

B
01
T(244)
C.1

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE AGRONOMIA

**ESTUDIO PRELIMINAR PARA EL DISEÑO DE UN EMBALSE
PARA USOS AGRICOLAS EN EL RIO HUIITE**

TESIS

PRESENTADA A LA HONORABLE JUNTA DIRECTIVA

DE LA

FACULTAD DE AGRONOMIA

DE LA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

POR

CESAR EDUARDO CISNEROS ARAGON

EN EL ACTO DE SU INVESTIDURA COMO

INGENIERO AGRONOMO

En el Grado Académico de

LICENCIADO EN CIENCIAS AGRICOLAS

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 1977

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
BIBLIOTECA
DEPARTAMENTO DE TESIS-REFERENCIA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

RECTOR

Dr. Roberto Valdeavellano Pinot

JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE AGRONOMIA

Decano en Funciones:	Ing. Agr. Rodolfo Estrada G.
Vocal 1o.:	
Vocal 2o.:	Dr. Antonio Sandoval S.
Vocal 3o.:	Ing. Agr. Sergio Mollinedo.
Vocal 4o.:	P.A. Laureano Figueroa.
Vocal 5o.:	P.A. Carlos H. Leonardo L.
Secretario:	Ing. Agr. Leonel Coronado C.

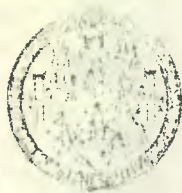
TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN

GENERAL PRIVADO

Decano:	Ing. Agr. Rodolfo Estrada G.
Examinador:	Dr. Antonio Sandoval S.
Examinador:	Ing. Agr. Alfredo Paniagua.
Examinador:	Ing. Agr. Carlos Aguirre.
Secretario:	Ing. Agr. Leonel Coronado C.

PARA REFERENCIA

NO SE PUEDE SACAR DE LA BIBLIOTECA



FACULTAD DE AGRONOMIA

Ciudad Universitaria, Zona 12.

Apartado Postal No. 1545

GUATEMALA, CENTRO AMERICA

Referencia

Asunto

Guatemala,
22 de Agosto de 1977.

Señor
Ing. Agr. Rodolfo Estrada G.
Decano de la Facultad de Agronomía
Presente.

Señor Decano:

Por este medio me permito informar a Ud., que he asesorado y revisado el trabajo de tesis titulado "ESTUDIO PRELIMINAR PARA EL DISEÑO DE UN EMBALASE PARA USOS AGRICOLAS EN EL RIO HUIITE", desarrollado por el P. A. César Eduardo Cisneros Aragón, de acuerdo al nombramiento hecho para el efecto.

Dicho trabajo llena todos los requisitos necesarios para ser presentado como tesis de graduación y además constituye una contribución y proyección de la Facultad de Agronomía, hacia la comunidad rural en el planteamiento técnico de alternativas de uso de sus recursos naturales.

Atentamente,

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

Ing. Agr. M.C. Oscar A. González H.
ASESOR

OG/10

Guatemala, 24 de Agosto de 1977.

Honorable Junta Directiva.

Honorable Tribunal Examinador.

En base a las normas establecidas por la Universidad de San Carlos de Guatemala, someto a vuestra consideración el trabajo de tesis titulado:

"ESTUDIO PRELIMINAR PARA EL DISEÑO DE UN
EMBALSE CON FINES AGRICOLAS EN EL RIO HUITÉ"

Como requisito previo a optar el Título Profesional -
de Ing. Agrónomo en el grado de Licenciado en Ciencias Agrícolas.

R e s p e t u o s a m e n t e ,

César Eduardo Cisneros A.

TESIS QUE DEDICO

- A Mi Patria Guatemala, tierra digna de un mejor futuro.
- A La Facultad de Agronomía de la Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Al Instituto Técnico de Agricultura .
- A La Fraternidad Huiteca.
- Al Ing. Agr. Oscar González.

ACTO QUE DEDICO

A Dios.

A Mis Padres: Marina Aragón de Cisneros
Héctor Cisneros

A Mi Esposa: Carolina Lisette

A Mis Hermanos: Héctor Rodolfo
Marina Yolanda

A Mis Familiares en especial a:

María Luisa Aragón (Q.E.P.D.)
Consuelo Aragón

A la Familia: Quesada Zamora

A Mis Compañeros y Amigos.

RECONOCIMIENTO

Dejo constancia de mi agradecimiento:

- Al Ing. Agr. Oscar González, por su valiosa ayuda para la realización del presente trabajo.
- Al Instituto Geográfico Nacional, en especial al Departamento de División Geográfica.
- Al INSIVUMEH, en especial al Ing. Manuel R. Aguirre.
- A la Fraternidad Huiteca.
- A todas las Instituciones y Personas que colaboraron en esta Tesis.

INDICE GENERAL

	Pag.
Indice de Cuadros	iii
Indice de Gráficas	iv
Indice de Planos	v
1.- INTRODUCCION	1
2.- OBJETIVOS	3
3.- ASPECTOS GENERALES DEL AREA ESTUDIADA	4
4.- METODOLOGIA DE TRABAJO	6
5.- ESTUDIOS REALIZADOS	8
5.1 Antecedentes	8
5.2 Reconocimiento Preliminar	8
5.3 Estudios topográficos	10
5.4 Estudios climatológicos e hidrológicos	13
5.5 Estudios geológicos	16
5.6 Estudios de suelos	17
5.6.1 Suelos de la cuenca	17
5.6.2 Suelos del área a irrigar	19
6.- DISEÑO Y CALCULO	20
6.1 Escurrimiento superficial	20
6.1.1 Cálculo del volumen de escurrimiento medio anual.	23
6.2 Volumen de almacenamiento	23
6.3.1 Gráfica de áreas-capacidades	23
6.3 Avenidas de diseño	24
6.4 Selección del tipo de cortina	28
6.5 Diseño de corona	30

6.6	Diseño de bordos	31
6.7	Altura de la presa	34
6.8	Volúmen de azolves	35
6.9	Diseño de vertedor en demasías	36
6.9.1	Cálculo del gasto máximo del vertedor	38
6.10	Obras de toma	41
6.10.1	Capacidad de la toma	42
6.11	Volúmen de Terracería	47
6.12	Infraestructura del sistema de riego	48
7.-	COSTOS	49
7.1	Costos aproximados del embalse	49
7.2	Costos aproximados de infraestructura de riego...	50
8.-	CONCLUSIONES	51
9.-	RECOMENDACIONES	53
10.-	BIBLIOGRAFIA	54

INDICE DE CUADROS

CUADRO No. 1	Concentración y tenencia de la tierra en Huité.
CUADRO No. 2	Algunas características de los suelos del área de riego.
CUADRO No. 3	Registros climatológicos. Estación La Fragua, Zacapa.
CUADRO No. 4	Criterios para estimar el coeficiente de escurrimiento en una cuenca.
CUADRO No. 5	Capacidad de embalse.
CUADRO No. 6	Coeficiente de escurrimiento para Avenida Máxima.
CUADRO No. 7	Valores del factor "F" para secciones abiertas con paredes inclinadas.
CUADRO No. 8	Formas típicas de cuencas y su modo de concentración.
CUADRO No. 9	Valores del factor "P".
CUADRO No. 10	Coeficiente de rugosidad "n" de Horton.
CUADRO No. 11	Altura de Ola en función de velocidad del viento y el Fetch.
CUADRO No. 12	Bordo Libre Normal y Mínimo.
CUADRO No. 13	Requerimientos potenciales de riego. Estación La Fragua, Zacapa.
CUADRO No. 14	Patrón de cultivos.
CUADRO No. 15	Coeficiente de cultivos.
CUADRO No. 16	Consumo de agua por cultivo de acuerdo al patrón propuesto en metros cúbicos.
CUADRO No. 18	Volúmenes de Terracería.

INDICE DE GRAFICAS

- GRAFICA No. 1 Area - Capacidades.
- GRAFICA No. 2 Sección transversal del cauce Río Huité.
- GRAFICA No. 3 Curva, Volúmenes - Masa.
- GRAFICA No. 4 Secciones transversales de la cortina.
- GRAFICA No. 5 Gráfica auxiliar para derminar la forma de
concentración.
- GRAFICA No. 6 Instalación de Obras de toma.
- GRAFICA No. 7 Plano del Vaso.
- GRAFICA No. 8 Sección Máxima y Detalle de membrana.
- GRAFICA No. 9 Planta de construcción.

PLANOS

- PLANO No. 1 Plano general del área del estudio.
- PLANO No. 2 Plano general del embalse.

1.- INTRODUCCION.

Existen en Guatemala, de acuerdo a la distribución de la lluvia, regiones con déficit de humedad para el desarrollo de las actividades agrícolas. Este déficit se marca entre regiones y a través del tiempo; esto último, debido a que en forma general en el país se diferencian dos épocas: La época lluviosa y la época seca.

En la época lluviosa se concentran los volúmenes de escurrimiento de agua, lo cual permitiría cubrir las demandas en la época seca únicamente a través de su almacenamiento.

Por otro lado, el relieve con que cuenta el territorio Nacional se caracteriza por tener áreas adecuadas para el uso agrícola intensivo en forma disgregada, es decir, que no forman unidades de grandes extensiones, lo cual exige que tenga que construirse pequeñas obras que permitan almacenar agua en la época lluviosa para ser utilizada en la época deficitaria.

En el contexto anterior se puede situar el caso del Municipio de Huité, en el cual se encuentra posibilidades de aprovechamiento de los volúmenes de escurrimiento del Río del mismo nombre, para fines agrícolas; lo cual se presenta como una alternativa para promover el desarrollo económico y social de esta comunidad.

El presente trabajo se realizó aprovechando la inquietud demostrada por los pobladores de Huité para mejorar sus condiciones de vida, y como una proyección de la Universidad de San Carlos a través de la Facultad de Agronomía para contribuir técnicamente en el desarrollo del

sector rural.

De acuerdo a los estudios realizados se establece la posibilidad técnica de realizar la obra de infraestructura necesaria para el almacenamiento de 1.03 millones de metros cúbicos que lograría beneficiar a 121 hectáreas o más, dependiendo de la eficiencia con que se maneje el sistema para la producción de cultivos bajo riego.

Es de hacer notar que este estudio abarca la etapa preliminar en el planeamiento de las obras necesarias para proveer de riego a Huité, lo cual lógicamente presupone la realización de estudios más detallados que permitan decidir la ejecución de un posible proyecto.

2.- OBJETIVOS.

- 1o.) Realizar los estudios preliminares para determinar las posibilidades del aprovechamiento de los recursos hídricos del Río Huité para ser utilizados en la producción agrícola.
- 2o.) Determinar la disponibilidad de áreas con posibilidades de desarrollo de una agricultura intensiva bajo riego para contribuir al desarrollo económico y social de la Comunidad de Huité.
- 3o.) Localizar, diseñar y proponer las obras de infraestructura necesarias para la utilización de los volúmenes de agua escurridos.
- 4o.) Establecer una metodología de estudios preliminares en regiones - donde los registros hidrológicos son deficientes o no existen.

3.- ASPECTOS GENERALES DEL AREA ESTUDIADA.

Huité, uno de los municipios del Departamento de Zacapa, se encuentra aproximadamente entre los 14° a 15° latitud norte y 89° 40' a 89° 45' longitud oeste, a una altitud que varía de 200 a 1,000 metros sobre el nivel del mar. Se encuentra limitada al Norte con Teculután y Uzumatlán, al Sur con Chiquimula, al Este con Estanzuela y Zacapa, al Oeste con Cabañas.

Este municipio se encuentra localizado básicamente en la cuenca del Río Huité teniendo ésta una extensión aproximada de 23.5 Km². El Río Huité prácticamente constituye el único abastecimiento de agua con que cuenta el municipio; el cual se origina en el Cerro "El Gigante" formando el Río San Miguel que aguas abajo pasa a llamarse "Río Huité"; su caudal es incrementado por las quebradas El Zapote, El Jutal, El Palmo, La Oscura, El Guayabo y La Puerta.

Su clima es cálido seco con temperatura que varía de 25 a 29.4°C con un promedio de 66% de humedad relativa, presión atmosférica media anual de 748.5 milímetros de mercurio, (Datos tomados de la Estación Meteorológica La Fragua). Su zona de vida vegetal varía de tropical muy seca a subtropical seca, éstos rangos son debido a la variación en su altura, pues la cabecera municipal se encuentra a 320 metros sobre el nivel del mar, mientras que el Cerro Gigante está a 1,600 metros sobre el nivel del mar; lo anterior indica que su topografía es muy irregular y por lo tanto se presentan estas variaciones climáticas.

La concentración y la tenencia de la tierra en Huité se muestra en el Cuadro No. 1, donde se puede observar que el mayor número de fincas

oscilan entre 1 a 5 manzanas, y que la mayoría de fincas son manejadas por el propio agricultor.

4.- METODOLOGIA DE TRABAJO.

Para la realización del presente estudio se dividió el trabajo en forma general en las siguientes fases:

Primera Fase.

Establecimiento de la necesidad del estudio, sus alcances y beneficios para la comunidad de Huité, así como investigación de las inquietudes de los agricultores del área a beneficiarse.

Segunda Fase.

Recopilación de información: Investigación sobre la disponibilidad de información local para determinar si existía posibilidad de desarrollar el estudio.

Tercera Fase.

Trabajos de Campo: Consistió en una serie de actividades realizadas en la zona de trabajo que fueron desde inspecciones de la cuenca y selección del lugar de la boquilla hasta el levantamiento topográfico del posible lugar del embalse.

Cuarta Fase.

Análisis de la información obtenida: Para determinar volúmenes a almacenar y estimar características de las posibles obras a realizar.

Quinta Fase.

Propuesta de diseño: Se diseñaron las obras del embalse (Cortina, obras de excedencia y de toma) así como de la red de distribución del sistema de riego. Estimación de costos.

Sexta Fase.

Recomendaciones y conclusiones: Una serie de apreciaciones que servirán en el momento de efectuar estudios más detallados para la realización de la obra.

CUADRO No. 1: CONCENTRACION Y TENENCIA DE LA TIERRA

EN HUI TE

	Total Fincas			Fincas manejadas por			
	No.	Mz Superficie	Fragmentación No. de Parcelas	Productor		Administrador	
				No.	Mz Superficie	No.	Mz Superficie
Huité	415	2497	690	413	2346	2	151
Menores de 1Mz	47	32	59	47	32		
De 1 a menos de 2	124	178	179	124	178		
De 2 a menos de 5	152	443	214	152	443		
De 5 a menos de 10	46	302	87	46	302		
De 10 a menos de 32	30	483	102	30	483		
De 32 a menos de 64	10	410	38	9	360	1	50
De 1 caballería a menos de 10 caballerías	6	649	14	5	548	1	101

5.- ESTUDIOS REALIZADOS.

5.1 Antecedentes.

En base a una solicitud presentada por la "Fraternidad Huiteca" al Ministerio de Agricultura en enero de 1976 y en la cual pedían se realizaran estudios para aprovechar las aguas del Río Huité, para fines agrícolas, donde consideran ésto como una necesidad básica para el desarrollo de dicho municipio, y tomando en cuenta un informe del Ingeniero Agrónomo Carlos Wohlers de la Dirección General de Recursos Naturales Renovables, con fecha 3 de septiembre de 1976, en el cual se considera la posibilidad de un pequeño embalse, surgió la iniciativa de realización del presente trabajo de tesis que trata de establecer la posibilidad de la realización de una obra de infraestructura para incrementar la producción agrícola del Municipio de Huité a través de la irrigación.

5.2 Reconocimiento Preliminar.

Después de la obtención de mapas topográficos y fotografías del lugar se delimitó la cuenca en gabinete y se procedió a hacer un reconocimiento de la misma, en la que se estableció lo siguiente: (Plano No.1)

- a- Es una zona con alto porcentaje de pedregosidad, tanto en partes altas como en partes bajas de la cuenca.
- b- Aproximadamente el 50% del área de la cuenca se encuentra con cultivos limpios, principalmente maíz, y el resto con monte bajo.
- c- Las siembras son efectuadas en áreas que sobrepasan el 30% de pendiente.

- d- Existe una pequeña presa de derivación de agua aproximadamente a 3 kilómetros aguas arriba de la cabecera municipal, que abastece de agua potable.
- e- Las vías de acceso a las aldeas del municipio tales como: Los Cocos, El Encinal, San Miguel, son deficientes y se limitan a pequeñas brechas y caminos de paso; el acceso es únicamente posible en bestias o a pié.
- f- En el cauce del río se presenta considerable cantidad de bancos de arena.
- g- Se inspeccionaron varias posibilidades de ubicación de la boquilla. Debido a varios factores entre los cuales predominaron sección del cauce y las condiciones topográficas, acceso, se llegó a determinar como mejor alternativa la sección ubicada a un kilómetro aproximadamente de la cabecera departamental . (Plano No. 1).
- h- No se apreciaron signos de erosión severa ni aún en pendientes pronunciadas debido a la pedregosidad del terreno.
- i- Se estableció que en el Municipio de Huité no existe estación meteorológica y que no se han llevado a cabo estudios climáticos ni hidrométricos en dicho lugar.
- j- Las vías de acceso de la Capital al Municipio son buenas: Carretera CA-9 pavimentada hasta el kilómetro 125 y trece kilómetros restantes con carretera balastrada.

El acceso del pueblo hasta la ubicación posible de la boquilla no es adecuado para el paso de vehículos actualmente, pero es

factible ponerlo en condiciones favorables.

- k- El área que ocupará el Vaso del embalse es en su mayoría de propiedad municipal, existiendo tres viviendas particulares que podrían ser afectadas por la inundación.
- l- El caudal del río según informaciones locales recabadas es de 100 a 150 litros por segundo en verano y de 250 a 300 - litros por segundo en invierno.

5.3 Estudios Topográficos.

Para la realización de los estudios topográficos se tomó en cuenta el nivel del estudio por realizarse y el grado de precisión que dicho trabajo requería, por lo cual se procedió a subdividirlo en varias etapas.

- a) Ubicación de la presa derivadora de agua para usos domésticos.

Este trabajo fué realizado con el propósito de determinar si dicha obra no sería afectada por la realización del embalse en cuanto a provocar daños en su infraestructura.

Para lo anterior se procedió a hacer uso de la fotografía aérea del lugar, habiéndose utilizado fotos tomadas a 20,000 pies de altura, con escala 1:40000. Con el auxilio de aparatos de ampliación de imagen se localizó la presa derivadora, y se estimó la distancia del lugar de la posible boquilla a la presa derivadora en 1.25 kilómetros. Para determinar la altura sobre el nivel del mar se ubicó en la hoja cartográfica 1:50,000 de Zacapa y se determinó que está localizada a una altura de 420 metros sobre el nivel del mar. Por lo anterior se llegó a determinar que el em-

balse en nada afectaría a la obra ya establecida por lo que - no representaba un obstáculo para proseguir los estudios de la boquilla ya seleccionada.

b) Delimitación de la cuenca.

Este paso es básico para determinar el área de la cuenca, dato que es utilizado en la estimación de volúmen de escurrimiento y avenidas máximas. Se hizo uso de la hoja cartográfica 1:50,000 de Zacapa y con curvas a nivel (20 metros de intervalo vertical) para delimitar la cuenca posteriormente por medio de un planímetro se determinó al área, la cual es de 23,935,000 metros cuadrados (23.935 kilómetros cuadrados), por lo que se puede considerar como una cuenca de tamaño mediano. (Plano No. 1).

c) Topografía del Vaso.

El levantamiento topográfico del vaso sirve para determinar su capacidad de almacenamiento a diferentes alturas, que supuestamente alcanzará el agua embalsamada, así mismo para determinar - en forma más exacta el área a inundarse al realizar la obra. Dado el nivel de estudio que se realizó, el grado de exactitud en la topografía no era el objetivo principal sino determinar la posibilidad aproximada de realización de la obra, por lo que éste - se realizó utilizando la fotogrametría, para lo cual se elaboró un mapa de curvas de nivel a un intervalo de 5 metros y se determinó al área para cada curva. De acuerdo al incremento de altura del vaso y del área entre curva y curva, se estimó el volúmen de almacenamiento del agua.

d) Levantamientos topográficos de la boquilla.

Como se dijo anteriormente, se eligió el punto más conveniente de la boquilla de acuerdo a observación de planos topográficos y al reconocimiento de campo en la zona. Los trabajos topográficos de nivelación realizados fueron:

- Determinación del perfil de la sección transversal al cauce y en el lugar donde se localizará la presa con sus obras.
(Gráfica No. 2).
- Determinación de los perfiles paralelos al cauce del río.
(Gráfica No. 4).
- Determinación de los posibles niveles que tendrá el agua en condiciones máximas y mínimas.
- Determinación de la ubicación de las diferentes secciones -- transversales de la presa.
- A través de lo anterior se determinó con planímetro las áreas de cada sección y se calcularon los volúmenes de terracería.
(Gráfica No. 4, Cuadro No. 8).

Debido a que en la cabecera municipal no se contaba con un Banco de Marca con cota conocida se referenció la nivelación efectuada al banco de marca No. 204, situado sobre el puente del ferrocarril entre Huité y la población de Antombrána (Cota 203.188), con un punto sobre el eje de la boquilla (Cota 370.22), dejando un Banco de Marca en el chorro público de Huité (Cota 321.227), (Ver plano No. 1). El procedimiento consistió en realizar la nivelación en un trayecto aproximado de 5.5. kilómetros, con un nivel de preci-

sión y estadía.

Posteriormente se procedió a efectuar una nivelación con secciones transversales, con distancias entre ejes, de acuerdo a los cambios de pendientes del terreno y con tres lecturas a 15 metros, entre una y otra aproximadamente, y a cada lado de las estaciones. Esta nivelación fué hecha con teodolito y Estadía y con lecturas de distancias en forma indirecta.

5.4 Estudio Climatológico e Hidrológico.

Los datos climatológicos e hidrológicos son de gran importancia en los trabajos para el diseño de un embalse, pues sirven para determinar la aportación de la corriente, al vaso, avenidas de diseño, etc.

La Hidrología trata del estudio del agua en cuanto a su comportamiento y movimiento en la superficie de la tierra; dado el concepto anterior, se establece la importancia del conocimiento de las precipitaciones y escurrimientos superficiales, para la determinación de las aportaciones de la cuenca y los posibles problemas derivados de la realización de obras, que tiendan a cambiar la circulación normal de las aguas, como lo es un embalse. De acuerdo a lo anterior, en la construcción de obras hidráulicas es necesario conocer: el régimen de la corriente con la mayor precisión posible, épocas de crecientes y de estiaje, frecuencia y duración de las avenidas, gastos máximos y mínimos, tamaño y características de la cuenca en estudio, coeficientes de escurrimiento, aprovechamientos existentes, etc.

En el estudio de la cuenca se determinó:

- a) Volúmen de agua de lluvia

- b) Volúmen de agua a almacenarse
- c) Pérdidas
- d) Azolves

El presente caso, en estudio, es típico en gran parte de regiones de Guatemala caracterizado por la falta de datos hidrometeorológicos, en cuanto a datos sobre precipitación, (cantidad, intensidad, duración), evaporación, datos de escurrimiento, etc. Por lo que se tuvo que hacer estimaciones de valores aproximados de escurrimiento, con la finalidad de lograr una interpretación adecuada del comportamiento de la corriente en la forma más lógica y sencilla posible.

a) Determinación del volúmen de lluvia:

En este caso se investigó las estaciones meteorológicas cercanas en cuanto a registros existentes (Estaciones de Uzumatlán, Teculután, La Fragua, Zacapa, Potrero Carrillo, Jalapa, Pasabién, Iipala Chiquimula, El Rancho y Chiquimula), llegando a establecer que la más conveniente para utilizar datos era la Estación de "La Fragua" por las siguientes razones:

- Cercanía al área estudiada.
- Disponibilidad de mayor cantidad de registros.
- Condiciones similares a las del Municipio de Huité.
- En la determinación de las precipitaciones utilizando el método del Polígono de Thiessen, correspondió al área de la cuenca al Polígono de influencia de esta estación.

b) Determinación del volúmen de agua a almacenar:

En la realización del presente trabajo para determinar la canti-

dad de agua por almacenar se tomaron en cuenta los siguientes factores:

- Area posible de riego.
- Cantidad de agua disponible en otras fuentes.
- Factores económicos y sociales.

En cuanto a el área posible de riego se estimó como probable área beneficiada 150 hectáreas.

En lo que concierne al agua disponible, no existen otras fuentes de abastecimiento, únicamente las del Río Huité. En lo que respecta a aspectos económicos y sociales se tomó en cuenta que no podría ser una obra de gran magnitud, que implicara un elevado costo, pero que debiera ser una obra en la que la utilización de mano de obra, disponible en la comunidad, jugara un papel importante.

Dado al relativo pequeño volúmen posible de almacenar los planes de riego que se formulan son sencillos, debido también a que las tierras por regarse se encuentran a un nivel inferior al mínimo nivel probable de las aguas del vaso.

c) Las pérdidas:

Las pérdidas de evaporación en el vaso no se tomaron en cuenta - sino únicamente las de conducción, incluídas dentro del coeficiente práctico de eficiencia de riego del 50 por ciento.

d) Los Azolves:

Los azolves deben tomarse en cuenta en cualquier estudio de embalses, por muy pequeños que éstos sean. Cualquier corriente con-

tiene, en mayor o menor grado, una cantidad apreciable de sólidos en suspensión, debido a efectos erosivos en las partes superiores de la cuenca principalmente en sectores muy inclinados.

La cantidad de azolves, en una corriente está en relación directa con la velocidad del agua, por lo que cuando ésta tiende a ser cero, los azolves se depositan, debido a esto los embalses son eficaces depósitos de azolves que con el tiempo tienden a disminuir la capacidad de almacenamiento de agua de los mismos. En general cuando no se tienen registros, el volumen de azolve se calcula tomando un porcentaje por año de 0.15% del volumen de escurrimiento medio anual, multiplicando esta cantidad por el número de años de vida útil de la presa.

En este caso se tomó 0.15% y se multiplicó por 40 años de vida útil de la presa y por el volumen medio anual escurrido.

Existe la posibilidad de que cuando haya terminado la temporada de riego el nivel del agua en el embalse disminuya tanto que sea factible realizar una limpia de las obras de toma.

5.5 Estudios Geológicos.

Debido al nivel del estudio realizado, las investigaciones geológicas se limitaron a observaciones preliminares del terreno y de mapas geológicos existentes de la región estudiada.

Para estudios detallados, es necesario hacer estudios geológicos más minuciosos, tanto en el vaso como en la cuenca y principalmente en la boquilla, en donde la existencia de fallas o anomalías

dades en el terreno podrían afectar la estabilidad de la cortina de la presa. Deben determinarse las formaciones y afloraciones existentes en la zona, origen de la rocas (Igneas, sedimentarias o metamórficas). Observaciones al detalle de fallas (bastante existentes en la zona) y planos de corrimiento, dirección y grados de agrietamiento, pues las aguas podrían labrar sus cauces en ellos con peligro de transvases y fonamientos de agua del vaso de un embalse de agua a otras cuencas cercanas. Es necesario determinar si existen rocas solubles como yeso, calizas, etc.

Debido a la presencia en grandes cantidades de arena y grava acarreados, así como cantos rodados observados en el cauce del río, dió desde un principio la idea de que el tipo de presa más conveniente sería el de enrocamiento.

Según mapa Geológico/Hoja Chiquimula, Escala 1:250,000, el estrato geológico del área está constituido por rocas provenientes del Período Paleozoico Inferior, con formaciones de rocas Metamórficas, Esquistos, Gneisses, Migmatitas, Metavolcánicas, Metahorstenos y Mármol.

Se observan en el mapa una serie de fallas aguas arriba del -- punto donde se localiza la presa, por lo que al momento de realizar más detallados, convendría tomar en cuenta la situación anteriormente descrita, debiendo realizarse estudios más detallados con el asesoramiento de un Ingeniero Geólogo.

5.6 Estudios de Suelos:

5.6.1 Suelos de la cuenca: De acuerdo a Simmons et-al (8) los sue-

los del área de aportación de la cuenca del río Huité, están comprendidas entre las series de suelos Zacapa y Jigüa y los del área de riego en Suelos del Valle con las siguientes características:

- a) Suelos Zacapa: Poco profundos, bien drenados, desarrollados sobre rocas de granito y Gneis intemperizado en un clima cálido y seco. Ocupan pendientes inclinadas a altitudes bajas medianas, está relacionado con los suelos Jigüa, pero ésta está desarrollado sobre Andesita. Su cubierta vegetal consiste en una maleza abierta con una cantidad considerable de pastos.

Perfil del suelo: Zacapa franco arenoso.

- 1.- El suelo superficial, a una profundidad de dos centímetros, es franco arenoso fino, café oscuro. Estructura granular fina, la reacción es neutra, PH alrededor de 7.0.
 - 2.- El suelo adyacente al superficial, con una profundidad de alrededor de quince centímetros, es franco arenoso fino, café. Estructura granular poco desarrollada a laminar, PH ligeramente ácido, alrededor de 6.
 - 3.- El subsuelo a una profundidad de 40 a 50 centímetros es franco arcilloso fino o franco arcilloso. Color café rojizo, estructura cúbica, PH ligeramente ácido, alrededor de 6.
 - 4.- El sustrato es granito o gneis intemperizados. El espesor de suelo varía de pocos centímetros a más de 70 centímetros con afloramientos numerosos.
- b) Suelos Jigüa: Son suelos poco profundos, bien drenados, desarrollados sobre roca Andesítica, en clima cálido la cubierta ve

getal consiste principalmente de maleza y matorrales con algo de cactus.

Perfil del suelo: Jigüa Arcilla.

- 1.- El suelo superficial, a una profundidad de 5 centímetros es arcilla gris, suelo plástico cuando está húmedo y duro al secarse, PH alcalino de 8.
- 2.- El subsuelo, a una profundidad de 30 centímetros es arcilla gris, estructurada prismática bien desarrollada, PH de mediano a ligeramente ácido alrededor de 6.
- 3.- El subsuelo más profundo (a 50 centímetros aproximadamente), es arcilla plástica, café amarillenta en trozos de roca parcialmente descompuesta. La reacción es neutra, con un PH alrededor de 7.0.
- 4.- El sustrato es roca fragmentada clara y de grano fino, parece ser Andesita.

El espesor del suelo varía de 30 a 70 centímetros, ocupa pendientes muy inclinadas, mayores del 50%.

5.6.2 Suelos del área a irrigar.

Suelos de los Valles no diferenciados: Son una clase de terreno que describen los valles grandes, en los que ningún tipo de suelo es determinante. Incluyen variedad amplia de clases de material madre tipos de suelo. En casi todos lados el material transportado y depositado por el agua.

Area plana y conveniente para la Agricultura.

Debido a que en el estudio realizado por Simmons et-al (8) no existe caracterización de estos suelos, se realizó un muestreo

de campo para tener una idea de las características del suelo y sus variantes, cuyos resultados se muestran en el Cuadro No. 2.

CUADRO No. 2: ALGUNAS CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS DEL AREA DE RIEGOS

No. de Muestra	Textura	Profundidad en Cms.	Pendiente	Densidad Aparente Gr/cms. ³	Tensión				Observaciones
					1/3 Atm	2 Atm	5 Atm	15 Atm	
1	Franco Arenoso	0 - 30	4%	1.5045	10.31	6.77	4.66	4.15	10% Monte bajo
2	Franco Arenoso	más de 30		1.5602	9.36	6.56	4.63	4.02	Pedregosidad
3	Franco Arenoso	0 - 35	5%	1.5258	9.05	6.81	4.69	3.91	Pedregosidad 20%
4	Franco Arenoso	0 - 35	3%	1.4355	10.12	7.84	5.27	4.43	10% pedregosidad superficial
5	Franco Arenoso	más de 35		1.4707	9.89	7.63	5.13	4.52	
6	Franco Arenoso	0 - 40	2-3%	1.4998	15.49	11.6	8.08	7.20	Cultivados
7	Franco-Arcilloso Arenoso	más de 40		1.4172	18.67	13.76	4.83	9.78	

6.- DISEÑO Y CALCULO.

6.1 Esgurrimiento superficial.

En el escurrimiento superficial se consideran dos aspectos:

- a) Volumen de escurrimiento medio anual: El cual se utiliza para estimar el volumen de aportación de la cuenca - hasta el punto de la obra de almacenamiento y decidir sobre el volumen a almacenar.
- b) Esgurrimiento máximo: Que establece el caudal máximo de escurrimiento en la cuenca, en un momento dado y se utiliza para el diseño de obras de conservación.

En el cálculo del escurrimiento medio anual utilizando el método racional es necesario conocer el valor de la precipitación media, área de drenaje y coeficiente de escurrimiento, y se estima a través de la siguiente ecuación:

$$V_m = AC P_m \quad /1/$$

en donde:

V_m = volúmen medio anual escurrido en miles de metros cúbicos.

P_m = precipitación media anual en milímetros.

A = Area de la cuenca en kilómetros cuadrados.

c = Coeficiente de escurrimiento.

En el presente estudio para determinar la precipitación media anual se obtuvieron los datos meteorológicos de la estación seleccionada (Ver Cuadro No. 3), en la que se determinó la preci-

pitación media anual que fue de 720.7 mm. Para la determinación del área de la cuenca se utilizó el mapa 1:50000 de Zacapa, delimitando la cuenca y encontrando el área con Planímetro, esta área fue de 23.935 Kms².

Al determinar el coeficiente de escurrimiento, es importante considerar los factores que intervienen en el escurrimiento de una cuenca y que son los siguientes:

- a) Precipitación que va en relación directa con el volúmen de escurrimiento; por tanto, a más precipitación mayor escurrimiento.
- b) Area de la cuenca al igual que en el inciso anterior a mayor área mayor escurrimiento.
- c) Concentración de aguas que depende de:
 - Forma de la cuenca
 - Pendiente de los cauces
 - Distribución de arroyos tributarios.
- d) Vegetación: Afecta en relación inversa al escurrimiento, a mayor vegetación menor escurrimiento.
- e) Topografía de la cuenca: Factor muy importante, principalmente en cuanto a la pendiente, pues al ser más pronunciada el escurrimiento será mayor y el tiempo de concentración menor.
- f) Características geológicas del terreno: Cuando el terreno no es permeable el escurrimiento es reducido por infiltrarse el agua alimentando mantos subterráneos.
- g) Fenómenos meteorológicos: Cuando se presentan sequías o ciclones provocan disminución o incrementos en el escurrimiento.

CUADRO No. 3: REGISTROS CLIMATOLOGICOS

ESTACION LA FRAGUA, ZACAPA

Estación: LA FRAGUA

Departamento: ZACAPA

Latitud: 14° 57' 51"

Long.: 89° 35' 04" Altitud: 210

Años de registro: 10

TEMPERATURAS		PRECIPITACION		HUMEDAD RELATIVA
MES	MEDIA	TOTAL	DIAS	MEDIA
ENERO	25	0.6	1	63
FEBRERO	27	0.3	1	62
MARZO	28.7	5.0	2	61
ABRIL	29.4	6.5	1	62
MAYO	28.6	59.8	7	66
JUNIO	26.6	153.1	15	71
JULIO	26.1	156.4	16	73
AGOSTO	26.7	118.9	14	66
SEPTIEMBRE	26.7	144.4	16	69
OCTUBRE	26.0	62.1	6	67
NOVIEMBRE	25.8	11.2	4	66
DICIEMBRE	25.2	2.7	2	68
A N U A L	26.8	720.7	84	66

(Continuación Cuadro No. 3)

Estación: LA FRAGUA

Departamento: ZACAPA

Años de registro: 10

Latitud: 14° 57' 51"

Long.: 89° 35' 04"

Altitud: 210

MES	EVAPORACION		VIENTO	PRESION ATMOSFERICA
MES	TOTAL	MEDIA	VELOCIDAD MEDIA	MEDIA
ENERO	167.1	5.4	10.8	749.7
FEBRERO	176.0	6.3	12.6	748.4
MARZO	229.5	7.4	12.6	747.1
ABRIL	243.2	8.1	13.1	746.7
MAYO	216.0	7.0	11.2	746.4
JUNIO	114.8	3.8	6.6	746.7
JULIO	129.1	4.2	8.8	748.5
AGOSTO	162.3	5.2	8.3	748.5
SEPTIEMBRE	101.6	3.4	6.2	748.1
OCTUBRE	113.3	3.6	6.5	749.4
NOVIEMBRE	134.2	4.5	8.3	750.3
DICIEMBRE	151.5	4.9	8.8	752.1
A N U A L	1938.4	5.3	9.5	748.5

El coeficiente de escurrimiento es la relación que existe entre el volumen escurrido y el volumen precipitado.

Cuando no existen registros hidrométricos de la corriente, como en el presente caso, se recurre a métodos estimativos de acuerdo a características de la cuenca en cuanto al régimen pluviométrico, tipo de vegetación y área de la cuenca, seleccionando así el coeficiente de escurrimiento (Cuadro No. 4).

En base a lo anterior, se estimó el coeficiente de escurrimiento en 0.15, considerando que el área es semiárida, la vegetación existentes es de pastos, cultivos limpios y vegetación natural baja, así como el tamaño de la cuenca mediana.

6.1.1 Cálculo del volumen de escurrimiento medio anual:

Una vez determinados los parámetros utilizados por el método racional se procedió a estimar el volumen de escurrimiento a través de la ecuación: /1/

$$Vm = A \cdot C \cdot Pm$$

donde:

A : Area de la cuenca 23.935 Kms²

C : Coeficiente de escurrimiento: 0.15

Pm : Precipitación media: 720.7 mm.

$$\begin{aligned} Vm &= 23.935 \times 0.15 \times 720.7 = \\ &= 2,587.493 \text{ miles de m.}^3 \end{aligned}$$

6.2 Volumen de Almacenamiento

6.2.1 Gráfica de áreas capacidades:

En base a estudios topográficos y al plano de curvas a nivel se determinó la sección de la presa, sus alturas y el -

CUADRO No. 4: CRITERIOS PARA ESTIMAR EL COEFICIENTE DE

ESCURRIMIENTO EN UNA CUENCA

Característica	Coeficiente de escurrimiento C.
<u>Régimen Pluviométrico</u>	
Húmedo	.35 o más
Semihúmedo	.15 a .35
Semiárido	.05 a .15
Arido extremo o desierto	0 a 0.05
<u>Tipo de vegetación</u>	
Terreno cultivado, pastos	0.01 a 0.30
Terreno sin cultivos	0.25 a 0.50
Terreno boscoso	0.05 a 0.20
<u>Area de la cuenca</u>	
0 - 10 Kms. ² (pequeñas)	0.20
11 - 100 Kms. ² (medianas)	0.15
100 - 500 Kms. ² (grandes)	0.10
Más de 500 Kms. ² (Mayores) menos de	0.10

área ocupada en las diferentes variaciones de cotas, para calcular el volumen de almacenamiento.

En este caso se determinaron volúmenes de almacenamiento hasta la cota 380 (no indicando eso que ese sea el volumen a utilizar, sino únicamente una guía para la elaboración de la gráfica áreas capacidades).

CUADRO No. 5. CAPACIDAD DEL EMBALSE

Cota m.s.n.m.	Superficie m ²	Semi-Suma de Superficie	Intervalo de Curvas	Volumen Parcial	Volumen Acumulado
360	38144.53	19072.26	4.08	77814.84	77814.84
365	56210.94	47177.74	5.00	235888.70	313703.54
370	83730.47	69970.70	5.00	349853.53	663557.07
375	124531.25	104130.80	5.00	520654.30	1184211.54
380	180449.22	152490.24	5.00	762451.18	1946662.72
380	216875.00	198662.11	5.00	993310.55	2939973.27

6.3 Avenida de diseño

La magnitud de la avenida está en función directa de la intensidad, tipo de lluvia y características de la cuenca; su estudio es sumamente importante para estimar el tipo de obra de exedencias a realizar, dando un margen confiable de seguridad para evitar posibles fallas en la presa.

Con suficientes datos hidrolométricos durante un período de tiempo considerable, la estimación de avenida de diseño se puede calcular con un buen grado de exactitud; debido a la falta de dichos registros en Huité la avenida tuvo que ser determinada por métodos estimativos. Dado

El punto de ubicación de la presa en donde la falla de ésta aumenta el peligro para la vida humana, y para tener un buen margen de seguridad, la avenida de diseño utilizada fue la avenida máxima probable, la cual se basa en consideraciones racionales de las probabilidades de ocurrencia simultánea de los máximos de varios eventos o condiciones que contribuyen a la avenida, siendo ésta la mayor que se puede esperar.

Para la estimación de las avenidas máximas, se utilizó el método racional a través de la aplicación de la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{AIC}{360} \quad /2/$$

donde:

Q = Caudal en m³/seg.

A = Area de la cuenca en Has.

I = Intensidad máxima en mm/hora

C = Coeficiente de escurrimiento ponderado

- Area de la cuenca: Dato ya conocido, el cual es 2,393.5 Ha.
- Intensidad: La intensidad máxima fue determinada a partir de datos de la estación de la "Fragua" con un valor de 45.5 mm llovidos en una hora.
- Coeficiente de escurrimiento: Se determinó utilizando el Cuadro No. 6, calculando el coeficiente C ponderado, de acuerdo a la topografía, vegetación y textura del suelo;

50% del área; escarpada y pastos

$$C_1 = 0.5 \times 0.42 = 0.21$$

50% del área; escarpada y cultivos

$$C_2 = 0.5 \times 0.72 = 0.36$$

$$C = 0.57$$

Sustituyendo en la fórmula: /2/

$$Q = \frac{0.57 \times 45.5 \times 2,393.5}{360}$$

$$Q = 172.43 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Método de Gregory y Arnold.

Es un método muy usado en lugares donde no existen registros hidrométricos, como Huité, dando resultados bastante aproximados. La fórmula general aplicada en este método es:

$$Q = 0.2086 (\text{CARFB})^{1.1429} H^{(.5714)} S^{(0.2143)} \quad /3/$$

en donde:

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

$$C = \text{Coeficiente de escurrimiento}$$

$$A = \text{Area de la cuenca en Ha.}$$

$$R = \frac{X}{H} \text{ Intensidad media de la lluvia en cm/h para un período H.}$$

$$H = \text{Período considerado en horas.}$$

$$X = \text{Lluvia total en cm. para un período H.}$$

$$F = \text{Factor que depende del coeficiente de rugosidad}^n \text{ (Cuadro No.7).}$$

$$B = \sqrt{\frac{P}{L}}$$

$$P = \text{Factor que depende de la forma de la cuenca y del modo de concentración del agua en ella. Para determinar P se calcula la relación L/W de acuerdo a la forma típica de la cuenca y su modo de concentración (Cuadro No. 8).}$$

$$\text{O bien calculando } W = \frac{10,000}{L} \times A$$

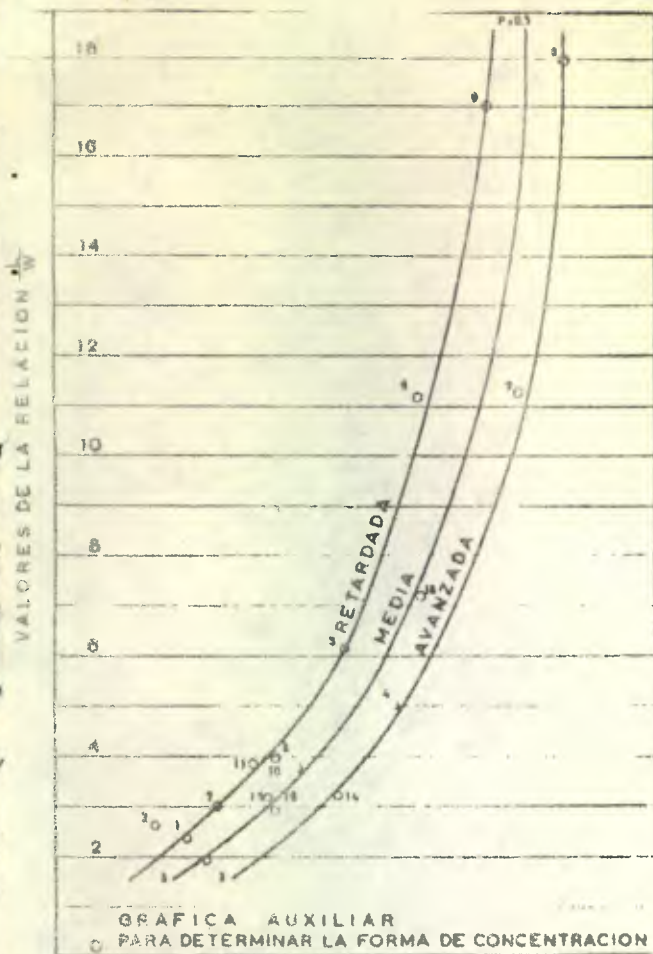
donde:

$$A = \text{Area de la cuenca en Has.}$$

$$L = \text{Longitud de la cuenca en m.}$$

CUADRO No. 6: COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO PARA AVENIDA MAXIMA

Topografía	Textura del suelo		
Vegetación	Franco-arenoso grueso (gruesa)	Arcilla y franco-limoso (media)	Arcillas compactas (fina)
Bosque			
Plano (0-5% pendiente)	0.10	0.30	0.40
Ondulado (5-10% pendiente)	0.25	0.35	0.50
Escarpado (10-30% pendiente)	0.30	0.50	0.60
Pastizales			
Plano (0-5% pendiente)	0.10	0.30	0.40
Ondulado (5-10% pendiente)	0.16	0.36	0.55
Escarpado (10-30% pendiente)	0.22	0.42	0.60
Terrenos cultivados			
Plano (0-5% pendiente)	0.30	0.50	0.60
Ondulado (5-10% pendiente)	0.40	0.60	0.70
Escarpado (10-30% pendiente)	0.52	0.72	0.82



TALUD	ANCHO DEL FONDO POR LA ALTURA	VALOR DE "N" (KUTTER)							
		0.011	0.013	0.015	0.020	0.025	0.030	0.035	0.100
1/2:1	FORMA EN V	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
	1 POR 1	7.64	7.12	6.68	5.99	5.58	5.23	4.95	3.34
	2 POR 1	7.61	7.10	6.65	5.96	5.56	5.20	4.94	3.33
	4 POR 1	7.45	6.95	6.52	5.83	5.43	5.09	4.83	3.26
	8 POR 1	7.12	6.64	6.23	5.58	5.19	4.87	4.62	3.11
	16 POR 1	6.68	6.23	5.85	5.24	4.89	4.57	4.34	2.92
	30 POR 1	6.23	5.86	5.50	4.91	4.58	4.29	4.07	2.75
	100 POR 1	5.45	5.07	4.76	4.25	3.97	3.73	3.53	2.31
1:1	FORMA EN V	7.51	7.00	6.58	5.87	5.48	5.13	4.87	3.29
	1 POR 1	7.60	7.08	6.64	5.95	5.54	5.19	4.92	3.31
	2 POR 1	7.54	7.02	6.60	5.90	5.50	5.15	4.89	3.30
	4 POR 1	7.37	6.87	6.45	5.76	5.37	5.04	4.77	3.22
	8 POR 1	7.07	6.57	6.17	5.53	5.15	4.83	4.58	3.08
	16 POR 1	6.68	6.21	5.83	5.23	4.87	4.55	4.32	2.91
	30 POR 1	6.25	5.81	5.47	4.89	4.55	4.27	4.05	2.72
	100 POR 1	5.45	5.07	4.76	4.25	3.97	3.73	3.53	2.38
2:1	FORMA EN V	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
	1 POR 1	7.31	6.82	6.40	5.72	5.33	5.00	4.74	3.19
	2 POR 1	7.27	6.78	6.36	5.70	5.30	4.97	4.72	3.18
	4 POR 1	7.14	6.65	6.25	5.59	5.21	4.88	4.64	3.12
	8 POR 1	6.90	6.44	6.05	5.40	5.04	4.71	4.48	3.03
	16 POR 1	6.58	6.12	5.75	5.14	4.80	4.49	4.27	2.88
	30 POR 1	6.20	5.76	5.41	4.85	4.52	4.23	4.01	2.70
	100 POR 1	5.42	5.06	4.75	4.24	3.95	3.70	3.52	2.37
3:1	FORMA EN V	7.04	6.58	6.17	5.51	5.14	4.83	4.57	3.08
	1 POR 1	7.04	6.58	6.17	5.51	5.14	4.83	4.57	3.08
	2 POR 1	7.01	6.53	6.14	5.49	5.12	4.79	4.54	3.06
	4 POR 1	6.95	6.45	6.07	5.42	5.06	4.74	4.50	3.03
	8 POR 1	6.75	6.29	5.90	5.28	4.92	4.61	4.38	2.96
	16 POR 1	6.49	6.04	5.67	5.07	4.73	4.43	4.20	2.83
	30 POR 1	6.14	5.72	5.38	4.81	4.49	4.20	3.99	2.68
	100 POR 1	5.40	5.03	4.72	4.22	3.93	3.69	3.50	2.35

CUADRO No. 10: COEFICIENTE DE RUGOSIDAD "n" DE HORTON

SUPERFICIES	CONDICIONES DE LAS PAREDES			
	PERFECTAS	BUENAS	REGULARES	MALAS
<u>CAUCES</u>				
1). Limpios, uniformes, márgenes rectas a capacidad total, sin pozas ni bajos	0.025	0.0275	0.030	0.033
2). Igual de (1) pero con hierbas y piedras	0.030	0.033	0.035	0.040
3). Cauce sinuoso, con pozas y bajos	0.033	0.035	0.040	0.045
4). Igual de (3) con menos tirantes, pendientes y secciones menos eficientes	0.040	0.045	0.050	0.055
5). Igual que (3) con algo de hierba y piedras	0.035	0.040	0.045	0.050
6). Igual que (4), sección muy pedregosa	0.045	0.050	0.055	0.060
7). Ríos de poca velocidad, cauces enhierbados y con pozas profundas	0.050	0.060	0.070	0.080
8). Con playas muy enhierbadas	0.075	0.100	0.125	0.150

Con el valor de la relación L/W se encuentra en la gráfica No. 5 la forma de concentración. Con esta información se determina el valor de P en el Cuadro No. 9.

S = Caída por cada 1,000 mts. del cauce principal aplicando la fórmula: $/3/$ con los valores siguientes:

$$C = 0.57$$

$$A = 23.935 \text{ Km}^2 = 2393.5 \text{ Ha.}$$

n = 0.055 (según Cuadro No. 10, cauce sinuoso con pozas y bajos, pendientes y secciones poco eficientes y muy pedregosas).

Talud $1/2$: 1 Ancho de fondo por altura 1:1

$$F = 4.346 \text{ (Encontrado interpolando valores en el Cuadro No. 7)}$$

Tipo 16 de cuenca: Según Cuadro No. 8 donde:

$L/W = 3.22$ Que corresponde a la forma de concentración Media - según gráfica No. 5. Con estas características se determinó el valor de P en el Cuadro No. 9 .

donde:

$$P = 0.47$$

$$L = 13,000 \text{ mts.}$$

$$B = \frac{\sqrt{0.47}}{\sqrt{13,000}} = 0.006$$

$$S = 100$$

$$R = 4.55 \text{ cm. en 1 hora}$$

Sustituyendo valores en la ecuación $/3/$

$$Q = 0.2886 (0.57 \times 2393.5 \times 4.55 \times 4.346 \times 0.0006)^{1.1429} \times (100)^{0.2143} = 187.4 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Por considerar al método de Gregory y Arnold más consistente que el Racional se seleccionó como caudal de avenida de diseño:

$$Q = 187.4 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

6.4 Selección del tipo de cortina.

Varios son los factores que intervienen en la selección del tipo de cortina a diseñarse, tales como: Topografía, Geología, Factores Económicos, Factores Humanos.

Habiéndose observado la cantidad de material rocoso existente en el lugar, así como la disponibilidad inmediata del mismo en los sectores aledaños al eje de la cortina, con buena accesibilidad, y también considerando que la disponibilidad de mano de obra en el Pueblo de Huité contribuiría a la realización de la obra, bajando los costos de construcción, se optó por seleccionar una Presa de tipo enrocamiento de la cual se describen a continuación sus características y requerimientos:

Según U.S. Department of the Interior (11), las presas de enrocamiento son terraplenes formados por fragmentos de roca de varios tamaños, cuya función es la de estabilidad; así como una membrana que proporciona impermeabilidad; dicha membrana debe construirse aguas arriba donde sea observable su condición al vaciarse.

- Requiere cimentaciones en las que produzca el mínimo de asentamientos, el cual debe consistir en roca dura y durable, que no se pueda ablandar apreciablemente con el agua del vaso.

- No deben haber fallas, zonas de corte y otras zonas de debilidad estructural ni presencia de arena, limo, arcilla o materia orgánica, las cuales deben de ser eliminadas antes de la construcción.

- Deben de ser construido un cierre hermético a lo largo del contacto de la membrana impermeable, con la cimentación y estribos aguas

arriba para evitar filtraciones por debajo de la presa, que puedan ocasionar fallas (los talones o dentellones deben llegar hasta la roca fijos y penetrar en ella no menos de 1 metro si la roca está sana, si no es así debe profundizarse más).

- Las inyecciones deben incluirse, aún sin tomar en cuenta la cantidad de roca, hasta haber realizado suficientes sondeos que demuestren que no hay hendiduras, fallas, juntas o fisuras en las rocas que puedan producir escapes por debajo del dentellón.

- La roca para la presa debe de ser dura, resistente a la ruptura durante el acarreo y colocación; toda roca no intemperizada es de buena calidad, los tamaños recomendables son de $1/2$ pie³ a una yarda³ de rocas naturales y obtenidas por explotación.

- La inclinación tendida del talud es más, debido a la facilidad de construcción del parámetro impermeable aguas arriba. En este tipo de pres, el talud aguas abajo, debe ser igual al ángulo de reposo de la roca colocada al voleo, el cual es 1.4:1 aproximadamente, el de aguas arriba de 2:1.

- En la etapa de construcción la roca debe vaciarse sobre el terraplen y extenderse en capas de un metro disminuyendo el número de grandes huecos.

Como en este caso la presa es relativamente de poca altura en la que solo se producen esfuerzos de bajos a moderados, se construye un revestimiento del talud aguas arriba, con arena y grava graduadas o finos de cantera, ésta debe tener una anchura horizontal mínima de 4.50 metros, mojarse y compactarse con tractor de oruga; el tipo de membrana a usar será de concreto reforzado, con espesor de 20 centímetros, con juntas verticales para compensar la dilatación horizontal, reco-

mendable unas áreas de acero de 0.5% a 0.7% del área de concreto vertical y horizontal respectivamente.

6.5 Diseño de corona.

La anchura de la corona depende de consideraciones como la siguiente:

- Naturaleza de materiales
- Utilización de paso
- Altura e importancia de la estructura
- Factibilidad de la construcción

Debido a esto se presentan dificultades en su diseño, por lo que se recomienda determinarlo en forma práctica tomando en cuenta los siguientes criterios:

$$a) \quad W = \frac{H}{5} + 10 \quad /4/$$

donde:

W = ancho de cresta en piés

H = altura de la presa

$$W = \frac{75.46}{5} + 10$$

$$W = 15.1 + 10$$

W = 25.1 = 7.65 mts. que se considera muy ancha en relación al tamaño de la presa.

b) El reglamento de EEUU fija las siguientes especificaciones:

Altura de la presa	Ancho de la corona
en m.	en m. (W)
menos de 15 m.	3.60 mínimo
15 - 30	3.6 - 4.9
más de 30 m.	4.9 mínimo

CUADRO No. 11: ALTURA DE OLA EN FUNCION DE
VELOCIDAD DEL VIENTO Y EL TECH

Fetch en Km.	Vel. Viento a Km/hora	Altura de las olas en mts.
1.61	80.5	0.82
1.61	120.7	0.91
4.0	80.5	0.98
4.0	120.7	1.10
4.0	160.9	1.19
8.0	80.5	1.13
8.0	120.7	1.31
8.0	160.9	1.46
16.0	80.5	1.37
16.0	120.7	1.65
16.0	160.9	1.86

c) El reglamento italiano establece:

$$W = \frac{H}{6} \text{ máximo } y \text{ } 2.5 \text{ m. mínimo}$$

$$H = 23.0 \text{ mts. de altura } \frac{23.0}{6} = 3.83 \text{ mts.}$$

d) Orive de Alva en México fija lo siguiente:

$$W \text{ mínimo } 3 \text{ mts.}$$

$$W \text{ máximo } 6 \text{ mts.}$$

En base a los anteriores criterios se consideró que el ancho más conveniente es de 3.50 mts.

La corona debe ser cubierta con algún tipo de protección contra daños por salpicaduras y escurrimientos, así también de daños provocados por la circulación de vehículos. Es recomendable colocar una capa de piedrín de 4" de espesor. El drenaje superficial de la corona se obtiene dándole una inclinación hacia el talud aguas arriba.

6.6 Diseño de bordos.

Bordo libre: Es la distancia que hay entre la altura del espejo del agua y la corona de la presa. Hay dos conceptos que deben tomarse en cuenta:

- a) Bordo libre normal: (BLN) Que es la diferencia de altura entre el espejo del agua y la corona de la presa, en condiciones normales según se establezca.
- b) Bordo libre mínimo: (BLM) Que es la diferencia de elevación entre el bordo y el nivel máximo del agua, que puede ocurrir cuando suceda la avenida máxima y funcione correcta-

mente el vertedor en demasías y las obras de toma. Al -
no tener control se tiene siempre una sobrecarga hidráulica.

El BLN debe satisfacer requisitos para almacenamiento por -
largo tiempo. Debe tener la altura apropiada para evitar el re-
bazamiento del terraplén por efecto del oleaje fuerte, anormal -
debido a fenómenos atmosféricos.

El BLN proporciona un factor de seguridad contra casos impre-
vistos, como sería un asentamiento de presas mayor que el previsto,
ocurrencia de una avenida o un mal funcionamiento del vertedor.

La determinación racional del bordo libre requiere la deter-
minación de la altura y del efecto de las olas. La altura de las
olas generadas por los vientos depende de la velocidad de éstos, -
su duración y del Fetch (distancia sobre la que el viento puede -
actuar sobre una masa de agua), de la profundidad del agua y de -
la anchura del vaso.

Debido a que no existen datos específicos sobre la altura de
las olas, ni de lo que sube el agua cuando choca con una superficie
inclinada, la determinación del bordo libre requiere criterio y con-
sideración de factores locales. La "American Society of Civil -
Engineers" proporciona después de analizar las diferentes fórmulas
empíricas el siguiente cuadro:

Se cree que desde el punto de vista geográfico ninguna loca-
lidad está libre de una eventual velocidad del viento de 160 Km/ho-
ra en un período de muchos años, aunque por lo regular se encuen-
tra algunos sitios topográficamente abrigados por/^{lo} que es aceptable

usar velocidades de 80-120 Km/hora.

El bordo libre normal debe basarse en una velocidad del viento de 160 Km/hora, y el bordo libre mínimo de 80 Km/hora, - basado en ésto se da la siguiente tabla: (11)

CUADRO No. 12: BORDO LIBRE NORMAL Y MINIMO

Fetch en Kms.	Bordo normal en mts.	Bordo libre mínimo en mts.
menor de 1.61	1.22	0.91
1.61	1.52	1.22
4.00	1.83	1.53
8.00	2.4	1.83
16.00	3.05	2.13

En base a lo anterior y considerando el Fetch del embalse planteado de aproximadamente 4 kilómetros, las dimensiones al bordo serán:

Altura de bordo libre normal 1.83 m.

Altura de bordo libre mínimo 1.53 m.

A la altura del bordo normal debe agregársele el 50% de incremento debido al tipo de revestimiento de la membrana lisa que tiende a favorecer la subida de olas por la presa, de modo que:

$$\text{Bordo libre normal} = 1.83 + 0.92 = 2.75 \text{ m.}$$

Stevenson (Transaction of America Society of Civil Engineers) da la siguiente fórmula para determinar la altura de la ola:

$$h = 0.76 + 0.34 \sqrt{F} - 0.26^4 \sqrt{F} \quad /5/$$

donde:

h = altura de la ola en metros

F = longitud máxima del embalse en línea recta en Kms.

Para el presente caso se tiene:

$$h = 0.76 + 0.34 \sqrt{1.25} - 0.26^4 \sqrt{1.25}$$

$$h = 0.76 + 0.38$$

$$h = 0.865 \text{ m.}$$

Se estima que debe considerarse un margen de 1.50 mts. como mínimo, entre la cúspide de la máxima ola y la coronación, para evitar que el empuje erosione la estructura.

Entonces las dimensiones de bordos sería:

$$\text{bordo libre} = 1.50 + 0.87$$

$$\text{bordo libre} = 2.37$$

Pagliario, en un estudio efectuado en 92 presas encontró que el desnivel entre el labio del aliviadero y la corona de la presa da los siguientes valores:

Para presas de 20 a 30 mts. - de 2.5 a 3m.

Para presas mayores de 30 mts. - de 4 a 5 m.

En base a los tres criterios descritos anteriormente se puede aceptar como bordo libre normal el valor de 2.50 mts.

6.7 Altura de la presa.

La altura del nivel normal de aguas del embalse, se determinó a partir del estudio hidrológico a través del volumen de escurrimiento y una demanda de riego aproximadamente de 150 a 200. Dado lo anterior estimamos que el volumen del almacenamiento debe

de ser aproximadamente de 1.0 a 1.5 millones de m³.

De acuerdo al Cuadro No. 5 (Inciso 6.2.1) se determinó la cota de altura del embalse 375 m.s.n.m., con una capacidad de almacenamiento de 1.184 millones de m³, que corresponde a una altura de cortina de 19.08 mts.; a dicha altura hay que sumarle la altura del vertedor y la altura del bordo libre.

Por lo que se tendrá:

$$H = ha + hv + hb \quad /6/$$

donde:

H = altura total de la presa

ha = altura del agua (19.08)

hv = altura del vertedor (1.50 valor estimado)

hb = altura del bordo libre (2.50)

sustituyendo valores:

$$H = 19.08 + 1.50 + 2.50$$

$$H = 23.08 \text{ mts.}$$

En conclusión la altura de cortina de la presa es de - --
23.08 mts.

6.8 Volúmen de azolves.

Para estimarlos se hizo uso de la siguiente fórmula:

$$V.A = \%A \times T \times VE$$

en donde:

V.A. = volúmen de azolves

%A = porcentaje por año de azolves (0.15%)

T = tiempo en años de estimación de vida de la

presa (40)

VE = volúmen de escurrimiento (2,587,500)

sustituyendo valores:

$$V.A = 0.0015 \times 40 \times 2,587,500$$

$$V.A = 155,250 \text{ m}^2$$

Con este dato se estimó la altura que ocupará dicho volúmen después de 40 años de uso; para lo anterior se hace uso de la gráfica No. 1, Aérea - Capacidades, obteniéndose un valor de 4 metros.

También es conveniente determinar el volúmen de agua neta con que se dispondrá en todo el tiempo, para ésto se resta al volúmen de almacenamiento (1,184,211.4 m³) el volúmen de azolves (155,250 m³) lo que dá un valor de 1,028,961.4 m³.

6.9 Diseño de vertedor de demasías.

a) Función: La función del vertedor de demasías es la de dejar escapar el agua excedente o de avenidas máximas que no puede permanecer en el vaso de almacenamiento. Generalmente se toman de la parte superior del embalse, se conducen por un canal hasta una parte aguas abajo del río.

Además de satisfacer las necesidades básicas, el vertedor debe ser hidráulico y estructuralmente adecuado, de manera que sus aguas no causen daños, en las partes bajas de las presas, provocados por la velocidad de caída, por lo que casi siempre es necesario un medio de disipación de energía. Las descargas del vertedor suceden en períodos de altos escurrimientos provocados

por precipitaciones fuertes. En presas pequeñas se utiliza -
más el vertedor en demasías.

En el estudio de vertedores es necesario tomar precaucio-
nes para:

- Evacuar la sobrecarga de manera que no se rebase la pre
sa por una tormenta repetida.
- Evitar que la sobrecarga se mantenga parcialmente la -
llena por un escurrimiento prolongado, cuyo máximo, aun
que menor que la avenida de proyecto, exceda de la capa
cidad del vertedor.

b) Ubicación: La ubicación del vertedor puede ser en muy di-
versos lugares, pero generalmente se hace en laderas del bordo,-
si la topografía así lo permite, y los aspectos económicos no son
un obstáculo.

c) Selección de tipo del vertedor: La selección del tipo con-
veniente se basa en la potencialidad de la cuenca en la que esta-
rá la presa.

Al ser una cuenca pequeña o mediana como en el presente ca-
so, se prefiere el uso del bordo de lavadero.

Debido a no contar con datos en Huité, y que los datos dis-
ponibles (Estación La Fragua), no son de un número considerable -
de años, se estimó que lo más conveniente para protección de bor-
dos es, dejar 0.50 m. sobre la altura máxima de las agujas del -
vertedor; la longitud de la estructura del vertedor se calcula de
acuerdo a la avenida de diseño (estimada en inciso 6.3) y con un

metro de tirante, debido a la seguridad que debe guardarse en estos casos (coeficiente de seguridad).

La colocación de las agujas debe ser hasta que esté por finalizar la época de lluvias en las que no haya peligro de ninguna avenida fuerte, de esta forma se tiene el vertedor trabajando con un gasto superior al que le dieron las investigaciones hechas en el lugar, durante toda la estación lluviosa y al ir finalizando ésta, colocar las agujas a manera de aprovechar el agua por embalsar.

Cuando entra la cunicula, al momento del segundo período de lluvias, se debe vigilar muy cuidadosamente el vertedor. Al haber precipitaciones fuertes, los operadores deben ir quitando o poniendo agujas a manera de conservar un nivel de embalse, siempre teniendo el cuidado de que si en un momento dado se apreciara un peligro se tendrían que eliminar todas las agujas, buscando con esta forma aumentar considerablemente la capacidad del vertedor.

6.9.1 Cálculo del gasto máximo del vertedor:



Se presentan dos casos:

- 1) Funcionando como vertedor de cresta angosta:

Se aplica la fórmula de Francis:

$$Q = 1.84 Lh^{3/2} \quad /8/$$

donde:

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

L = largo del vertedor (por sección, arbitrariamente tomamos 6 secciones de 3 metros c/u).

h = altura del vertedor = 0.50 m.

Sustituyendo valores:

$$Q = 1.84 (3) (0.50)^{3/2}$$

$$Q = 1.84 (3) (0.3535)$$

$$Q = 1.95 m^3/\text{seg.}$$

Este caudal se multiplica por 6 (número de secciones).

$$Q_t = 1.95 \times 6 = 11.71 m^3/\text{seg.}$$

Es decir que funcionando como vertedor de cresta angosta se tiene un caudal de $11.7 m^3/\text{seg.}$

2) Funcionando como vertedor de cresta ancha:

Esto sucede cuando el vertedor funciona sin agujas aplicamos fórmula:

$$L = L' - 0.2H \quad /9/$$

L = largo efectivo

L' = claro entre 2 viguetas 1.35 mts.

H = altura 1.0 mts.

Sustituyendo valores en /9/

$$L = 1.35 - 0.2 \times 1$$

$$L = 1.15 m.$$

Este valor multiplicado por el número de subsecciones que son doce (12) nos dará el largo efectivo total:

$$L_t = 1.15 \times 12 = 13.8 \text{ mts.}$$

Para el cálculo de gasto máximo

$$Q = A.V \quad /10/$$

donde:

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

$$A = \text{área en m}^2$$

$$V = \text{velocidad en m/seg.}$$

Para encontrar área:

$$A = L \times a \quad /11/$$

$$A = 13.8 \times 1$$

$$A = 13.8 \text{ m}^2$$

Para encontrar velocidad aplicando Manning:

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} \quad /12/$$

n = valor de Norton con respecto a rugosidad del material 0.025.

$$r = \text{radio hidráulico} = \frac{A}{P}$$

$$A = \text{área} = 13.8 \text{ m}^2$$

$$P = \text{Perímetro mojado: } 15.8 \text{ m}$$

$$r = \frac{13.8}{15.8} = 0.8734$$

$$S = \text{pendiente del terreno promedio} = 0.1$$

Sustituyendo valores en la fórmula de Manning: /12/

$$V = \frac{1}{0.025} \times 0.8734^{2/3} \times 0.1^{1/2}$$

$$V = 40 \times 0.9137 \times 0.3162$$

$$V = 11.56 \text{ m/seg}$$

sustituyendo en /10/

$$Q = 13.8 \times 11.56$$

$$Q = 159.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Por lo que al comparar el Q de avenida máxima se considera apropiado la capacidad del vertedor.

6.10 Obras de toma.

a) Función: Las obras de toma tienen como función principal la de dar salida regulada al agua almacenada en una presa; en este caso, la salida del agua estará en relación con los gastos que dependen de las demandas de riego con descarga a un canal. Las obras de toma pueden en determinado momento funcionar como vertederos auxiliares en caso de extrema necesidad, pueden también servir para vaciar el vaso y hacer inspeccionar y reparaciones necesarias.

b) Localización: La localización de las obras de toma de una presa debe de hacerse en un punto tomado a criterio, pero que sea aquel que beneficien a mayor área de riego, con facilidad para la extracción del agua de la presa y distribución de la misma.

c) Componentes de las obras de toma: En términos generales las obras de toma constan de las siguientes partes:

- Obra de conducción: Lugar por donde evacuará el agua del embalde hacia los canales de conducción; en este caso, se eligió un conducto enterrado por ser de tamaño pequeño, este pasará a través de la presa en su parte baja.
- Controles: La elección de estos tiene como base el uso de

válvulas, las cuales generalmente se encuentran en producción comercial.

- Pozos de control y acceso: Constituido por un pozo que - deberá estar localizado exactamente por encima de los dispositivos de control, para su operación.
- Estructuras de toma: Además de constituir la entrada a las obras de toma las estructuras deben alojar los mecanismos de control; también sirven de apoyo a elementos auxiliares como rejillas para basura.

En este caso la entrada constará de dos partes; una vertical y otra horizontal.

- Estructuras terminales y de disipación: Dado a que la descarga de una obra de toma es casi siempre a altas velocidades, se hace necesario el empleo de deflectores que encaucen las aguas lejos de la estructura de salida más allá del talón de aguas abajo de la presa. En caso presente es necesario la construcción de un estanque de inmersión aguas abajo de las salidas.

6.10.1 Capacidad de la toma;

Esto estará en función del plan de entregas de agua, el cual es determinado por las necesidades de riego de la región, relacionadas con el consumo de agua de los cultivos.

Las descargas para riego son determinadas con los estudios de operación y deben basarse en el estudio de un período crítico de poco escurrimiento, cuando los almacenamientos en el vaso son

pocos y las demandas de riego diarias están en su máximo.

Las extracciones más críticas del embalse, de acuerdo a lo anterior, determinarán la capacidad de riego de la toma.

Para la determinación de la posible área por regar en función del volumen de agua almacenada, se estableció un plan de cultivos.

De acuerdo a O. González (3) los datos de Evapotranspiración, precipitación efectiva y los requerimientos potenciales de riego mensuales, para el Departamento de Zacapa, son los que se muestran en el Cuadro No. 13.

Para estimar en forma más ajustada los requerimientos de riego se elaboró un patrón de cultivos, tomando en cuenta la producción de cultivos en áreas circunvecinas al área de riego en estudio. Este patrón contempla los siguientes cultivos: Tabaco, tomate, chile, cítricos, maíz y pastos. (Cuadro No. 14).

Con los datos anteriores se estimó el consumo de agua mensual por cultivo:

$$\text{donde: } UC_g = Etp \times Kg \quad /11/$$

$$UC_g = \text{consumo de agua global}$$

$$Etp = \text{evapotranspiración potencial}$$

$$Kg = \text{factor global}$$

$$UCt' = \sum Etpm \times Kc \quad /12/$$

donde:

$$UCt = \text{Consumo de agua total}$$

ΣE_{tpm} = Sumatoria de la evapotranspiración potencial mensual durante el período de desarrollo.

K_c = Coeficiente del cultivo. (Cuadro No. 15).

Como lo que interesa es determinar el consumo de agua mensual, se encuentra el factor de corrección mensual K'

$$K' = \frac{UC_g}{UC_t} \quad /13/$$

Con este valor se estima el consumo de agua mensual corregido (UC_c)

$$UC_{mc} = \Sigma E_{tpm} \times K_c \times K' \quad /14/$$

Estimación del área probable de riego

Volúmen total disponible = 1028961 m³

Volúmen total según patrón

de cultivo = 8490 m³/Ha.

Area de riego neto = 11028,961 = 121.2 Ha = 173 Mz.

Cálculo del volúmen de riego en mes crítico

(Para diseño de obras de toma)

Cultivo		Area probable de riego	
Tabaco	121 x 0.3	=	36.4 Ha
Tomate (I)	121 x 0.15	=	18.2 Ha
Tomate (II)	121 x 0.15	=	18.2 Ha
Chile	121 x 0.10	=	12.1 Ha
Cítricos	121 x 0.10	=	12.1 Ha
Pastos	121 x 0.20	=	24.0 Ha
TOTAL			121.2 Ha
(Maíz Temporal)			42.4 Ha
TOTAL			163.6 Ha

CUADRO No. 13: REQUERIMIENTOS POTENCIALES DE RIEGO (ESTACION LA FRAGUA, ZACAPA)

MES	Evapotranspiración Potencial Mensual mm.	Precipitación Efectiva men- sual mm.	Requerimiento Potencial de riego mensual mm.	Requerimiento Potencial en metros ³
ENERO	90.1	0.6	89.5	895
FEBRERO	110.9	0.3	110.6	1,106
MARZO	113.1	1.4	111.7	1,117
ABRIL	126.2	2.6	123.7	1,237
MAYO	77.8	54.0	23.8	238
JUNIO	67.9	99.3		
JULIO	72.5	94.4		
AGOSTO	83.6	90.5		
SEPTIEMBRE	70.0	97.8		
OCTUBRE	71.6	33.0	38.6	386
NOVIEMBRE	94.1	10.6	83.5	835
DICIEMBRE	85.9	2.3	83.6	836
T O T A L			27.665 mm	6,650 m ³ /Ha.

CUADRO No. 14: PATRON DE CULTIVOS

CULTIVO	% DEL PATRON	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP
Tabaco	0.30												
Tomate	0.15												
Tomate	0.15												
Chile	0.10												
Cítricos	0.10												
Pastos	0.20												
Maíz	0.40												

CUADRO No. 15: COEFICIENTE DE CULTIVOS

Mes	Caña	Alfalfa	Pasto	Vid	Citricos	Frutales de hoja caduca	Frutales de hoja perenne
1	0.30	0.65	0.48	0.20	0.65	0.20	0.60
2	0.35	0.75	0.60	0.23	0.67	0.25	0.75
3	0.50	0.85	0.75	0.30	0.69	0.35	0.85
4	0.60	1.00	0.85	0.50	0.70	0.45	1.00
5	0.77	1.10	0.87	0.70	0.71	0.85	1.10
6	0.90	1.13	0.90	0.80	0.72	0.95	1.12
7	0.93	1.12	0.90	0.80	0.72	0.93	1.12
8	1.02	1.08	0.87	0.75	0.71	0.85	1.05
9	1.02	1.00	0.85	0.67	0.70	0.50	1.00
10	0.93	0.90	0.80	0.50	0.68	0.30	0.85
11	0.90	0.80	0.65	0.35	0.67	0.20	0.75
12	0.78	0.65	0.50	0.25	0.65	0.20	0.60

CONTINUACIÓN DE COEFICIENTE DE CULTIVOS

C U L T I V O S A N U A L E S																	
	Maíz	Trigo	Algodón	Sorgo	Cártamo	Soya	Arroz	Frijol	Ajonjolí	Garbanzo	Cebada	Jitomate	Linaza	Chile	Papa	Cacahuete	Cucurbitáceas
0	0.42	0.15	0.20	0.30	0.14	0.51	0.45	0.50	0.30	0.30	0.15	0.43	0.30	0.48	0.30	0.15	0.45
5	0.45	0.20	0.22	0.35	0.16	0.45	0.50	0.54	0.35	0.35	0.20	0.43	0.35	0.50	0.35	0.17	0.47
10	0.48	0.30	0.25	0.40	0.18	0.41	0.55	0.60	0.40	0.40	0.30	0.43	0.40	0.55	0.40	0.20	0.50
15	0.51	0.40	0.28	0.48	0.22	0.45	0.65	0.65	0.50	0.50	0.40	0.45	0.50	0.65	0.45	0.25	0.53
20	0.60	0.55	0.32	0.60	0.27	0.51	0.72	0.73	0.60	0.55	0.55	0.45	0.55	0.75	0.50	0.29	0.55
25	0.65	0.70	0.40	0.70	0.35	0.51	0.80	0.80	0.70	0.65	0.70	0.50	0.70	0.80	0.60	0.36	0.60
30	0.70	0.90	0.50	0.80	0.44	0.51	0.85	0.90	0.80	0.70	0.90	0.55	0.90	0.90	0.70	0.43	0.65
35	0.80	1.10	0.62	0.90	0.54	0.52	0.90	0.97	0.87	0.75	1.10	0.65	1.00	0.95	0.82	0.52	0.70
40	0.90	1.25	0.80	1.00	0.64	0.55	0.92	1.05	0.95	0.78	1.25	0.75	1.10	0.98	0.97	0.61	0.75
45	1.00	1.40	0.90	1.08	0.76	0.57	0.93	1.10	1.00	1.80	1.40	0.85	1.15	1.03	1.05	0.61	0.80
50	1.05	1.50	0.98	1.07	0.83	0.60	0.93	1.12	1.10	0.82	1.50	0.95	1.20	1.05	1.10	0.80	0.81
55	1.07	1.57	0.00	1.05	0.97	0.63	0.93	1.12	1.20	0.85	1.57	1.00	1.28	1.05	1.25	0.80	0.82
60	1.08	1.62	1.02	1.00	1.07	0.66	0.92	1.10	1.28	0.85	1.62	1.03	1.30	1.05	1.30	1.00	0.83
65	1.07	1.61	1.00	0.95	1.07	0.68	0.90	1.05	1.30	0.82	1.61	1.02	1.35	1.03	1.35	1.01	0.79
70	1.05	1.55	0.95	0.90	1.08	0.70	0.85	1.02	1.32	0.80	1.55	0.98	1.30	1.00	1.38	1.02	0.77
75	1.02	1.45	0.87	0.82	1.02	0.70	0.80	0.95	1.28	0.75	1.45	0.95	1.28	0.97	1.38	0.91	0.75
80	1.00	1.30	0.80	0.75	0.96	0.69	0.68	0.87	1.25	0.70	1.30	0.90	1.25	0.90	1.35	0.80	0.72
85	0.95	1.10	0.75	0.70	0.86	0.63	0.63	0.80	1.10	0.65	1.10	0.85	1.10	0.85	1.33	0.60	0.71
90	0.90	0.95	0.65	0.65	0.76	0.56	0.58	0.72	1.00	0.60	0.95	0.80	0.95	0.80	1.30	0.41	0.70
95	0.87	0.80	0.55	0.60	0.60	0.43	0.55	0.70	0.90	0.50	0.80	0.75	0.80	0.70	1.25	0.25	0.67
100	0.85	0.62	0.50	0.55	0.45	0.31	0.47	0.62	0.80	0.40	0.62	0.70	0.60	0.60	1.20	0.11	0.65

CUADRO No. 16: CONSUMO DE AGUA MENSUAL POR CULTIVO EN mm.

Etp (mm)		71.6	94.1	85.9	90.1	110.9	113.1	126.2	77.8	67.9	72.5	83.6	70.0
CULTIVO	% DE AREA	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP
Tabaco	0.30	71.2	114.4	116.2	117.3	135.9					35.0	39.3	49.4
Tomate	0.15	51.9	100.0	73.5									31.9
Tomate	0.15		44.2	64.2	98.7	97.7							
Chile	0.10		53.1	77.8	88.0	85.9							
Cítricos	0.10	56.7	73.3	64.9	68.2	86.4	90.7	102.7	64.2	56.9	60.7	69.2	57.0
Pastos	0.20	71.7	78.9	68.7	58.4	90.9	117.5	148.9	92.5	82.4	85.5	93.9	74.5
Maíz	0.40								32.3	48.5	65.5	65.0	

CUADRO No. 17: CONSUMO DE AGUA POR CULTIVO, DE ACUERDO AL PATRON PROPUESTO (M³)

Etp (mm)	71.6	94.1	85.9	90.1	110.9	113.1	126.2	77.8	67.9	72.5	83.6	70.0
CULTIVO	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP
Tabaco	213.6	343.2	348.6	348.9	407.7					105.0	117.9	8.2
Tomate	77.8	150.0	110.2									7.8
Tomate		66.3	96.3	148.1	146.6							
Chile		53.1	77.8	88.0	85.9							
Cítricos	56.7	73.3	64.9	68.2	86.4	86.4	90.7	102.7	64.2	56.9	60.7	57.0
Pastos	143.4	157.8	137.4	116.8	181.8	235.0	297.8	185.0	164.8	171.0	187.8	149.0
Maíz								129.6	194.0	262.0	260.0	
T O T A L	491.5	843.7	835.2	770.0	908.4	325.7	400.5	378.8	415.7	493.7	517.0	206.0
Total con 50% de eficiencia	* 323.	1687.4	1670.4	1540.0	1816.8	651.4	801.0	** 757.6	** 831.4	** 987.4	** 1034.0	** 420.0

Consumo total anual
Según Patrón propuesto: 8,490 M³/Ha.

* $491 - 330 \text{ (Precipitación efectiva)} = \frac{161.5}{0.5} = 323$

** No se necesita riego

De acuerdo al Cuadro No. 17 la dotación crítica es en el mes de febrero para 103 Ha sembradas, con un volumen de 1816.8 m³/Ha., de donde:

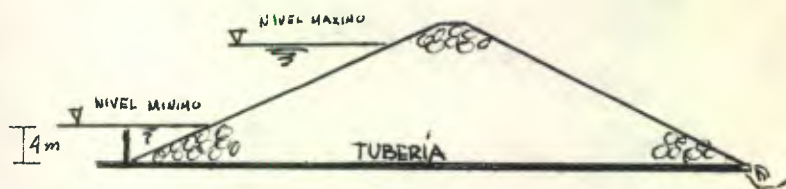
$$\text{Volumen total en el mes} = 1816.8 \frac{\text{m}^3}{\text{Ha}} \times 103 \text{Ha} = 187,130 \text{ m}^3$$

Alternativa de operación del sistema (Q en lps):

Horas \ Días	30	25	20	15
24	72	87	108	144
16	108	130	162	217
8	217	260	325 *	433

* De acuerdo al cuadro anterior se seleccionó como alternativa de operación del sistema la de 20 días al mes con 8 horas de operación diaria, con un caudal máximo de toma de 325 lps.

Para el diámetro de la tubería de toma se seleccionó el de 24" (0.61 m) y se procedió a calcular el caudal con una altura mínima de agua en la presa.



Aplicando Bernulli entre 1 y 2

$$Z_1 + \frac{P_1}{W} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{W} + \frac{V_2^2}{2g} + H_f + H_e \quad /15/$$

donde:

Z = altura

P = presión

W = peso específico del agua

V = velocidad

g = gravedad (9.8) m/seg.²)

Hf = pérdidas de carga por fricción

He = pérdidas de carga por entrada

Debido a que P_1 y V_1 tienden a ser cero y Z_2 y P_2 también, la ecuación queda así:

$$Z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + Hf + He$$

$$Hf = f \frac{L}{d} \frac{V^2}{2g} \quad y$$

$$He = 0.5 \frac{V^2}{2g}$$

donde:

f = factor que depende del material y estado de la tubería

L = largo de la tubería

d = Diámetro

sustituyendo valores:

$$4 = \frac{V^2}{2g} + 0.5 \frac{V^2}{2g}$$

$$4 = \frac{1.5 V^2}{2g}$$

$$V = \sqrt{\frac{19.6 \times 4}{1.5}}$$

$$V = 7.229 \text{ m/seg.}$$

En tabla III de la Hidráulica de Trueba $f = 0.013$

$$hf = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g}$$

$$hf = 0.013 \times \frac{85}{0.61} \times \frac{v^2}{2(9.8)}$$

$$hf = 1.811 \times \frac{v^2}{19.6}$$

Recalculando la velocidad en la tubería:

$$4 = \frac{1.811}{19.6} v^2 \quad v = \sqrt{\frac{19.6 \times 4}{1.811}}$$

$$v = 6.58 \text{ m/seg.}$$

de donde el gasto será:

$$Q = A \times v$$

$$Q = \frac{d^2 \times \pi}{4} \times v$$

$$Q = \frac{0.612 \times 3.14}{4} \times 6.58$$

$$Q = 1.92 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Por lo que se deduce que el diámetro de la tubería sí es suficiente para el caudal calculado, y que puede ser regulado por medio de válvulas de control en el sistema.

La instalación de obras de toma se presenta en la gráfica No. 6

6.11 Volúmen de Terracería.

Curva Masa:

La Curva Masa tiene por objeto anotar gráficamente el posible volúmen de terracerías que tendrá el bordo del proyecto.

Para construirla se recurre al dibujo de secciones transversales

y se determinan las áreas de cada uno con Planímetro: se obtienen los volúmenes respectivos y la suma de ellos será el volumen total de terracerías de la obra.. (Ver cuadro No. 18).

Después de encontrados los volúmenes se llevan a una gráfica colocando en el eje de las ordenadas, los volúmenes en metros cúbicos; y en el eje de las abscisas las distancias entre los ejes. Gráfica No.3.

6.12 Infraestructura del sistema de riego.

Para estimar la infraestructura necesaria del sistema de riego, para conducir y distribuir el agua embalsada, se delimitó el área factible de ser irrigada, de acuerdo a la topografía. Esta delimitación es preliminar y se efectuó con el auxilio de la Cartografía existente del lugar, Escala 1:50000. Tal como se muestra en el Plano No. 1, encontrándose una disponibilidad de 310 Has., divididas en dos zonas:

Zona I 56 Has.

Zona II 254 Has.

La red de distribución se diseñó en forma preliminar para poder cuantificar aproximadamente los costos de la infraestructura de riego necesaria, (Canales de conducción, distribución y obras de corte). Esta red consiste en 2.8 Km. de canal de conducción para un caudal máximo de 325 lps y 2.1 Kms. de canales secundarios de 100 lps, un sifón para conectar la Zona II de riego al sistema y 4 cajas de distribución.

CUADRO No. 18: VOLUMENES DE TERRACERIA

Est.	AI	AI + A ₂	D	1/2 D	Volumen Parcial	Volumen Acumulado
O - A	148	148	14	7	1036	1036
A - B	232	380	8	3	1140	2176
B - C	373	605	18.1	9.05	5475.25	7651.25
C - D	337	710	20.0	10.0	7100	14751.25
D - E	362	699	21.0	10.5	7339	22090.25
E - F	524	886	18.7	9.35	8284.10	30374.35
F - G	887	1411	27.3	13.65	19260.15	49634.5
G - H	478	1365	19.7	9.85	13445.25	63079.75
H - I	309	787	25.0	12.5	9837.50	72917.25
I - J	474	783	14.1	7.05	5520.15	78437.4
J - K	96	570	39.6	19.8	11286	89723.4
K - L	0	96	29.0	14.5	1392	91115.4

7.- COSTOS

Debido a que el objeto del presente trabajo es un estudio preliminar sin mayor detalle, los costos serán aproximados estando sujetos a las variaciones lógicas que implican estudios más profundos.

7.1 COSTOS APROXIMADOS DEL EMBALSE HUIITE

<u>Cortina</u>	<u>No. de Unidades</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Costo Parcial</u>
Piedra acomodada a mano	18223.1 m ³	5.00	91115.
Piedra colocada al volteo	72892.3 m ³	4.00	291569.
Membrana impermeable concreto clase 2,000 (TipoC)	1189.4 m ³	90.00	107046.
Dentellón concreto clase 2,000 (Tipo C)	100 m ³	90.00	9000
Despalme	11547.4 m ³	3.25	37529
<u>Vertedor en demasías</u>			
Concreto clase 3,000 (Tipo A)	50 m ³	160.00	8000
Concreto clase 2,000 (TipoC)	174 m ³	90.00	<u>15660</u>
<u>Obras de toma</u>			
Concreto 3,000 (TipoA)	46 m ³	160.00	7360
Concreto 2,000 (TipoC)	35 m ³	90.00	3150
Tubería 24" metal corrugado	90 m ³	100.00	<u>9000</u>
TOTAL			<u>579,429</u>

7.2

COSTOS APROXIMADOS DE INFRAESTRUCTURA DE RIEGO

<u>CANALES</u>	<u>No. de Unidades</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Costo Parcial</u>
Primarios	2.8 Km.	14,000	35,000
Secundarios	2.1 Km.	5,000	10,500
<u>Obras de Arte</u>			
Sifón	1	1,600	1,600
Caja de distribución	4	100	<u>400</u>
TOTAL			47,500

COSTO TOTAL

- Sistema de embalse	Q. 579,429.00
- Sistema de riego	<u>Q. 47,500.00</u>
	Q. 626,929.00
10% Imprevistos	<u>Q. 62,693.00</u>
	Q. 689.622.00

8.- CONCLUSIONES.

De acuerdo al estudio realizado se estableció lo siguiente:

- 1.- Como única alternativa para promover el desarrollo económico y social del Municipio de Huité, la constituye el aprovechamiento de sus recursos hídricos en la producción agrícola.
- 2.- Existen en el área del municipio alrededor de 310 hectáreas factibles de ser irrigadas, utilizando las aguas del Río Huité, cuyo régimen hidrológico presenta las características de altos volúmenes de escurrimiento en la época de lluvia, en contraposición a la época seca o de estiaje, donde son muy bajos y no permiten su utilización.
- 3.- Esta situación plantea como mejor alternativa la regulación del caudal del río a través de un embalse.
- 4.- En base a lo anterior el estudio se concretó a establecer la posibilidad, en forma preliminar, de construir un embalse con fines de riego.
- 5.- El diseño desarrollado en el presente trabajo analiza la posibilidad de un embalse con las siguientes características:
 - a.- Area de contribución de la cuenca 23 Km².
 - b.- Avenida Máxima (de diseño) 187 m /seg.
 - c.- Tipo de Cortina: De enrocamiento
 - d.- Altura máxima 23.0 mts.
 - e.- Volúmen de almacenamiento 1,184,211 m³
 - f.- Volúmen útil de almacenamiento 1,028,961 m³
 - g.- Area de embalse 10.5 Has.
 - h.- Caudal máximo de obra de toma 325 lps

- 6.- El patrón y calendario de cultivos planteado para la utilización del agua embalsamada se elaboró de acuerdo a los cultivos pre-
valecientes en la región, los cuales son: tabaco, chile, tomate,
cítricos, maíz y pastos.
- 7.- De acuerdo al patrón y calendario de cultivos y al volumen útil
es factible de regar 121 hectáreas.
- 8.- Los costos estimados para el sistema ascienden a Q. 689,622.00,
incluyendo las obras necesarias para el embalse y sistema de -
riego.
- 9.- Los costos por hectárea beneficiada con riego son estimados en
Q. 5,700.00, los cuales se consideran elevados.
- 10.- Como conclusión general se estableció preliminarmente que desde
un punto de vista técnico es posible realizar la obra.
- 11.- En cuanto a la metodología para realizar estudios preliminares
en donde los registros hídricos son deficientes o no existen, el
presente trabajo en su contenido plantea criterios para la se--
lección de métodos a emplear en cada uno de los pasos seguidos.

9.- RECOMENDACIONES.

- 1.- Desde el punto de vista técnico, y de acuerdo con el nivel del estudio realizado en el presente trabajo, para efectuar el estudio de nivel de prefactibilidad y factibilidad, se recomienda poner énfasis en los siguientes aspectos:
 - a.- Levantamiento topográfico detallado del área posible de embalse.
 - b.- Estudios geohidrológicos más profundos.
 - c.- Localización y cuantificación de bancos de materiales.
 - d.- Caracterización y delimitación de los suelos del área factible de riego.
- 2.- Investigar y diseñar otras posibilidades de tipo de cortina del embalse que permita la disminución de costos de la obra.
- 3.- Desde el punto de vista económico efectuar estudios de los beneficios económicos y sociales del posible proyecto, que establezcan su rentabilidad, para determinar si es una obra factible de financiamiento bancario o bien de carácter social.

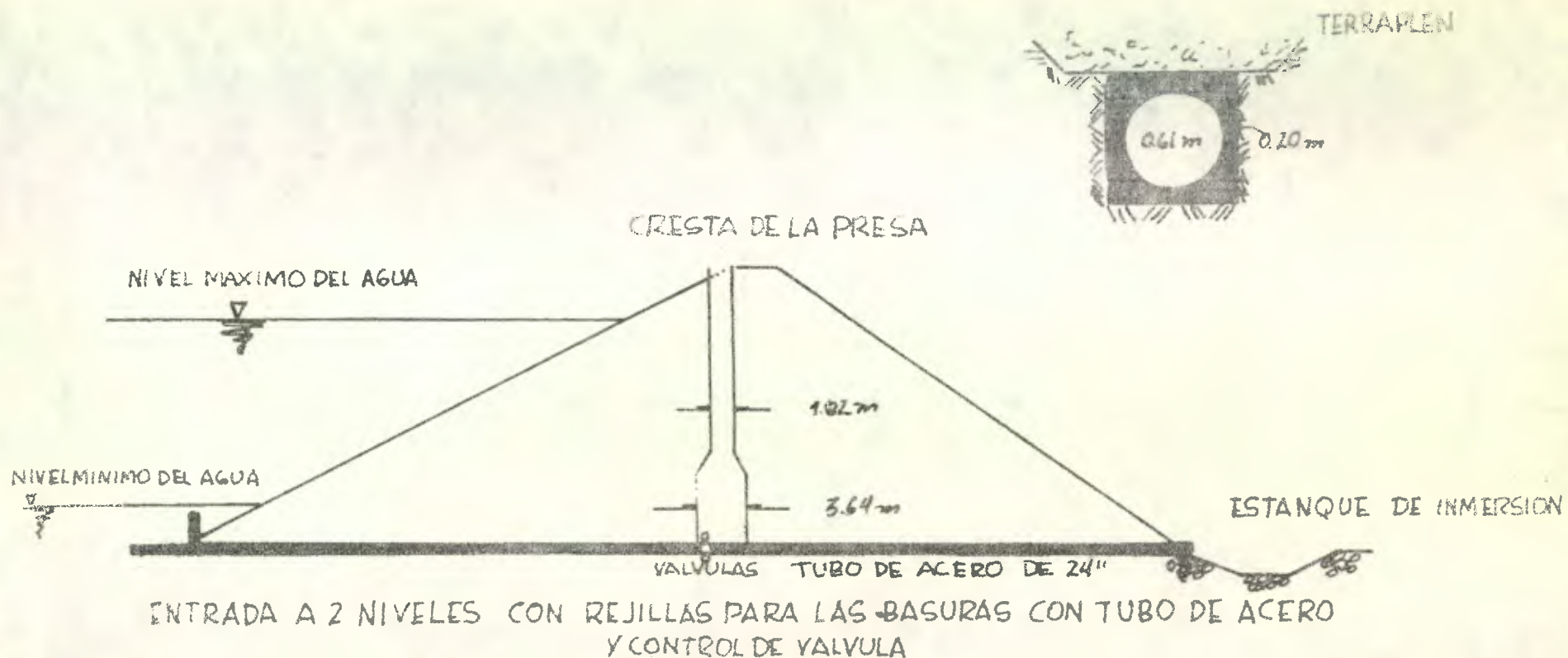
10.-

BIBLIOGRAFIA

- 1.- ANDRINO GUZMAN, R. Cálculo de la presa de almacenamiento sobre el Río Lajas. Guatemala, Universidad de San Carlos, Facultad de Ingeniería, 1963. 70p (Tesis Ing. Civil).
- 2.- CLASSON TOJO, J. A. Recomendaciones preliminares necesarias para la construcción de una presa de embalse. Guatemala, - Universidad de San Carlos, Facultad de Ingeniería, 1970. 130p (Tesis Ing. Civil).
- 3.- GONZALEZ HERNANDEZ, O. A. Estimación de requerimientos de riego en Guatemala. Chapingo, México, Colegio Nacional de Post-Graduados, Escuela Nacional de Agricultura, 1974. 101p (Tesis de Maestría en Riegos y Drenajes).
- 4.- GONZALEZ H., O. y GONZALEZ G., F. Índice para clasificación y jerarquización de usuarios en zonas bajo riego. Chapingo, México, Colegio Nacional de Post-Graduados, Escuela Nacional de Agricultura, 1973. 50p.
- 5.- GUATEMALA, MINISTERIO DE ECONOMIA. Dirección General de Estadística. II Censo Agropecuario 1964. Tomo II.
- 6.- GUATEMALA, MINISTERIO DE COMUNICACIONES Y OBRAS PUBLICAS. - Atlas Geográfico Nacional, I.G.N., 1972.
- 7.- REMENIERAS, G. Tratado de Hidrología Aplicada, 2a. Edición - Barcelona, Editores Técnicos Asociados, S. A., 1974. 500p.
- 8.- SIMMONS, C. S. TARANO, J. M. y PINTO, J. M. Clasificación de reconocimiento de los suelos de la República de Guatemala. Guatemala, Ministerio de Educación Pública, Editorial - "José de Pineda Ibarra" y Ministerio de Agricultura, IAN-SCI - DA, 1959. 1000p.

- 9.- TRUEBA CORONEL, S. Hidráulica. México, Editora de Libros
Técnicos Avance, 1947. 428p.
- 10.- TRABA MANZANILLA, J. Proyecto y construcción de un borde de
tierra. Chapingo, México, Colegio Nacional de Post-
Graduados, Escuela Nacional de Agricultura, 1961. 150p.
- 11.- U. S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR. Diseño de presas pequeñas,
3a. Edición Trad. por José Lepe. México, Compañía Edi-
torial Continental, S. A., 1972. - 639p.

PALMIRA R. de QUAN
BIBLIOTECARIA



6

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE AGRONOMIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA AGRICOLA

INSTALACION DE OBRAS DE TOMA
EMBALSE HUITE

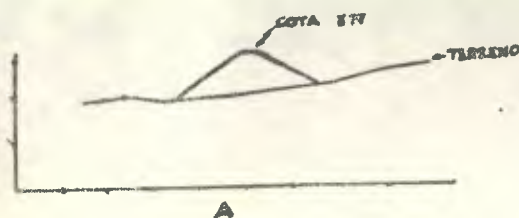
ESC. 1:500

FECHA AG/77

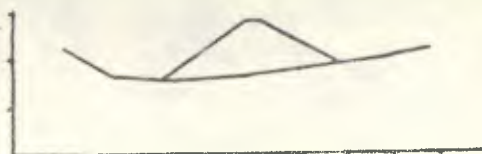
DISEÑO Y CALCULO: CESAR CISNEROS

REVISO

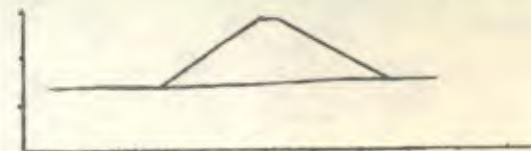
ING. AGR. M.C. OSCAR GONCALVES



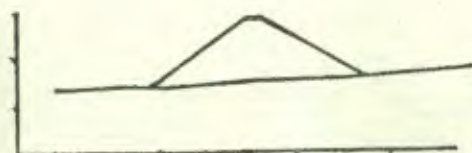
A



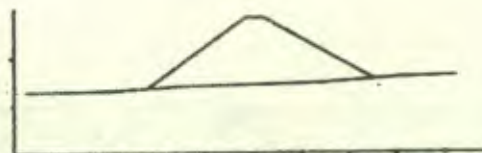
B



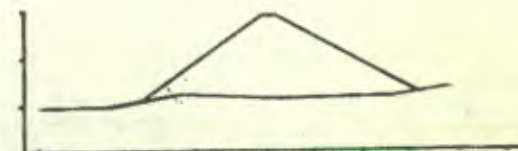
C



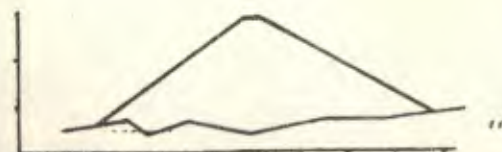
D



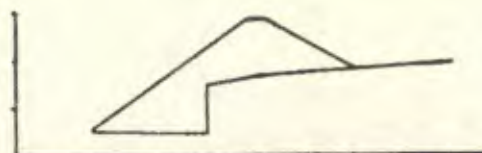
E



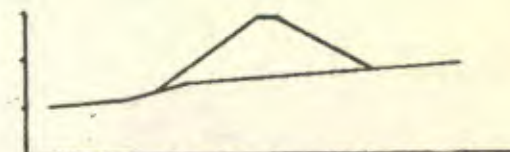
F



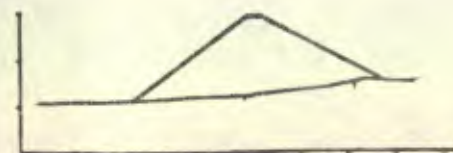
G



H



I



J



K

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE AGRONOMIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA AGRICOLA

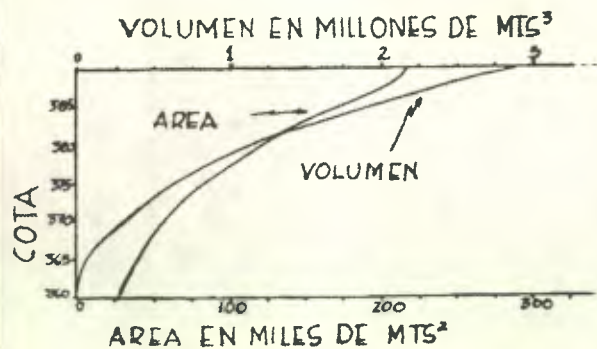
SECCIONES TRANSVERSALES DE CORTINA
EMBALSE LUITE

ESCALA 1:1000	DISEÑO Y CALCULO	CEGAR CERREROS
FECHA 12/77	REVISO	ING. AGR. NICOLAS CONTRERAS



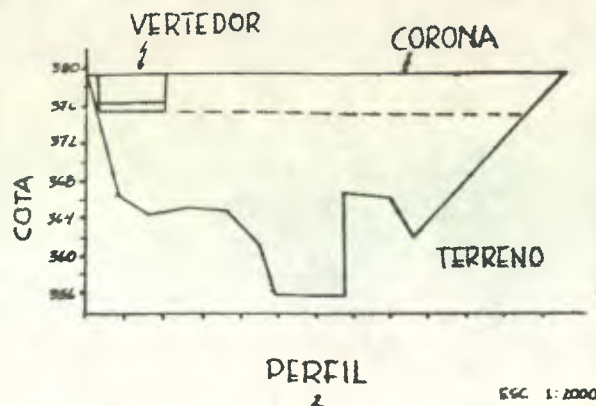
PLANO DEL VASO
7

ESC: 1:62,500



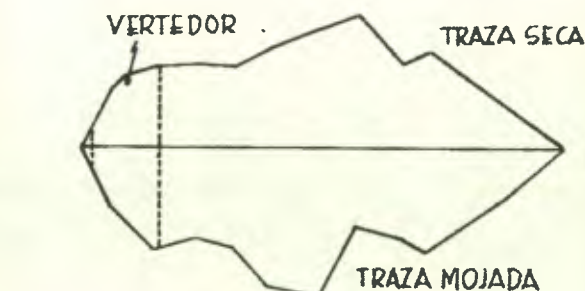
GRAFICA AREAS-CAPACIDADES

1



PERFIL
2

ESC: 1:2000



PLANTA DE CONSTRUCCION

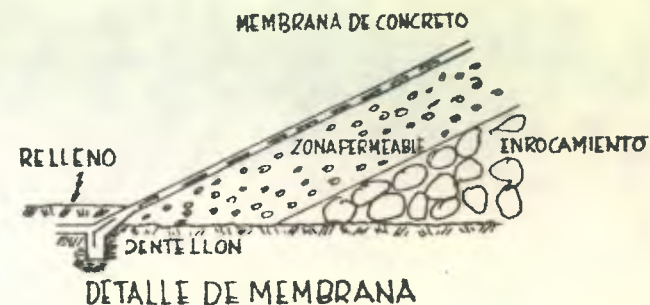
1

ESC: 1:2000

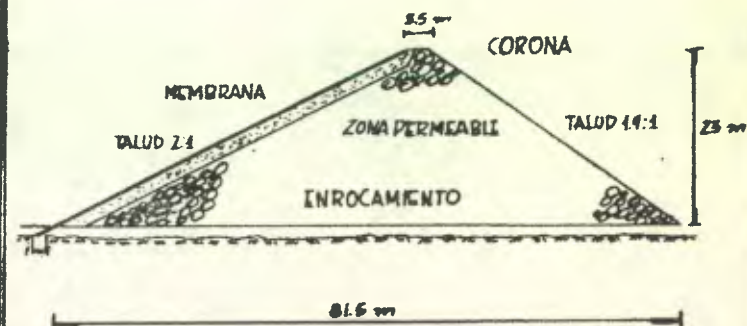


CURVA MASA

3



DETALLE DE MEMBRANA



SECCION MAXIMA

8

ESC: 1:600

DATOS GENERALES	
SUPERFICIE DE LA CUENCA	23 km ²
AVENIDA MAXIMA PROBABLE	187 m ³ /SEG
ALMACENAMIENTO	1,189,211 m ³
GASTO MAXIMO DE EXTRACCION	826 LPS
AREA BENEFICIADA	121 H.A

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE AGRONOMIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA AGRICOLA

PLANO GENERAL
EMBALSE HUIITE

ESC DETALLADAS

DISEÑO Y CALCULO: CESAR CIGNEROS

FECHA: AG/77

REVISO:

ING AGR MC OSCAR GONZALEZ

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE AGRONOMIA

Ciudad Universitaria, Zona 12.

Apartado Postal No. 1945

GUATEMALA, CENTRO AMERICA

Referencia

Almuerzo

IMPRTMASE:

Ing. Agr. Rodolfo Estrada Gonzalez
DECANO EN FUNCIONES

