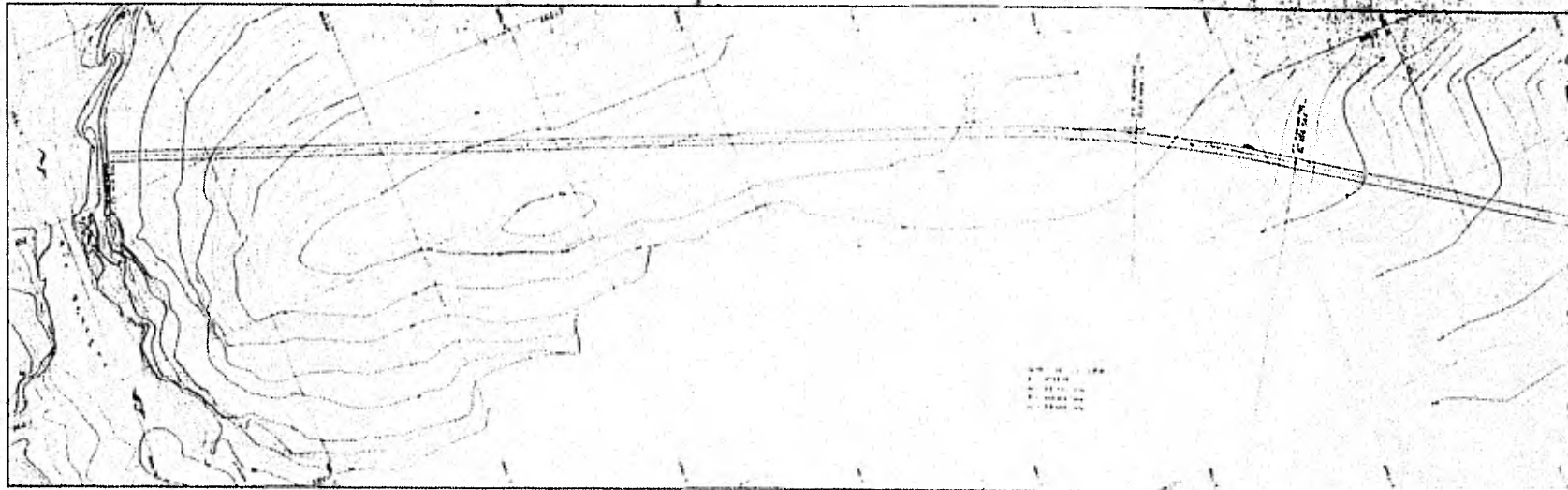


SECCION DE 1926

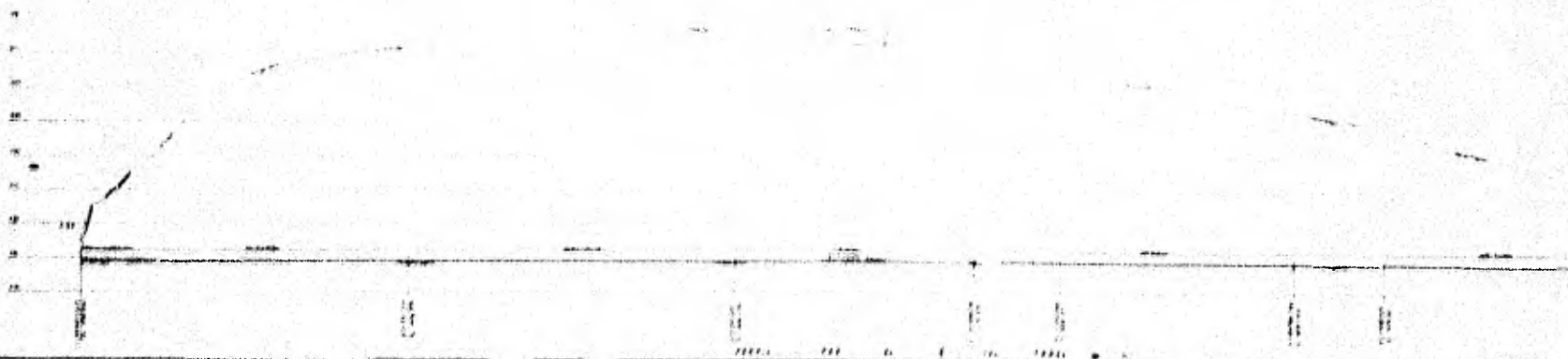
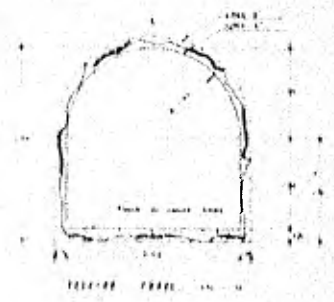
CONSTRUCCION DE 1926

NOTAS

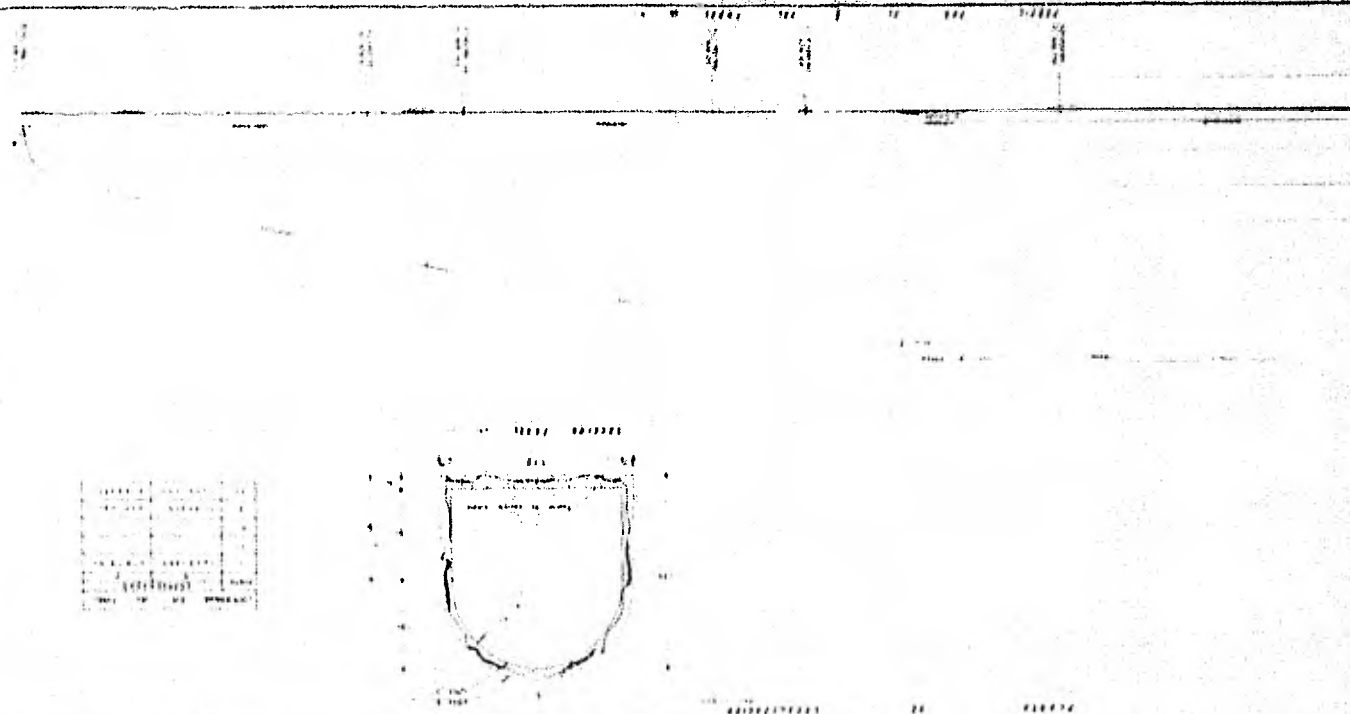
ESTADO DE GUATEMALA
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
 DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
 PROYECTO DE CONSTRUCCION DE LA
 CARRETERA DE LA SIERRA DE LA CUCUTZA
 SECCION DE 1926



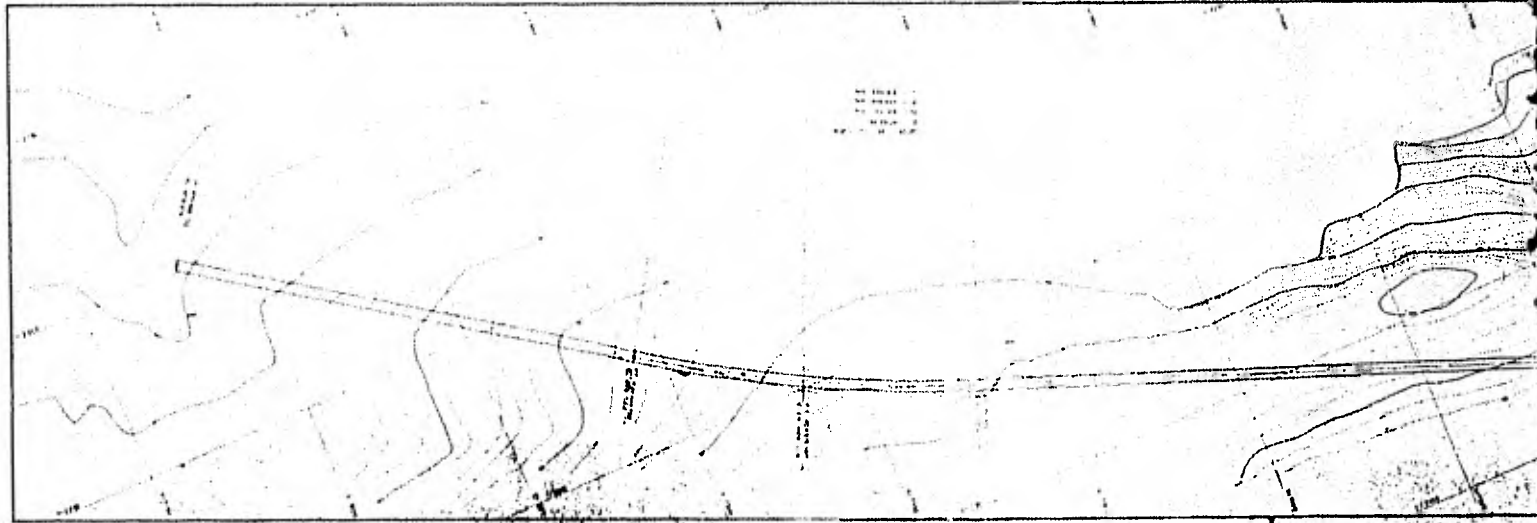
PLANNED BRIDGE

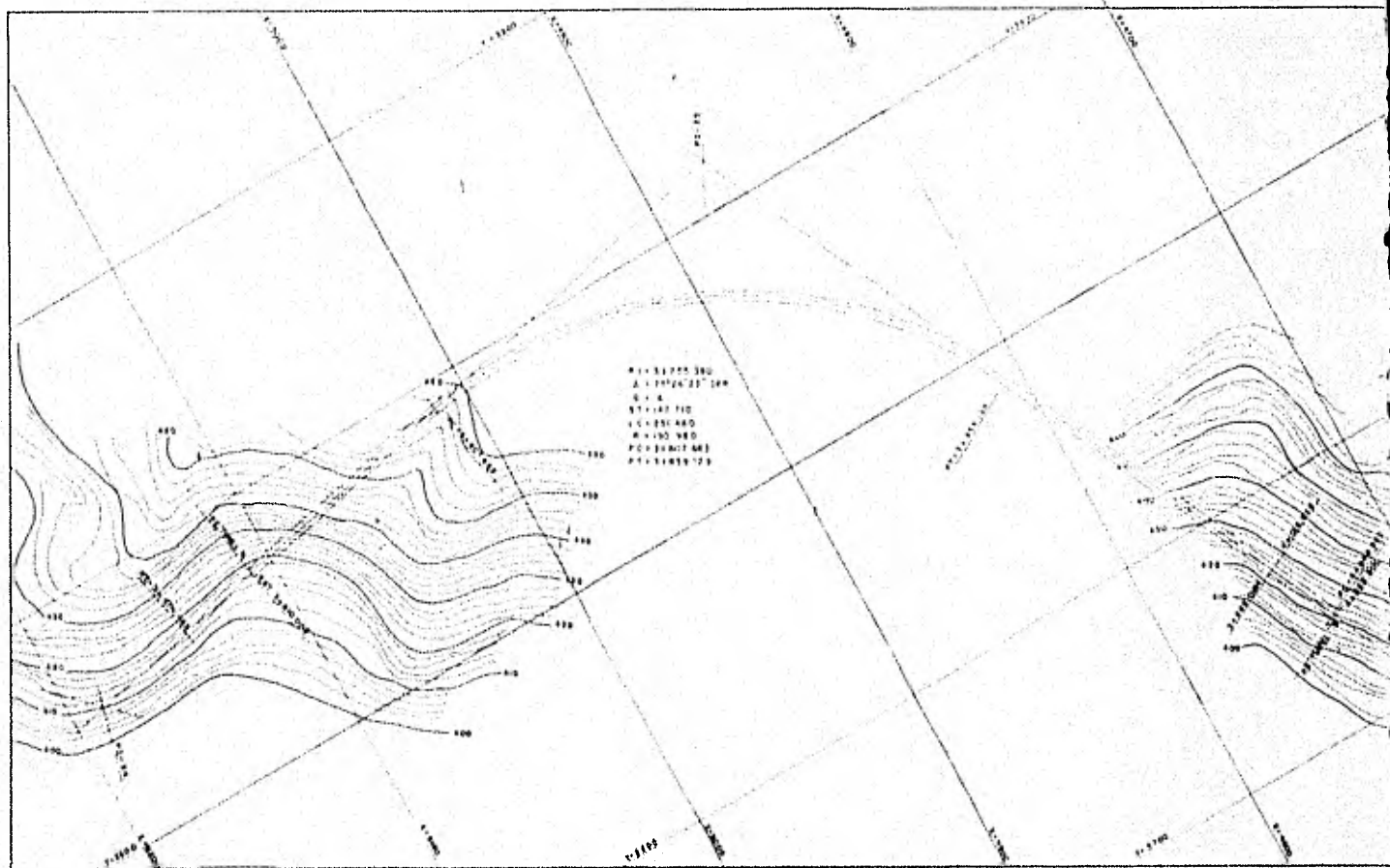
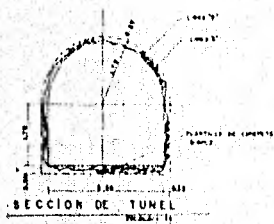


ENGINEERING
DRAWING
SHEET NO. 1
OF 1
DATE
BY
CHECKED BY

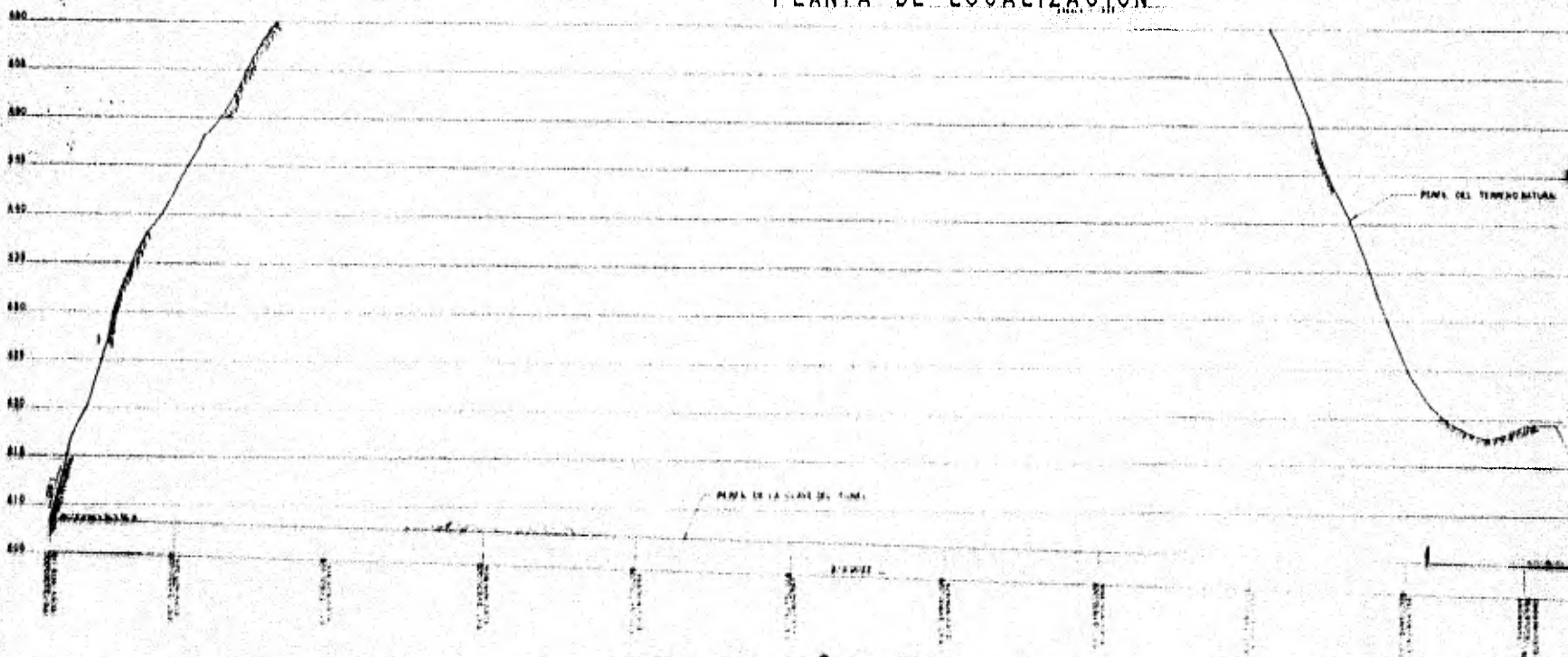


NO.	DESCRIPTION	QUANTITY
1	CONCRETE	1000
2	STEEL	500
3	WOOD	200
4	BRICK	1500
5	PLASTER	800
6	PAINT	100
7	LABOR	1200
8	TRANSPORT	300
9	TOOLS	100
10	OTHER	50

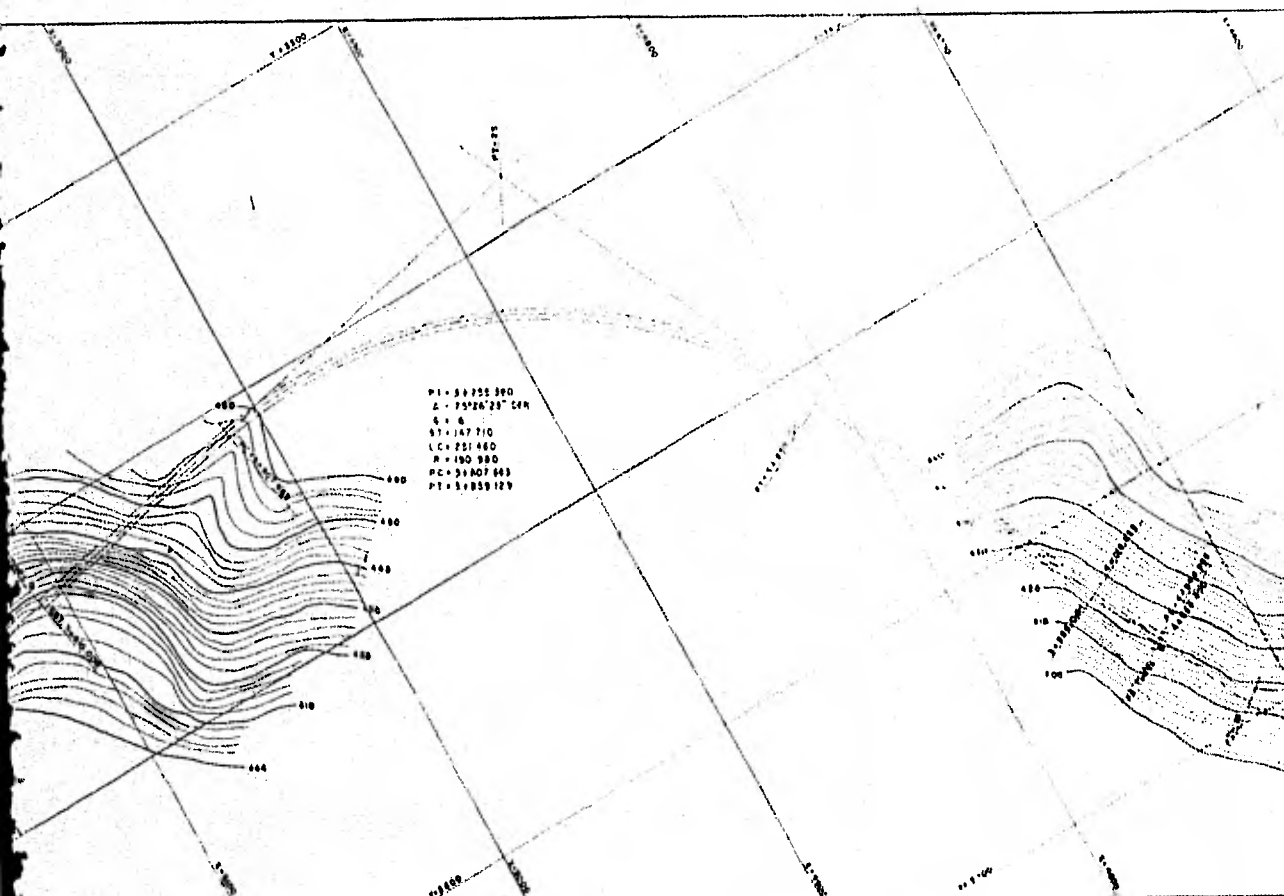




PLANTA DE LOCALIZACION



PERFIL POR EL E DEL TUNEL

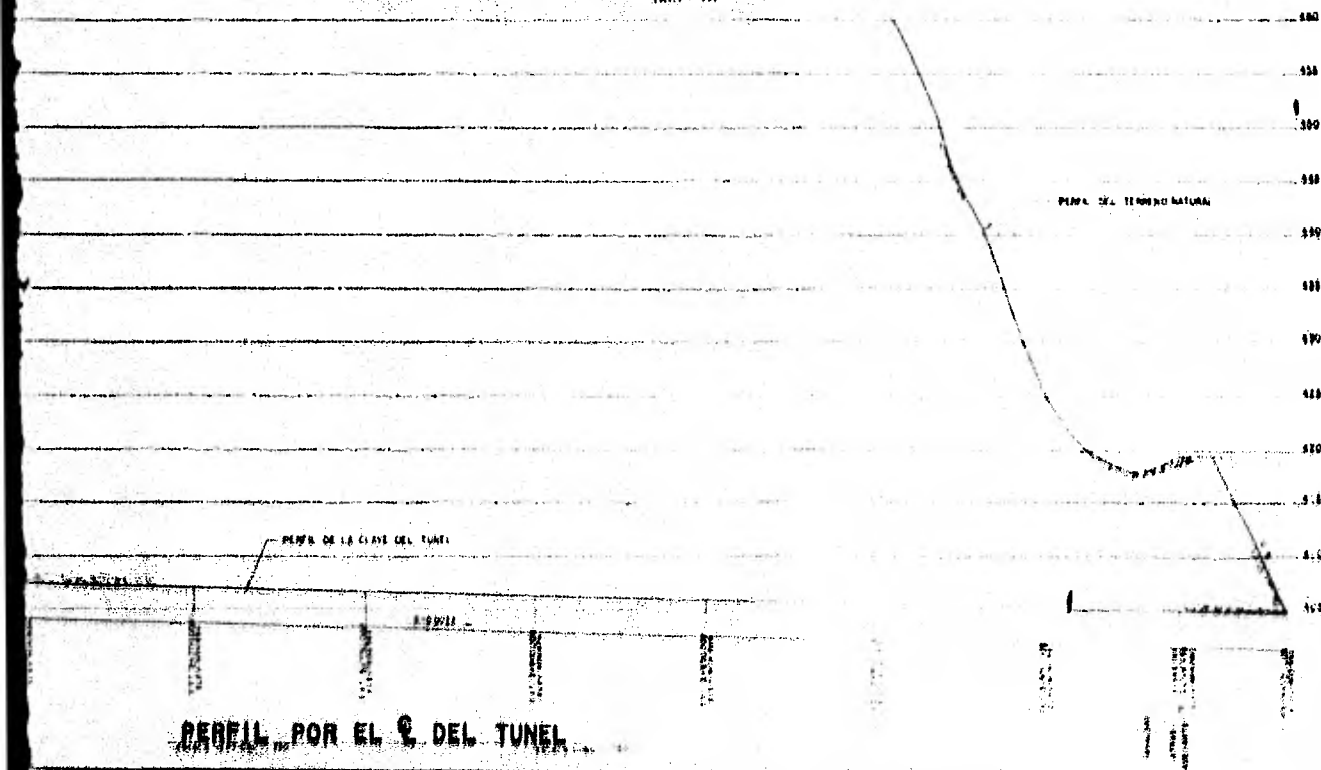


PLANTA DE LOCALIZACION

COORDENADA EJE TUNEL		
PUNTO	COORDENADAS	
	X	Y
P.E.	5111 2083	3428 6784
P.C.	4976 8691	3402 0145
P.I.	4870 5099	3380 9751
P.T.	4806 2883	3314 0010
P.B.	4736 7190	3651 1056

NOTAS:

- LOS VALORES DE LA TABLA EN EL TUNEL CORRESPONDEN A LA TABLA DEFINITIVA, PARA CADA TABLA SE CONSIDERA CONCRETO SIMPLE Y LINEAMENTE HAYEN TRATAMIENTOS DE TRAZADO Y CONCRETO EN DONDE POR LA CALIDAD DE MEXA SE ALIQUEN
- LA PLANIFICACION DE PROYECTO EN TUNEL ES A LINEA Y LAS COORDENADAS SEAN REFERIDAS A LAS DE LA COMPLETUDIN DE OBRAS
- ADICIONAL EN METROS, EXCEPTO LAS NOTAS EN OTRA FORMA
- EXISTE UNA ALIQUOTA EN LOS CEMENTOS DEL PROYECTO 4.000 330
- LAS DE ALIQUOTA 1.000 000



COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
COORDINADORA ELECTIVA DEL BURETE

PROYECTO DE CONDUCCION DE BARRERA A COORDENADA

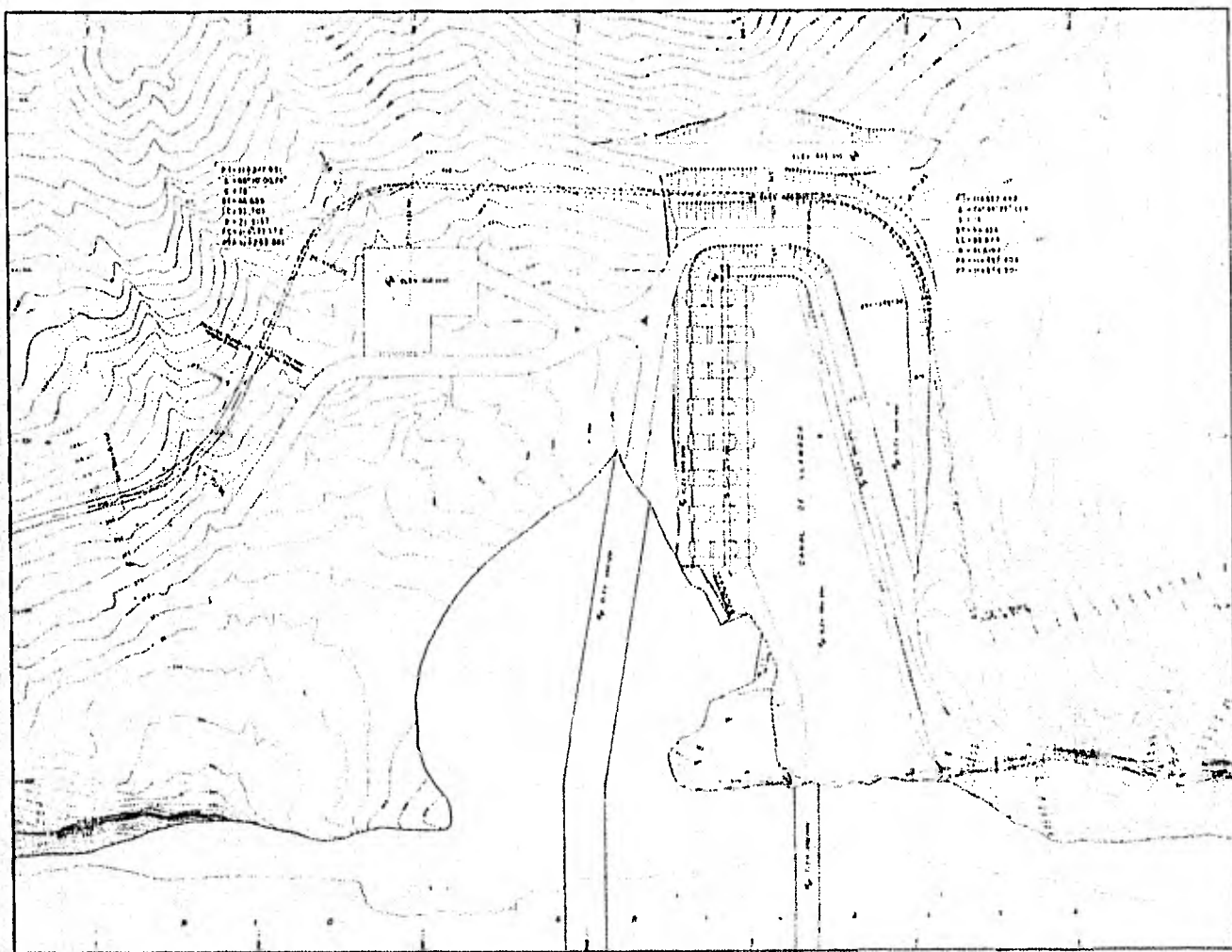
- LINEA DE CONDUCCION -

TUNEL No 3 EST 8480 000 - 8480 000

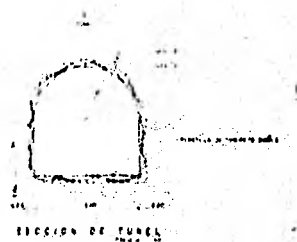
FORMA DE CONDUCCION No 100

IMPRESO EN 1950

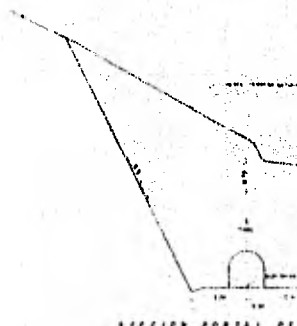
NUMERO DE BURETE No 100



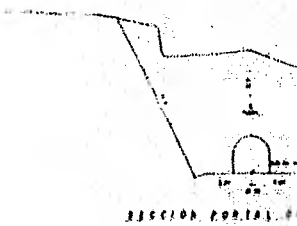
PLANTA DE LOCALIZACION



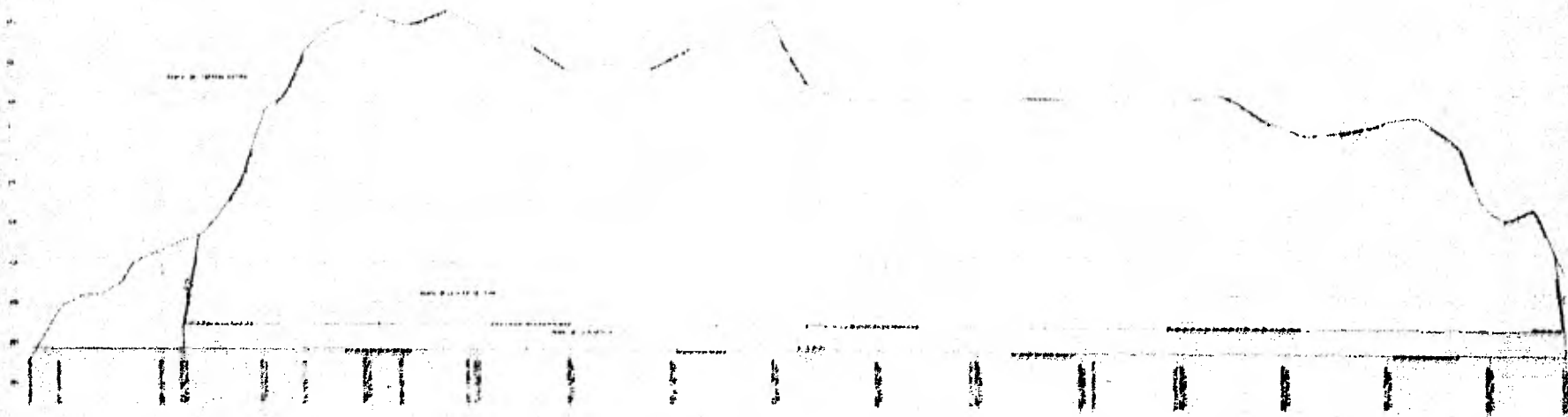
SECCION DE TUNEL



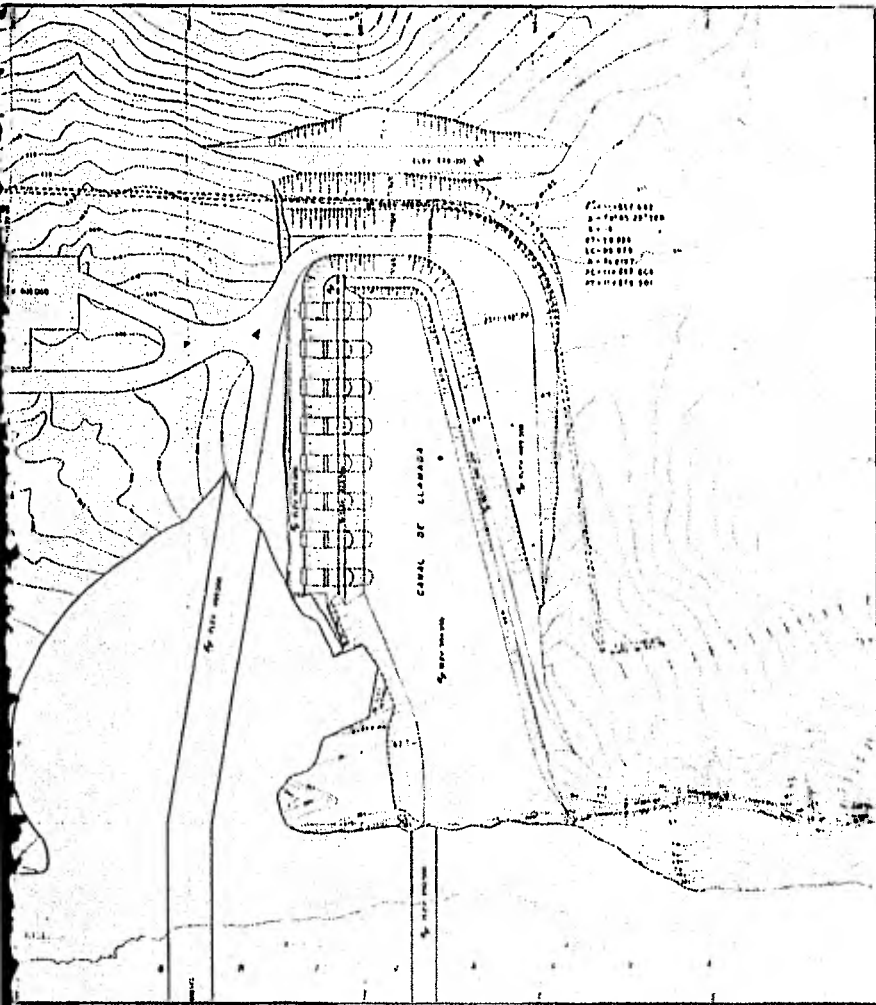
SECCION PORTAL DE



SECCION PORTAL DE



PERFIL POR EL C DEL TUNEL



SECCION DE TUNEL

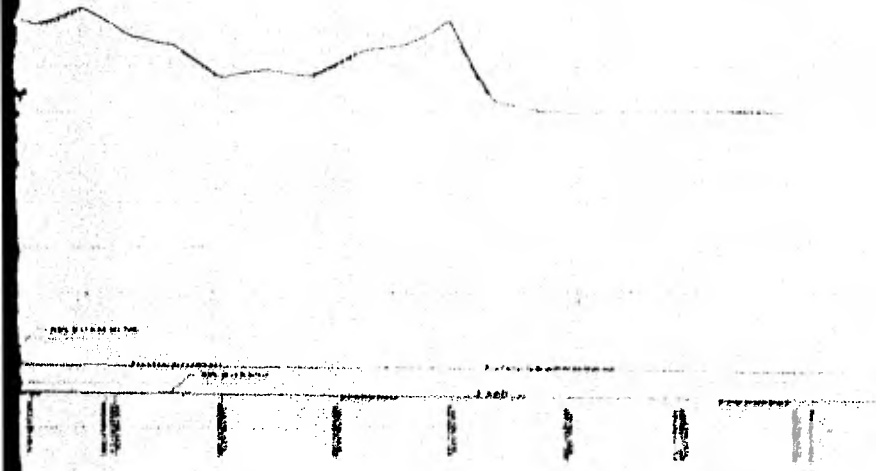
COORDENADAS DEL TUNEL	
ESTACION	ALTIMETRIA
1	1000.00
2	1000.00
3	1000.00
4	1000.00
5	1000.00
6	1000.00
7	1000.00
8	1000.00
9	1000.00
10	1000.00
11	1000.00
12	1000.00
13	1000.00
14	1000.00
15	1000.00
16	1000.00
17	1000.00
18	1000.00
19	1000.00
20	1000.00



SECCION PORTAL DE ENTRADA



SECCION PORTAL DE SALIDA



PERFIL POR EL C DEL TUNEL

COMISION NACIONAL DE ELECTRICIDAD

CONSEJO NACIONAL DE ELECTRICIDAD

SECRETARIA DE ENERGIA

SECRETARIA DE ECONOMIA

SECRETARIA DE HACIENDA Y CREDITO PUBLICO

SECRETARIA DE INTERIORES

SECRETARIA DE JUSTICIA

SECRETARIA DE LABORES Y PREVISION SOCIAL

SECRETARIA DE PLANEACION ECONOMICA Y FINANCIERA

SECRETARIA DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES

SECRETARIA DE VIVIENDA Y OBRAS PUBLICAS

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y GANADERIA

SECRETARIA DE SALUD PUBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL

SECRETARIA DE EDUCACION PUBLICA

SECRETARIA DE CULTURA Y ARTES

SECRETARIA DE TURISMO Y PROMOCION CULTURAL

SECRETARIA DE DEFENSA NACIONAL

SECRETARIA DE RELACIONES EXTERIORES

SECRETARIA DE ASUNTOS INDIANOS

SECRETARIA DE FOMENTO RURAL

SECRETARIA DE VIVIENDA Y OBRAS PUBLICAS

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y GANADERIA

SECRETARIA DE SALUD PUBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL

SECRETARIA DE EDUCACION PUBLICA

SECRETARIA DE CULTURA Y ARTES

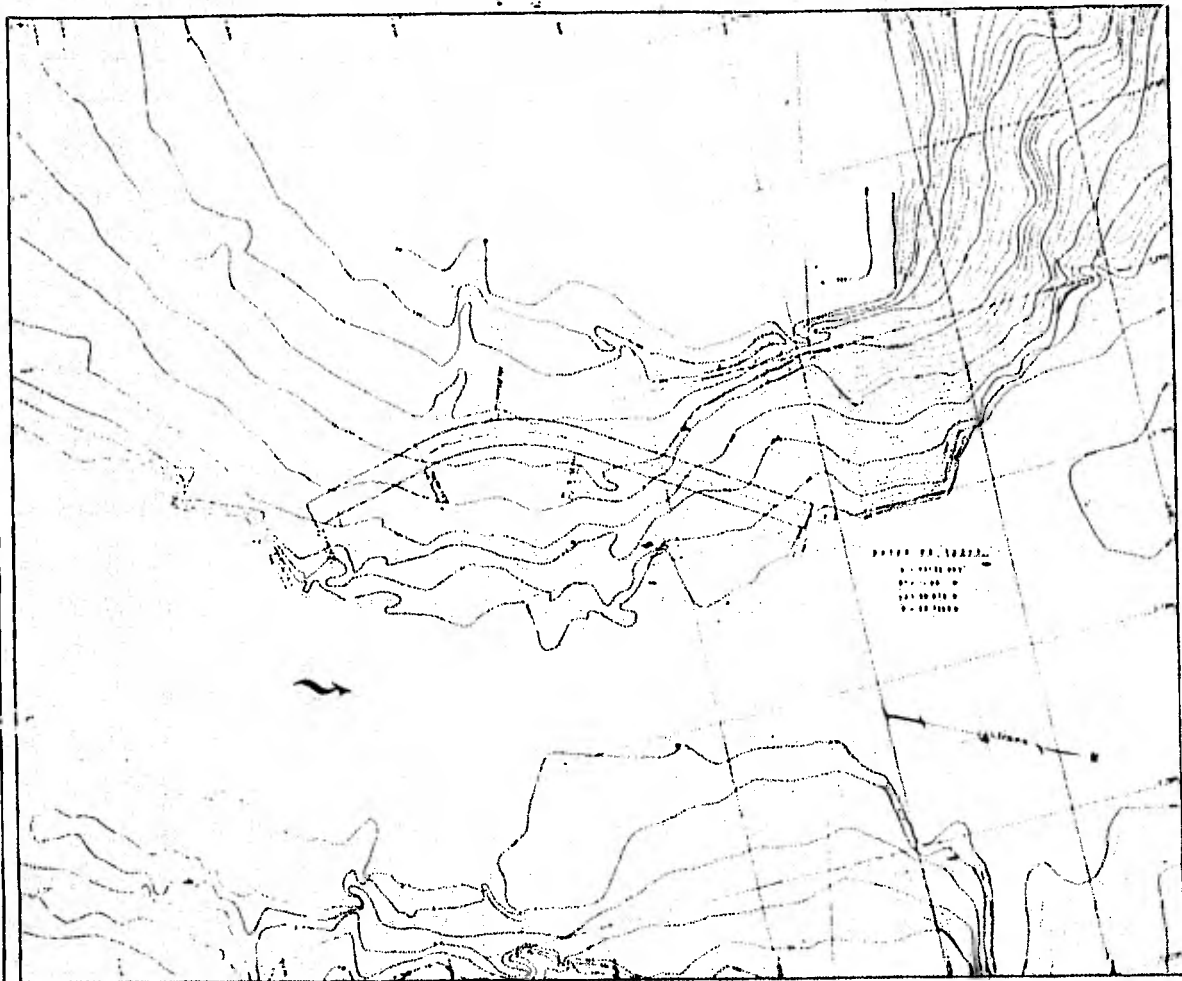
SECRETARIA DE TURISMO Y PROMOCION CULTURAL

SECRETARIA DE DEFENSA NACIONAL

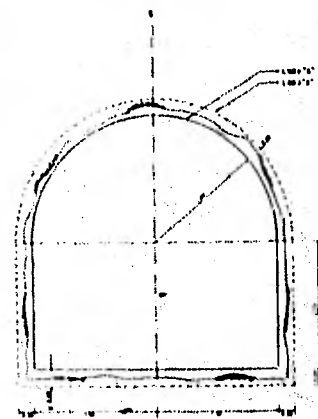
SECRETARIA DE RELACIONES EXTERIORES

SECRETARIA DE ASUNTOS INDIANOS

SECRETARIA DE FOMENTO RURAL



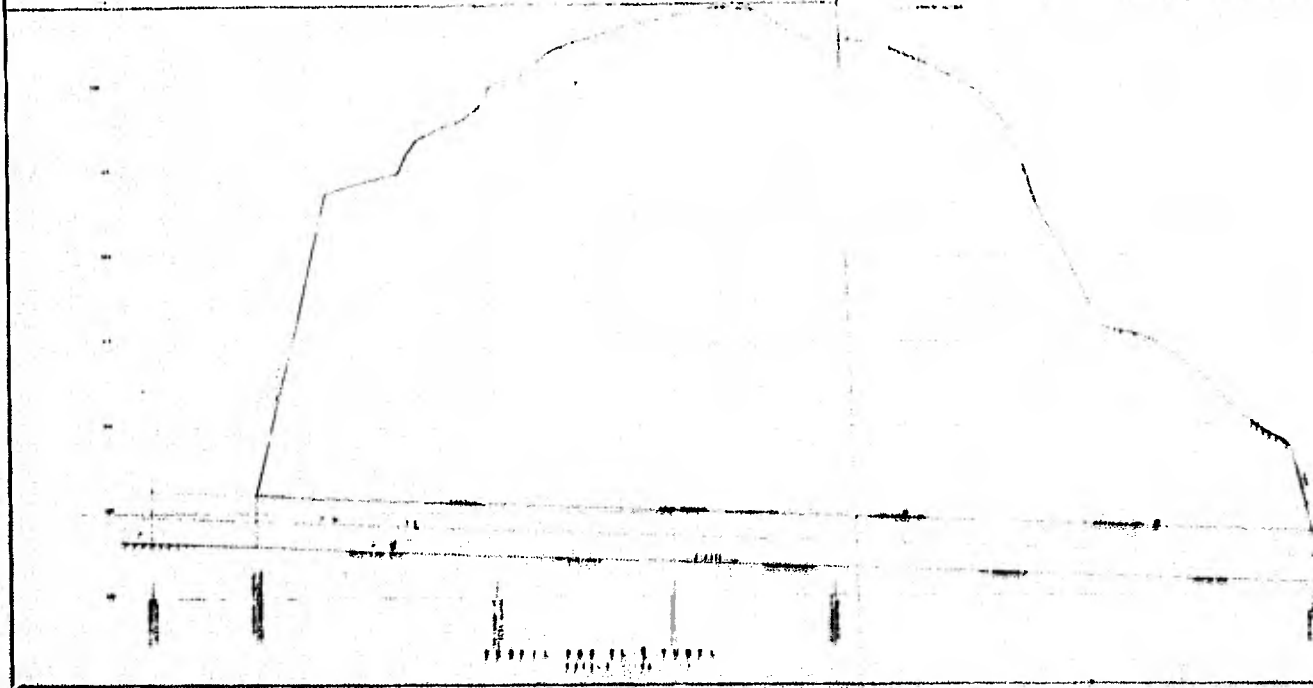
PLANTA DE LOCALIZACIÓN



SECCIÓN DE TUNEL
ESTADO 1-10

PUNTO	COORDENADAS	
	X	Y
1	1000.0000	1000.0000
2	1000.0000	1000.0000
3	1000.0000	1000.0000
4	1000.0000	1000.0000
5	1000.0000	1000.0000
6	1000.0000	1000.0000

NOTA: LAS COORDENADAS DE ESTOS PUNTOS SON LAS QUE SE USARON PARA EL DISEÑO DEL TUNEL.

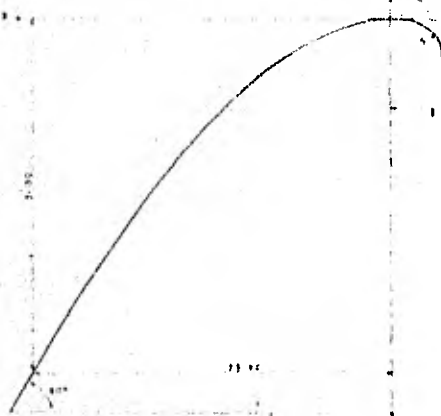


SECCIÓN DE TUNEL
ESTADO 1-10

COMISIÓN FEDERAL DE ESTADÍSTICA
 INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA
 ESTADÍSTICA AGRÍCOLA, INDUSTRIAL Y COMERCIAL
 1950
 ESTADÍSTICA DE LA INDUSTRIA Y COMERCIO
 ESTADÍSTICA DE LA INDUSTRIA Y COMERCIO

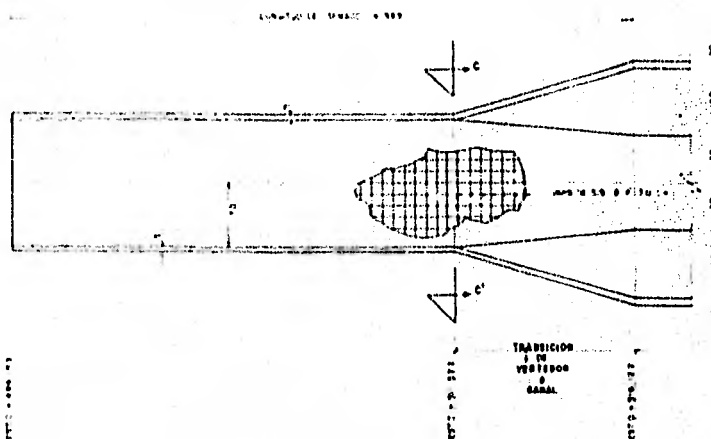


CORTE D-D'

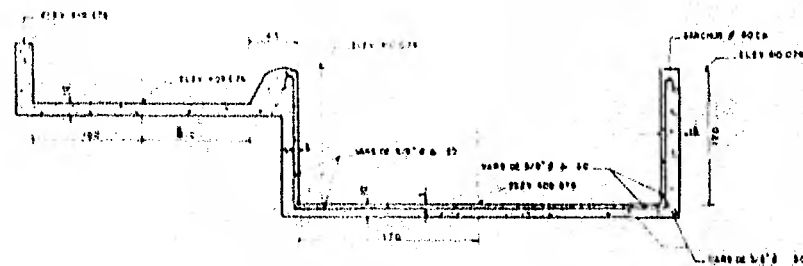


DETALLE A-A'

COORDENADAS	
X	Y
5.8.1	5.9.1.1
5.8.2	5.9.1.2
5.8.3	5.9.1.3
5.8.4	5.9.1.4
5.8.5	5.9.1.5
5.8.6	5.9.1.6
5.8.7	5.9.1.7
5.8.8	5.9.1.8
5.8.9	5.9.1.9
5.8.10	5.9.1.10
5.8.11	5.9.1.11
5.8.12	5.9.1.12
5.8.13	5.9.1.13
5.8.14	5.9.1.14
5.8.15	5.9.1.15
5.8.16	5.9.1.16
5.8.17	5.9.1.17
5.8.18	5.9.1.18
5.8.19	5.9.1.19
5.8.20	5.9.1.20
5.8.21	5.9.1.21
5.8.22	5.9.1.22
5.8.23	5.9.1.23
5.8.24	5.9.1.24
5.8.25	5.9.1.25
5.8.26	5.9.1.26
5.8.27	5.9.1.27
5.8.28	5.9.1.28
5.8.29	5.9.1.29
5.8.30	5.9.1.30



PLANTA DETALLE DEL ARMADO



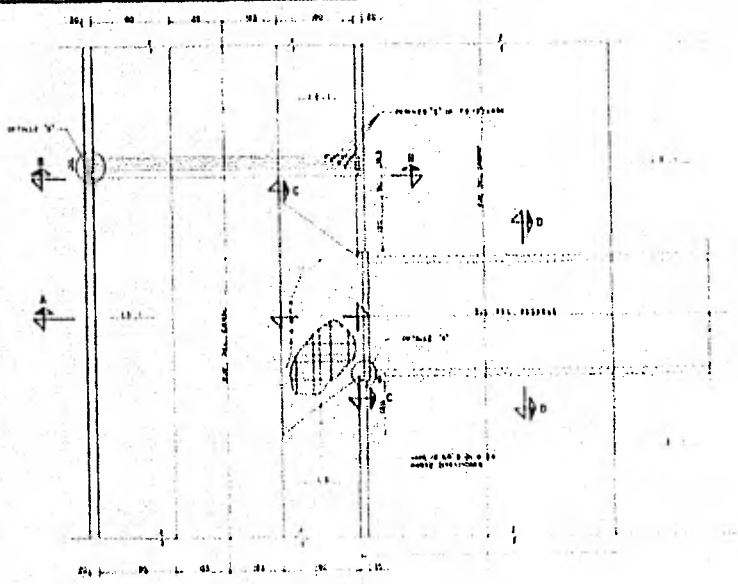
PERFIL DETALLE DEL ARMADO

CORTE C-C'

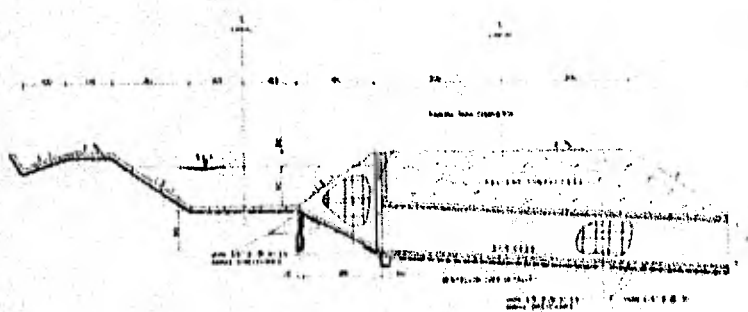
NOTAS

1. ESTUDIOS DE ESTABILIDAD Y DEFORMACIONES DE LOS ELEMENTOS DE LA OBRERA.
 2. ESTUDIOS DE VIBRACIONES.
 3. ESTUDIOS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE LA OBRERA.
 4. ESTUDIOS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE LA OBRERA.
 5. ESTUDIOS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE LA OBRERA.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
 COORDINADORA EJECUTIVA DEL SURESTE
 PROYECTO EJECUCION OBRA No. 1 - CHICAGO
 — LIMITADOR DE GASTOS —
 DISEÑO: ...
 PROYECTO: ...
 EJECUCION: ...



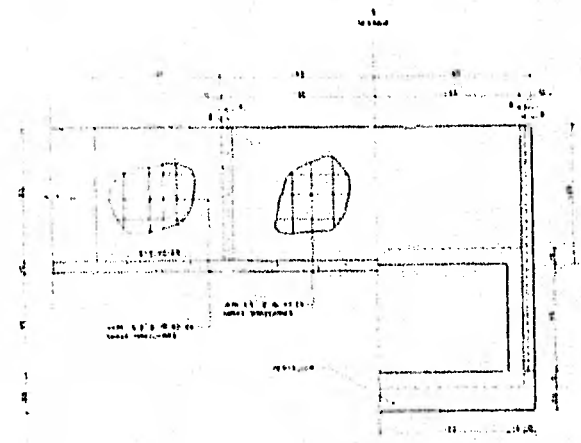
PLANTA



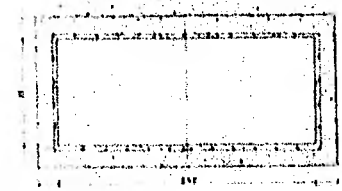
CORTE A - A



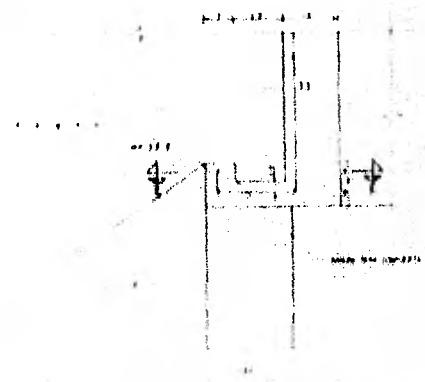
CORTE B - B



CORTE C - C



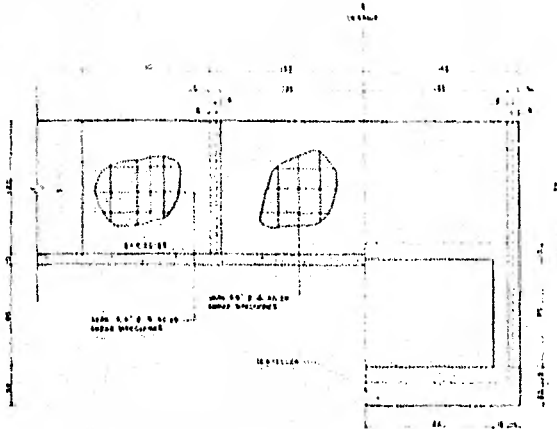
CORTE D - D



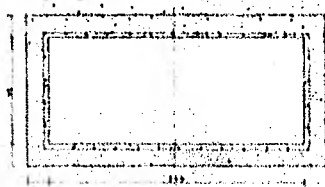
DETALLE "A"

CORTE

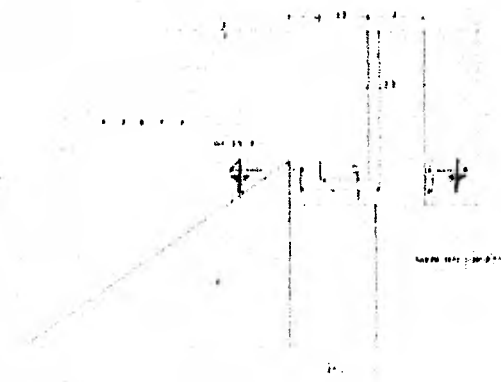
...
...
...
...
...
...
...
...
...
...



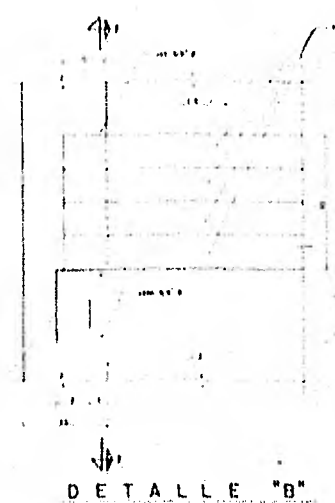
CORTE C - C



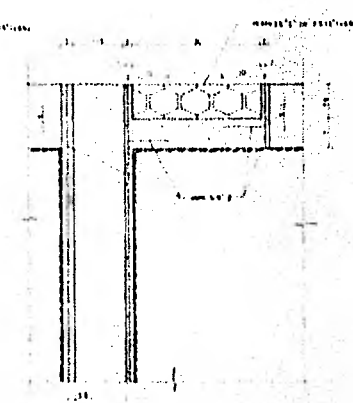
CORTE D - D



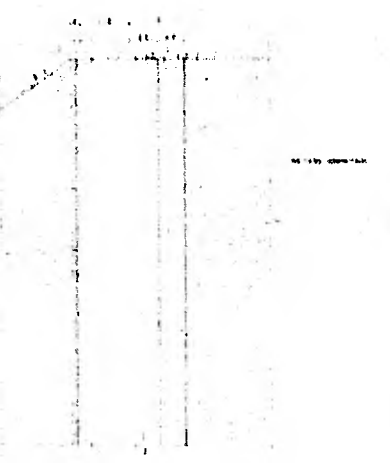
DETALLE "A"



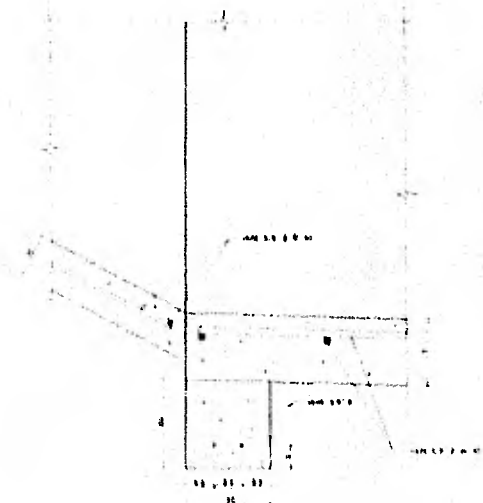
DETALLE "B"



CORTE F - F



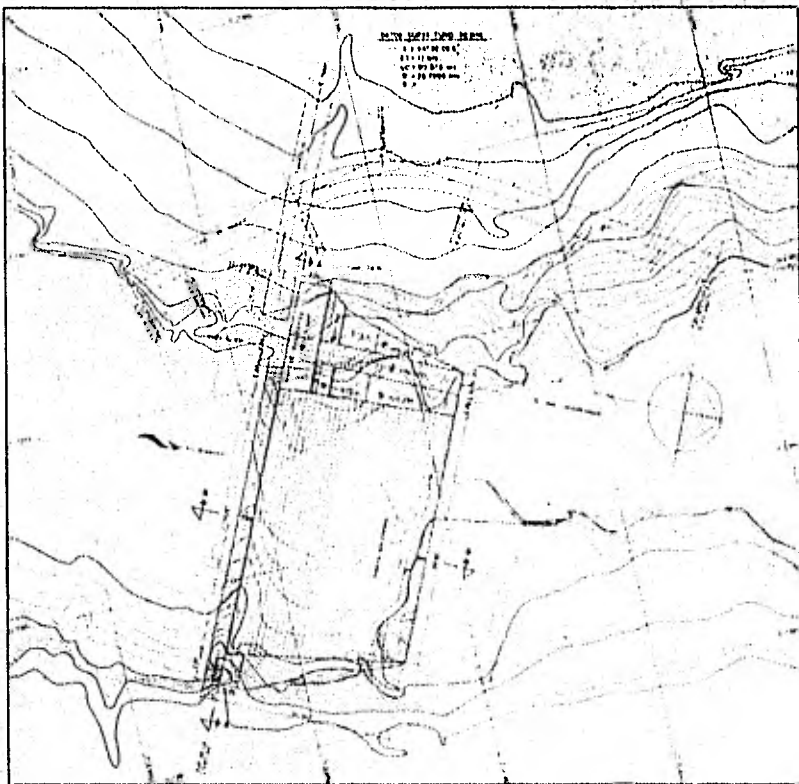
CORTE E - E



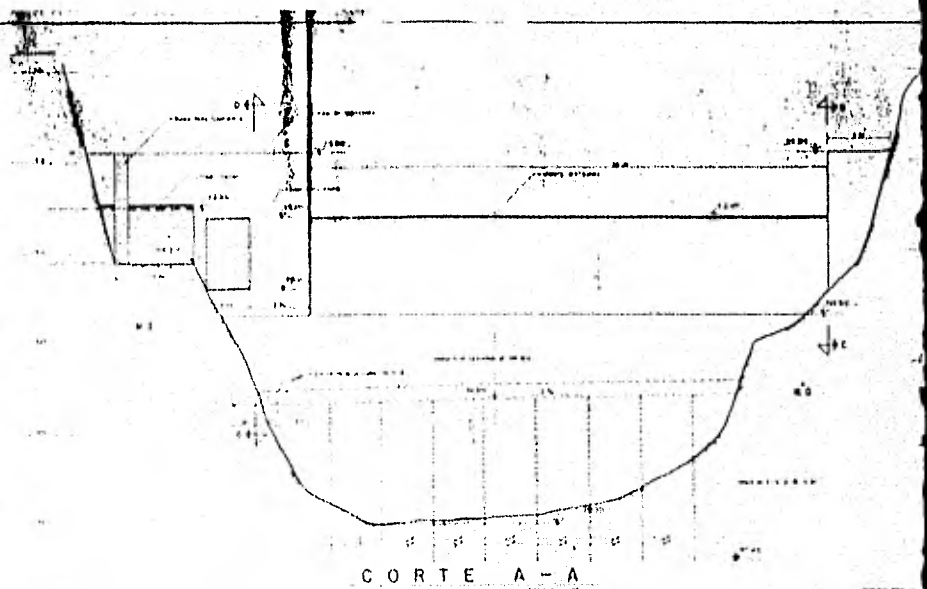
DETALLE DEL DENTELLON

NOTAS:
 1. Sección de construcción de la estructura.
 2. Sección de construcción de la estructura.
 3. Sección de construcción de la estructura.
 4. Sección de construcción de la estructura.
 5. Sección de construcción de la estructura.
 6. Sección de construcción de la estructura.
 7. Sección de construcción de la estructura.
 8. Sección de construcción de la estructura.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
 COMPAÑIA ARGENTINA DEL SUR
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
 PLANO GENERAL



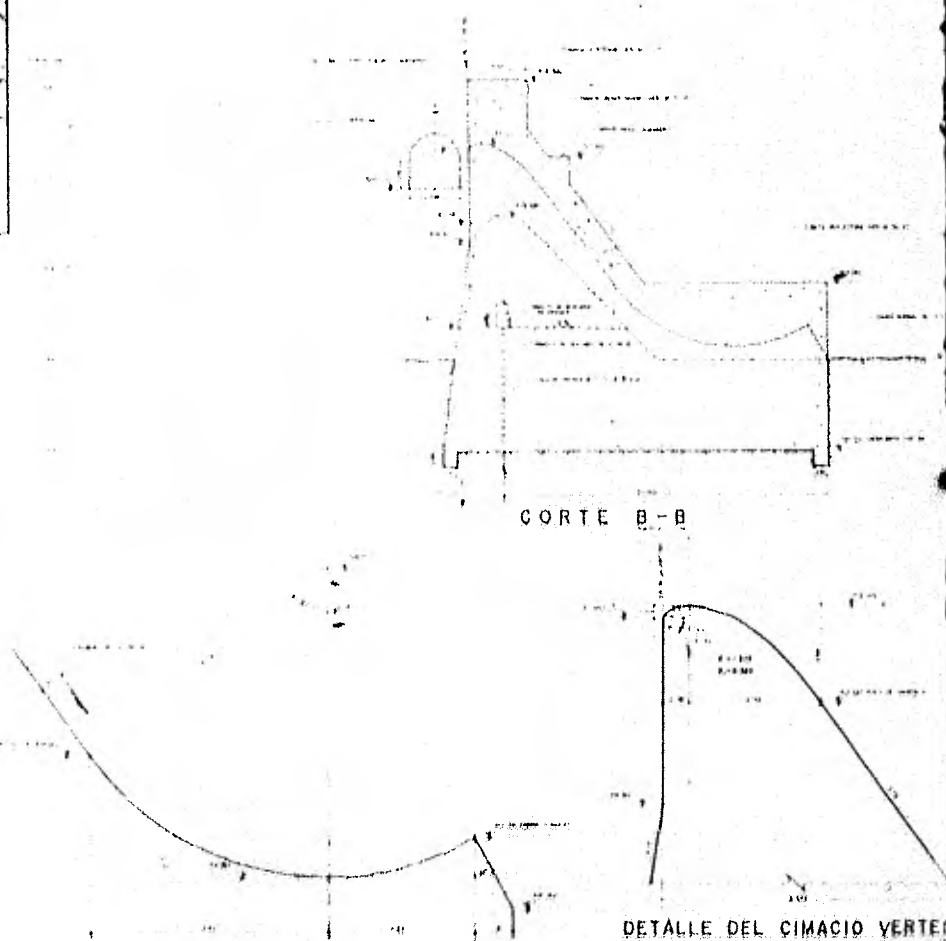
PLANTA GENERAL



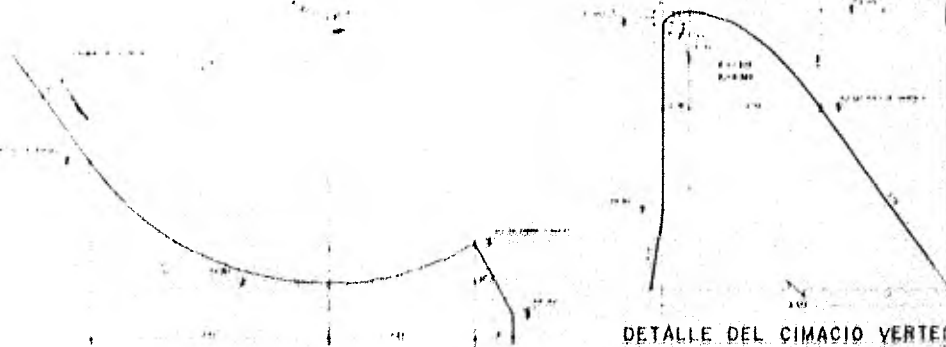
CORTE A-A



PERFIL GEOLOGICO SOBRE EL EJE DE LA CORTINA

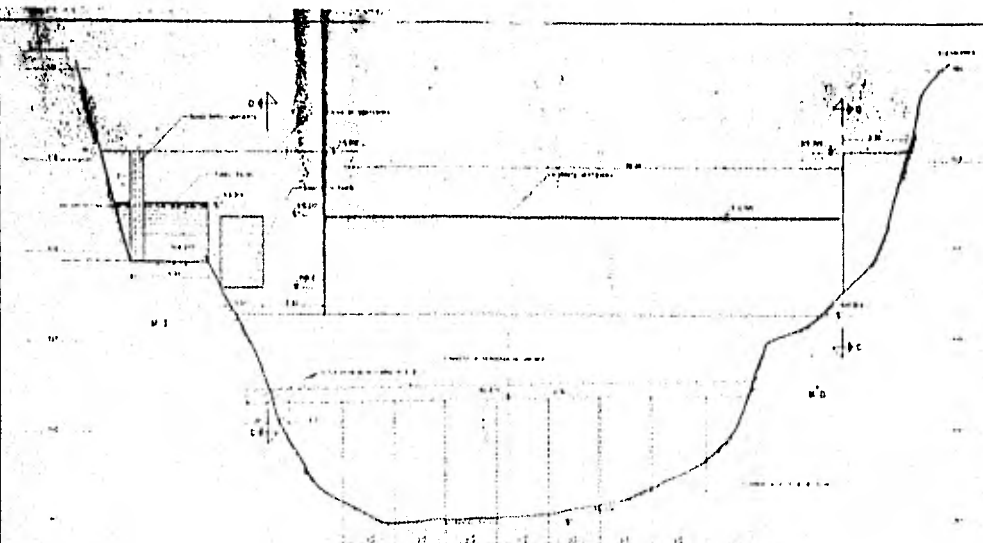


CORTE B-B

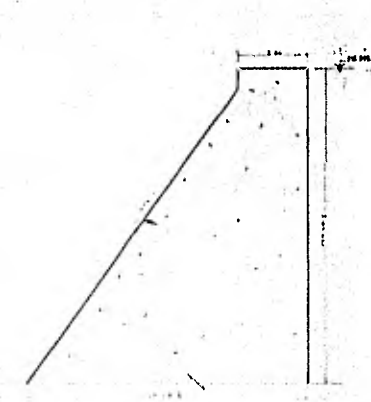


DETALLE DE LA CUBETA DEFLECTORA

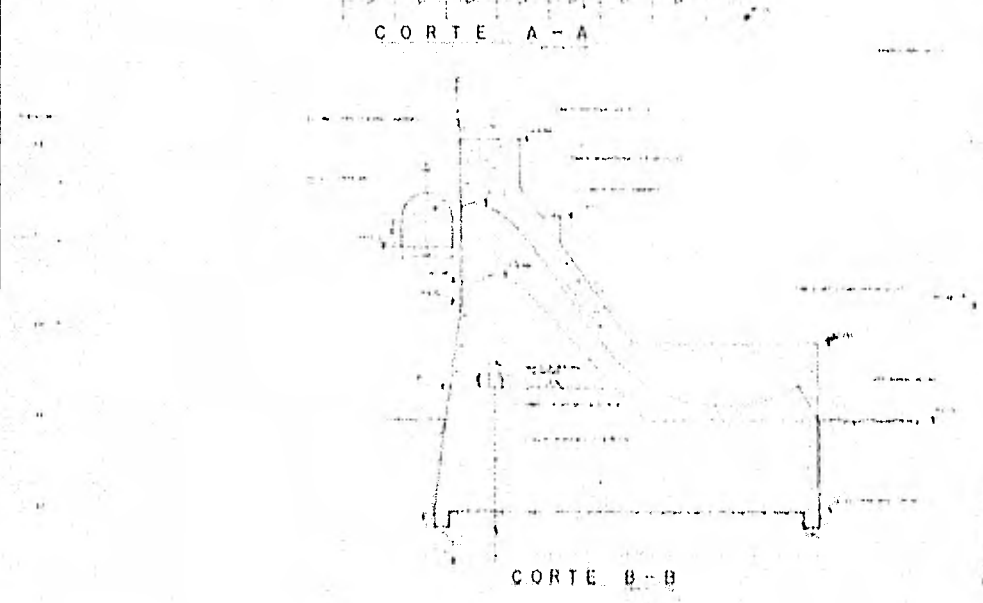
DETALLE DEL CIMACIO VERTICAL



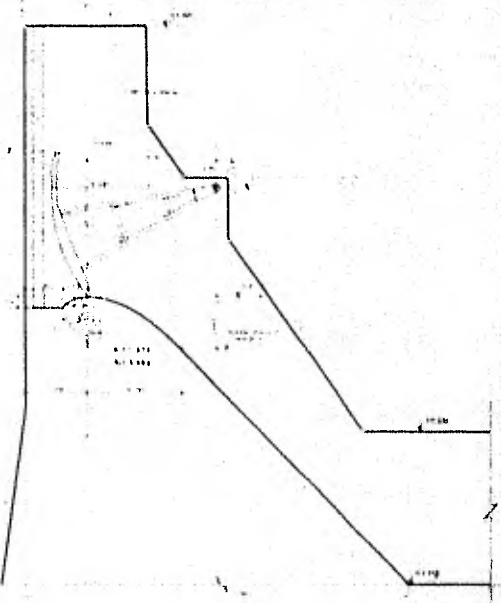
CORTE A-A



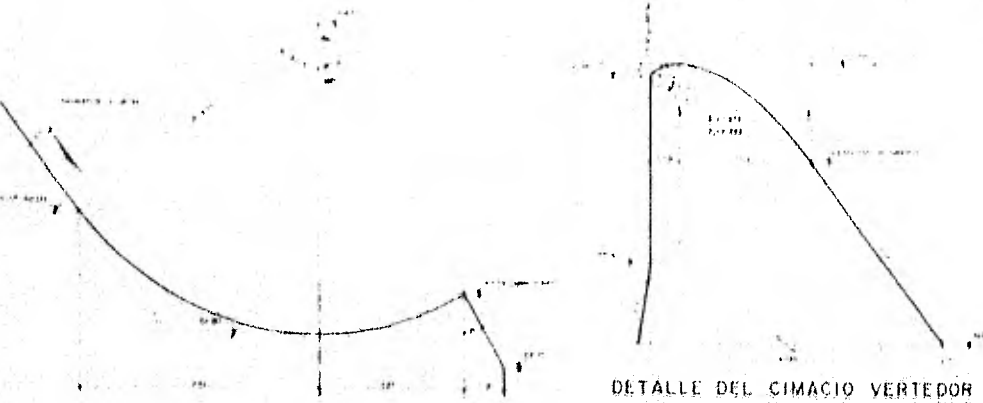
CORTE C-C



CORTE B-B



DETALLE DEL CIMACIO DESARENADOR
-CORTE D-D



DETALLE DE LA CUBETA DEFLECTORA

NOTAS:

1. EL CIMACIO DESARENADOR SE CONSTRUYERA CON UN MATERIAL DE ALTA RESISTENCIA Y SE LE DARÁ UNA PUNTA DE 10 CM. DE RADIO.

LONGITUDES DE LOS CIMACIOS	
DESARENADOR	DEFLECTOR
1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21
22	22
23	23
24	24
25	25
26	26
27	27
28	28
29	29
30	30
31	31
32	32
33	33
34	34
35	35
36	36
37	37
38	38
39	39
40	40
41	41
42	42
43	43
44	44
45	45
46	46
47	47
48	48
49	49
50	50
51	51
52	52
53	53
54	54
55	55
56	56
57	57
58	58
59	59
60	60
61	61
62	62
63	63
64	64
65	65
66	66
67	67
68	68
69	69
70	70
71	71
72	72
73	73
74	74
75	75
76	76
77	77
78	78
79	79
80	80
81	81
82	82
83	83
84	84
85	85
86	86
87	87
88	88
89	89
90	90
91	91
92	92
93	93
94	94
95	95
96	96
97	97
98	98
99	99
100	100

DETALLE DEL CIMACIO VERTEDOR

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
 CORPORACION ELECTRA DE BOLIVIA
 PLANO GENERAL DE LA CORTINA
 1958