

52
225



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"REHABILITACION DE LA OBRA DE
CAPTACION SOBRE EL RIO STO.
DOMINGO, CHIS."

T E S I S
Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a

JOSE LUIS LOPEZ VILLANUEVA



DIRECTOR DE TESIS:
M. en I. FRANCISCO ECHAVARRIA ALFARO

México, D. F.

1996

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-233/81

Señor
JOSE LUIS LOPEZ VILLANUEVA
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. FRANCISCO ECHAVARRIA ALFARO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

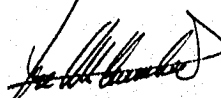
**"REHABILITACION DE LA OBRA DE CAPTACION SOBRE EL RIO STO. DOMINGO,
CHIS."**

- INTRODUCCION**
- I. ANALISIS TECNICO DE LA FALLA EN LA PRESA DERIVADORA**
 - II. TRABAJOS DE CAMPO**
 - III. PROYECTO PARA REHABILITACION**
 - IV. OBRAS AUXILIARES DE ENCAUZAMIENTO**
 - V. PROGRAMA DE CONSTRUCCION Y PRESUPUESTO**
 - VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 21 de abril de 1995.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*jbr

INDICE

REHABILITACION DE LA OBRA DE CAPTACION SOBRE EL RIO SANTO DOMINGO, CHIS.

- Introducción	1
.1 Antecedentes.	1
.2 Objetivo	5
.3 Alcances del trabajo	6
I.- Análisis técnico de la falla en la presa derivadora	I.1
I.1 Estado de la presa después de la avenida del 26 de septiembre de 1980	I.1
I.2 Planteamiento de la solución	I.3
I.3 Diagnóstico	I.5
II.- Trabajos de campo	II.1
II.1 Levantamientos topográficos	II.1
II.2 Estudios de geotecnia	II.8
III.- Proyecto para la rehabilitación	III.1
III.1 Cortina	III.1
III.2 Canal del desarenador	III.15
III.3 Empotramiento en la margen derecha	III.19
IV.- Obras auxiliares de encauzamiento	IV.1
IV.1 Solución conceptual	IV.1
IV.2 Diseño de espigones	IV.4
IV.3 Recomendaciones constructivas y de mantenimiento	IV.8
V.- Programa de construcción y presupuesto	V.1
V.1 Programa de construcción	V.1
V.2 Catálogo de conceptos y presupuesto	V.5
VI.- Conclusiones y recomendaciones	VI.1
VI.1 Recomendaciones de construcción	VI.1
VI.2 Conclusiones	VI.3

A mis padres:

Dr. Luis López Membrillo

Sra. Justa Villanueva G.

**Por su cariño y apoyo desinteresado
en la formación de mi persona**

A mi esposa:

Ma. Bertha

Mi compañera

A mis hijas:

**Patricia
Hilda Fátima
Fabiola**

**Por darme la alegría de
ser padre.**

A la memoria de mis Abuelos.

A mis tías y tíos, especialmente

Enriqueta y Soledad Villanueva

A mis hermanos:

**Gloria Ivonne
Mario Guillermo
Luis javier
Pedro
Hector Rubén**

A mis primos y sobrinos

De manera muy especial al

Ing. Rafael Echavarría Alfaro

**Por su paciencia y ayuda a la realización del presente trabajo
Por ser guía y ejemplo en mi formación profesional**

Con sincero agradecimiento para el

M. en I. Francisco Echavarría Alfaro

**Por su valiosa ayuda prestada para la
realización de este trabajo**

A Sistemas Hidráulicos y Ambientales S.A. de C.V.

Por las facilidades prestadas

A mis escuelas, maestros y amigos

INTRODUCCIÓN

1 Antecedentes

Uno de los problemas cotidianos dentro del campo de la Ingeniería Civil a nivel nacional es el abastecer de agua potable a la población, llevando consigo toda una gama de interrogantes como son la cuantificación de la demanda, la distribución, las posibles fuentes, la potabilización, la captación y conducción.

Al ir despejando cada una de las incógnitas de cada caso en particular se llega a obtener una respuesta a la demanda planteada.

Con el paso del tiempo algunas de las soluciones adoptadas dejan de ser operantes cayendo en obsolescencia, debiendo de hacerse ajustes para mantener un buen nivel de servicio.

Luego de reanalizar el problema y llegar a una nueva solución, al entrar ésta en operación se tiene una falla imprevista en alguna de sus partes, obligando a esclarecer su origen y proponer su corrección.

Tal es el caso que se plantea en el presente trabajo en el que se analizan en retrospectiva las decisiones tomadas con anterioridad y sus efectos posteriores basados en los resultados obtenidos.

Desde el año de 1957 se ha venido abasteciendo de agua potable a la Ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chis. con el caudal proveniente del Río Santo Domingo, que es afluente del río Grijalva.

Inicialmente se empleó un método de captación indirecto consistente en un sistema de galerías filtrantes que llegó a ser obsoleto debido a las obstrucciones del material de filtro que disminuyeron el gasto captado por dicho sistema, debiendo perforarse orificios en los registros de las galerías para poder captar el agua superficial directamente y subsanar el problema temporalmente.

Ante el aumento de la población y con ello la demanda en la dotación de agua potable, la captación se hizo insuficiente, debiendo buscarse nuevas aportaciones.

Aún y cuando existía la alternativa de efectuar la captación sobre el Río Grijalva, (ver fig. 1), fue desechada al considerar los problemas de contaminación con las aguas negras descargadas por las poblaciones

localizadas aguas arriba, por lo que se decidió seguir aprovechando la corriente del Río Santo Domingo.

Entonces se proyectó un nuevo sistema de captación del tipo de toma directa mediante el empleo de un cárcamo de bombeo y una presa derivadora del tipo "indio" ó flotante, que entró en operación en el año de 1979.

Durante la temporada de lluvias del año 1980, la presa derivadora se vio afectada por una falla en la cortina que forma parte del conjunto de estructuras de la captación.

También se registró cierto desplazamiento del cauce original del río, con tendencia a flanquear la cortina por la margen derecha.

Con este panorama se da pie al desarrollo del presente trabajo, un ejemplo dentro del vasto universo de aplicaciones de la Ingeniería Civil.

2 Objetivo

Se toma un caso real para su análisis, dándole un enfoque didáctico en el que se resalten los diferentes componentes que lo integran, la secuencia de las diferentes acciones a tomar mediante una ordenación de la información y la identificación de los diferentes requerimientos para su solución.

La finalidad consiste en plantear este problema en particular, analizar sus posibles causas y proponer soluciones promisorias de un funcionamiento seguro y adecuado.

Para ello se hace uso de los elementos adquiridos a lo largo de la carrera y que sean aplicables al caso, así como las recomendaciones dadas por experiencias de campo similares a lo tratado en esta obra y además, por documentación sobre investigaciones sobre dicho tema.

Finalmente se hacen conclusiones tratando de generar recomendaciones de uso práctico que sirvan de aplicación en el campo didáctico.

3 Alcances del trabajo

Primeramente se hace la descripción del panorama general del problema, esto es el estado que presentaba la captación durante la inspección del sitio de la obra de captación.

Posteriormente se hace una evaluación, es decir un diagnóstico técnico y en base a él se elige la solución considerada mas adecuada, tanto para la reconstrucción de la presa, como para las obras auxiliares de protección y encauzamiento, que son los dos grupos de análisis en que se organiza el estudio.

A continuación como parte inseparable, se presenta la evaluación económica, formada por un posible programa de construcción acompañando de un presupuesto en el que se desglosan las cantidades de obra.

Finalmente se dan las recomendaciones de construcción y se emiten las conclusiones a las que llegué desde mi punto de vista personal partiendo de las experiencias vividas.

I.- ANÁLISIS TÉCNICO DE LA FALLA EN LA PRESA DERIVADORA

I.1 Estado de la presa después de la avenida del 26 de septiembre de 1980

Los trabajos de estudio tendientes a la rehabilitación de la captación, se iniciaron efectuando una visita al sitio de la obra donde se constató lo que a continuación se menciona.

I.1.1 Daños en la cortina.

Sufrió la remoción del material que la constituía en su parte central, donde se formó un canal con una profundidad mayor al nivel de desplante con que fue construida originalmente la cortina, dejando intactas las partes extremas correspondientes a cada margen, estos daños se detallan a continuación.

Talud de aguas abajo.- Se estimó un área dañada en un 30% del total de su proyección en planta.

Zona de la cresta vertedora.- Formada por módulos de muro de concreto, fueron arrastrados 48 metros de un total de 136 m que existían originalmente, quedando fallados en su cimentación el par de módulos contiguos a los removidos.

Talud de aguas arriba.- fue removido el material que lo constituía en su longitud correspondiente al muro dañando. (Ver plano -2).

I.1.2 Daños en la obra de toma.

En la zona de cárcamos de bombeo, estructuras de control de la toma y del desarenador, no se apreciaron daños. La captación se encontraban en operación el día de la visita, haciendo el embalse mediante un ataguía provisional.

Se detectó la remoción del tramo final del canal de descarga del desarenador en su tramo formado con muros de mampostería, mostrando restos de una parte curva en planta con deflexión a la derecha .

I.1.3 Estado del cauce.

Aguas abajo del sitio de la obra de toma se detectó erosión de la margen izquierda donde quedaron taludes del terreno cercanos a la vertical y con una altura hasta de 5 m.

Aguas arriba del sitio de la obra de toma se detectó un desplazamiento del cauce hacia la margen derecha, con la posibilidad de flanquear la cortina por dicha margen, opuesta a la de la obra de toma.

1.2 Planteamiento de la solución

Una de las etapas para ejecutar un proyecto consiste en conocer los conceptos y alcances de trabajo que lo forman, lo que le permite a uno estructurar los pasos a seguir dentro de un orden de ideas precisas.

Una vez conocido el cuadro general que presentaba la captación, se procedió a organizar los trabajos que permitieran orientar hacia una solución adecuada.

Se identificaron y clasificaron las diferentes actividades en conceptos o áreas de trabajo.

Los conceptos a su vez se pueden agrupar en dos bloques que se presentan en el cuadro siguiente:

REHABILITACIÓN DE LA OBRA DE CAPTACIÓN SOBRE EL RÍO SANTO DOMINGO, CHIS.

BLOQUE	CONCEPTO	ACTIVIDAD
Trabajos de campo	Levantamientos topográficos	-De detalle en el sitio de la captación -Tramos de río aguas arriba y aguas abajo
	Exploración geotécnica	-Obtención de muestras del material del cauce
	Recopilación de información	-SARH.- Boletines hidrológicos -SAHOP.-Proyecto original de la captación -CFE.-Registro de la avenida que provocó la falla
Trabajos de investigación y de gabinete	Estudios de Geotecnia	-Granulometría -Densidad De sólidos
	Estudios hidrológicos	-Verificación de la avenida De diseño
	Estudios Hidráulicos	-Comportamiento de la cortina existente con las avenidas de falla y de diseño -Ratificación y/o modificación del Proyecto original de la cortina -Determinación De las características de operación de la obra De toma -Comportamiento del cauce con la avenida de diseño aguas arriba del sitio
	Planeación	-Programa de obra
	Evaluación Económica	-Catálogo de conceptos y presupuesto

CUADRO DE ACTIVIDADES

Los trabajos de campo se tratan mas ampliamente en el capítulo No.II, y los de investigación y los de gabinete en el desarrollo de los capítulos No's. III, IV y VI.

1.3 Diagnóstico

Con los datos obtenidos de campo comparados con los de diseño se observó lo siguiente:

1.- La Comisión Federal de Electricidad estimó el gasto presentado en 1,780 m/s, que comparado con la avenida de diseño, calculada en 2,600 m/s, debía quedar dentro del rango de seguridad.

2.- La falla de la cortina se inició en el soporte del talud de aguas abajo, debido a la remoción por socavación del enrocamiento que formaba dicho soporte, continuando de manera regresiva hacia aguas arriba hasta socavar el apoyo del muro vertedor removiéndolo.

Esta erosión del soporte del talud de la cortina fue provocada por una serie de circunstancias que contribuyeron al daño:

a) La primera y la mas importante fue que el tamaño de la roca colocada en el soporte de aguas abajo no era suficientemente grande. Esto se pudo comprobar en la visita realizada al sitio, observándose que la parte no dañada presentaba algunas rocas de buen tamaño, pero intercaladas con pedacería de roca.

b) Otra posible causa fue la presencia de un canal de mampostería de sección rectangular y de eje curvo en planta, que formaba parte del canal de descarga al desarenador de la obra de toma, constituyéndose en un obstáculo en la parte baja de la sección vertedora de la cortina, propiciando la formación de turbulencias por contracción brusca del cauce en zona de máxima velocidad lo que ayudó a la socavación del material de soporte de la cortina.

c) Como no se apegó la construcción de la cortina a la ubicación de proyecto original, al quedar su eje girado, se disminuyó la sección en la descarga; porque además de quedar orientada hacia la margen izquierda, no se rectificó el cauce del río, motivando un choque del flujo contra el paramento vertical del terreno natural que formaba la margen izquierda.

A consecuencia de lo anterior, al paso de la avenida que se menciona, la margen izquierda fue erosionada y la parte circular del canal mencionado fue demolida por no estar diseñado para resistir el impacto del agua, iniciándose la falla de la cortina como se puede apreciar por la trayectoria del canal que se formó en el cuerpo de ésta.

d) Otros motivos de menor importancia, que si no produjeron la falla, si contribuyeron a ello dejando en desventaja a los elementos que formaban la cortina, fueron:

La ausencia del sello de polivinilo, entre los monolitos de concreto ubicados en la zona de la cresta vertedora, facilitó el paso de las filtraciones.

La eliminación del escalón de la cresta vertedora con el talud de aguas abajo modificó la sección de control.

La superficie del talud de aguas abajo fue recubierta con una capa de concreto simple, eliminando todas las salientes de la roca, lo que hizo disminuir el coeficiente de rugosidad y aumentar la velocidad del agua. El concreto únicamente debió vaciarse entre los huecos del enrocamiento para ligar las piedras de la superficie. También se eliminaron los lloraderos adyacentes a los dentellones de concreto simple, esto ayudó a la socavación pues se generó una fuerza imprevista debida a la presión por la filtración haciendo que el enrocamiento fuera mas fácilmente removido.

3.-No se previó en el diseño de la captación los efectos que se tendrían en al cauce al colocar el obstáculo que constituye la cortina y que modifica la pendiente del río aguas arriba del sitio de la captación, motivando que durante la avenida se erosionara la margen derecha.

En vista de lo anterior y apoyándose en las revisiones que aparecen en el capítulo III, concluí que la rehabilitación debía hacerse en base al proyecto original, adecuándose a las condiciones actuales.

Además, a manera de reforzamiento de la opinión anterior, se investigó sobre el comportamiento de obras similares existentes en el país encontrándose que éste ha sido satisfactorio.

PRESAS DERIVADORAS TIPO "INDIO"					
Presa derivadora	Corriente	Gasto de diseño (m ³ /s)	Longitud de cresta (m)	Gasto unitario (m ³ /s/m)	Periodo de observación
EL SUFRAGIO	Río Fuerte, Sin.	12,675	740	17.13	1952-1980
CAHUINAHUA	Río Fuerte, Sin.	12,675	547	23.17	1950-1980
CULIACAN	Río Culiacán, Sin.	11,000	490	22.45	1951-1980
SAN LORENZO	Río San Lorenzo, Sin.	5,000	435	11.49	1954-1980
STO. DOMINGO	Río Sto. Domingo, Chis.	2,600	136	19.12	1979-1980

Finalmente se trata el problema de la estabilización del cauce en el capítulo IV.

II.- TRABAJOS DE CAMPO

I.1 Levantamientos topográficos

Los levantamientos topográficos realizados en el Río Santo Domingo tuvieron por objeto ubicar con precisión las estructuras de la obra de captación, como son el cárcamo de bombeo y los restos que quedaron de la cortina.

También se hizo un levantamiento planimétrico del río para ubicar la posición del cauce después de la avenida ya mencionada.

Los trabajos comprendidos dentro de este concepto fueron los siguientes:

I.1.1.- Poligonal de apoyo.

Con el objeto de apoyar las secciones transversales al río y ligar dentro del conjunto las estructuras de la captación, se trazó una poligonal abierta por la margen derecha a la cual fue ligado el eje de la cortina, ver Plano -1 .

La localización de los registros de las galerías filtrantes se realizó por el método de radiaciones, a partir del punto PI-A.

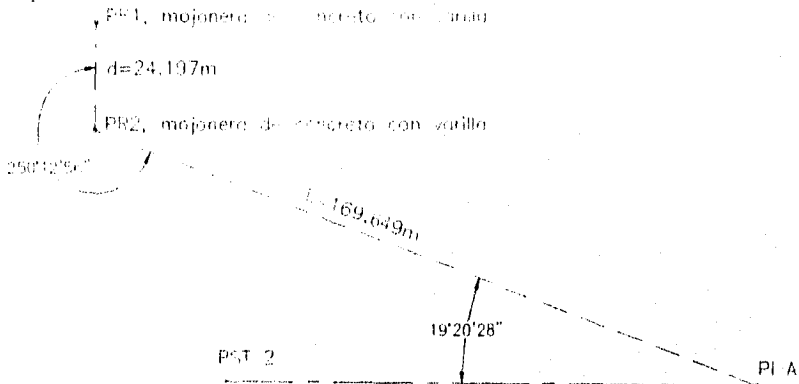
II.1.2.- Coordenadas.

Como no se pudo obtener algún punto de referencia de las coordenadas con las que fue construida originalmente la obra, se tubo que adoptar un sistema arbitrario asignándole al punto PI-A las siguientes coordenadas:

$x = 10,000$

$y = 10,000$

El punto PI-A se localizó en la corona del muro central de la cortina, exactamente sobre el módulo de concreto extremo del empotramiento de la margen derecha. Este punto se referenció como se indica en el croquis:



Referenciación del punto PI A

Para orientar el sistema de coordenadas x-y en el sentido norte - sur, se hizo la orientación astronómica de la línea PIA-PST2, cuyo rumbo calculado fue:

$N 59^{\circ} 56' 04'' W$

En el cálculo del rumbo se aplicó el método de las distancias cenitales para el cálculo del azimut por observaciones del sol.

Este es el método de mayor aplicación en la topografía ordinaria, dado que generalmente no se requiere mucha precisión del azimut. Con las

observaciones de los ángulos horizontal y vertical del sol y con la resolución del triángulo astronómico formado por el polo, el zenit y el astro, se puede determinar el azimut del astro con la precisión necesaria, y consecuentemente, el de una línea.

El método consiste en aplicar la ley de los cosenos de la trigonometría esférica:

$$\text{sen } \delta = \text{sen } \phi \cos Z + \cos \phi \text{sen } Z \cos A \quad (1)$$

Donde:

ϕ = latitud del lugar

Z = distancia cenital del astro

A = azimut del astro

despejando de (1) se obtiene:

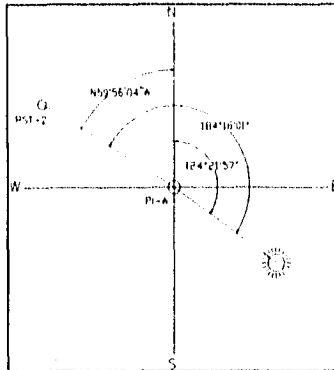
$$\cos A = \frac{\text{sen } \delta - \text{sen } \phi \cos Z}{\cos \phi \text{sen } Z} \quad (2)$$

haciendo las transformaciones necesarias, se llega a la expresión:

$$\text{sen } \frac{1}{2} A = \sqrt{\frac{\cos \frac{1}{2}(Z + \phi + \delta) \text{sen } \frac{1}{2}(Z + \phi - \delta)}{\text{sen } Z \cos \phi}} \quad (3)$$

que es la expresión usada para este caso en particular.

REHABILITACIÓN DE LA OBRA DE CAPTACIÓN SOBRE EL RÍO SANTO DOMINGO, CHIS.



CROQUIS DE LA ORIENTACION

ORIENTACION: Lado PI-A a PST-2

FECHA: nov/1980

OBSERVADOR:

LATITUD DEL LUGAR: $16^{\circ} 42' 46''$

LADO ORIENTADO: PI-A-PST-2

RUMBO PROM. DEL LADO ORIENTADO. $N59^{\circ} 56' 04''W$

APARATO:

DATOS	1a Serie	2a Serie	3a Serie	4a Serie	5a Serie
Promedio de la hora de observación (T)	$8^h 20^m 38^s$	$8^h 22^m 38^s$	$8^h 24^m 40^s$		
Hora del paso del sol por el M. 90° W.G. (H)	$11^h 50^m 51.1^s$	$11^h 50^m 51.1^s$	$11^h 50^m 51.1^s$		
Variación horaria (V)	$-0^h 00^m 19.41^s$	$-0^h 00^m 19.41^s$	$-0^h 00^m 19.41^s$		
Declinación del sol a la 0^h M. 90° (E)	$-22^h 27^m 32.46^s$	$-22^h 27^m 32.46^s$	$-22^h 27^m 32.46^s$		
Altura del sol observada (A')	$23^{\circ} 02' 28''$	$23^{\circ} 26' 13''$	$23^{\circ} 54' 07''$		
Corrección por refracción y paralaje	$0^{\circ} 02' 7.87''$	$0^{\circ} 02' 5.34''$	$0^{\circ} 02' 2.45''$		
Latitud (ϕ)	$16^{\circ} 42' 46''$	$16^{\circ} 42' 46''$	$16^{\circ} 42' 46''$		
Azimet del sol (A)	$124^{\circ} 05' 21''$	$124^{\circ} 20' 58''$	$124^{\circ} 39' 33''$	$124^{\circ} 21' 57''$	
Rumbo del lado orientado	$N59^{\circ} 56' 08''W$	$N59^{\circ} 56' 13''W$	$N59^{\circ} 56' 54''W$	$N59^{\circ} 56' 04''W$	
Angulo horizontal	$184^{\circ} 01' 27''$	$184^{\circ} 19' 09''$	$184^{\circ} 35' 27''$	$184^{\circ} 15' 01''$	

HOJA MODELO

Para obtener los valores de las variables Z, ϕ y δ , se ordenan los datos y los cálculos como se muestra en la hoja modelo.

En campo se realizan un mínimo de tres series de observaciones que arrojan los siguientes datos:

- (T) -Promedio de la hora de observación.
- (A) -Promedio de la altura observada.
- Angulo horizontal.

Cabe hacer notar que las observaciones deben hacerse entre las 8 y 9 horas ó entre las 15 y 16 horas, de manera de medir alturas entre 20° y 30° , y con ello disminuir errores de cálculo.

Del anuario astronómico que publica anualmente el Observatorio Astronómico Nacional, de la sección "Efermírides del sol para el meridiano 90° W.G.", partiendo del mes y día de la observación, se obtienen:

- (H) -Hora del paso del sol por el meridiano 90° WG.
- (V) -Variación horaria en declinación.
- (E) -Declinación a la hora del paso del sol por el meridiano 90° WG.

De la carta de DETENAL correspondiente, se calcula gráficamente la latitud (ϕ).

Para obtener la declinación (δ), se procede como sigue:

- (I) -El intervalo es:

$$I = H - T$$

luego $\delta = E + V$

Para obtener la distancia cenital (Z), se aplica la expresión:

$$Z = 90^\circ - A' + r$$

donde r es la corrección por refracción, la cual se obtiene también del Anuario Astronómico.

Conocidos los valores de Z, δ , y ϕ , se aplica la expresión (3) para cada serie y se obtiene el valor del azimut del sol (A).

Posteriormente se calcula el rumbo de la línea orientada y se obtiene el promedio de rumbos, desechando los que tengan diferencias mayores o iguales a 03'.

II.1.3.- Secciones Transversales.

La planta del Río Santo Domingo fue obtenida tomando secciones normales a la poligonal de apoyo a cada 25 m, medidos sobre el eje de esta última.

Adicionalmente se obtuvieron 8 secciones transversales al río, las que muestran un fondo sensiblemente plano casi horizontal. Se indican en el plano-7.

II.1.4.- Banco de Nivel.

La altimetría de los levantamientos topográficos se basó, al igual que los realizados en 1977, en un banco de nivel localizado en el cárcamo de bombeo viejo, sobre una varilla que sobresale del piso a un lado y abajo de las bombas.

La cota de este banco fue de 404.588 m.s.n.m.

II.1.5.- Configuración Topográfica.

Se configuró una superficie de 6 ha de terreno en el sitio de la presa derivadora y el cárcamo de bombeo a una escala de 1:500 y curvas de nivel a cada metro, utilizando para ello el método de la plancheta.

II.1.6.- Levantamiento de Estructuras Existentes.

Este levantamiento se hizo en una planta y un corte mostrando los elementos que constituyen el cárcamo de bombeo, levantados con cinta.

También se levantaron dos secciones transversales de lo que quedó de la cortina, una en la porción derecha y la otra en la izquierda.

II.2 Estudios de Geotecnia.

Con el fin de conocer algunas propiedades mecánicas del material erosionado y transportado por el río Santo Domingo, se efectuaron las pruebas de granulometría y de densidad de sólidos en 6 sitios cuya ubicación se muestra en el plano No. 1.

Se anexan tres ejemplo de hojas de los datos recopilados, ver las figs. II.1 a II.3

Los resultados de los seis sitios se resumen a continuación.

MUESTRA	Dm (mm)	Ss
1	0.75	2.676
2	0.64	2.697
3	0.68	2.739
4	0.78	2.699
5	1.01	2.668
6	0.24	2.747

Bancos de materiales. Uno de los trabajos de campo que tiene particular incidencia en toda obra hecha con materiales naturales, lo es la ubicación del sitio de donde se abastecerán de dichos materiales; que debido a la distancia en que se ubiquen con respecto al sitio de la obra, mayor o menor será su impacto en el costo de la obra.

En el presente caso existen materiales en cantidad y de las características necesarias para satisfacer los requerimientos de la obra, aprovechando los mismos bancos que se explotaron para la obra anterior, ver croquis II.1.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Procedencia: RÍO SRO. DOMINGO CHIIS. Identificación de Lab. 8/10/69
 Banco: PARA ABAJO Pozo: 7A Profundidad: 7A
 Muestra: Nº 1 Est.: 2, 2 - 4 Fecha: 7 de Mayo 1969

VIA SECA	MALLA	ABERTURA EN mm.	PESO RETENIDO Mg. \pm c.	% PARCIAL RETENIDO	% ACUMULATIVO QUE PASA	OBSERVACIONES
					100.00 %	
	3"	76.2				Análisis efectuado con la muestra total de <u>16.200</u> kg. Humedad testigo Grava W = % Tierra W = %
	2"	50.8				
	1/2"	30.1				
	1"	25.4				
	3/4"	19.1				
	1/2"	12.7				
	3/8"	9.5				
	Nº 4	4.69	<u>54.72</u>	<u>0.33</u>	<u>99.67</u>	
	Sumas =		<u>54.72</u>	<u>0.33</u>		% DE GRAVA
VIA VIA	MALLA	ABERTURA EN mm.	PESO RETENIDO gr	% PARCIAL RETENIDO	% ACUMULATIVO QUE PASA	OBSERVACIONES
					MUESTRA <MALLA MUESTRA TOTAL	
	8	2.38	<u>203.90</u>	<u>0.78</u>	<u>99.22</u>	Análisis efectuado con muestra de <u>200</u> gr. del material menor que la malla Nº 4
	14	1.19	<u>149.81</u>	<u>2.76</u>	<u>96.46</u>	
	28	0.59	<u>151.52</u>	<u>30.31</u>	<u>66.15</u>	
	48	0.297	<u>233.44</u>	<u>46.69</u>	<u>19.46</u>	
	100	0.149	<u>270.69</u>	<u>14.14</u>	<u>5.32</u>	
	200	0.074	<u>274.65</u>	<u>2.97</u>	<u>2.35</u>	
	Sumas		<u>1488.26</u>	<u>92.88</u>		% MAT FINO MENOR QUE 200
	Charola					CHAROLA Nº
	Suma:					Cheque con muestra seca

HIDROMETRO Nº 0

Análisis efectuado con gr. secos, de material lavado y pasado por malla Nº 200, S₂ =

VIA HUMEDA	HORA	TIEMPO	LECTURA HIDR.	LECTURA CORR. R.	TEMP.	R	$\frac{MS_2}{R + S_2}$	W% ACUMULATIVO	ALTURA DE CAIDA cm.	DIAMETRO EN mm.
								PASA 200 PASA 4 TOTAL		
		20 seg								
		40 "								
		1.20 min								
		2.50 "								
		5 "								
		10 "								
		15 "								
		20 "								
		25 "								
		30 "								
		1 hora								
		1/2 "								
		2 "								
		3 "								
		24 "								

Observaciones:
 Operador: V. A. B. A. T. Cálculo: Fecha: 7 de Mayo 1969

FIGURA II.1

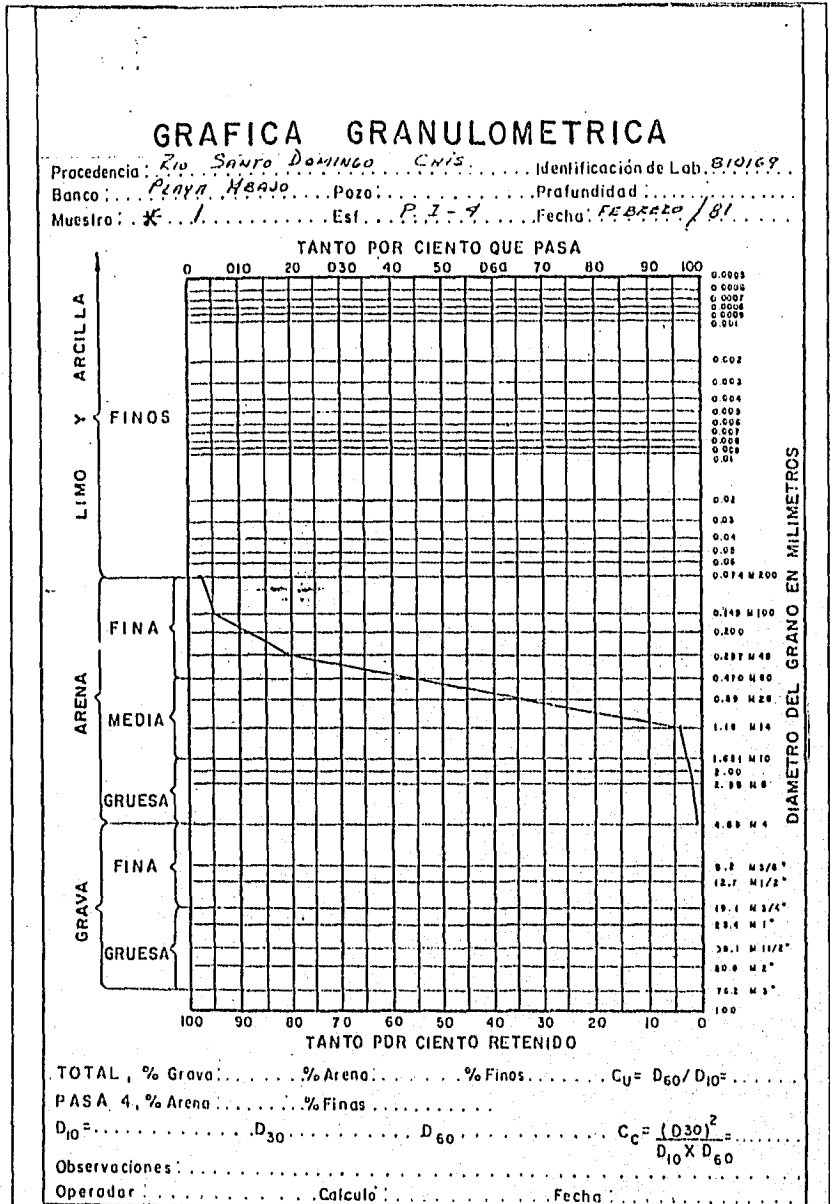


FIGURA II.2

Playa Abajo 1ª D14

DENSIDAD DE SÓLIDOS

Procedencia: Río Santo Domingo, Chis Identificación de Lab: B10149

Banco: Pozo: Profundidad:

Muestra: X/ Est: Fecha:

Material < que la malla N° 4					Mat. > que la malla N° 4	
Prueba N°					Peso grava húmeda	
Matraz N°	7	8			Peso grava seca	
W _{mws} gr.	723.73	727.44			Peso agua absorbido	
Temperatura	18.5	19.5			Volumen desolajado	
W _{mw}	685.63	689.64			% de absorción	
W _{ms}	247.33	250.90			Volumen real de sólidos	
W _{rn}	186.88	196.48			Densidad de masa S _m	
W _s = W _{ms} - W _m	60.45	60.42			Densidad de sólidos S _s	
W _s + W _{mw} - W _{mws}	22.55	22.62				
S _s	2.681	2.671				

W_m = Peso del matraz antes de agregar los sólidos

W_{ms} = Peso del matraz después de agregar los sólidos.

W_{mws} = Peso del matraz + agua + muestra a 1°

W_{mw} = Peso del matraz + agua a 1° (de la curva de calibración)

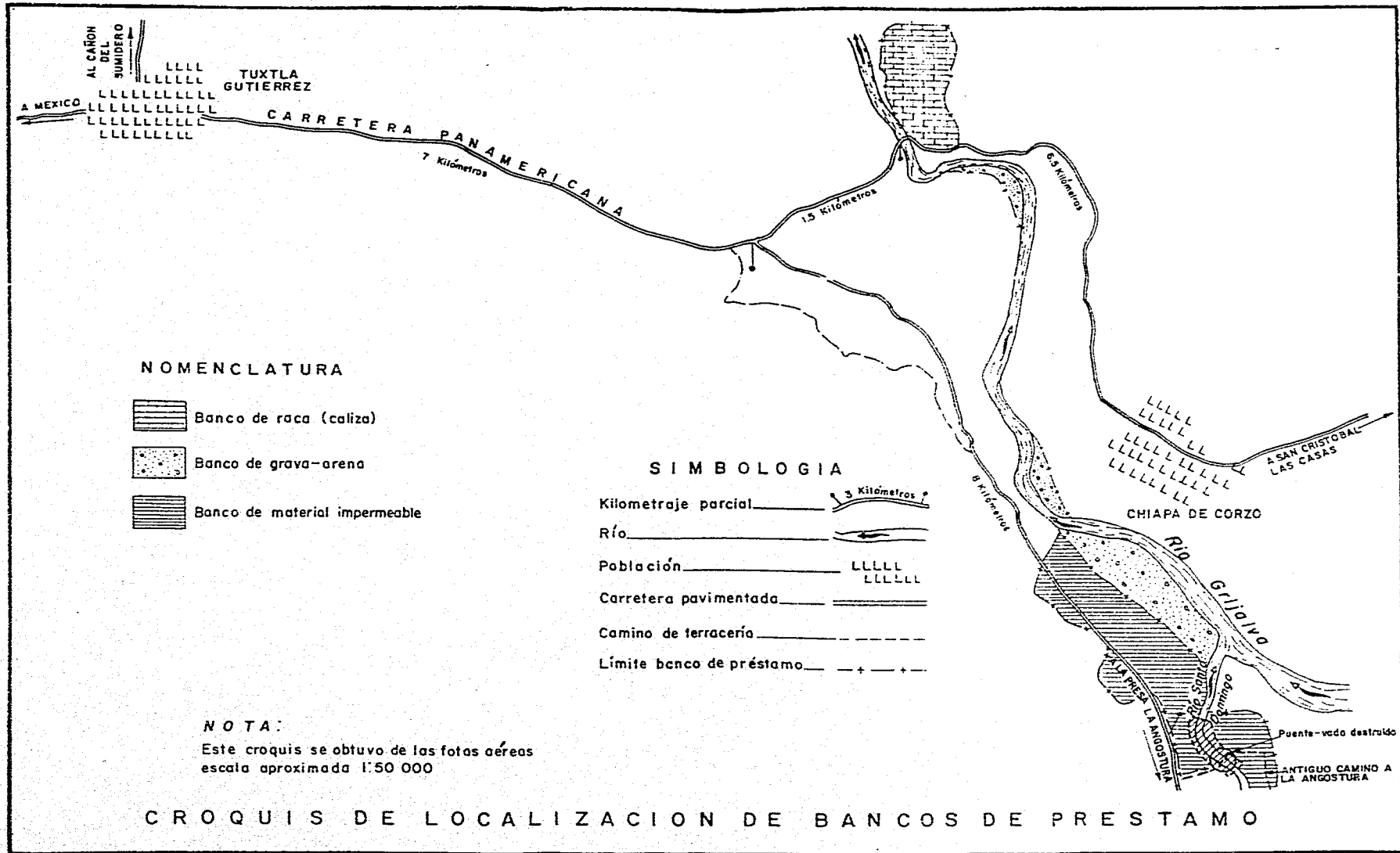
W_s = Peso del suelo seco

S_s = Densidad de sólidos = $\frac{W_s}{W_s + W_{mw} - W_{mws}} = 2.676$

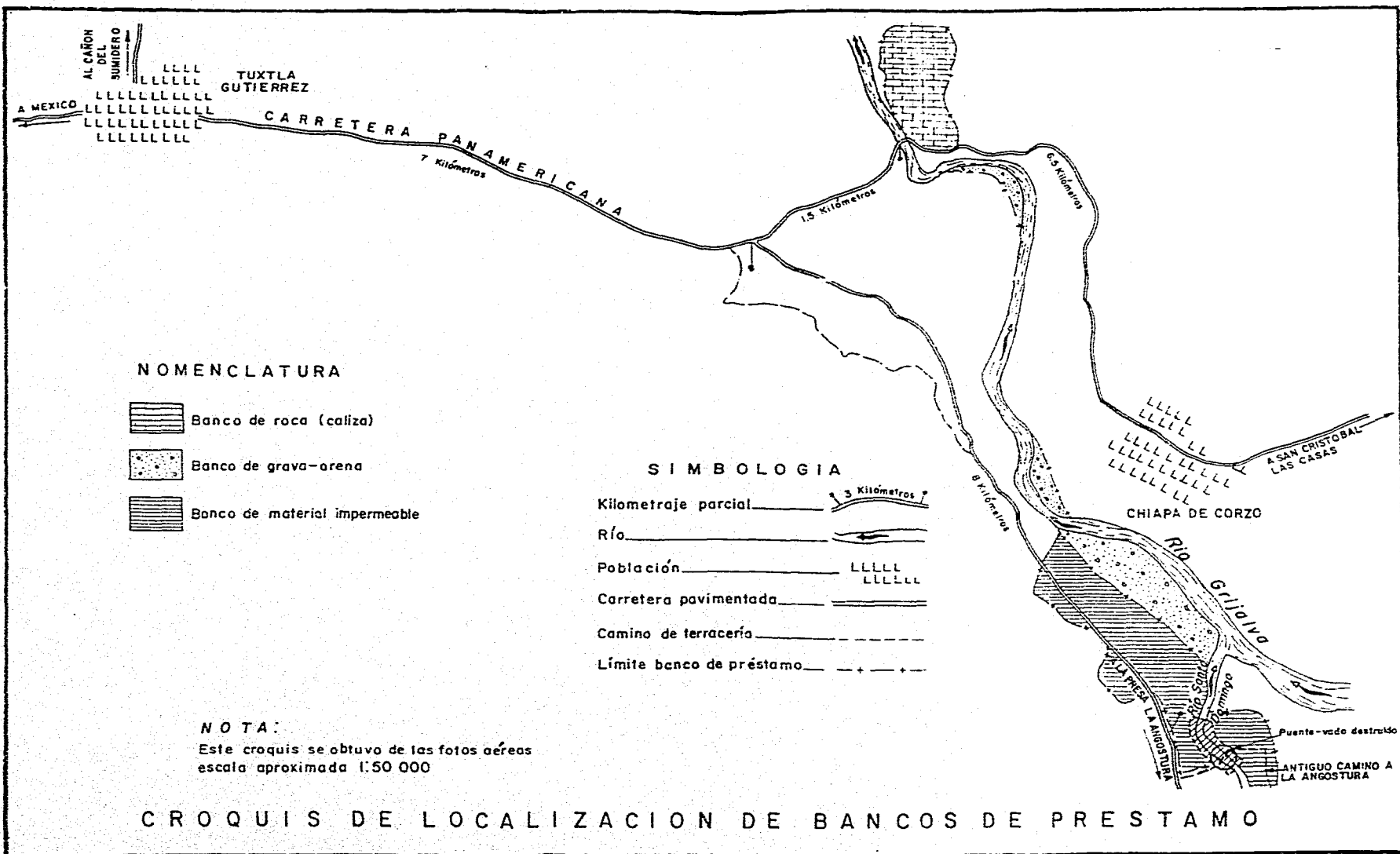
Observaciones:

Operador: Cálculo: Fecha:

FIGURA II.3



CROQUIS II.1



CROQUIS II.1

III. PROYECTO PARA REHABILITACION .

III.1 INTRODUCCION.

Para que la obra de toma funcione en condiciones óptimas de acuerdo al proyecto original, se consideró necesario reconstruir la cortina manteniendo los mismos criterios con que se había proyectado originalmente, adaptándolos a las condiciones actuales de la captación.

III.2 CORTINA.

III.2.1 Estudio hidrológico.

Con los gastos máximos anuales disponibles en el boletín hidrológico correspondiente se amplió el período de información hasta el año de 1973 considerando además la avenida presentada el año de 1980, con el cual se procedió al cálculo de la avenida máxima probable por el método de Gumbel.

Año	Estaciones		Total	
	La Escalera	El Boquerón	Qi	Qi'
1970	520.5	323.4	843.90	712,167.21
1971	422.2	268.6	690.80	477,204.64
1972	130.4	266.5	396.90	157,529.61
1973	621	501	1,122.00	1,258,884.00
1980			1,780.00	3,168,400.00
Suma			4,833.60	5,774,185.46
datos del estudio anterior =			12,532.50	13,131,339.71
Suma total			17,366.10	18,905,525.17

TABLA III.1

En el método de Gumbel para calcular el gasto máximo para un periodo de retorno determinado se usa la ecuación:

$$Q_{máx} = Q_m - \frac{\sigma_q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \log_e Tr) \quad \sigma_q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N Q_m^2}{N-1}} \quad Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N}$$

donde:

$\bar{Y}_N = 0.5252$ $\sigma_N = 1.0696$ para N=21, de la tabla III.2.

$Q_m = \frac{17,366.1}{21} = 826.96 \text{ m}^3/\text{s}$ y $\sigma_q = 465.19$ de la tabla III.1.

$T_r = 100$ años

El resultado de dicho cálculo es de $Q_{máx} = 2,600 \text{ m}^3/\text{s}$, que es el mismo valor que se había considerado en el estudio anterior por lo que se concluye que la estructura vertedora no sufrirá ninguna modificación tanto en su diseño hidráulico como en su funcionamiento.

REHABILITACIÓN DE LA OBRA DE CAPTACIÓN SOBRE EL RIO SANTO DOMINGO, CHIS.

N	Y_n	σ_N	N	Y_n	σ_N
8	0.4843	0.9043	49	0.5481	1.1590
9	0.4902	0.9288	50	0.54854	1.16066
10	0.4952	0.9497	51	0.5489	1.1623
11	0.4996	0.9676	52	0.5493	1.1638
12	0.5035	0.9833	53	0.5497	1.1653
13	0.5070	0.9972	54	0.5501	1.1667
14	0.5100	1.0095	55	0.5504	1.1681
15	0.5128	1.02057	56	0.5508	1.1696
16	0.5157	1.0316	57	0.5511	1.1708
17	0.5181	1.0411	58	0.5515	1.1721
18	0.5202	1.0493	59	0.5518	1.1734
19	0.5220	1.0566	60	0.55208	1.17467
20	0.52355	1.06283	62	0.5527	1.1770
21	0.5252	1.0696	64	0.5533	1.1793
22	0.5268	1.0754	66	0.5538	1.1814
23	0.5283	1.0811	68	0.5543	1.1834
24	0.5296	1.0864	70	0.55477	1.18536
25	0.53086	1.09145	72	0.5552	1.1873
26	0.5320	1.0961	74	0.5557	1.1890
27	0.5332	1.1004	76	0.5561	1.1906
28	0.5343	1.1047	78	0.5555	1.1923
29	0.5353	1.1086	80	0.55688	1.19382
30	0.53622	1.11238	82	0.5572	1.1953
31	0.5371	1.1159	84	0.5576	1.1967
32	0.5380	1.1193	86	0.5580	1.1980
33	0.5388	1.1226	88	0.5583	1.1994
34	0.5396	1.1255	90	0.5586	1.20073
35	0.54034	1.12847	92	0.5589	1.2020
36	0.5410	1.1313	94	0.5592	1.2032
37	0.5418	1.1339	96	0.5595	1.2044
38	0.5424	1.1363	98	0.5598	1.2055
39	0.5430	1.1388	100	0.56002	1.20649
40	0.54362	1.14132	150	0.56461	1.22534
41	0.5442	1.1436	200	0.56715	1.23598
42	0.5448	1.1458	250	0.56878	1.24292
43	0.5453	1.1480	300	0.56993	1.24786
44	0.5458	1.1499	400	0.57144	1.2545
45	0.5463	1.15185	500	0.5724	1.2588
46	0.5468	1.1538	750	0.57377	1.26506
47	0.5473	1.1557	1000	0.5745	1.26851
48	0.5477	1.1574	α	0.57722	1.28255

TABLA III.2

III.2.2 Estudio hidráulico.

Con la avenida de diseño se analizó el comportamiento hidráulico de la presa, verificandose previamente algunos datos recabados.

No. Calc.	b (m)	yc (m)	Q _c (m ³ /s)	V _c (m/s)	h _{vc} (m)	H _c (m)
(1)	132	2.30	1,442.12	4.76	1.16	3.46
(2)	132	2.65	1,780.49	5.10	1.32	3.97
(3)	136	3.34	2,600.12	5.72	1.67	5.01

Tabla III.3

(1).- Se obtuvo la marca de agua a 2.30 m sobre la cresta vertedora, con b=132m.

(2).- La Comisión Federal de Electricidad reportó un gasto de 1,780m³/s (26/sep/80).

(3).- Se propuso una nueva longitud de cresta b=136m.

Donde:

b: Longitud de cresta.

yc: Tirante crítico.

Q_c: Gasto para el tirante crítico en sección rectangular.

V_c: Velocidad crítica.

h_{vc}: Carga de velocidad.

H_c: Altura del nivel de energía mínima sobre la cresta vertedora.

De lo anterior se observa la diferencia de tirantes entre los calculos(1) y (2), lo que hace suponer que el tirante crítico no se presenta en la cresta vertedora, luego si se analiza la altura del nivel de energía para el tirante de 2.3m y el gasto de 1,780m³/s se tiene:

No. Calc.	b (m)	y (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	h _v (m)	H (m)
(4)	132	2.30	1,780.49	5.86	1.75	4.05

con lo que la diferencia entre los niveles de energía entre (2) y (4) es de el 2%, concluyendo que los valores recopilados son aceptables.

Tomando la altura del nivel de energía de (3) se determinó el gasto aplicando la ecuación de vertedores.

$$Q = CLH^{3/2}$$

para C=1.8 L=136m H=5m

se tiene $Q=2,656\text{m}^3/\text{s} \approx 2,600\text{m}^3/\text{s}$.

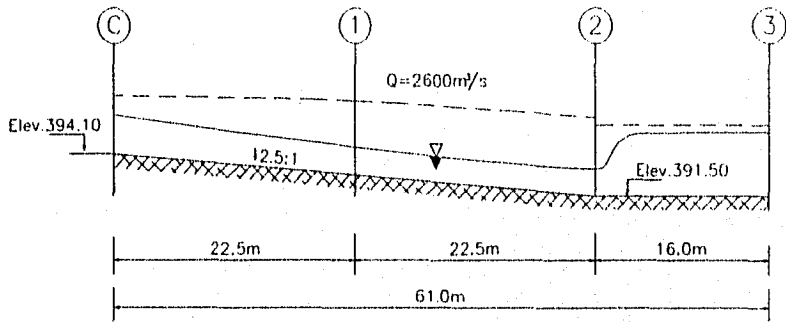
para el gasto de $2,600\text{m}^3/\text{s}$ el coeficiente de descarga obtenido C=1.71, aplicándolo con los datos de los cálculos (1) a (4) se tiene:

No. Calc.	L (m)	H (m)	Q (m ³ /s)
(5)	132	3.45	1,442
(6)	132	3.97	1,780
(7)	132	4.05	1,834
(8)	136	5.01	2,600

que da resultados congruentes.

Posteriormente se determinó el perfil hidráulico del escurrimiento sobre la cortina partiendo del tirante crítico considerando sobre el borde del escalón y aplicando sucesivamente el método de incrementos finitos se llegó hasta el pie de la cortina donde se calculó el salto hidráulico.

PERFIL HIDRAULICO SOBRE LA CORTINA
AGUAS ABAJO DE LA CRESTA VERTEDORA



RESUMEN DE DATOS HIDRAULICOS					
CONCEPTO	UNIDAD	SECCION			
		C	1	2	3
Tirante, d	m	3.34	2.13	2.07	5.42
Area, A	m ²	454.24	289.68	281.52	737.12
Velocidad, v	m/s	5.72	8.98	9.24	3.53
Carga de velocidad, hv	m	1.67	4.11	4.35	0.64

Cálculos Hidráulicos

Q = 2,600 m³/s S = 0.08
n = 0.075

	y2 (m)	B (m)	A2 (m ²)	P2 (m)	V2 (m/s)	hv2 (m)	Am (m ²)	Pm (m)	Rhm (m)	Δx (m)	Δf (m)	Z (m)	E2 (m)	E1 (m)	Fr	d2 (m)
C	1.74	136	454.24	142.68	5.72	1.670								6.810	1.00	3.34
1	2.014	136	273.90	140.03	9.49	4.59	364.07	141.35	2.58	22.5	0.203	1.800	6.810	8.407	2.14	5.16
2	1.7613	136	219.54	139.62	10.85	6.00	256.72	139.78	1.84	22.5	0.641	1.800	8.407		2.61	5.68

Rápida antes de la avenida del 26 de Septiembre de 1980

Q = 2,600 m³/s S = 0
n = 0.03

	y2 (m)	B (m)	A2 (m ²)	P2 (m)	V2 (m/s)	hv2 (m)	Am (m ²)	Pm (m)	Rhm (m)	Δx (m)	Δf (m)	Z (m)	E2 (m)	E1 (m)	Fr	d2 (m)
C	1.7613	136	238.54	139.52	10.85	6.005								7.766	2.61	5.68
1	1.7968	136	244.36	139.59	10.64	5.77	241.95	139.56	1.73	4.00	0.200	0.000	7.766	7.567	2.53	5.60
2	1.8325	136	249.22	139.67	10.43	5.55	246.79	139.63	1.77	4.00	0.197	0.000	7.567	7.380	2.46	5.53
3	1.8683	136	254.09	139.74	10.23	5.34	251.65	139.70	1.80	4.00	0.175	0.000	7.380	7.205	2.39	5.45
4	1.9045	136	259.01	139.81	10.04	5.14	256.55	139.77	1.84	4.00	0.155	0.000	7.205		2.32	5.37

Delantal original

Q = 2,600 m³/s S = 0.08
n = 0.04

	y2 (m)	B (m)	A2 (m ²)	P2 (m)	V2 (m/s)	hv2 (m)	Am (m ²)	Pm (m)	Rhm (m)	Δx (m)	Δf (m)	Z (m)	E2 (m)	E1 (m)	Fr	d2 (m)
C	3.34	136	454.24	142.68	5.72	1.670								8.810	1.00	3.34
1	2.1022	136	285.90	140.20	9.09	4.22	370.07	141.44	2.62	22.5	0.493	1.800	6.810	8.117	2.00	4.99
2	1.9563	136	266.08	139.91	9.77	4.87	275.98	140.06	1.97	22.5	1.283	1.800	8.117		2.23	5.27

Rápida de la rehabilitación

III.2.3 Geometría.

En perfil, en el sentido del escurrimiento, se conservaron los taludes aguas arriba y aguas abajo, ancho de corona y ancho y desnivel de escalón.

Como se optó por conservar los módulos de muro vertedor que no sufrieron daño, la elevación de la cresta construida se conserva, modificándose las elevaciones de desplante de la cortina debido a la socavación del suelo original, lo que obligó a modificar la longitud del talud de aguas abajo para lograr que la elevación del delantal quedase abajo de la elevación del fondo del cauce.

La longitud del delantal también se vio aumentada a causa del incremento del desnivel entre cresta y delantal que se traduce en un incremento de energía por disipar.

En el sentido normal al flujo, se modifica la longitud de cresta con que fue construida de 132m a 136m y se modifica el empotramiento en la margen derecha, formada en parte por material no cohesivo que puede ser socavado fácilmente. Para evitar esto, se prolongó el enrocamiento formando un talud sobre la misma margen hasta la elevación necesaria. (Ver planos nos. 3 y 4)

III.2.4 Materiales.

Enrocamiento. Con las velocidades obtenidas se revisó el tamaño de las rocas mediante el método propuesto por Isbach encontrándose satisfactorio.

Obteniendose :

$$V_{\text{CRIT}} = k \sqrt{\frac{2g(w_p - w_a)}{w_a}} \sqrt{D}$$

donde:

V_{CRIT} : velocidad crítica máxima

w_p : peso volumétrico del material constitutivo de las rocas, 1800 kg/m³.

w_a : peso volumétrico del agua, 1000 kg/m³

D: diámetro de una esfera equivalente a la roca.

K: coeficiente para piedras esféricas para las velocidades críticas mínima y máxima. K=1.2.

Obteniendose una velocidad crítica máxima, $V_{\text{CRIT}}=4.25$ m/s para D=0.8m, y de 3.68m/s para D=0.6m.

Para formar el cuerpo de la cortina se usará enrocamiento de 60 a 80 cm de diámetro con un peso de 300 a 1, 000 Kg, colocado en una capa de 2.00 m de espesor sin finos intermedios, con acomodo razonable que evite la formación de cauces que puedan ampliarse con el escurrimiento del agua a través del enrocamiento. Ver corte A-A, plano 3.

Material de filtro. Debe construirse un filtro para que el material mas fino de la cimentación no sea arrastrado dentro de los huecos del enrocamiento, y debe ser de tal granulometría que los materiales de la cimentación no puedan penetrar y tapar el filtro.

Mucha experimentación se ha hecho por el Corps of Engineers y por el Bureau of Reclamation. Estas autoridades han establecido grupos de métodos algo diferentes. Se recomiendan los límites siguientes para satisfacer la estabilidad del filtro y para proporcionar un amplio aumento de permeabilidad entre la base y el filtro. Estos métodos dan buen resultado cuando se usan con arena y grava natural o con roca triturada, y con filtros uniformes o "graduados":

$\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{15} \text{ del material de base}} = \text{de } 5 \text{ a } 40$ con material mas fino que la malla 200
no mayor al 5%

$\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{85} \text{ del material de base}} \leq 5$

La curva granulométrica del filtro debe ser aproximadamente paralela a la del material de base.

En las reglas anteriores D_{15} es el tamaño, a partir del cual, el 15% del total de las partículas de suelo son menores; el porcentaje es por peso. El tamaño D_{85} es aquel que el 85% de las partículas son menores. Si para el filtro se requiere más de una capa, se sigue el mismo criterio; el filtro más fino se considera como "material de base" para la selección de la granulometría del material mas grueso.

Además de las relaciones límites establecidas para el proyecto adecuado de los filtros, el tamaño de partículas de 7.5 cm (3 pulg.) , será el máximo utilizado en un filtro, para disminuir la segregación y el acuñaamiento formando huecos de las partículas grandes durante la colocación del material de filtro. Además, al proyectar filtros para materiales de base que contengan partículas de grava, los materiales de base deben analizarse sobre la característica de la granulometría de la fracción menor que el No. 4.

Filtro de arena. De la curva granulométrica del material base:

$$D_{15}=0.17\text{mm}$$

$$D_{85}=0.90\text{mm}$$

Límite inferior

$$D_{15} \text{ del filtro} = 5 \times 0.17 = 0.85\text{mm}$$

Límite superior

$$D_{15} \text{ del filtro} = 40 \times 0.17 = 6.8\text{mm}$$

Límite de D_{85}

$$D_{15} \text{ del filtro} \leq 0.9 \times 5 = 0.45\text{mm}$$

Luego los límites del filtro son

$$D_{15} \text{ del filtro} = 0.45\text{mm}$$

$$D_{85} \text{ del filtro} = 2\text{mm (de la condición de paralelismo)}$$

Capa de grava o rezaga. Del material base (filtro):

$$D_{15}=0.45\text{mm}$$

$$D_{85}=2\text{mm}$$

Límite inferior

$$D_{15} \text{ del filtro} = 5 \times 0.45 = 2.25\text{mm}$$

Límite superior

$$D_{15} \text{ del filtro} = 40 \times 0.45 = 18\text{mm}$$

Límite de D_{85}

$$D_{15} \text{ del filtro} \leq 2 \times 5 = 10\text{mm}$$

Luego los límites de la grava o rezaga son

$$D_{15} \text{ grava} = 2.25\text{mm a } 10\text{mm}$$

ver granulometría en grafica III.1.

Bajo el enrocamiento deberá llevar un colchón de grava o rezaga de un espesor de 50 cm, excepto en la zona del pie o delantal de la cortina.

El enrocamiento del pie se colocará en una trinchera de 6.00 m de plantilla con taludes de 2:1 con una profundidad o espesor de enrocamiento de 3.50 m. Ver corte A-A, plano 3.

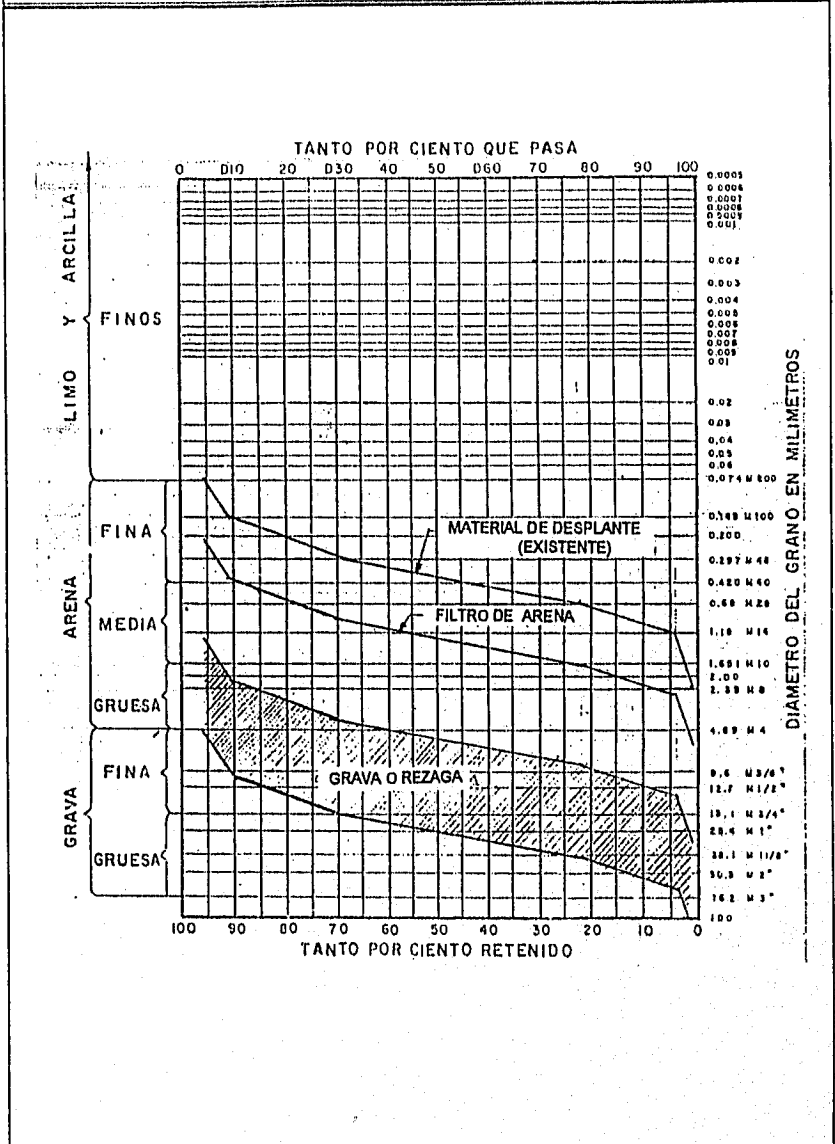
En la zona de la rápida de la cortina, la grava o rezaga se colocará directamente sobre la excavación de desplante. Ver corte A-A, plano 3.

Aguas arriba del muro vertedor se colocará material arcilloso compactado al 95% de la prueba Proctor y sobre éste, se colocará la grava o rezaga. Ver corte A-A, plano 3.

Al Pie del muro vertedor, en el lado de aguas abajo se colocará filtro de arena para evitar el arrastre de material a causa de las filtraciones que ocurren debajo del muro vertedor. Ver corte A-A, plano 3.

Muro vertedor. Se compondrá de módulos de concreto simple de 6.00 m de longitud y de un espesor de un metro, con una zapata en su base de 3.00 m de ancho. la altura de muro será de 5.50 m en los módulos intermedios y variable para los módulos de liga con los existentes de 4.00 m manteniendo una misma elevación de cresta vertedora. Ver corte A-A, plano 3.

GRANULOMETRIA RECOMENDADA PARA MATERIALES EN LA CORTINA



GRAFICA III.1

En la unión entre módulos se colocará junta asfáltica con sello de cloruro de polivinilo con el fin de evitar las filtraciones a través del cuerpo del muro vertedor.

En la parte de aguas abajo de la cortina se excavarán zanjas transversales en las que se colará concreto para formar dentellones con geometría de sección aproximada a la de un trapecio con base inferior de 1.0 m, base superior de 1.50 m y altura o profundidad de 1.50 m.

También se colocarán dentellones longitudinales en la zona de contacto con el canal de descarga del desarenador y de desvío, y en el pie del talud de protección de la margen derecha.

Sobre el enrocamiento se colará concreto entre los huecos evitando que queden ahogadas las rocas superficiales. En la zona de la rápida se dejarán franjas de un metro de ancho, aguas arriba de cada dentellón, excepto el primero o más alto, en las que no se colará concreto y que funcionarán como lloraderos.

En el talud de protección sobre la margen derecha, que está formado con enrocamiento, que puede ser de rocas de tamaño menor al de la cortina, no se dejarán lloraderos.

En el pie o delantal el enrocamiento no llevará concreto.

III.3 CANAL DESARENADOR.

Rectificación. Como se requiere que el flujo que vierta sobre la cortina no encuentre obstáculos que puedan provocar turbulencias que pongan en peligro la estabilidad de la cortina, se propuso mantener en línea recta el eje del canal, pretendiendo, además, utilizarlo como desvío durante la construcción de la cortina.

Revisión Hidráulica. Para poder hacer el desvío se requiere que el canal tenga la capacidad suficiente para que pase el gasto máximo que se presente durante el período de construcción. Mediante inspección de los hidrogramas hechos con los gastos medios diarios registrados de los años 1954 a 1969 en las estaciones "La escalera" y "El Boquerón", se estimó que el gasto de desvío es 15 m³/s.

La capacidad del desvío está restringido por el orificio del cárcamo que es obturado por la compuerta radial. Tomando como sección de control el punto en que se inicia el canal desarenador, se partió hacia aguas arriba determinando el tirante en la sección del orificio, encontrándose que tiene bastante holgura para el gasto de desvío. Ver fig. III.1.

REHABILITACIÓN DE LA OBRA DE CAPTACIÓN SOBRE EL RIO SANTO DOMINGO, CHIS.

Q= 15 m³/s S= 0
 n= 0.015

	y2 (m)	B (m)	A2 (m ²)	P2 (m)	V2 (m/s)	hv2 (m)	Am (m ²)	Pm (m)	Rhm (m)	Dx (m)	Df (m)	Z (m)	E2 (m)	E1 (m)	Fr	d1 (m)
1	1.366	3.00	4.098	5.732	3.66	0.683								2.049	1.00	1.37
2	1.535	3.00	4.605	6.07	3.26	0.54	4.35	5.90	0.74	6.7	0.027	0	2.049	2.076	0.84	1.21

Perfil hidráulico del canal desarenador aguas arriba de la sección de control

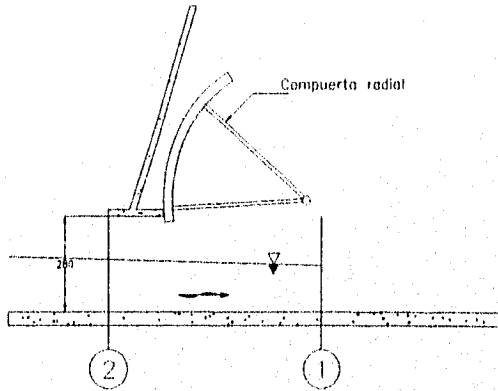


Figura III.1

Diseño estructural.- Para el tramo propuesto contruir una sección u, se aplica para ambos muros que forman el canal considerándolos en voladizo con carga de agua.

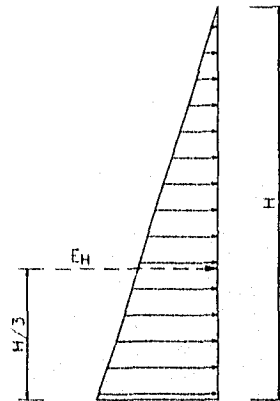
El empuje hidrostático sobre el muro del canal del desarenador es:

$$H = 3.0m$$

$$E_H = \gamma_m H^2 / 2 = 1.0 * 3 / 2 = 4.5 \text{ ton}$$

y el momento sobre el muro es:

$$M = HE_H / 3 = 4.5 \text{ ton-m}$$



Para determinar las dimensiones y el refuerzo se aplica el método de diseño denominado elástico o por esfuerzos permisibles, que es el método normalmente usado para estructuras de obras hidráulicas.

Los materiales de construcción son:

Concreto $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo $f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$

Las constantes de cálculo son:

$$f_c = 0.45 f_c = 90 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 2\ 000 \text{ kg/cm}^2$$

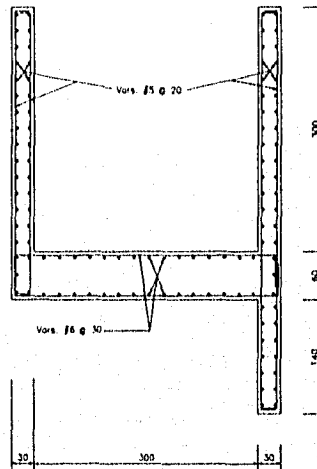
$$j = 0.87 \quad K = 11.80$$

La sección mínima del muro es :

$$d_M = \sqrt{\frac{M}{K_b}} \quad dM = 19.5 \text{ cm, luego se propone } d = 25 \text{ cm, } r = 5 \text{ cm, } h = 30 \text{ cm}$$

El área de refuerzo es:

$$A_s = \frac{M}{j f_s d}, \text{ donde } A_s = 10.3 \text{ cm}^2, \text{ Vars. \# 5 @ 20}$$



Sección del canal del desarenador

III. 4 EMPOTRAMIENTO EN LA MARGEN DERECHA.

Dique de protección. Como el NAME aguas arriba de la cortina, para la avenida de diseño es mayor que la elevación del terreno natural en la margen derecha, se hizo necesaria la construcción de un dique para evitar el flaqueo de la presa. Para esto se proyectó un dique de material impermeable recubierto de enrocamiento con filtros en ambos taludes para evitar posibles deslaves.

Se escogió una sección trapecial con un ancho de corona de 4.00 m y taludes de 2:1.

A la corona se le dio una pendiente $s = 0.001$ previendo el remanso del flujo aguas arriba de la cortina.

El dique tendrá una longitud de 477 m con una altura, del desplante a la corona, variable de 3.50 m en la cortina a 0.00 m al encontrar la elevación 400.00. Ver plano 4.

IV. OBRAS AUXILIARES DE ENCAUZAMIENTO.

IV.1 SOLUCIÓN CONCEPTUAL.

Debido a la socavación de la margen derecha del río Santo Domingo que se produjo en la época de avenidas del año de 1980, aguas arriba del sitio de la captación, es necesario proteger dicha margen para evitar que cambie el cauce del río, dejando a la captación a un lado.

Las obras de defensa que sirven para evitar totalmente o reducir la erosión lateral que se presenta en los ríos son los muros longitudinales y los espigones. Los muros longitudinales evitan por completo los corrimientos laterales de las margenes, tanto en tramos rectos de río como en las curvas más forzadas, pero su construcción es más costosa y requieren un mantenimiento más cuidadoso que los espigones.

a) Muros longitudinales.- Son obras que se construyen a lo largo de las márgenes de los ríos o futuros encauzamientos, apoyándolas en las orillas. La mayoría de las veces consiste en recubrir la orilla de un material que no sea

arrastrado por la corriente. Cuando el recubrimiento no se puede apoyar directamente sobre la orilla por existir la necesidad de llevar la protección dentro del cauce, apartada de la orilla actual, se construyen verdaderos diques.

Los muros longitudinales pueden ser hechos con losas de concreto, gaviones, piezas de concreto de diferentes formas, enrocamiento, enramadas o fajinas y arcilla. Los procedimientos de construcción varían de acuerdo con el material de construcción, el equipo, el lugar y, además, de los niveles del agua en el río y de sus periodos relativos de permanencia.

b) Espigones.- Los espigones son muros construidos en la orilla no paralelos a la corriente, que desvían el flujo para que la orilla no llegue a erosionarse. Parte de la construcción está en tierra y sirve de liga entre el terreno y el espigón mismo, mientras que el resto está dentro de la corriente.

Los materiales que los constituyen son enrocamiento, pilotes de madera y elementos de concreto.

Los espigones pueden impedir totalmente el paso del agua de un lado al otro a través de ellos; o bien, pueden dejarla pasar. En el primer caso se denominan espigones impermeables y en el segundo caso permeables. El proyecto de los espigones se inicia al escoger su longitud de trabajo. De acuerdo con esta longitud y con el ángulo de inclinación que tengan con respecto a la orilla, se calcula la separación entre ellos.

Quando los espigones vayan a ser rara vez cubiertos por la corriente, se dirige su inclinación hacia aguas abajo formando un ángulo α de 70° respecto a la orilla.

Si van a estar cubiertos por el agua, se pueden colocar hacia aguas arriba formando un ángulo α de 120° .

Además de ser más económicos que los muros longitudinales, tienen la ventaja de que, al fallar uno de los espigones, los otros siguen trabajando y permiten hacer reparaciones en el estiaje siguiente. Su principal desventaja es que no fijan a la orilla en forma definitiva y que no son recomendados cuando los radios de curvatura son menores de dos veces el ancho de la corriente.

Por lo anterior se propone una obra de defensa a base de espigones formados por enrocamiento en la margen derecha, de manera de reducir la erosión lateral en la primera avenida que se presente después de su construcción y una vez reforzada evitarán totalmente los corrimientos laterales de la margen derecha.

El proyecto contempla únicamente la estabilización de la orilla y de ninguna manera que el río retorne a su cauce primitivo anterior a las avenidas de 1980.

IV.2 DISEÑO DE LOS ESPIGONES.

El trabajo de los espigones es alejar de la orilla las líneas de corriente de gran velocidad, creando zonas de calma relativa entre los espigones propiciando el depósito del material arrastrado, el cuál va formando una orilla estable. Se localizan con una cierta inclinación en dirección al flujo de manera que lo desvían alejándolo de la orilla y evitar que ésta llegue a erosionarse.

Además de fijar la posición de los espigones en planta, se requiere calcular su longitud y la separación entre cada uno de ellos.

La longitud de trabajo de un espigón es la que está dentro del cauce; se denomina l_1 . La longitud total del espigón es L_T .

$$L_T = \frac{3}{2} l_1$$

Se debe cumplir $l_1 \leq 0.33B$

(B, ancho de la superficie del agua)

Se debe cumplir además que

$$L_T > H_p \sqrt{1+m^2}$$

donde

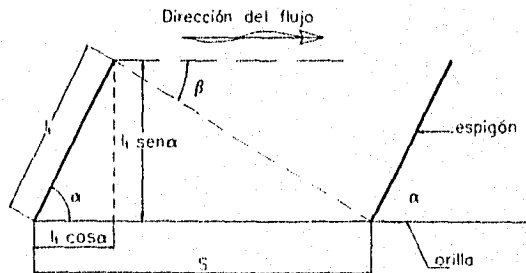
- H_p profundidad máxima de la erosión local frente al espigón, medida desde la superficie libre
- m talud que tienen los lados del espigón

Escogido l_t entre los amplios límites señalados y seleccionada su inclinación respecto a la orilla, la separación S entre dos espigones estará dada por

$$S = l_t \operatorname{sen} \alpha \cot \beta + l_t \operatorname{cosec} \alpha$$

α y β se indican en la siguiente figura; α es el ángulo formado entre el espigón y la orilla de aguas abajo, y β el ángulo de expansión de la corriente al pasar el espigón.

Comunmente el ángulo de expansión de β tiene un valor aproximado de 90° .



El diseño de los espigones se hizo escogiendo su longitud de trabajo l_1 y con el ángulo de ampliación del flujo se fueron obteniendo la separación entre ellos.

Primero se trazó una línea teórica a la deben llegar todos los espigones. Se escogió de manera tal que la longitud de los espigones variara entre 10 y 50 m.

En el punto de intersección del eje de cada espigón con la línea teórica se trazó una tangente a dicha línea. El eje del espigón y la tangente antes mencionada, deben formar un ángulo entre 70° y 90° , en este caso se tomó de 70° .

Para localizar el espigón inmediato de aguas abajo a partir del punto de intersección con la línea teórica, se trazó una línea recta dirigida hacia la margen formando un ángulo de 10° con respecto a la tangente arriba mencionada.

El punto donde la línea trazada intersecta a la orilla corresponde al lugar de arranque del siguiente espigón aguas abajo.

La inclinación en planta del eje de los espigones es hacia aguas abajo.

Para su trazo en campo, los ejes de los espigones fueron referidos a la poligonal de apoyo.

La geometría de los espigones será la siguiente:

Arrancando de la orilla con una cierta pendiente para obtener en el otro extremo la elevación del tirante del agua en la época de estiaje.

En el arranque sobre la margen del río el espigón tiene 3.0 m de altura y en el otro extremo 0.5 m sobre el nivel del terreno del fondo del cauce.

La pendiente longitudinal deberá estar entre el 5% y 10% para permitir circular los camiones cargados sobre la corona durante la formación del dentellón.

El ancho mínimo de la corona se propone de 4 m, que será el necesario para permitir el paso del equipo de construcción, en este caso camiones cargados desplazándose en reversa.

El talud de las caras de los espigones será el de reposo del material colocado a volteo.

El material de construcción de los espigones será la rezaga del banco del que se extraerá la roca para la cortina de la presa, derivadora. Se considera que los tamaños fluctuarán entre 0.10 y 0.50 m, sin predominio de ningún tamaño. En el plano P-3 se muestra el proyecto.

Observando las granulometrías de las muestras obtenidas en el campo del material que transporta y deposita el río, se concluye que es posible el depósito de éste entre los espigones.

IV.3 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS Y DE MANTENIMIENTO.

IV.3.1 Recomendaciones

La construcción de los espigones se debería iniciar al término de la siguiente época de avenidas de junio a noviembre de 1981 en base a los hidrogramas de gastos medios diarios.

Los pasos a seguir serán los siguientes:

- a) Con base a la poligonal del levantamiento de noviembre de 1980 mostrada en el plano T-01 se volverá a levantar las secciones del río y las orillas en ambas márgenes así como el contorno del escurrimiento, como se muestra en el plano T-01 abarcando desde un punto aguas arriba donde no haya erosión en la margen hasta el sitio de la captación.
- b) Se ratificará o rectificará el diseño de acuerdo a las condiciones nuevas del cauce.
- c) independientemente de la acción erosiva del río será conveniente observar las orillas pues el perfil del terreno es prácticamente vertical y es posible se presenten derrumbes que podrán variar el proyecto inicial.
- d) La construcción de los espigones se hará de aguas arriba hacia aguas abajo.

IV.3.2 Mantenimiento

Una vez contruidos los espigones será necesario efectuar un mantenimiento después del paso de la primera época de avenidas, esto es durante el siguiente estiaje.

Esto será necesario ya que los espigones no se empotrarán inicialmente en la margen por tener ésta un talud casi vertical y pueden presentarse daños que habrá necesidad de reparar.

V. PROGRAMA DE CONSTRUCCION Y PRESUPUESTO.

V.1 PROGRAMA DE CONSTRUCCION

Este programa es de carácter indicativo y sirve de base para comparar con las propuestas de concurso o licitación de la obra pública, encontrándose variaciones que dependen de la capacidad disponible de cada constructor o postor participante.

Su elaboración se basó en las recomendaciones que para programar, daba la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos a través de la Dirección Construcción de Irrigación y Control de Ríos en los siguientes anexos:

"Rendimientos para programar equipo balanceado usual empleado en presas", Anexo 20-1.

"Rendimientos para programar equipo balanceado generalmente empleado en la construcción de obras que forman parte de sistemas de riego", Anexo 20 - 2.

"Rendimientos para programas equipo balanceado empleado en la fabricación y colocación de concreto para estructuras diversas", Anexo 20-3.

"Rendimientos de fuerza balanceado para programar trabajos generales de estructuras en sistemas de riego", Anexo 20-4.

Para determinar los rendimientos diarios se consideraron condiciones medias del equipo, dos turnos de 8 horas y un rendimiento de 80%, obteniéndose unos rendimientos máximos.

Como para mantener los rendimientos anteriores se requiere equipo y personal en cantidad poco usual en comparación al volumen de la obra, se propusieron otros rendimientos apegados razonablemente a la capacidad de una constructora adecuada al tamaño de la obra en condiciones normales, dejándose los primeros para condiciones extraordinarias.

En la elaboración del diagrama se consideraron meses de 30 días y suponiendo que se trabajen sábados y domingos.

Por inspección del hidrograma de gastos medios del río, se fija el mes de noviembre como el más indicado para iniciar las actividades que se indican en el programa, quedando el mes de abril como holgura.

El hidrograma se elaboró con los datos de las estaciones El Boquerón y La Escalera, tomados del Boletín Hidrológico No 38 de la S.R.H. para el periodo comprendido de 1954 a 1969, ver fig. V.1.

El programa se presenta en forma de diagrama de barras con aproximación a un día, los conceptos se agrupan en tres etapas. Ver fig. V.2.

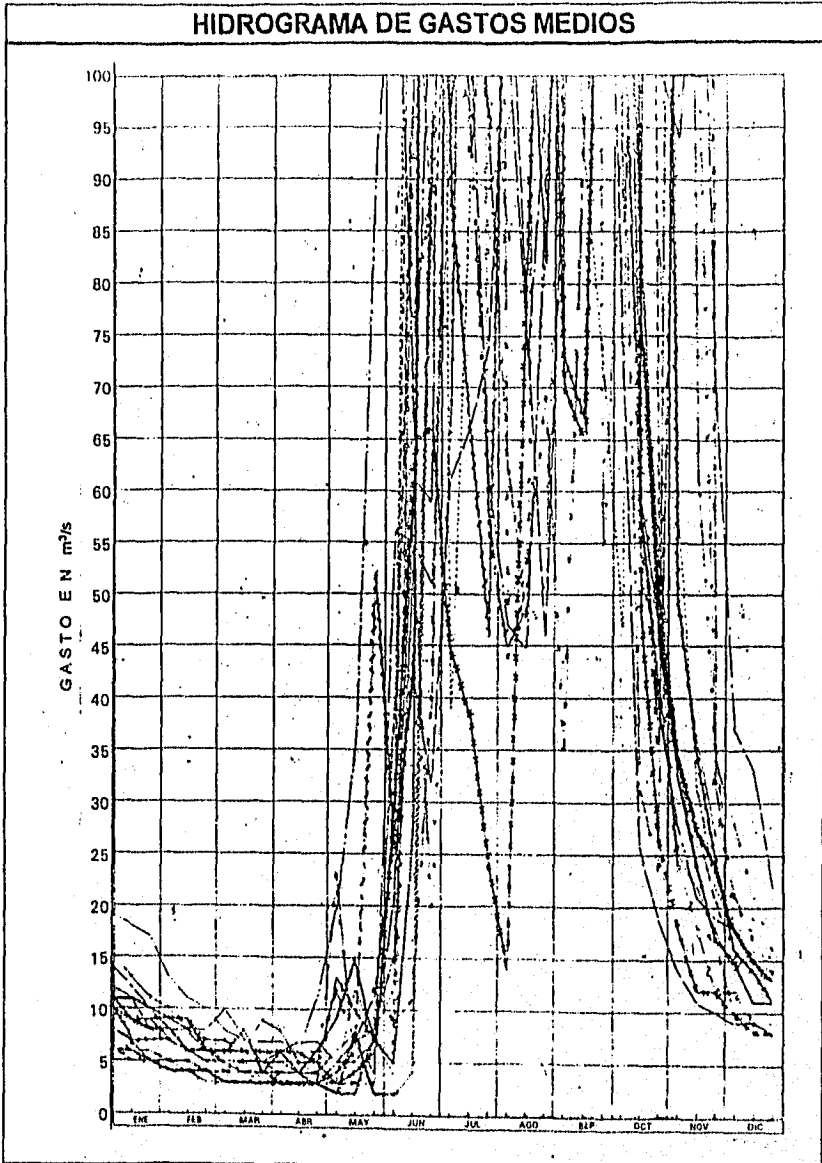


FIGURA V.1

PROGRAMA DE OBRA

ETAPA	ESTRUCTURA	CONCEPTO	CANTIDAD	REND. / DIA*	1er mes	2º mes	3er mes	4º mes	5º mes	6º mes	
1ª	OBRA DE DESVIO	ATAGUIA	Excavación en material impermeable.	18115 m³	2202	725					
			Formación de ataguía	1130 m³							
		CANAL DE CONCRETO	Remoción de ataguía	1130 m³							
			Excavación para clojar dentellones.	66 m³	128	33					
			Colocación de fierro de refuerzo.	14000 kg.	2500	2000					
		Fabricación y colado de concreto.	295 m³	33	30						
2ª	OBRA DE DESVIO	ATAGUIA AGUAS ARRIBA	Formación de ataguía	7720 m³							
			Remoción de ataguía	7720 m³							
		ATAGUIA AGUAS ABAJO	Formación de ataguía	4170 m³							
			Remoción de ataguía	4170 m³							
	CORTINA	REHABILITACION	Demolición de enrocamiento.	7440 m³	2200	740					
			Excavación para desplante.	31775 m³	2200	1060					
			Colado de muro vertical	450 m³	95	38					
			Colocación de material impermeable.	2850 m³	2048	1400					
			Colocación de filtro	400 m³	704	200					
			Colocación de grava ó rezaga.	6600 m³	704	404					
		Colocación de enrocamiento.	25420 m³	1075	790						
		Extracción de rocas para dentellones.	1965 m³	614	140						
		Colado de dentellones entre rocas.	1965 m³	189	120						
		Colado de concreto entre rocas.	775 m³	189	130						
3ª	DIQUE	Excavación para desplante	3820 m³								
		Colocación de material impermeable.	3620 m³								
		Colocación de grava y arena.	4400 m³								
		Colocación de enrocamiento	2390 m³								
ACTIVIDADES COLATERALES		Transporte de equipo y maquinaria.									
		Explotación y selección en banco de roca.									

*En los rendimientos por día se muestran dos cantidades, la primera corresponde al rendimiento mínimo recomendado y la segunda corresponde al considerado en el proyecto.

NOTAS:

- Los Meses se consideraron de 30 días.
- El intervalo de tiempo es un día.
- De acuerdo a los hidrogramas del río Santo Domingo, planas H y H-2, el mes indicado para el inicio de la construcción es Noviembre.
- El periodo de duración de la construcción será de 5 meses.

FIGURA V.2

V.2 CATALOGO DE CONCEPTOS Y PRESUPUESTO

Normalmente las distintas dependencias de gobierno manejan sus propios catálogos de conceptos y precios índice, los que se manejan de forma semejante al caso aquí expuesto.

Los conceptos de trabajo necesarios para realizar la rehabilitación de la captación de este estudio, se obtuvieron en base a especificaciones de construcción de la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos, plasmados en dos series de de tomos denominados unos "Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción" (libros rojos) y los otros "Especificaciones de Conceptos Principales de Trabajo" (libros blancos) .

Los precios originales fueron tomados de un catálogo de la citada Secretaría, posteriormente se actualizaron en base al Índice Nacional de Precios al Consumidor elaborados por el Banco de México, tomando como base el periodo marzo 1981-octubre 1995.

El factor de actualización obtenido fue:

$$\frac{\text{Octubre - 1995}}{\text{Marzo - 1981}} = \frac{0.148307}{0.4784} = 0.310$$

A continuación se muestra el total del catálogo de conceptos y presupuesto agrupado según las diferentes etapas de construcción.

REHABILITACIÓN DE LA OBRA DE CAPTACIÓN SOBRE EL RÍO SANTO DOMINGO, CHIS.

PRESUPUESTO		1er ETAPA		1/2	
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (N\$)	IMPORTE (N\$)
1	DESMONTE				
1.1.1	Despalme de bancos de préstamo	m ²	1,000	2.79	2,790.06
1.2.1	Regreso del material producto del despalme.	m ²	1,000	1.40	1,395.03
2	EXCAVACIONES				
2.1.1	En cualquier clase de material para el despalme del canal de desvío (con acarreo libre de un Km).	m ²	18,115	9.30	168,472.91
3	OBTENCION Y COLOCACION DE MATERIALES				
3.1.1	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material impermeable semicompactado, en seco o en agua en la atagüfa.	m ²	1,050	9.30	9,765.20
3.4.2	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de enrocamiento proveniente de bancos de préstamo en la atagüfa.	m ²	80	26.35	2,108.04
4	ACARREO DE MATERIALES				
4.1.1	Acarreo del cemento a una distancia menor o igual a un Km.	Ton.	103	38.75	3,991.33
4.1.2	Acarreo de fierro de refuerzo a una distancia menor o igual a un Km.	Ton.	14	38.75	542.51
4.1.4	Sobreacarreo de materiales correspondiente al concepto 3.4.2	m ² -Km	1,575	1.86	2,929.56
4.1.6	Sobreacarreo de cemento en los kilómetros subsiguientes al primero.	Ton-km	1,442	0.93	1,341.09

REHABILITACIÓN DE LA OBRA DE CAPTACIÓN SOBRE EL RÍO SANTO DOMINGO, CHIS.

PRESUPUESTO		1er ETAPA	2/2		
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (N\$)	IMPORTE (N\$)
4.1.7	Sobreacarreo de fierro de refuerzo en los kilómetros subsecuentes al primero.	ton-Km	196	0.93	182.28
5	CONCRETO				
5.1.1	Fabricación y colocación de concreto común en el canal de desvño.	m³	295	686.66	202,565.85
5.2.1	Colocación de fierro de refuerzo en el canal de desvño.	Kg	14,000	1.71	23,870.48
6	SUMINISTRO				
6.1.1	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 cm de espesor.	m²	8	40.30	322.41
6.2.1	Suministro y colocación de sello de cloruro de polivinilo corrugado.	m	20	93.00	1,860.04
6.3.1	Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 10 cm (4") de diámetro nominal para lloraderos.	Pza.	33	145.70	4,808.20
6.4.1	Rellenos de grava o arena que se requieren para "drenes" "lloraderos" y "filtros".	m³	7	111.60	781.22
6.5.1	Suministro de cemento.	ton	103	713.01	73,440.49
6.5.2	Suministro de fierro de refuerzo.	ton	14	4,812.85	67,379.86
					568,546.54

PRESUPUESTO		2a ETAPA		1/3	
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (N\$)	IMPORTE (N\$)
2	EXCAVACIONES				
2.1.2	En cualquier clase de material para el desplante de la cortina (con acarreo libre de un Km).	m ³	31,776	9.30	295,513.48
2.2.1	En cualquier clase de material para la remoción de ataguías (con acarreo libre de un Km).	m ³	1,130	9.30	10,509.21
2.3.1	En el enrocamiento del talud "aguas abajo" para formar las zanjas para dentallones de concreto (con acarreo libre de un Km).	m ³	1,965	18.60	36,549.74
3	OBTENCION Y COLOCACION DE MATERIALES				
3.1.1	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material impermeable semicompactado en seco o en agua, en la ataguía.	m ³	9,300	9.30	86,491.75
3.2.1	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material impermeable compactado en la cortina.	m ³	2,850	12.40	35,340.71
3.3.1	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material permeable proveniente de bancos de préstamo en la cortina.	m ³	6,600	9.30	61,381.24
3.4.1	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de enrocamiento proveniente de bancos de préstamo en la cortina.	m ³	25,420	26.35	669,830.55
3.4.2	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de enrocamiento proveniente de bancos de préstamo en las ataguías.	m ³	2,590	26.35	68,247.88

REHABILITACIÓN DE LA OBRA DE CAPTACIÓN SOBRE EL RÍO SANTO DOMINGO, CHIS.

PRESUPUESTO		2a ETAPA		2/3	
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (N\$)	IMPORTE (N\$)
3.5.1	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de grava y arena para el filtro en la cortina.	m³	400	9.92	3,968.08
4	ACARREO DE MATERIALES				
4.1.1	Acarreo de cemento a una distancia menor o igual a un Km.	Ton	957	38.75	37,084.50
4.1.3	Sobreacarreo de materiales correspondiente al concepto 3.4.1	m³-Km	254,200	1.86	472,821.56
4.1.4	Sobreacarreo de materiales correspondiente al concepto 3.4.2	m³-Km	25,900	1.86	48,174.97
4.1.6	Sobreacarreo del cemento en los kilómetros subsiguientes al primero.	ton-Km	13,398	0.93	12,460.39
5	CONCRETO				
5.1.2	Fabricación y colocación de concreto común en el muro de la cortina.	m³	450	686.66	308,998.75
5.1.3	Fabricación y colocación de concreto común en dentellones de la cortina.	m³	1,985	341.01	670,078.55
5.1.4	Fabricación y colocación de concreto común entre los huecos del enrocamiento de la cortina.	m³	775	341.01	264,280.35
6	SUMINISTROS				
6.1.1	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 cm de espesor.	m²	85	40.30	3,425.67
6.2.1	Suministro y colocación de sello de cloruro de polivinilo corrugado.	m	60	93.00	5,580.11
6.5.1	Suministro de cemento.	Ton	957	713.01	682,354.80

REHABILITACIÓN DE LA OBRA DE CAPTACIÓN SOBRE EL RÍO SANTO DOMINGO, CHIS.

PRESUPUESTO		2a ETAPA		3/3	
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (N\$)	IMPORTE (N\$)
7	DEMOLICIONES				
7.1.1	Demolición de estructuras de concreto (con acarreo libre de un Km).	m³	72	65.10	4,687.29
7.1.2	Demolición de estructuras de mampostería (con acarreo libre de un Km).	m³	7,440	32.55	242,176.90
8	MAQUINARIA Y EQUIPO				
8.1.1	Suministro, operación y mantenimiento de bomba de 50.8 mm (2") de diámetro.	h.e.	50	37.20	1,860.04
8.1.2	Suministro, operación y mantenimiento de bomba de 102 mm (4") de diámetro.	h.e.	50	54.25	2,712.55
					<u>4,024,529.00</u>

REHABILITACIÓN DE LA OBRA DE CAPTACIÓN SOBRE EL RÍO SANTO DOMINGO, CHIS.

PRESUPUESTO		3er ETAPA		1/1	
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (N\$)	IMPORTE (N\$)
2	EXCAVACIONES				
2.1.3	En cualquier clase de material para el desplante del dique (con acarreo libre de un Km).	m ³	3,820	9.30	35,526.72
2.2.1	En cualquier clase de material para la remoción de ataguas (con acarreo libre de un Km).	m ³	8,910	9.30	82,864.68
3	OBTENCION Y COLOCACION DE MATERIALES				
3.2.2	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material impermeable compactado en seco, en el dique.	m ³	6,120	9.30	56,917.15
3.4.3	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de enrocamiento proveniente de bancos de préstamo en el dique.	m ³	2,630	28.35	89,301.90
3.6.1	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de grava y arena para el filtro en el dique.	m ³	1,630	9.92	16,169.93
4	ACARREO DE MATERIALES				
4.1.6	Sobreacarreo de materiales correspondiente al concepto 3.4.3	m ³ -Km	26,300	1.86	48,918.99
7	DEMOLICIONES				
7.1.1	Demolición de estructuras de concreto (con acarreo libre de un Km).	m ²	35	65.10	2,276.55
					<u>311,977.91</u>

REHABILITACIÓN DE LA OBRA DE CAPTACIÓN SOBRE EL RÍO SANTO DOMINGO, CHIS.

PRESUPUESTO		Obras de protección				1/1
CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (N\$)	IMPORTE (N\$)	
1	ESPIGONES					
	OBTENCION Y COLOCACION DE MATERIALES					
1.1.1	Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de enrocamiento proveniente de bancos de préstamo en los espigones.	m ³	5,305	26.35	139,789.58	
2	ACARREO DE MATERIALES					
2.1.1	Sobreacarreo de materiales correspondiente al concepto 1.1.1	m ³ -Km	53,050	1.86	98,675.00	
3	CAMINOS					
3.1.1	Camino de acceso para la construcción de los espigones.	m	1,000	279.01	279,005.64	
					<u>617,470.22</u>	
4	MAMPOSTERIA					
4.1	Mampostería de 3a., utilizando piedra de pepeña, con parámetros rostreados, juntada con mortero cemento-arena 1:3, (exclusivamente para estructuras en contacto con agua), muros con espesor menor de 0.60 m.	m ²	65	502.21	32,643.66	

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

VI.1 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN

VI.1.1 Ante la imposibilidad de iniciar los trabajos de reconstrucción de la cortina y concluirlos antes de la temporada de lluvias de 1981, se hizo énfasis en que fueran comenzados en noviembre del mismo año para aprovechar el periodo de estiaje y poder dejar un mes de margen antes de la siguiente temporada de lluvias, de acuerdo al programa constructivo propuesto.

VI.1.2 Como las avenidas de la siguiente temporada de lluvias pasaría por el sitio de la cortina en las condiciones en que entonces se encontraba, se recomendó preparar al dique, con el que entonces se derivaba, para que al romperse lo hiciera por un sitio que coincidiera con la parte destruida de la cortina y así evitar que la captación sufriera otros daños.

VI.1.3 La explotación del banco de roca debía iniciarse aún durante el periodo de lluvias y hacerse la selección de material de acuerdo a los tamaños y

pesos requeridos, dejándolos preparados para el momento de su colocación.

VI.1.4 Al terminar la temporada de lluvias se detectarán los cambios sufridos en la margen derecha aguas arriba del sitio de la captación para ratificar o modificar el proyecto de las obras de defensa de esta margen, incluyendo dentellones y dique de empotramiento.

VI.1.5 Los espigones deberán contar con mantenimiento después de la primera temporada de lluvias, consistente en reconstruir las partes que hayan sido socavadas reponiendo el enrocamiento que haya sido removido y/o construir otros espigones adicionales, según se estime conveniente.

VI.1.6 Se recomienda proteger la margen izquierda en la zona próxima al canal de llamada, mediante la colocación de mampostería con drenes sobre el talud, según se muestra en el plano P-1.

VI.2 CONCLUSIONES

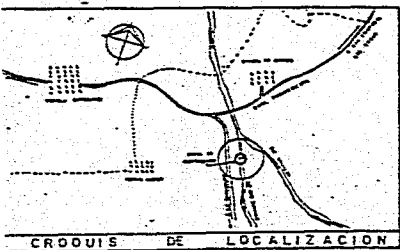
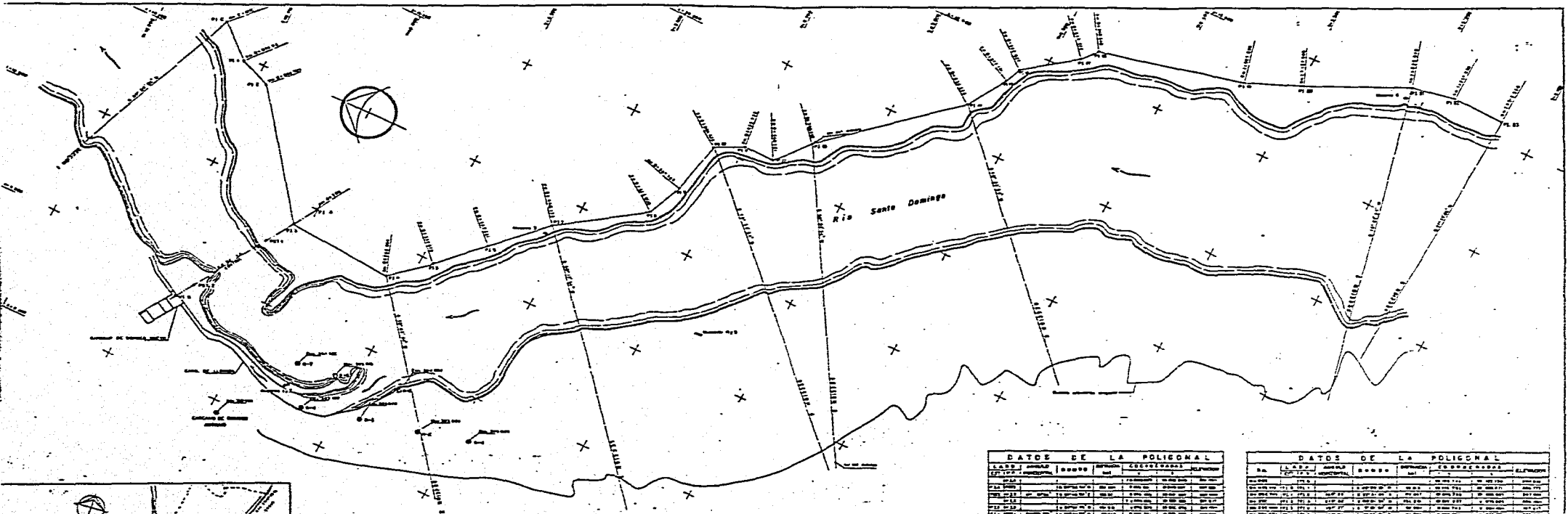
VI.2.1 Por modestas que parezcan algunas obras por su volumen en conceptos y costo, se debe tener el mismo cuidado en su realización que las grandes obras, ya que al final de cuentas en conjunto forman parte de un todo y el no darle su justa valoración nos lleva a un derroche de los limitados recursos materiales y humanos con que cuenta el país.

VI.2.2 Durante la construcción debe tenerse la certeza para hacer ajustes en campo cuando se presenten cambios al proyecto original, debiendo consultar con el personal que participó en la elaboración del proyecto y poder predecir los efectos que dichos ajustes puedan tener en el comportamiento de la obra durante su vida útil.

VI.2.3 Los encargados de la ejecución de una obra, deben tener las nociones de conocimientos suficientes para apreciar los detalles del proyecto y entender su razón de ser y así evitar darles cambios basados solamente en una falsa economía.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- **Manual de Diseño de Obras Civiles**
Comisión Federal de Electricidad
- 2.- **Diseño de Presas Pequeñas**
U.S. Department of Interior
U.S.B.R.,
- 3.- **Open Channel Hydraulics**
Ven Te Chow
- 4.- **Socavación en Cauces Naturales**
Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.
J.A. Maza A.
- 5.- **Anteproyecto de la Obra de Toma para la Captación de Agua**
Potable para Tuxtla Gutiérrez , Chis.
Tesis Profesional
J. A. Zelonka V.
- 6.- **Hidrología, Análisis Estadístico y Probabilístico de Datos**
Hidrológicos
Facultad de Ingeniería,U.N.A.M.
R. Springall G.
- 7.- **Apuntes de Presas Derivadoras**
Facultad de Ingeniería,U.N.A.M.
José M. Zamudio Morales
- 8.- **Presas de Derivación.**
Secretaría de Recursos Hidráulicos
- 9.- **Topografía**
Montes de Oca



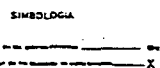
PLANTA
ESC: 1:1000

NOTAS:

1. Las mediciones de nivelación se hicieron en nivel continuo.
2. Las mediciones de distancia se hicieron con cinta métrica de 30 m.
3. Las mediciones de ángulos se hicieron con alfileres.
4. El terreno del campo de trabajo se levantó en un día.
5. El terreno del campo de trabajo se levantó en un día.
6. Se usó un instrumento de nivel.

DATOS DE LA POLIGONAL					
ORDEN	DESCRIPCION	ANGULO	ANGULO	ANGULO	ANGULO
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					

DATOS DE LA POLIGONAL					
ORDEN	DESCRIPCION	ANGULO	ANGULO	ANGULO	ANGULO
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					

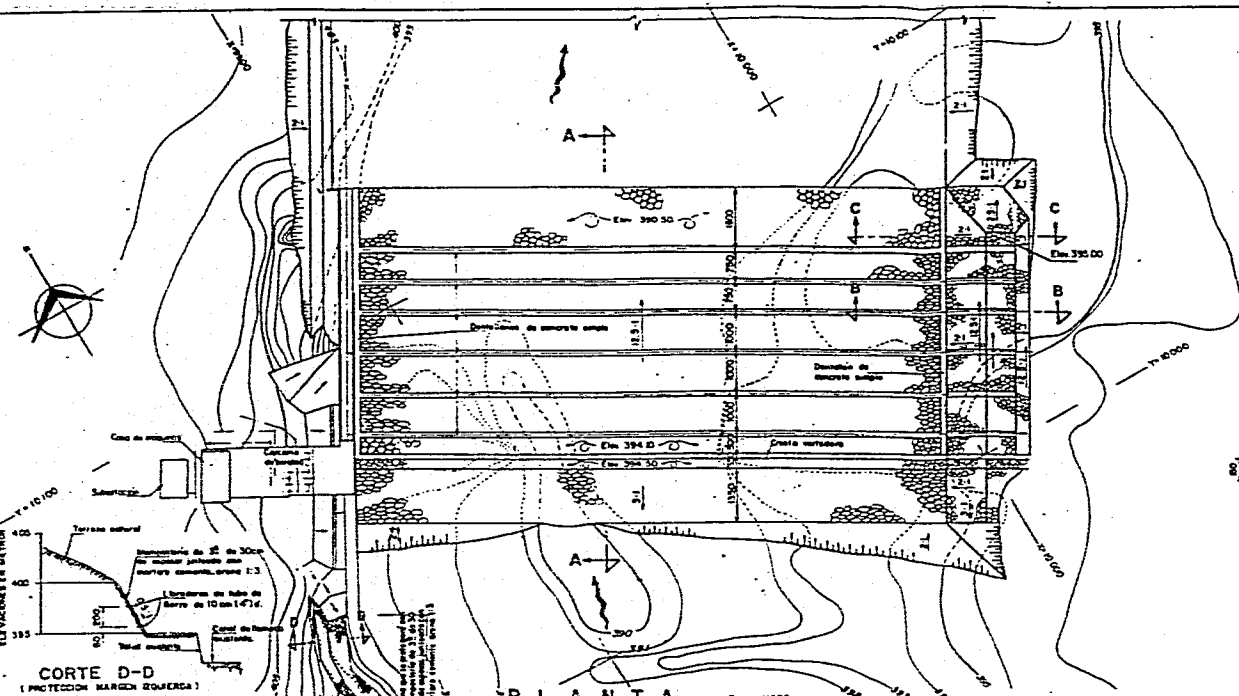


UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

TRABAJOS DE CAMPO
TOPOGRAFIA - GEOTECNIA

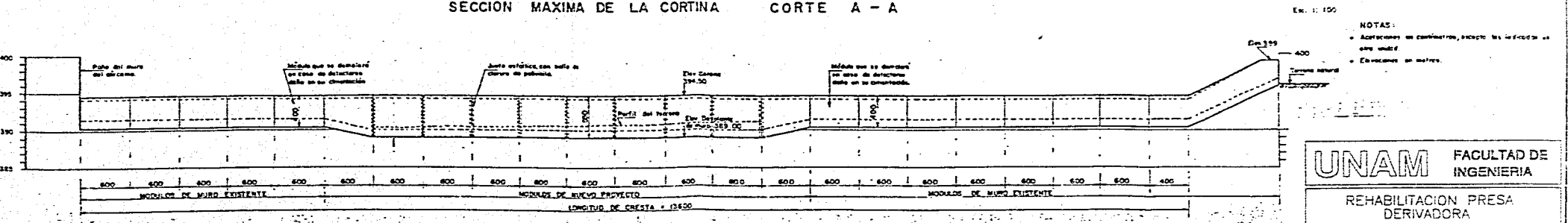
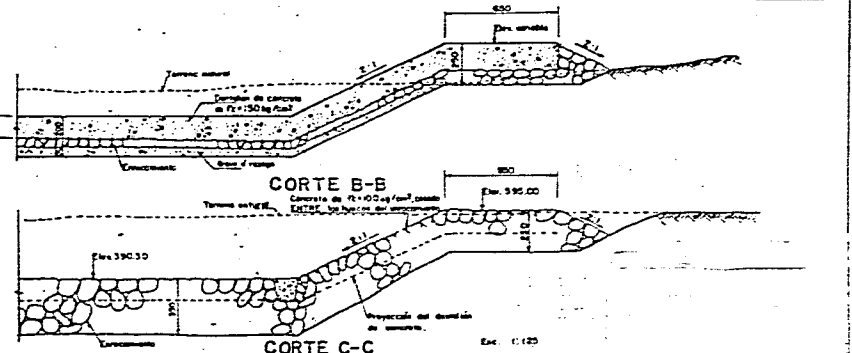
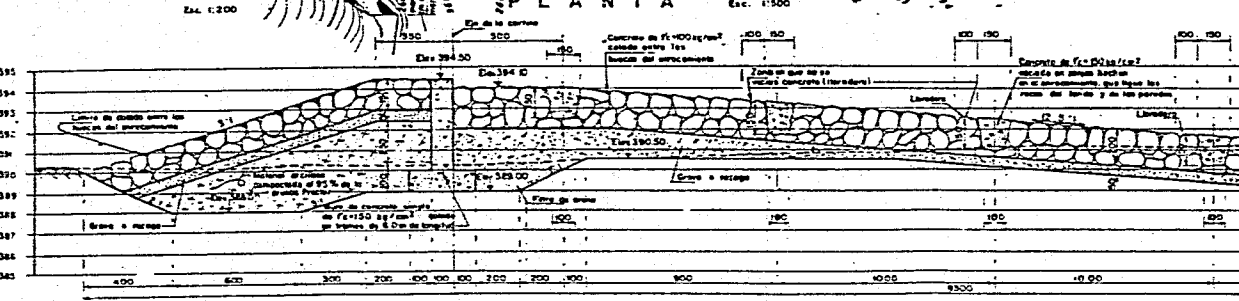
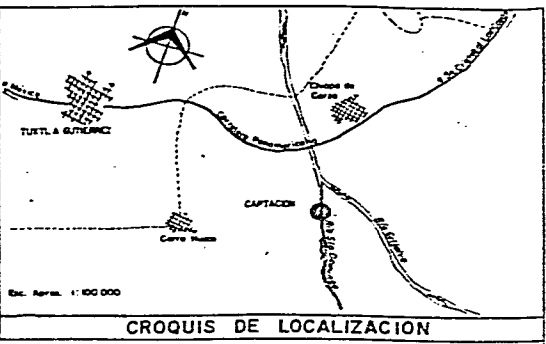
TESIS PROFESIONAL
JOSE LUIS LOPEZ VILLANUEVA

MEXICO, D.F. 1995 | PLANO - 1



CANTIDADES ESTIMADAS	
CONCEPTO	UNIDAD/CANTIDAD
CONCRETO	
Formación	m ³ 31 775
Formación	m ³ 23 410
Formación	m ³ 2 850
Formación	m ³ 8 840
Formación	m ³ 400
Formación	m ³ 3 190
BARRO DE RELLENO	
Formación	m ³ 18 413
Formación	m ³ 2 410
Formación	m ³ 10 340
Formación	m ³ 815
Formación	m ³ 14 200

DATOS DE PROYECTO	
Área de obra	7500 m ² /seg
Longitud de obra	136 m
Clas. de obra	394.50 m a.s.n.m.
BASE	Agua arriba de la cortina
Corte	Agua abajo de la cortina
Características de la Obra de Tercer	1200 m/seg



- NOTAS:
- Aproximaciones en centímetros, excepto las indicadas en este estudio.
 - Elevaciones en metros.

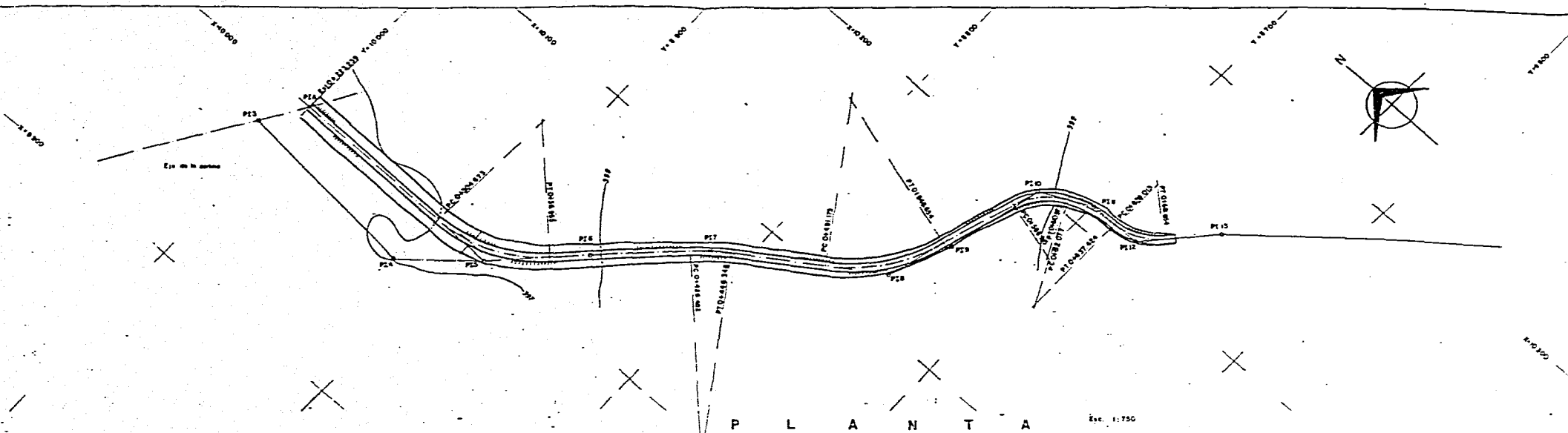
UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

REHABILITACION PRESA DERIVADORA

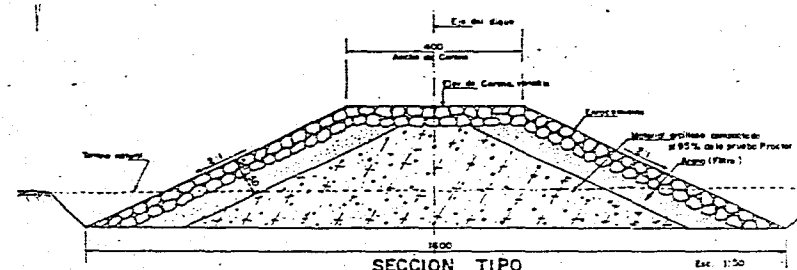
TESIS PROFESIONAL

JOSE LUIS LOPEZ VILLANUEVA

MEXICO, D.F. 1995 | PLANO - 3



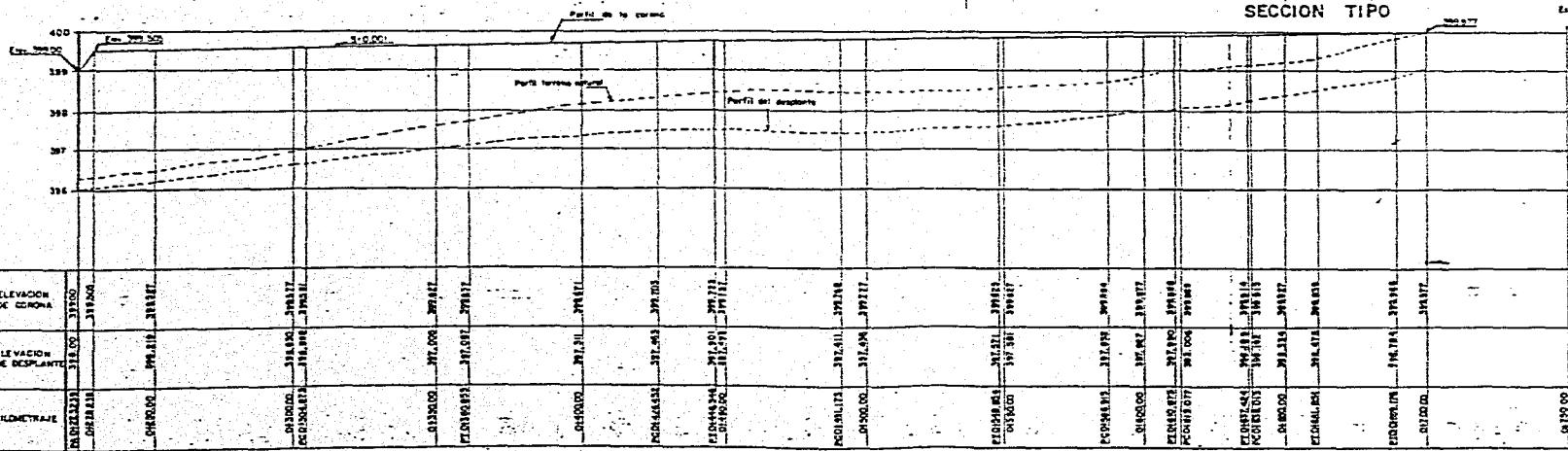
P L A N T A Esc. 1:750



SECCION TIPO Esc. 1:50

CANTIDADES ESTIMADAS		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
DIQUE DE EMPOTRAMIENTO MARGEN DERECHA		
Excavación	m ³	3820
Empleo de concreto	m ³	2630
Material de relleno (Lapaja)	m ³	6120
Grava y arena (F.P.M.)	m ³	1630
Demolición del muro derecho del canal	m ³	35

No	PI	Dist (m)	CURVAS HORIZONTALES				COORDENADAS		RUMBO						
			α	R (m)	ST (m)	PC (Est)	LC (m)	PT (Est)		X (m)	Y (m)				
1	0+233.259	111.434	47°44'07"	87.57	43'	67.80	30.00	0+304.673	56.282	0+360.805	81.434	89.97	171	9888.602	5°22'17"W
2	0+436.452	103.687	17°46'47"	17°30'27"	96.943	10.00	0+426.452	19.894	0+446.346	63.497	10073.416	9813.889	34616.47'E		
3	0+521.173	84.827	38°23'47"	37°42'46"	83.88	30.00	0+481.173	57.481	0+548.654	44.827	10121.480	9745.782	53°30'06"E		
4	0+599.910	81.281	48°28'47"	38°04'17"	28.940	13.00	0+384.913	24.058	0+410.473	38.261	10199.535	9723.232	37°33'20"E		
5	0+613.077	27.404	27°30'07"	27°47'36"	53.127	13.00	0+412.077	25.348	0+437.434	1.404	10221.820	9699.072	32°57'06"E		
6	0+651.010	28.589	49°24'00"	47°26'26"	28.284	13.00	0+438.013	23.844	0+461.854	0.589	10211.565	9672.484	30°22'34"W		
7	0+681.076	40.302								27.322	10241.930	9645.952	54°57'06"E		



P R O F I L Esc. 1:500

NOTAS:
 • Acoraciones en construcción, excepto las indicadas en otro sentido.
 • Elevaciones en metros.
 • En las coordenadas de los Puntos de Inflexión (PI), fueron tomadas del plano Cane T-01. TUTTLA GUTIERREZ OSAPAS, AGUA POTABLE CAPTACION SOBRE EL RIO SANTO DOMINGO PLANTA DEL RIO SANTO DOMINGO DESPUES DEL PCCO DE LA AVENIDA DEL 26 DE SEPTIEMBRE DE 1974 "C" Con fecha Febrero de 1981

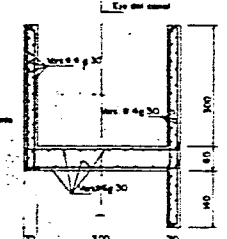
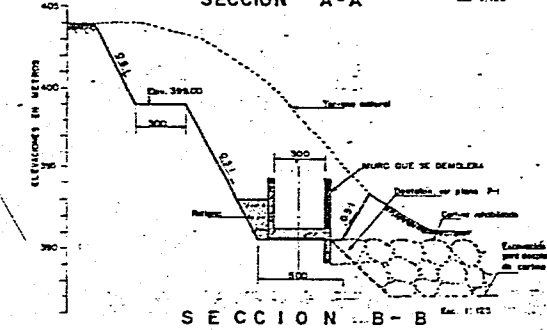
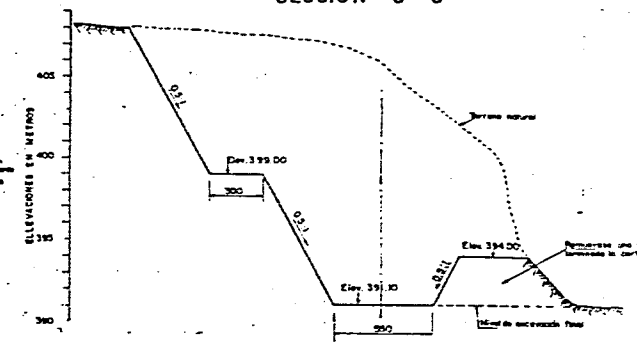
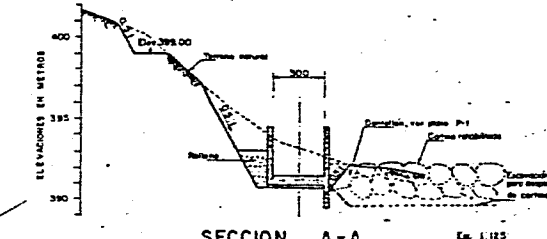
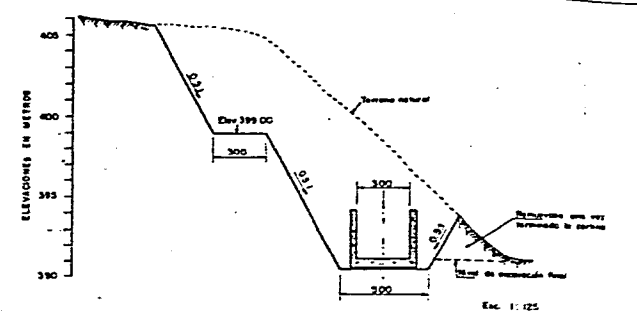
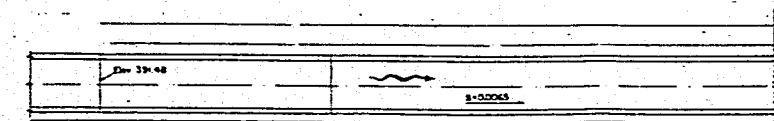
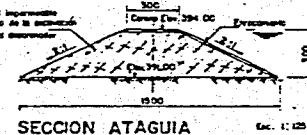
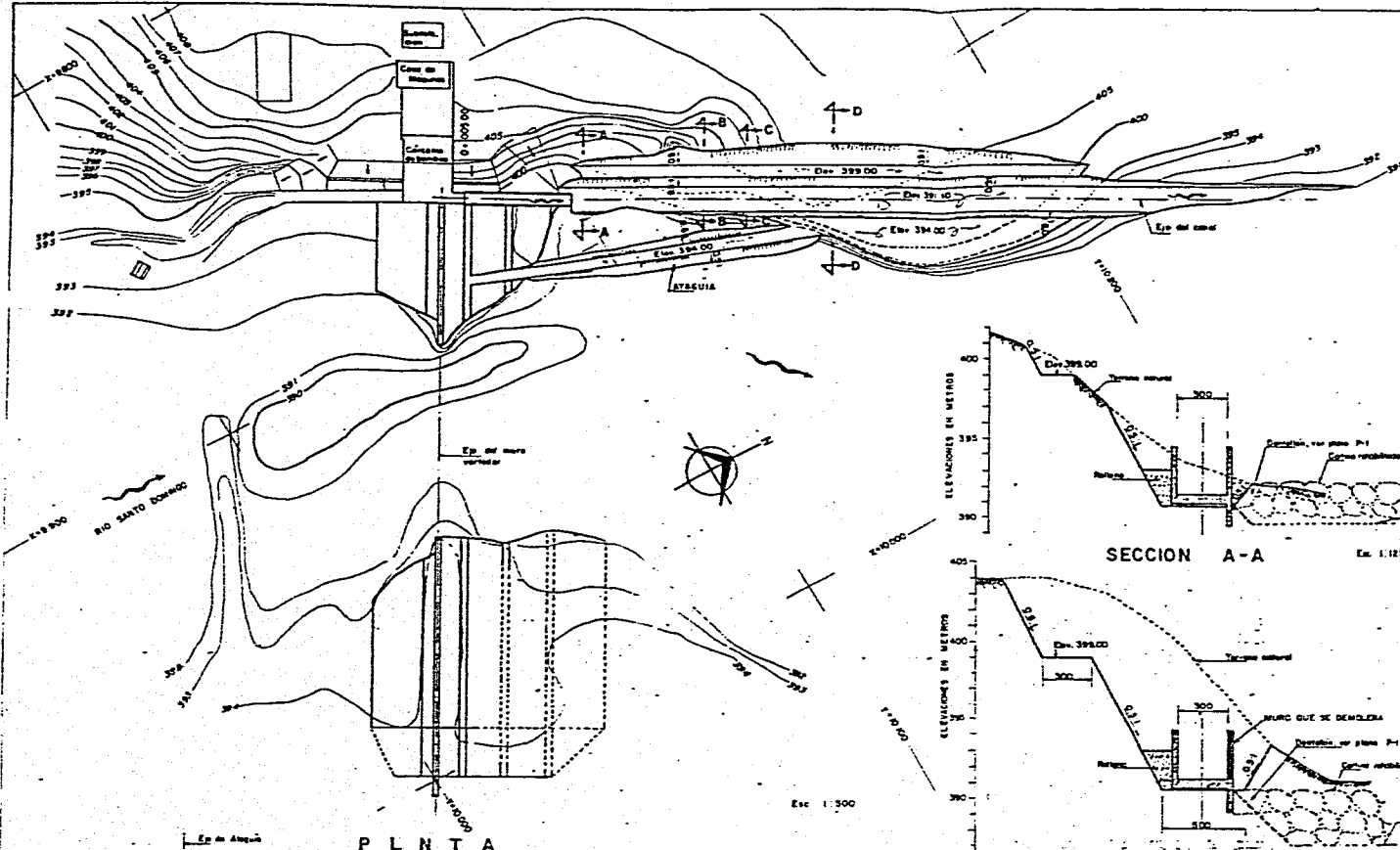
UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

DIQUE DE EMPOTRAMIENTO

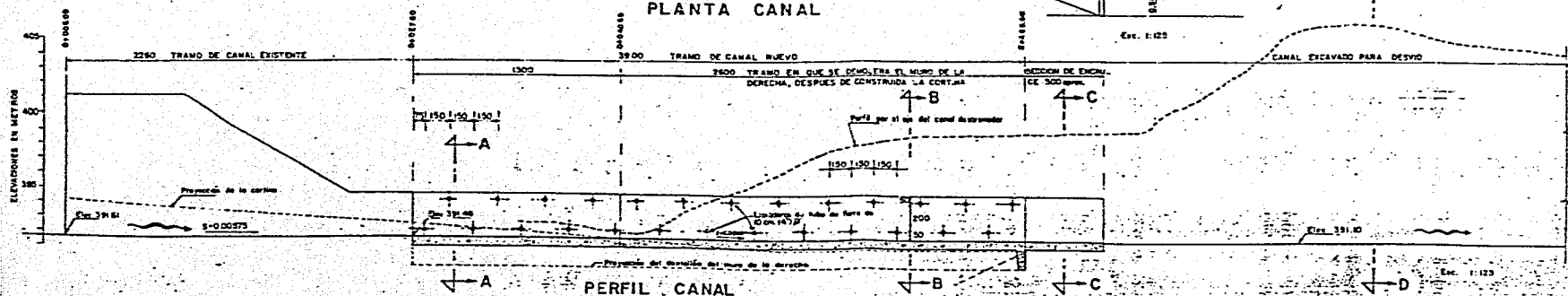
TESIS PROFESIONAL

JOSE LUIS LOPEZ VILLANUEVA

MEXICO, D.F. 1995 | PLANO - 4



CANTIDADES ESTIMADAS	
CONCEPTO	UNIDAD CANTIDAD
CONCRETO	m ³ 1000
OBRA DE DESVIO:	
Excavaciones	m ³ 18115
Materiales impermeables (asfálticos)	m ³ 850
Ladrillos perforados de 12x20x10 cm	m ³ 250
Ladrillos	m ³ 21
Hierro de refuerzo de 1" 4000 kg/cm ²	kg 14500
Gruta de concreto de 2 cm de espesor	m ² 8
Sello en el cierre de puentes	m 20



NOTAS:
 - Acrecencias de milímetros, excepto los indicados en otros casos.
 - Elevaciones en metros.

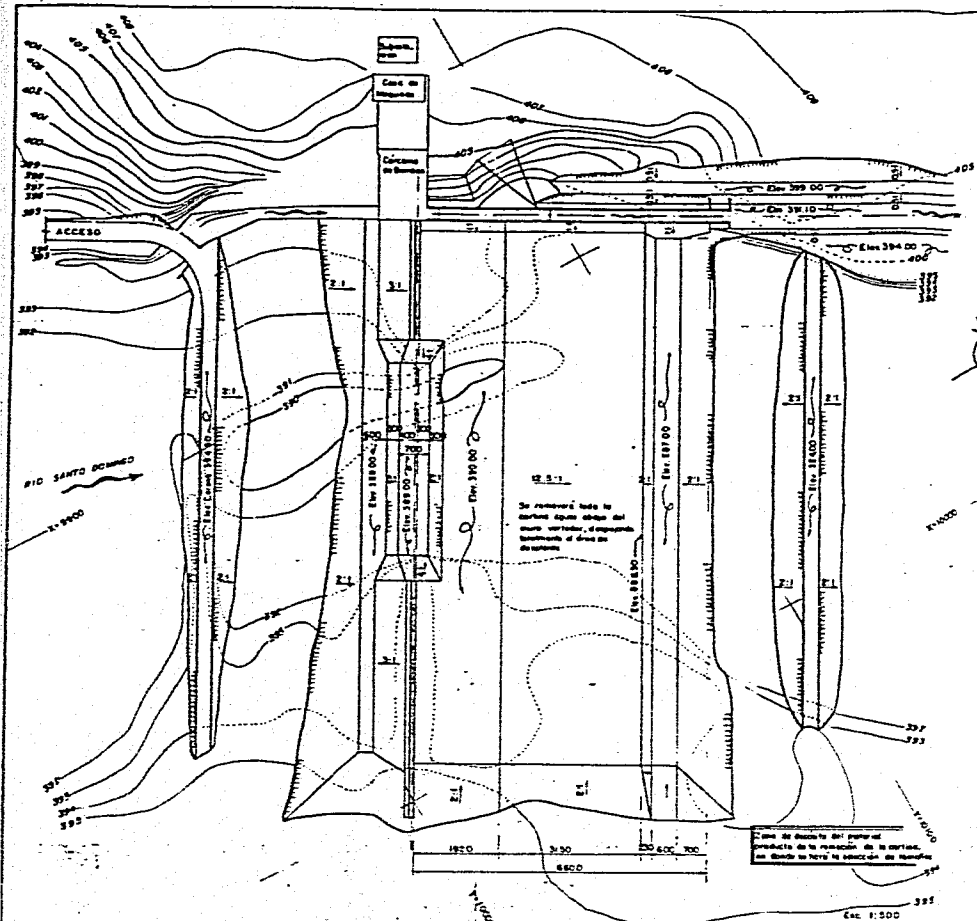
UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

PRIMERA ETAPA DE CONSTRUCCION

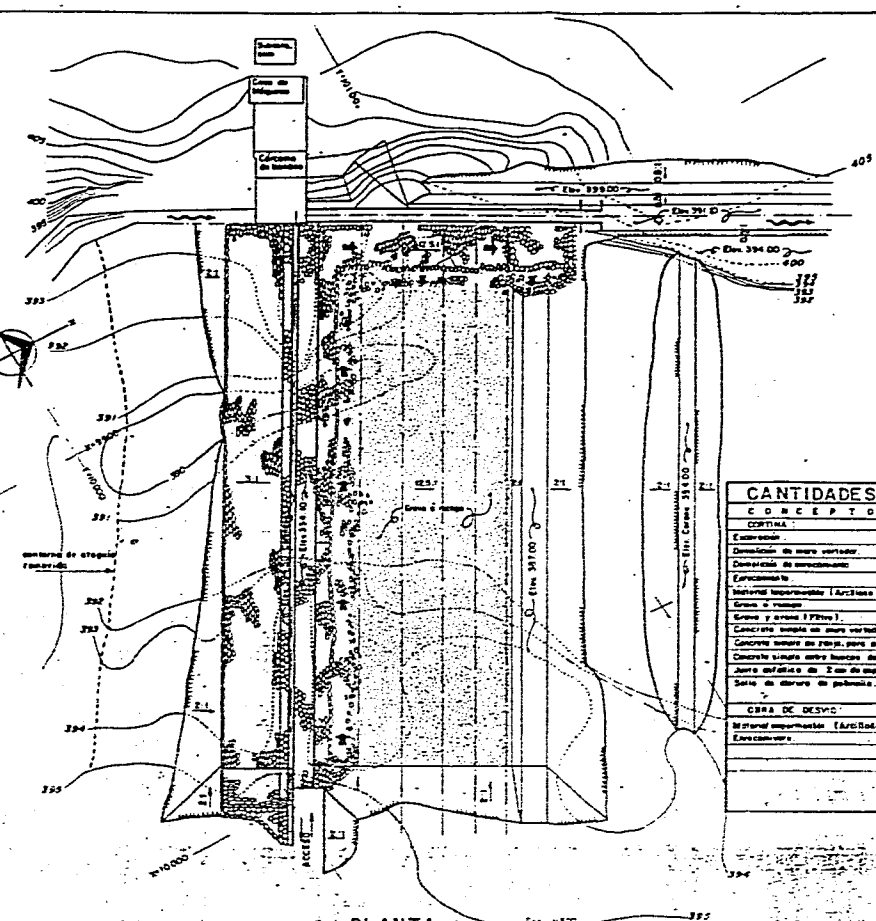
TESIS PROFESIONAL

JOSE LUIS LOPEZ VILLANUEVA

MEXICO, D.F. 1995 PLANO - 5



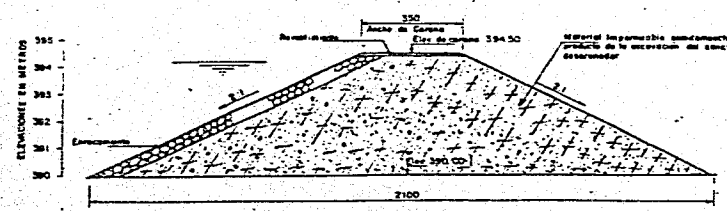
PLANTA
DESPLANTE DE LA CORTINA



PLANTA
PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION
DE LA CORTINA AGUAS ABAJO

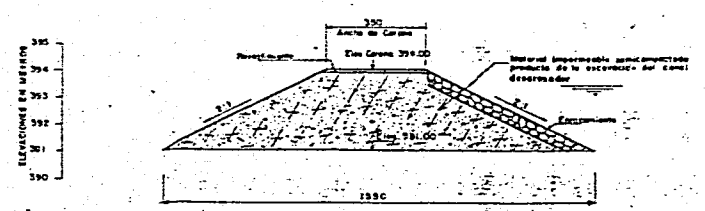
CANTIDADES ESTIMADAS		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
CORTINA:		
Excavación	m ³	31775
Demolición de muro vertical	m ³	77
Demolición de armadura	m ³	7442
Formacón	m ³	25420
Material impermeable (Arcilla)	m ³	2800
Grava y ripio	m ³	8600
Grava y ripio (Fino)	m ³	400
Concreto simple en obra variable	m ³	430
Concreto simple de obra, para apilados	m ³	1965
Concreto simple entre huecos del armazón	m ³	775
Junta asfáltica de 2 cm de espesor	m ²	81
Salto de obra de pedregal	m	60
OBRA DE DESVÍO:		
Material impermeable (Arcilla)	m ³	8300
Excavación	m ³	2590

NOTAS:
 1. Aclaraciones en modificaciones, excepto las referidas a otra etapa.
 2. Círculos de notas.



SECCION ATAGUIA AGUAS ARRIBA

Esc. 1:75



SECCION ATAGUIA AGUAS ABAJO

Esc. 1:75

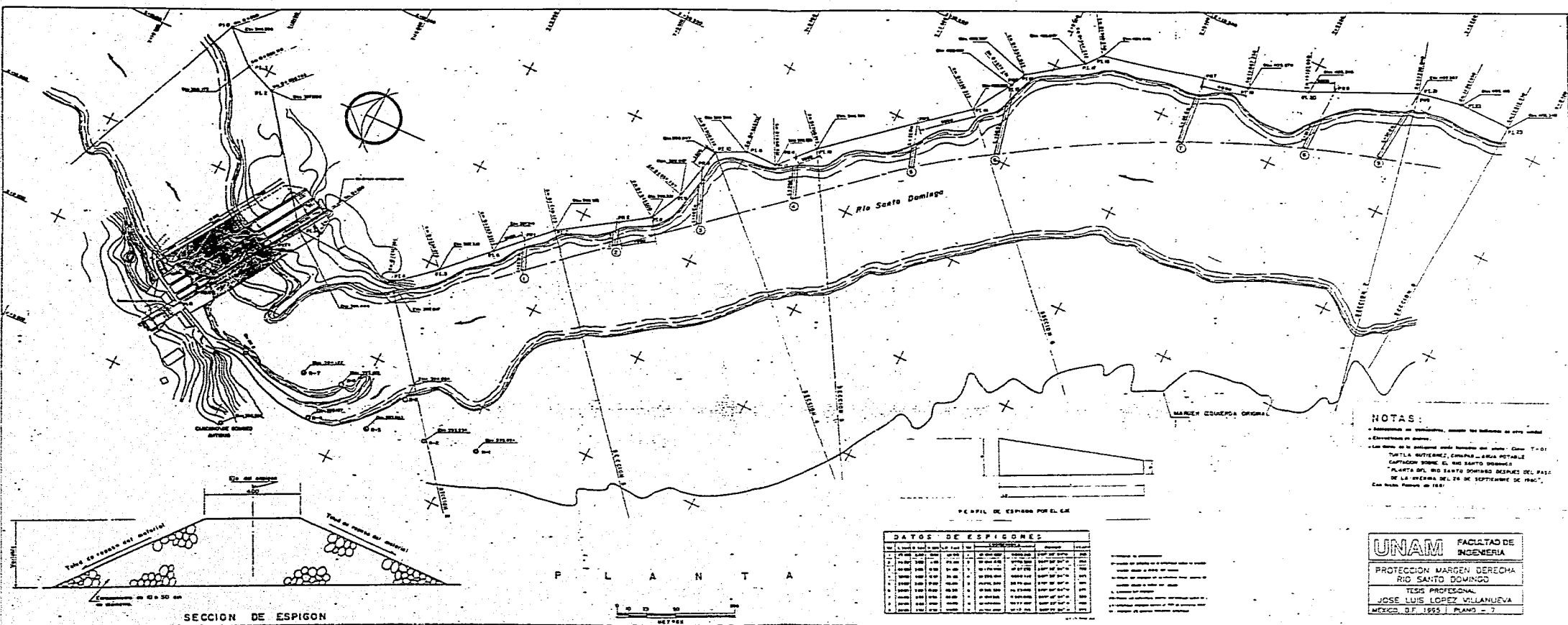
UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

SEGUNDA ETAPA DE CONSTRUCCION

TESIS PROFESIONAL

JOSE LUIS LOPEZ VILLANUEVA

MEXICO, D.F. 1995 | PLANO - 6



NOTAS:

- 1. Sección de espigón, según los datos de este plano.
- 2. Enteros de mano.
- 3. Las obras de la presente obra tienen un costo de \$ 7-01.
- 4. TUBO DE ENTREGA, COMPRA - EN LA PUESTA DE CAPTACION DEL RIO SANTO DOMINGO.
- 5. PLANTA DEL RIO SANTO DOMINGO DESPUES DEL PASO DE LA OBRA DEL 24 DE SEPTIEMBRE DE 1947.
- 6. En todo punto de 1947.

DATOS DE ESPIGONES

No.	Longitud	Alto	Base	Superficie	Vol. de obra	Costo
1	100.00	1.50	100.00	150.00	150.00	150.00
2	100.00	1.50	100.00	150.00	150.00	150.00
3	100.00	1.50	100.00	150.00	150.00	150.00
4	100.00	1.50	100.00	150.00	150.00	150.00
5	100.00	1.50	100.00	150.00	150.00	150.00
6	100.00	1.50	100.00	150.00	150.00	150.00
7	100.00	1.50	100.00	150.00	150.00	150.00
8	100.00	1.50	100.00	150.00	150.00	150.00
9	100.00	1.50	100.00	150.00	150.00	150.00
10	100.00	1.50	100.00	150.00	150.00	150.00

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

PROTECCION MARGEN DERECHA RIO SANTO DOMINGO

TESIS PROFESIONAL

JOSE LUIS LOPEZ VILLANUEVA

MEXICO, D.F. 1955 I PLANO - 7